

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



**DISEÑO ESTRUCTURAL PARA MERCADO MUNICIPAL,
MUNICIPIO DE LA BLANCA, DEPARTAMENTO DE SAN
MARCOS.**

LEANDRO DANIEL CORRADO

SAN MARCOS, ABRIL DE 2024.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO ESTRUCTURAL PARA MERCADO MUNICIPAL,
MUNICIPALIDAD DE LA BLANCA, DEPARTAMENTO DE SAN
MARCOS.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR:

LEANDRO DANIEL CORRADO

ASESOR: ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

REVISOR: ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

SAN MARCOS, ABRIL DE 2024

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

MIEMBROS DEL CONSEJO DIRECTIVO

MSC. 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
COORDINADORA, CARRERA MÉDICO Y CIRUJANO	DR. BYRON GEOANY GARCÍA OROZCO
COORDINADOR, CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL	ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL
COORDINADOR, CARRERA PEDAGOGÍA EXTENSIÓN DE SAN MARCOS	MSC. NELSON DE JESÚS BAUTISTA LÓPEZ

CORRDONADORA, EXTENSIÓN PLAN DIN DE SEMANA MALACATAN	LICDA. JULIA MARITZA GÁNDARA GONZÁLES
COORDINADORA, EXTENSIÓN PLAN FIN DE SEMANA, TEJUTLA	LICDA. MIRNA LISBET DE LEÓN RODRÍGUEZ
COORDINADORA, EXTENSIÓN TACANÁ	LIC. MARVIN EVELIO NAVARRO BAUTISTA
COORDINADOR, INSTITUTO DE INVESTIGACIONES –IDICUSAM-	DR. ROBERT ENRIQUE OROZCO SÁNCHEZ
COORDINADOR EXTENSIÓN	LIC. MARIO RENÉ REQUENA
COORDINADOR DE CARRERA CONTAADURÍA PÚBLICA Y AUDITORIA	LIC. CARLOS EDELMAR VÁSQUEZ GONZÁLES
COORDINADOR, CARRERA PROFESORADO EN EDUCACIÓN PRIMARIA BILINGÜE INTERCULTURAL	MSC. DANILO ALBERTO FUENTES BRAVO
COORDINADOR, CARRERA CIENCIAS POLÍTICAS, RELACIONES INTERNACIONALES 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

**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. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL
REVISOR**

San Marcos, 25 de enero de 2024

A: Unidad de EPS

Carrera de Ingeniería Civil

Apreciables Integrantes de la Comisión de EPS

Por este medio atentamente le informo que, como Asesor de la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado EPS, del estudiante Universitario **Leandro Daniel Corrado**, Registro Académico **201880020** y PASAPORTE **AAE 935286** de la Carrera de Ingeniería Civil, le brinde asesoría en la realización del informe final, cuyo título es; **DISEÑO ESTRUCTURAL PARA MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE LA BLANCA, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

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

Atentamente:


Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros
Colegiado Activo 10,212
Asesor

Luis Carlos Rodríguez C.
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 10212

San Marcos, San Marcos 15 de marzo 2,024


Ingeniero Luis Carlos Rodríguez Cameros
Coordinador de Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado -EPS-
Carrera de Ingeniería Civil
Centro Universitario de San Marcos

Estimado Ingeniero Luis Carlos Rodríguez Cameros:

Por este medio le informo que, como Revisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado EPS, del estudiante universitario: Leandro Daniel Corrado, con Registro Académico No. 201880020 y PASAPORTE: AAE935286 de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: "DISEÑO ESTRUCTURAL PARA MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE LA BLANCA, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS".

Por tal motivo, **LO DOY POR APROBADO**, solicitando darle el trámite respectivo. Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente:

f) 
Oscar Ernesto Chávez Angel
INGENIERO CIVIL
COL. 5,771
Ing. Oscar Ernesto Chávez Angel
Colegiado Activo No. 5,771
Revisor

Quetzaltenango, 29 de julio 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-

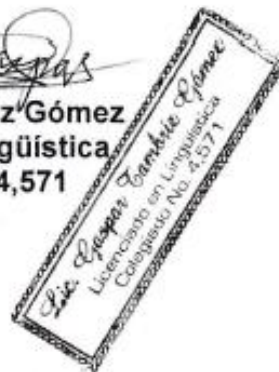
Respetable Ingeniero:

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 LEANDRO DANIEL CORRADO, con Registro Académico 201880020, cuyo trabajo se titula: "DISEÑO ESTRUCTURAL PARA MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE LA BLANCA, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"

Después de revisarlo detenidamente y señaladas las recomendaciones que corresponden 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 Tambriz Gómez
Licenciado en Lingüística
Colegiado No. 4,571



c.c/arch

San Marcos, San Marcos

05 de agosto 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 envió el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), titulado: **"DISEÑO ESTRUCTURAL PARA MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE LA BLANCA, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS."**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Leandro Daniel Corrado**, con PASAPORTE: **AAE935286** y registro académico **201880020**, quien fue debidamente asesorado por el Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros y asimismo contando con la revisión del Ing. Oscar Ernesto Chávez Ángel.

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 04-2024.

05 de agosto 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 4.1 del acta no. 006-2024 de sesión ordinaria del Departamento del Ejercicio Profesional Supervisado realizada de manera presencial el 02 de agosto de 2,024 que dice:

Se tuvo a la vista la solicitud presentada el día 31 de julio del año 2,024, por el estudiante: **Leandro Daniel Corrado**, carné **201880020** la cual dice:

Yo, **Leandro Daniel Corrado**, con número de carné **201880020**, con cierre de pénsum de la Licenciatura de la Carrera de Ingeniería Civil, me permito solicitar, **DICTAMEN FINAL**, del tema: **"DISEÑO ESTRUCTURAL PARA MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE LA BLANCA, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"**, habiendo cumplido con lo establecido por el asesor Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros; así mismo por el Revisor Ing. Oscar Ernesto Chávez Ángel; Lingüista, Lic. Gaspar Tambriz Gómez; Coordinador de la Unidad de EPS Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros para el efecto adjunto el informe correspondiente y los dictámenes emitidos por los profesionales 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 ESTRUCTURAL PARA MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE LA BLANCA, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"**, presentado por el estudiante: **Leandro Daniel Corrado** carné **201880020**, 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.

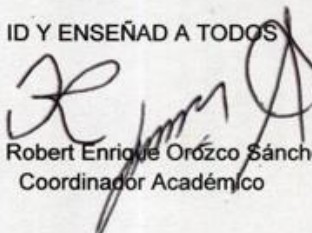
ESTUDIANTE: LEANDRO DANIEL CORRADO
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL.
CUSAM, Edificio.

Atentamente transcribo a usted el Punto **QUINTO: ASUNTOS ACADÉMICOS, inciso a) subinciso a.11) del Acta No. 013-2024**, de sesión ordinaria celebrada por la Coordinación Académica, el 07 de agosto de 2024, que dice:

“QUINTO: ASUNTOS ACADÉMICOS: a) ORDENES DE IMPRESIÓN. CARRERA: INGENIERÍA CIVIL. a.11) La Coordinación Académica conoció Providencia No. IC-CUSAM-20-2024, de fecha 5 agosto de 2024, suscrita por el Ing. Oscar Ernesto Chávez Ángel, Coordinador Carrera Ingeniería Civil, a la que adjunta solicitud del estudiante: LEANDRO DANIEL CORRADO, Carné No. 201880020, en el sentido se le **AUTORIZA IMPRESIÓN DE LA TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL PARA MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE LA BLANCA, 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 DE LA TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL PARA MERCADO MUNICIPAL, MUNICIPIO DE LA BLANCA, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, al estudiante: LEANDRO DANIEL CORRADO, Carné No. 201880020, previo a conferírsele el Título de INGENIERO CIVIL.”

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


PhD. Robert Enrique Orozco Sánchez
Coordinador Académico



c.c. Archivo
RE65/rjle

DEDICATORIA

- A Dios Por darme la sabiduría para alcanzar este sueño, por las incontables bendiciones que durante toda la carrera me proporcionó, por darme sabiduría para tomar decisiones y por su amor en todo el proceso.
- A mi Madre Por siempre estar presente, por acompañarme en todo el proceso, por despertarme en la mañana con un rico desayuno y por todo tu amor.
- A mi Padre Gracias por ser mi motor, por ser mi ejemplo a seguir, por enseñarme valores para manejarme en la vida, por darme la oportunidad de concretar este sueño, por ser el que en cada momento creyó y estuvo en la disposición de ayudarme y por todo tu amor.
- A mi hermano Por acompañarme en el proceso, por preocuparte de cómo iba, por tu amor y cariño.
- A la Iglesia Misión Vida Porque cada uno de ellos han sido fundamental en el proceso, en sus oraciones, en los consejos, en el cariño, en el estar atentos, sabiendo que en esta tierra son mi familia.
- A mi Familia Por siempre estar pendiente en el proceso, por el amor y cariño de mi abuela, primos y tíos.
- A mis amigos Gracias por los momentos que compartimos, por todos los desafíos que superamos, por los días de alegrías y tristezas, ha sido un placer tenerlos a mi lado.

AGRADECIMIENTO

A Universidad de San Carlos
de Guatemala, Centro
Universitario de San Marcos -
CUSAM-

Gloriosa y Tricentenaria, por ser un
centro de enseñanza profesional y por
haberme albergado estos años en ésta
prestigiosa casa de estudios.

A la Carrera de Ingeniería
Civil

Por la actualización de conocimientos
y el esfuerzo de formar profesionales
íntegros.

A mis Docentes

Por compartir sus conocimientos y ser
un ejemplo en lo profesional, por
siempre estar a disposición para
guiarme en los retos académicos.

A la Municipalidad de La
Blanca.
Lic. Wilson
Alcaldesa Edilma Navarajo

Por abrirme las puertas en la
municipalidad para realizar mi ejercicio
profesional supervisado en la oficina
de la Dirección Municipal de
Planificación, y por brindarme todo lo
necesario para concretar esta meta.

A Ing. Luis Carlos Rodríguez
Camerós

Por ser mi Asesor, por el apoyo y la
orientación que me brindo en mi EPS y
sus enseñanzas a lo largo de la
carrera. Gracias por su paciencia.

A Ing. Oscar Ernesto Chávez
Ángel

Por ser mi Revisor y facilitar los
procesos, respetando los criterios
establecidos y enriqueciendo la
educación en general.

RESUMEN

El siguiente proyecto detalla el diseño de una edificación denominada “Diseño estructural para mercado municipal, municipalidad de La Blanca, departamento de San Marcos”. El espacio diseñado cumple un rol fundamental dentro de la sociedad, ya que éstos son utilizados para comercializar; la implementación del mismo permite que el municipio experimente un desarrollo tanto estructural como económico.

El capítulo 1, detalla la monografía del municipio, espacio territorial, población y detalles con respecto a las principales fuentes laborales con la que se cuenta.

El capítulo 2, menciona una reseña histórica sobre los mercados en Guatemala y el método a utilizar para el diseño estructural, siendo éste marcos estructurales, los cuales están comprendidos por vigas, columnas y cimentación.

El capítulo 3, especifica el procedimiento estructural, el cual comienza con un análisis de cargas aplicadas sobre la losa, el diseño de la viga principal y secundaria, el diseño de la columna y el diseño de la cimentación por medio de pilotes y cabezales. Para el diseño se utiliza un programa computarizado conocido como ETABS, que, al modelarlo, brinda los valores necesarios para el desarrollo de los elementos estructurales.

El capítulo 4, muestra un breve análisis de mercado, implementando el método de encuesta, tanto para la población como para los propios vendedores del actual mercado; esta actividad se implementa para tener conocimiento de lo que, tanto los vendedores como los consumidores, piensan al respecto de llevar a cabo esta edificación.

El capítulo 5, menciona las medidas de mitigación, especifica el imparto durante el tiempo de ejecución, medidas para la fase de construcción y medidas durante la fase de operación; éstos permiten que, el impacto negativo que se puede generar sobre el ambiente, sean reducidos.

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS.....	I
ÍNDICE DE TABLAS.....	V
GLOSARIO.....	VII
LISTADO DE SÍMBOLOS.....	XI
INTRODUCCIÓN.....	XIII
JUSTIFICACIÓN	XIV
OBJETIVOS	XV
1. ASPECTOS MONOGRÁFICOS.....	1
1.1. Ubicación y Localización.....	1
1.2. Extensión Territorial	1
1.3. Población	1
1.4. Clima.....	1
1.5. Servicio Público Existente	2
1.6. Actividad Económica.....	3
1.6.1. Condiciones para el Turismo.....	3
1.6.2. Producción de plátano para exportación	3
1.6.3. Condiciones para el Comercio Formal	3
2. MARCO TEÓRICO	5
2.1. Mercados	5
2.1.1. Reseña Histórica.....	5
2.1.2. Mercados en Guatemala	6
2.1.3. Clasificación de los Mercados según su espacio físico	6
2.2. Tipo de Infraestructura a utilizar.....	7
2.2.1. Marcos Estructurales.....	7
2.3. Elementos Estructurales	8
2.3.1. Losa.....	8
2.3.2. Vigas	8
2.3.3. Columna	8

2.3.4.	Cimiento.....	8
2.4.	Normativo técnico.....	8
2.4.1.	ACI 318-19.....	8
2.4.2.	Normas NTG.....	9
2.4.3.	Normas ASTM	9
2.4.4.	Normas NRD	9
3.	ANÁLISIS Y DISEÑO	11
3.1.	Levantamiento Topográfico	11
3.1.1.	Planimetría.....	11
3.1.2.	Altimetría.....	12
3.2.	Ensayos en campo y laboratorio	14
3.2.1.	Características del Suelo	14
3.2.2.	Recomendaciones Para la Cimentación	16
3.3.	Peso de la edificación.....	18
3.4.	Cálculo de Cortante Basal Estático a Cedencia	20
3.5.	Espectro de Respuesta Sísmica.....	21
3.6.	Análisis estructural	30
3.6.1.	Diseño en ETABS.....	30
3.6.2.	Método de Kani Para Marcos Estructurales.....	52
3.7.	Diseño de la Estructura	66
3.7.1.	Predimensionamiento de la Estructura	66
3.7.1.1.	Losa.....	66
3.7.1.2.	Vigas.....	66
3.7.1.3.	Columnas	67
3.7.2.	Cargas de Diseño	70
3.7.2.1.	Carga Muerta.....	70
3.7.2.2.	Sobrecarga	71
3.7.2.3.	Carga Viva.....	72
3.7.3.	Diseño de Losas	73
3.7.3.1.	Cálculo de Momentos para las Losas 22 y 23	77

3.7.3.2.	Cálculo de Momentos para Losa 15.....	78
3.7.3.3.	Cálculo de Momentos para Losa 18.....	79
3.7.3.4.	Cálculo de Área de Acero.....	81
3.7.3.5.	Espaciamiento de Refuerzo	83
3.7.4.	Diseño de Vigas	84
3.7.4.1.	Diseño de Viga Principal	84
3.7.4.2.	Diseño de Viga Secundaria	95
3.7.5.	Diseño de Columnas	104
3.7.5.1.	Refuerzo Longitudinal	108
3.7.5.2.	Refuerzo Transversal	111
3.7.6.	Diseño de Cimentación	114
3.7.6.1.	Resistencia de Pilote por Fricción	115
3.7.6.2.	Capacidad de Carga de Punta	120
3.7.6.3.	Refuerzo Longitudinal y Transversal del Pilote.	122
3.7.6.4.	Diseño de Cabezal para Columna Concéntrica.	124
3.7.6.5.	Diseño de Cabezal con Columna Excéntrica. ...	139
4.	ANÁLISIS DE MERCADO.....	156
5.	MEDIDAS DE MITIGACIÓN	167
5.1.	Impactos negativos durante la fase de construcción.....	167
5.2.	Medidas de mitigación en la fase de construcción	167
5.3.	Impactos negativos durante la fase de operación	168
5.4.	Medidas de mitigación durante la fase de operación	169
	CONCLUSIONES	170
	RECOMENDACIONES.....	171
	BIBLIOGRAFÍA.....	172
	ANEXOS.....	173

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Marcos rígidos	7
Figura 2. Plano topográfico del terreno.....	12
Figura 3. Curvas de nivel del terreno.....	13
Figura 4. Sondeo para estudio de suelo SPT	14
Figura 5. Mapa de zonificación sísmica de Guatemala.....	23
Figura 6. Espectro sísmico, norma NSE 2 actualización 2020, AGIES.....	28
Figura 7. Espectro sísmico aplicando factor R.....	29
Figura 8. Grilla para modelado en ETABS.....	31
Figura 9. Modelo 3D de la edificación.....	31
Figura 10. Definición de materiales.....	32
Figura 11. Configuración de la resistencia a compresión del concreto	33
Figura 12. Valor de la resistencia a compresión	33
Figura 13. Propiedades de la resistencia a la fluencia del acero	34
Figura 14. Sección de columna.....	35
Figura 15. Configuración de momento de inercia en columnas	36
Figura 16. Propiedades de la columna	36
Figura 17. Sección de viga principal	37
Figura 18. Propiedades de la sección de viga	38
Figura 19. Configuración de momento de inercia en viga.....	38
Figura 20. Configuración de losa	39
Figura 21. Vista en planta de la base del edificio para empotramiento.....	40
Figura 22. Empotramiento perfecto.....	41
Figura 23. Definición de patrones de carga	42
Figura 24. Configuración de sismo para eje X	42
Figura 25. Configuración de sismo para eje Y	43
Figura 26. Configuración de cargas a utilizar en losas	44
Figura 27. Configuración de cargas uniformes en losas	44
Figura 28. Selección de todas las losas por nivel	45

Figura 29. Configuración de la masa sísmica	46
Figura 30. Configuración de combinación de cargas	48
Figura 31. Creación de diafragmas por nivel.....	49
Figura 32. Configuración rígida en diafragma	49
Figura 33. Vista del diagrama asignado en nivel.....	50
Figura 34. Asignación de diafragmas por nivel	50
Figura 35. Pórtico con momentos y factores de distribución	53
Figura 36. Área tributaria para el eje 4.....	54
Figura 37. Cargas distribuidas y cargas puntuales sobre eje 4.....	55
Figura 38. Cargas lineales en el eje 4.....	56
Figura 39. Momentos de extremo fijo con carga uniformemente distribuida	57
Figura 40. Momentos de sujeción, ejemplo.....	58
Figura 41. Ruta de interacción, método aproximado de Kani.....	61
Figura 42. Área tributaria para predimensionamiento de columna.....	67
Figura 43. Distribución de losa de para los tres niveles	74
Figura 44. Casos para método de coeficientes	75
Figura 45. Distribución de lados en losa para aplicación de coeficientes	77
Figura 46. Diagrama de momentos en losas 22 y 23.....	78
Figura 47. Diagrama de momentos en losas 15 y 18.....	80
Figura 48. Área de acero mínimo.....	81
Figura 49. Vista en planta, eje crítico para diseño de vigas	85
Figura 50. Monograma para estructuras no arriostradas	106
Figura 51. Área de acero en columnas, eje E	109
Figura 52. Diagrama de interacción de columnas	110
Figura 53. Acero longitudinal diseñado	110
Figura 54. Esquema de pilote de concreto.....	114
Figura 55. Estratos de suelo y su espesor	116
Figura 56. Vista de perfil del cabezal	126
Figura 57. Valor del ancho del cabezal	126
Figura 58. Vista en planta del cabezal	127

Figura. 59 Área tributaria de cortante en dos direcciones.....	130
Figura 60. Área de punzonamiento en pilotes	131
Figura 61. Diagrama de cortante en una dirección	132
Figura 62. Diseño a flexión lado A	134
Figura 63. Espacio máximo para longitud de desarrollo	138
Figura 64. Valor del ancho del cabezal.....	139
Figura 65. Vista de perfil del cabezal con pilotes.....	140
Figura 66. Área tributaria de cortante en dos direcciones.....	143
Figura 67. Área de punzonamiento en pilotes	143
Figura 68. Constante en una dirección paralelo a “B”	145
Figura 69. Cortante en una dirección paralelo a “A”	146
Figura 70. Diseño a flexión lado A	148
Figura 71. Diseño a flexión lado B	151
Figura 72. Espacio máximo para longitud de desarrollo	154
Figura 73. Planta de Cisterna	158
Figura 74. Perfil de Cisterna	158
Figura 75. Ejes de Cisterna	159
Figura 76. Muros de Cisterna.....	159
Figura 77. Construcción de mercado	162
Figura 78. Niveles de mercado	163
Figura 79. Derecho de llave	164
Figura 80. Niveles de mercado según población	166

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Libreta topográfica del terreno	11
Tabla 2. Peso de la edificación por nivel, debido a carga muerta	18
Tabla 3. Peso de la edificación por nivel, debido a carga viva.....	19
Tabla 4. Peso total de la edificación	19
Tabla 5. Cargas sísmicas por nivel	21
Tabla 6. Listado de amenazas sísmicas AGIES NSE 2.....	24
Tabla 7. Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.....	24
Tabla 8. Coeficiente de sitio.....	25
Tabla 9. Factor para período corto y largo de vibración.....	25
Tabla 10. Factor Kd de acuerdo con el nivel de sismo	27
Tabla 11. Configuración de cargas a utilizar en losas.....	43
Tabla 12. Combinaciones de carga	47
Tabla 13. Derivas últimas máximas tolerables.....	51
Tabla 14. Chequeo de derivas últimas máximas tolerables	52
Tabla 15. Momentos fijos para cargas muertas	57
Tabla 16. Factores de giro por nodo, para cargas muertas	60
Tabla 17. Momentos finales por carga muerta.....	61
Tabla 18. Comparación de momentos en columna.....	62
Tabla 19. Comparación de momentos en vigas.....	63
Tabla 20. Cálculo de envolvente en columnas	64
Tabla 21. Cálculo de envolvente para vigas	65
Tabla 22. Carga axial sobre columna crítica	69
Tabla 23. Carga muerta sobre losas, para todos los niveles	70
Tabla 24. Sobrecarga, primer nivel	71
Tabla 25. Sobrecarga para losa, segundo nivel.....	71
Tabla 26. Sobrecarga sobre losa, tercer nivel	72
Tabla 27. Carga viva para losa del primer y segundo nivel	72
Tabla 28. Carga viva para losa del tercer nivel	73

Tabla 29. Coeficientes para momentos	76
Tabla 30. Chequeo de balceo de momentos	81
Tabla 31. Características del suelo, por medio de estudio SPT	115
Tabla 32. Cálculo de esfuerzo para cada estrato	118
Tabla 33. Cálculo de fuerza puntual por fricción para cada estrato de suelo	119

GLOSARIO

A

Ángulo de fricción interna: Es parte de las propiedades del suelo, siendo el ángulo máximo para pendiente o ángulo de reposo, 16.

Área tributaria: Área de losa, influida por cargas, que actúan sobre la viga., 57.

C

Capacidad soporte: Es la capacidad que tiene el suelo de resistir las cargas y su unidad está definida por fuerza sobre unidad de área, 16.

Carga lineal: Es la carga que actúa de manera uniforme sobre un elemento estructural, 58.

Carga Muerta: Son cargas en la que se involucran el peso propio de la edificación y mobiliario, 49.

Carga puntual: Es la carga que se concentra sobre un área muy pequeña o sobre un punto en particular, 58.

Carga Sísmica: Son cargas horizontales que se producen sobre la edificación como consecuencia de un movimiento sísmico, 49.

Carga Viva: Son cargas en la que se involucran el uso y la ocupación de la edificación y son permanentes, 49.

Cargas gravitacionales: Son cargas que actúan sobre una estructura por la acción de la gravedad, 114.

Cohesión: Es la cualidad que tiene un suelo de mantener sus partículas unidas., 22.

E

Elementos finitos: Es uno de los métodos más utilizados en ingeniería para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales, 56.

Empotramiento perfecto: Es la restricción que tiene un elemento de moverse en todos los sentidos, 41.

Esfuerzo cortante: Es una fuerza que actúa tangencialmente en la estructura, se produce cuando se aplica una fuerza en sentido paralelo a la superficie de un material, 123.

F

Fluencia del acero: Es el fin de la zona elástica del material y el inicio de la zona plástica, 97.

M

Métodos aproximados: Son utilizados para llegar a soluciones que se acerquen a la realidad, 56.

Momento flector: Es un momento que actúa sobre una sección respecto del eje de la sección perpendicular al plano. En otras palabras, al aplicarle una carga a un elemento estructural, perpendicular al eje neutro, tiende a flexionarse, a esa deformación se le llama momento flector, 140.

N

Nodo: Es la unión existente entre los distintos elementos estructurales, 61.

P

Peso volumétrico: Es la relación del peso del suelo y el volumen que ocupa, 15.

R

Resistencia al corte: Es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla por esfuerzos, 22.

S

Sobrecarga: Son cargas que no aplican como carga muerta o carga viva, por ejemplo; repello, instalaciones eléctricas o sanitarias, instalaciones de piso, etc., 42.

Solicitaciones: Cargas que influyen en la estructural, como lo son las cargas vivas y las cargas muertas, 57.

T

Tracción: Esfuerzo interno al que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, 35.

LISTADO DE SÍMBOLOS

A_g	área gruesa
$A_{s_{\text{corrido}}}$	área de acero corrido
$A_{s_{\text{diseño}}}$	área de acero de diseño
$A_{s_{\text{mín}}}$	área de acero mínimo
$A_{s_{\text{tensión}}}$	área de acero a tensión
A_{st}	área total de refuerzo longitudinal
$A_{s_{\text{propuesto}}}$	área de acero propuesto
A_t	área tributaria
A_v	área de la varilla
C_a	coeficiente a
C_b	coeficiente b
CM	carga muerta
C_u	carga última
CV	carga viva
C_v	factor de distribución de cargas
C_s	coeficiente sísmico
d	peralte efectivo
d_b	diámetro de varilla

f_c	resistencia a la compresión del concreto
f_y	resistencia a la fluencia del acero
f_{yt}	fluencia del acero del refuerzo transversal
F_x	cortante de cedencia en cada nivel
hv-1	altura viga uno
hv-2	altura viga dos
$M_a(+)$	momento positivo en a
$M_b(+)$	momento positivo en b
$M_a(-)$	momento negativo en a
$M_b(-)$	momento negativo en b
MAS_{min}	momento para acero mínimo
P_u	carga última
s	espaciamiento longitudinal del esfuerzo a corte
$S_a(T)$	demanda sísmica de diseño
SC	sobrecarga
t	espesor de losa
w	peso de cada nivel
W_s	peso de la edificación
β_d	factor de amortiguamiento
Y_c	peso específico del concreto

INTRODUCCIÓN

Guatemala cuenta con un arraigo cultural hacia los mercados municipales, siendo éste de gran utilidad para el abastecimiento diario de la población. Sin embargo, muchas veces se carece de espacios adecuados que brinden seguridad, higiene y correcta circulación.

El crecimiento poblacional ha generado que los espacios para mercado queden pequeños; incluso, un claro ejemplo, es cómo se desbordan de tal manera que muchos vendedores tienen que colocar puestos callejeros alrededor del mismo, siendo espacios desagradables tanto para el vendedor como para el consumidor y que generan inseguridad, ya que en ocasiones se ve saturada la circulación peatonal.

El proyecto presenta varios aspectos de complejidad. Principalmente, se toma en cuenta que Guatemala es un territorio sísmico, por lo tanto, el diseño de la edificación debe cumplir con parámetros de seguridad; por otro lado, La Blanca se encuentra a 15 metros sobre el nivel del mar, esto implica que el valor soporte del suelo es menor a lo tradicional, ya que se compone de arenas y el nivel freático se encuentra cercano al nivel de suelo y que se deben aplicar métodos que no son usados con frecuencia como la implementación de pilotes y cabezales.

El diseño cuenta con 3,123 m² de construcción y se compone de tres niveles, adicional a un área de parqueo; se lleva a cabo mediante pórticos o marcos rígidos, lo cual permite que toda la carga de la edificación esté distribuida entre las vigas, las columnas y cimentación. Este método tiene varios aspectos positivos, por ejemplo, tener amplios espacios de luz libre entre columnas. Se cuenta con un diseño principalmente de prefabricado, utilizando tabla yeso para el interior y securock para el exterior; esta forma de edificar resulta versátil a la hora de distribuir ambientes, ya que, en caso de tener la necesidad de realizar una modificación, no genera ningún cambio en el análisis de cargas.

JUSTIFICACIÓN

Hoy en día, el municipio de La Blanca no cuenta con una estructura destinada al mercado. Lo que se tiene a la vista es un espacio, el cual haciendo uso del suelo, la gente realiza sus ventas, sin ningún tipo de orden, lo que por diversos factores lleva a que no sea un espacio apropiado para la seguridad social. La intención es llevar a cabo proyectos que cambien la realidad de tener recursos escasos para realizar diversas actividades. El mercado municipal propuesto da un giro a la actualidad del municipio, trayendo comodidad, seguridad e higiene permitiendo a los vendedores tener un espacio digno para realizar sus labores y brindar un mejor servicio a la población, al tener un espacio amplio en el que se puedan desempeñarse de manera correcta.

El comercio dentro de una población es un motor que proporciona un sinfín de beneficios, entre los que se destacan el aumento de las oportunidades económicas, oportunidades de empleo y reducción de pobreza. El mercado municipal, por su parte, entre la sociedad cuenta con diversas funciones, entre los que se encuentra el abastecimiento y distribución de los productos básicos, así como organizar en locales a pequeños comerciantes. Por otro lado, proporciona comedores para la alimentación de la población.

Bajo estos parámetros, surge la necesidad de implementar el diseño estructural de una edificación que cumpla con los estándares establecidos de seguridad para resistir las cargas de los espacios a utilizar y que tengan la capacidad de someterse a efectos naturales como lo son los sismos, que mantiene la integridad física de las personas. Así mismo diseñar espacios acordes a las necesidades que se tengan, para que, en el corto, mediano y largo plazo sean de utilidad.

OBJETIVOS

General:

Realizar diseño estructural del mercado municipal para el municipio de La Blanca, departamento de San Marcos.

Específicos:

Realizar una correcta distribución y dimensión de los locales para brindarle a los vendedores un espacio adecuado para realizar sus ventas.

Diseñar un espacio arquitectónico, priorizando a los peatones y comerciantes que tengan habilidades especiales.

Desarrollar el diseño estructural por medio de marcos estructurales y utilizar materiales prefabricados.

Utilizar el programa ETABS como base para el diseño estructural del mercado municipal.

1. ASPECTOS MONOGRÁFICOS

1.1. Ubicación y localización

El PMOT (2018) (Plan de Desarrollo municipal y ordenamiento territorial) describe la localización del municipio de La Blanca de la siguiente manera:

El municipio de La Blanca se encuentra ubicado en la parte Sur del departamento de San Marcos. Limita al Norte con el municipio de Coatepeque del departamento de Quetzaltenango, al Este con el municipio de Retalhuleu departamento con el mismo nombre; al Oeste con los municipios de Ayutla y Ocos; al Sur con el Océano Pacífico. Se encuentra en la parte costera a orillas del Océano Pacífico, cuenta con alturas de 0 (nivel del mar) a 9 (Pueblo Nuevo) metros sobre el nivel del mar; ubicado entre las coordenadas geográficas Latitud norte: 14°34'33" y Longitud oeste: 92°8'33". (p.20)

1.2. Extensión Territorial

El municipio de La Blanca cuenta con una extensión territorial de 101.05 kilómetros cuadrados, constituido por una topografía plana y teniendo la cabecera departamental en el centro del municipio.

1.3. Población

Según el último censo llevado a cabo en el municipio en el año 2018, la población con la que se cuenta es de 29,112 personas; las cuales se dividen en 14,607 mujeres y 14,505 hombres.

1.4. Clima

El PMOT (2018) (Plan de Desarrollo municipal y ordenamiento territorial) describe el clima del municipio de La Blanca de la siguiente manera:

Según el departamento de climatología del Instituto Nacional de Sismología y Vulcanología, Meteorología e Hidrología -INSIVUMEH-, la temperatura del Municipio es considerada cálida, en invierno oscila entre 23°C y 28.5°C promedio anual y en verano entre los 29.50°C y 34.7°C. Con una humedad mínima de 60% y 76% como máxima. La precipitación pluvial anual es de 1,334 mm, aproximadamente de 150 días de lluvia en el año. La estación de invierno comienza en mayo y termina en octubre. La velocidad media del viento es de 6.7 kilómetros por hora con dirección variable. (p.19)

1.5. Servicio Público Existente

Dentro del municipio de La Braca, el 65% de la población cuenta con servicio de agua potable, el cual para su distribución se cuenta con 13 pozos, los cuales 11 son parte de la administración municipal y el restante es parte de la comunidad.

La Blanca cuenta con vías de acceso distribuidas en asfalto con un 60%, adoquinado con un 5% y lo restante terracería. En relación con la energía eléctrica se cuenta con un 90% de cobertura. El uso de letrinas e inodoros abarcan el 75% de la población.

Actualmente, se cuenta como mercado, un edificio de un nivel, ubicado en el centro de La Blanca, en el cual hay venta de comida, embutidos, frutas, verduras y ropa.

En relación con el manejo de residuos sólidos, el municipio no cuenta con ningún tipo de recolección tanto en el área urbana, como el rural. La municipalidad contrata los servicios de recolección del municipio de El Rodeo para recolectar residuos sólidos de casco urbano.

El servicio sanitario y de drenaje se presenta como un problema dentro del municipio, ya que no se cuenta con un sistema de recolección, tratamiento y disposición final. Por otro lado, para las aguas grises y negras, es su mayoría, se

utiliza fosa séptica. En cuanto a las aguas pluviales se deslizan hacia la parte baja del municipio de forma natural, presentando dificultades en caso de precipitaciones fuertes y prolongadas.

1.6. Actividad Económica

1.6.1. Condiciones para el Turismo

En los últimos años, de parte de la municipalidad, se han hecho inversiones con el fin de promover el turismo en el municipio. El principal atractivo turístico son las playas con las que cuenta el municipio siendo El Tular y Tilapita; si bien el proceso es largo, se ha logrado modificar las playas de tal manera que las personas puedan tener un fácil acceso, ya que se llevó a cabo un tramo adoquinado para el acceso vehicular, y tener espacios limpios y agradables destinados para descansar y disfrutar.

1.6.2. Producción de Plátano para Exportación

La producción de plátano es la actividad económica más importante que tiene el municipio. Entre las actividades agropecuarias, aproximadamente un 70% del territorio está destinado a este cultivo. Este producto se desarrolla como actividad de exportación, ya que el 90% es enviado al exterior y lo restante para el comercio nacional. En relación con el cultivo y producción, La Blanca cuenta con la Asociación de Usuarios del Riego, quienes son los encargados de la administración del recurso hídrico para el cultivo de plátano.

1.6.3. Condiciones para el Comercio Formal

El municipio de La Blanca se ubica como punto estratégico, ya que se encuentra en zona fronteriza entre Guatemala y México, por este motivo las empresas transnacionales pueden ubicar sedes e infraestructura productiva en la parte Norte del municipio.

En los días de plaza, los viernes de cada semana, ingresan personas de diversos municipios, como lo son: Coatepeque, Malacatán, San Marcos, El

Tumbador, Catarina, Nuevo Progreso, Ocos, Totonicapán, entre otros, para realizar sus labores comerciales.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Mercados

2.1.1. *Reseña Histórica*

En los inicios no se tenía como costumbre tener espacios específicos para comercializar, se llevaban a cabo trueques en base a las necesidades que cada persona tenía y por otro lado, el ser humano subsistía con los recursos que obtenía de la naturaleza.

Formalmente, el comercio en Guatemala comenzó en la época prehispánica siendo una actividad económica importante. En los primeros años eran los españoles los que aseguraban el comercio para aumentar sus riquezas, esto se desempeñaba con importantes productos proveniente de España y otros países europeos y exportando la producción local, compuesta por tabaco, café, plata y oro.

En el período de independencia de Guatemala se tuvo un crecimiento del comercio fruto del incremento de infraestructura. Esto trajo repercusiones, como el mejoramiento del comercio con países vecinos.

Parte del crecimiento comercial de Guatemala se debe a los mercados. En sus inicios eran espacio sin orden alguno y al aire libre, cerca de las iglesias, por ser espacios frecuentados por la población. Fueron períodos en los cuales los ladinos como los indígenas eran los encargados del comercio en Guatemala.

Hoy en día los mercados cumplen un rol fundamental en el día a día de la población guatemalteca, se ha convertido en un espacio cultural en el cual se realiza la compra y venta de artículos de primera necesidad y otros, como calzado e indumentaria.

2.1.2. Mercados en Guatemala

En la década de los 30 se establecen tres tipos de plazas de mercado, entre los que se encuentran mercados de abastecimiento local a nivel rural, los cuales eran manejados por campesinos en municipios indígenas; mercados localizados en centros administrativos urbanos, dominados por el comercio de importación y exportación en las áreas de plantación y mercados rurales de mayoreo en áreas centrales, los cuales se desarrollaban como plazas al aire libre, cubiertas por carpas echas con tela.

Con el tiempo, los mercados rurales de mayoreo han ido creciendo hasta lo que se tiene hoy en día, puntos establecidos, acompañado de infraestructura, en los que fluye el comercio y es un elemento vital socioeconómico, pues son estos lugares en donde se realizan las principales compras diarias que necesitan las familias guatemaltecas.

2.1.3. Clasificación de los Mercados según su Espacio Físico

- Mercado móvil: principalmente, se pueden visualizar utilizando como estructura un vehículo para la venta de frutas y verduras o indumentaria.
- Mercado formal: principalmente, se pueden visualizar en lugares con una infraestructura determinada, cuanta con un espacio físico adecuado para la correcta comercialización
- Mercados informales: principalmente se pueden visualizar en espacios abiertos, rústicos, ubicados en calles, sin ningún tipo de seguridad o higiene.
- Desbordamiento: se suele observar este caso en los alrededores de los mercados formales; vendedores circunstanciales que reducen los espacios de circulación y producen desorden.

2.2. Tipo de Infraestructura a utilizar

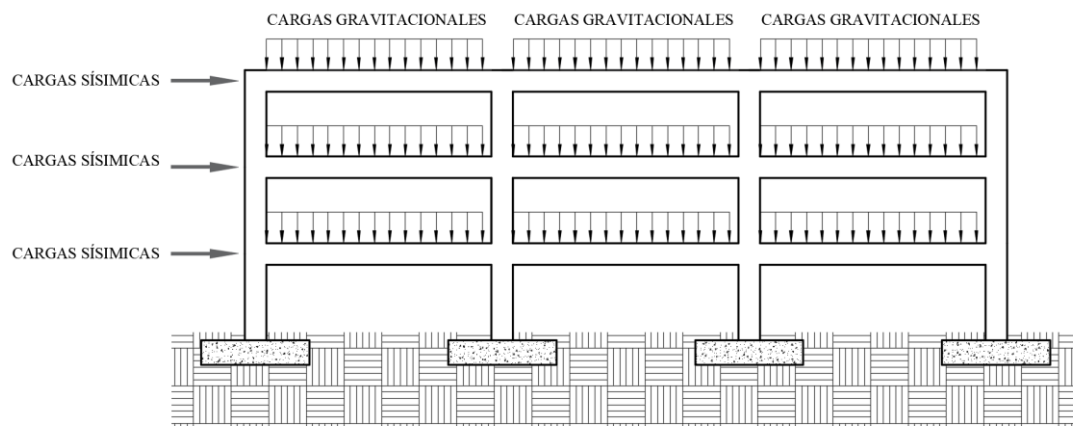
2.2.1. Marcos Estructurales

El concreto es una mezcla constituida por cemento, arena, grava y agua, que, de acuerdo a las proporciones, se obtienen diversas resistencias. Esta mezcla, en la construcción se utiliza para desarrollar elementos estructurales, como lo son las vigas, columnas, losas y zapatas, entre otras. Este material de construcción lleva cientos de años de utilizarse. Se dice que comenzó en el Antiguo Egipto por su gran facilidad de manipulación mientras se encuentra en estado plástico; éste puede depositarse sobre formaletas para que tome la forma deseada.

Por otro lado, el concreto, así como las piedras naturales, tiene una gran capacidad para la resistencia a compresión; pero en relación a la tensión es un material que se considera con una resistencia relativamente baja. Por este motivo, a mediados del siglo XIX se vio la oportunidad de introducir un nuevo material a esta mezcla denominada acero; esta unión funcionó, hasta lo que hoy en día se conoce como concreto reforzado. El acero fue la unión perfecta para generar un elemento que tenga la capacidad de soportar cargas.

Figura 1.

Marcos rígidos



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

2.3. Elementos Estructurales

2.3.1. Losa

Elemento de concreto reforzado, diseñada de forma horizontal para resistir las cargas vivas y muertas en una edificación.

2.3.2. Vigas

Elemento horizontal de concreto reforzado, diseñado para soportar las cargas, en forma de áreas tributarias, que provienen de la losa; principalmente, trabaja con esfuerzos a flexión.

2.3.3. Columna

Elemento vertical de concreto reforzado, están diseñadas para resistir cargas a flexión y a compresión y transferirlas a la cimentación; las cargas, principalmente, proveniente de las vigas.

2.3.4. Cimiento

Elemento de concreto reforzado diseñado para resistir las cargas provenientes de las columnas. De acuerdo a la necesidad de la edificación se puede utilizar cimiento superficial, como lo son: zapatas aisladas, zapatas combinadas, losa de cimentación, o cimiento profundo como pilotes con cabezales.

2.4. Normativo técnico

2.4.1. ACI 318-19

El código ACI 318-19 (2019), establece que:

Este reglamento proporciona los requisitos mínimos para los materiales, el diseño, construcción y evaluación de la resistencia de miembros y sistemas de concreto estructural de cualquier estructura diseñada y

construida de acuerdo con los requisitos del reglamento general de construcción. (p. 9)

2.4.2. Normas NTG

Las normas NTG -Normas Técnicas Guatemaltecas- son instrumentos diseñados por COGUANOR -Comisión Guatemalteca de Normas- con el fin de darle una regulación en los distintos aspectos y sectores que componen el área de la construcción.

2.4.3. Normas ASTM

Los reglamentos ASTM son las más populares internacionalmente para designar y regular la calidad de aceros de construcción y estructurales que comercialmente se ofrecen, por otro lado, garantiza las propiedades mecánicas mínimas y la soldabilidad de los aceros, ya que su uso se orienta a la industria constructora.

2.4.4. Normas NRD

Las normas de reducción de desastres son materiales establecidos por la CONRED diseñadas para establecer parámetros de seguridad dentro de la construcción. Brinda parámetros técnicos, por ejemplo, módulo de gradas, rampas, instalación de puertas e instalación de salidas de emergencia. Por otro lado, brinda la señalización que se debe utilizar una vez que estén las edificaciones en funcionamiento.

3. ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1. Levantamiento Topográfico

3.1.1. Planimetría

La planimetría tiene como objetivo fijar puntos proyectados en un plano horizontal para determinar las dimensiones de un terreno. En otras palabras, por medio de esta rama de la topografía, se busca tener la representación de un terreno con vista de planta. Para ello, se puede hacer uso de diversos instrumentos topográficos, siendo estos el teodolito, estación total o recientemente el sistema RTK.

El instrumento de medida RTK -Cinemática en Tiempo Real-, está diseñado para uso topográfico brindando señales satelitales por medio de GPS y proporcionando una precisión centimétrica para sacar medidas de terreno. Este instrumento funciona con un emisor, el cual es utilizado por el topógrafo; éste va recopilando los puntos que sean necesarios, los cuales son guardados en el registro del aparato, que posteriormente, brinda la libreta topográfica. Por otro lado, el receptor recibe todos los puntos.

Tabla 1.

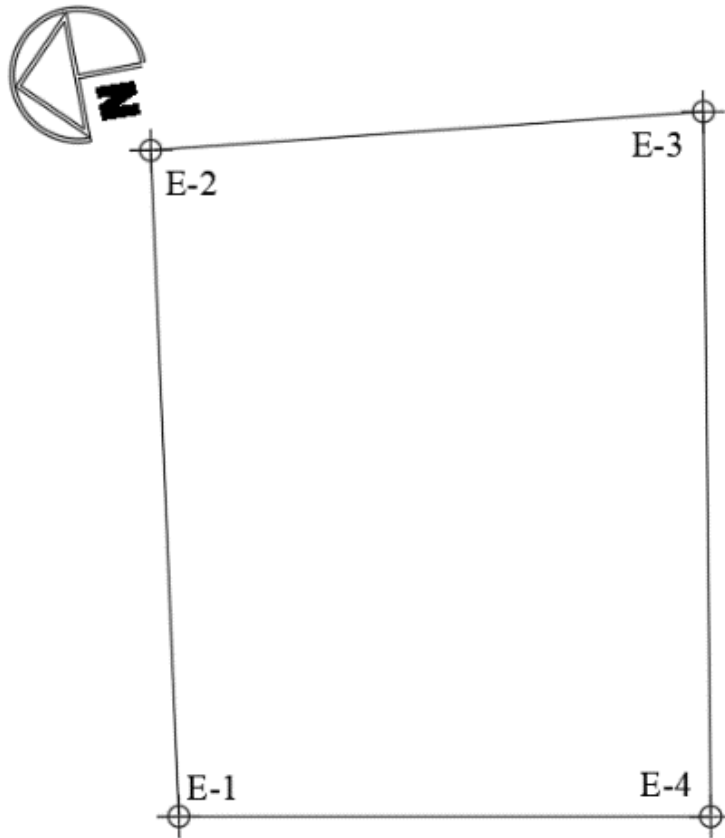
Libreta topográfica del terreno

Libreta topográfica					
E	Po	Azimut			D.H
		Grados	Minutos	Segundos	
1	2	98	24	12	46.87
2	3	186	49	48	38.87
3	4	280	13	17	49.55
4	1	10	49	17	37.32

Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

Figura 2.

Plano topográfico del terreno



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

3.1.2. Altimetría

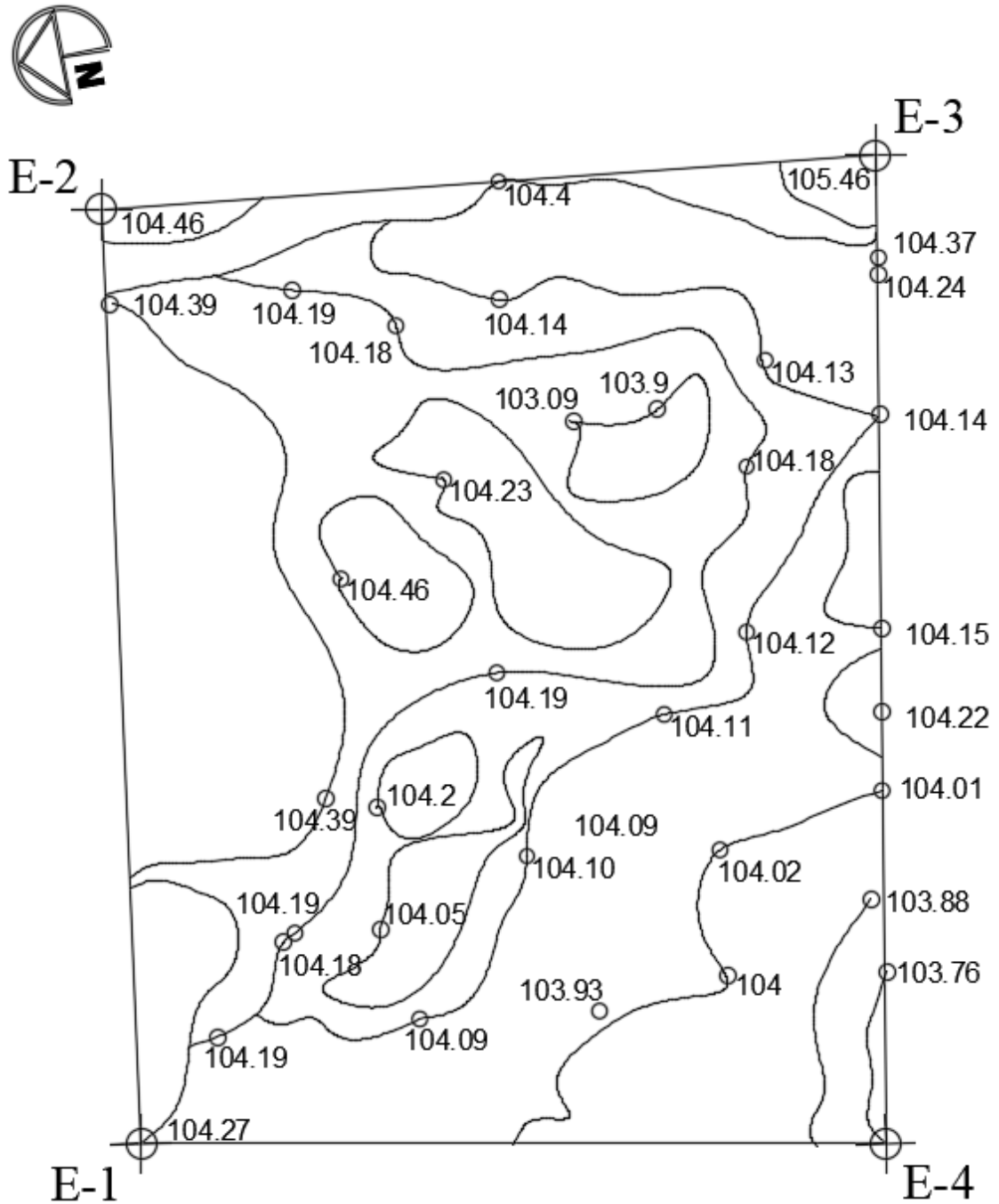
La altimetría es una rama de la topografía, destinada a determinar puntos en un espacio definido y obtener desniveles. No se sabe con exactitud cuándo comienza este tipo de prácticas, pero hay teorías que afirman que nace de la necesidad humana de apilar materiales y que éstos se mantengan en pie, o de generar pendientes para conducir agua, etc.

El conjunto de puntos obtenidos de la altimetría permite generar curvas de nivel en el sector en el que se debe construir; esto ayuda en la toma de decisiones previas a la construcción, para que el producto final sea de calidad.

A continuación, se presenta el plano de altimetría del terreno.

Figura 3.

Curvas de nivel del terreno



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

3.2. Ensayos en campo y laboratorio

Para el ensayo de laboratorio se lleva a cabo un estudio de suelo SPT, en el cual se realizan dos sondeos ubicados de la siguiente manera en el terreno correspondiente.

Figura 4.

Sondeo para estudio de suelo SPT



Fuente: Elaborado por Provida Geotechnical Engineering, utilizando ArcGIS.

3.2.1. Características del Suelo

De acuerdo con el trabajo de laboratorio realizado por “Provida Geotechnical Engineering”, los resultados del sondeo son los siguientes:

De 0.00 a 4.00 metros de profundidad la capacidad relativa es un suelo “MUY SUELTO”, con porcentaje de humedad de 22.27, 21.10, 22.34, 20.25, 22.46, 21.78, 25.83, 29.07 por ciento. Y una resistencia de 0.36, 0.23, 0.18, 0.18, 0.36, 0.36, 0.46, 0.46 kgf/cm², que equivale a 3.64, 2.28, 1.82, 1.82, 3.64, 3.64,

4.55, 4.55 Ton/m², presentando una capacidad de soporte del suelo muy baja. Lo cual presenta licuefacción en presencia de un terremoto. El ángulo de fricción interna es de: 24, 22, 21, 24, 24, 25, 25; su ángulo de reposo del material talud oscila en: 56.97, 56.04, 55.66, 55.66, 56.97, 56.97, 57.50, 57.50.

El tipo de suelo que presenta es:

- SM: arenas limosas, mezclas de arena y limo.
- ML: limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.
- CL: arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.

El índice de plasticidad es de 0.0, 0.0, 0.0, 2.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0, lo cual se encuentra bajo.

El peso volumétrico húmedo en kg/m³ es de 1762.63, 1591.70, 1535.49, 1548.98, 1621.37, 1428.81, 1481.19, 1548.97. Su peso volumétrico seco en kg/m³ es de 1441.59, 1314.37, 1255.10, 1288.14, 1324.00, 1173.27, 1177.13, 1200.10. El coeficiente de balasto es de: 1.00, 0.63, 0.50, 0.50, 1.00, 1.00, 1.25, 1.25 kg/cm³. El porcentaje de CRB es de 5, 3, 3, 3, 5, 5, 6, 6 por ciento.

De 4.00 a 4.50 metros de profundidad la capacidad relativa es un suelo "SUELTO", con porcentaje de humedad de 26.85 por ciento. Y una resistencia de 0.64 kgf/cm² que equivale a 6.37 Ton/m², presentando una capacidad de soporte del suelo baja. Lo cual presenta licuefacción en presencia de un terremoto. El ángulo de fricción interna es de: 27; su ángulo de reposo del material talud oscila en: 58.42.

El tipo de suelo que presenta, es:

- ML: limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.

El índice de plasticidad es de 0.0.

El peso volumétrico húmedo en kg/m^3 es de 1718.25. Su peso volumétrico seco en kg/m^3 es de 1354.55. El coeficiente de balasto es de: 1.75 kg/cm^3 . El porcentaje de CRB es de 7 por ciento.

De 4.50 a 6.50 metros de profundidad la capacidad relativa es un suelo "MEDIO DENSO", con porcentaje de humedad de 24.60, 21.25, 29.79, 21.81 por ciento. Y una resistencia de 1.55, 1.00, 1.46, 2.00 kgf/cm^2 que equivale a 15.47, 10.01, 14.56, 20.02 Ton/m^2 , presentando una capacidad de soporte del suelo media. Lo cual no presenta licuefacción en presencia de un terremoto. El ángulo de fricción interna es de: 33, 30, 33, 36; su ángulo de reposo del material talud oscila en: 61.72, 59.92, 61.44, 62.99.

El tipo de suelo que presenta es:

- ML: limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.
- SM: arenas limosas, mezclas de arena y limo.
- SC: arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.

El índice de plasticidad es de 0.0.

El peso volumétrico húmedo en kg/m^3 es de 2621.07, 2693.39, 1322.07, 2313.31. Su peso volumétrico seco en kg/m^3 es de 2103.59, 2221.35, 1018.62, 1899.12. El coeficiente de balasto es de: 4.44, 2.78, 4.15, 6.08 kg/cm^3 . El porcentaje de CRB es de 16, 11, 15, 21 por ciento.

3.2.2. Recomendaciones para la Cimentación

Estructura para construir en desplante de 1.00 a 2.00 metros de profundidad:

- Capacidad soporte: 1.85 Ton/m^2 .
- Ángulo de fricción interna: 21°
- Cohesión: 0.06110 kgf/cm^2 .
- Ángulo de fricción estructura – suelo: 19° .

- Peso volumétrico húmedo: 1535.49 kg/m³.
- Peso volumétrico seco: 1255.10 kg/m³.
- Peso unitario: 1.73 g/cm³.
- Peso específico del suelo: 1728.16 kg/m³.

Estructura para construir en desplante de 2.00 a 4.50 metros de profundidad.

- Capacidad soporte: 3.65 Ton/m².
- Ángulo de fricción interna: 24°.
- Cohesión: 0.1220 kgf/cm².
- Ángulo de fricción estructura – suelo: 22°.
- Peso volumétrico húmedo: 1621.37 kg/m³.
- Peso volumétrico seco: 1324 kg/m³.
- Peso unitario: 1.73 g/cm³.
- Peso específico del suelo: 1728.16 kg/m³.

Estructura para construir en desplante de 4.5 a 5.00 metros de profundidad.

- Capacidad soporte: 10.01 Ton/m².
- Ángulo de fricción interna: 30°.
- Cohesión: 0.2110 kgf/cm².
- Ángulo de fricción estructura – suelo: 28°.
- Peso volumétrico húmedo: 2693.39 kg/m³.
- Peso volumétrico seco: 2221.35 kg/m³.
- Peso unitario: 1.70 g/cm³.
- Peso específico del suelo: 1701.57 kg/m³.

3.3. Peso de la Edificación

El objetivo es conocer el peso total que tiene el edificio dividiéndolo en sus tres niveles. Los valores obtenidos serán utilizados para el cálculo del cortante basal.

Tabla 2.

Peso de la edificación por nivel, debido a carga muerta

Peso de edificación, primer nivel. (kgf)					
Element	Área	Altura (m)	Longitud (m)	Cantidad	Peso (kgf)
Losa	1041	0.13	—	—	324,792.00
Columna	0.49	2.8	—	24	79,027.20
Viga V-1	0.315	—	8	40.75	246,456.00
Viga V-2	0.125	—	8	28.23	67,752.00
SC	1041	—	—	311	323,751.00
γconcreto		2,400	P total nivel 1 (kgf)		1,041,778.2

Peso de edificación, segundo nivel. (kgf)					
Element	Área	Altura (m)	Longitud (m)	Cantidad	Peso (kgf)
Losa	1041	0.13	—	—	324,792.00
Columna	0.49	2.8	—	24	79,027.20
Viga V-1	0.315	—	8	40.75	246,456.00
Viga V-2	0.125	—	8	28.23	67,752.00
SC	1041	—	—	311	323,751.00
γconcreto		2,400	P total nivel 2 (kgf)		1,041,778.2

Peso de edificación, tercer nivel. (kgf)					
Element	Área	Altura (m)	Longitud (m)	Cantidad	Peso (kgf)
Losa	1041	0.13	—	—	324,792.00
Columna	0.49	2.8	—	24	79,027.20
Viga V-1	0.315	—	8	40.75	246,456.00
Viga V-2	0.125	—	8	28.23	67,752.00
SC	1041	—	—	93	96,813.00
γconcreto		2,400	P total nivel 3 (kgf)		814,840.20

Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

Tabla 3.

Peso de la edificación por nivel, debido a carga viva

Carga Viva total del edificio		
Carga viva, primer nivel		
Carga viva (kgf/m²)	Área (m²)	Carga viva (kgf)
500.00	1,041.00	520,500.00
Carga viva, segundo nivel		
Carga viva (kgf/m²)	Área (m²)	Carga viva (kgf)
500.00	1,041.00	520,500.00
Carga viva, tercer nivel		
Carga viva (kgf/m²)	Área (m²)	Carga viva (kgf)
200.00	1,041.00	208,200.00
Carga viva total (kgf)		1,249,200.00

Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

Tabla 4.

Peso total de la edificación

Carga muerta más 25% carga viva (kgf)			
Nivel	CM	CV	CM+25%CV=Wi
Nivel 1 entrepiso	1,041,778.20	520,500.00	1,171,903.20
Nivel 2 entrepiso	1,041,778.20	520,500.00	1,171,903.20
Nivel 3 azotea	814,840.20	208,200.00	866,890.20
Total	2,898,396.60	1,249,200.00	3,210,696.60

Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

3.4. Cálculo de Cortante Basal Estático a Cedencia

Dentro del diseño estructural, es importante añadir las fuerzas horizontales que actúan como cargas sísmicas. No se puede determinar con precisión las cargas que un sismo puede generar, pero sí hay métodos aproximados para el diseño estructural. La fórmula de cortante basal al límite de cedencia, está determinado en la norma AGIES NSE 3- Diseño estructural de edificaciones, en la sección 2.1.1, y se expresa de la siguiente manera:

$$V_B = C_s * W_s$$

$$V_B = 0.158 * 3,210,697 \text{ kgf} = 507290.06 \text{ kgf}$$

Donde:

- C_s : corresponde al coeficiente sísmico.
- W_s : corresponde al peso de la edificación.

El cálculo de las cargas por nivel, de acuerdo a la norma AGIES NSE 3- Diseño estructural de edificaciones-, en la sección 2.2.1, se realiza de la siguiente manera:

$$F_x = C_v * V_B$$

$$C_v = \frac{w * h^k}{\sum_1^n (w * h^k)}$$

Donde:

- w : corresponde al peso de cada nivel.
- h : corresponde a la altura desde el suelo hasta cada nivel.
- k : corresponde a 1, cuando $T \leq 0.5$ segundos.
- F_x : corresponde al cortante de cedencia en cada nivel
- C_v : factor de distribución de carga, sumando el valor de los tres niveles debe dar igual a 1.

Aplicando las fórmulas se obtiene los valores correspondientes a las cargas laterales por movimientos sísmicos, y se expresa de la siguiente manera:

Tabla 5.

Cargas sísmicas por nivel

Cargas Sísmicas por nivel					
Nivel	Peso (kgf)	Altura (m)	W*h^k	Cv	Fx (kgf)
3	866890.2	8.4	7,281,878	0.425	215,698.55
2	1171903.2	5.6	6,562,658	0.383	194,394.34
1	1171903.2	2.8	3,281,329	0.192	97,197.17
	TOTAL		17,125,865	1.000	507290.06

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel.

3.5. Espectro de Respuesta Sísmica

Ubicación: La Blanca, San Marcos.

- **Clasificación de Obra: Importante**

De acuerdo con la norma NSE 1 -Generalidades, administración de las normas y supervisión técnica-, en el capítulo 3 especifica cómo clasificar la obra. De acuerdo a procedimiento es necesario conocer la carga ocupacional que tiene el edificio, y se calcula de la siguiente manera.

$$\text{Carga de ocupación} = \frac{\sum \text{Área bruta de piso}}{\text{Factor de carga de ocupación}}$$

$$\text{Carga de ocupación} = \frac{3350.1 \text{ m}^2}{5} = 670.02 \text{ personas}$$

Donde:

Factor de carga de ocupación se establece como centro comercial, de acuerdo con la tabla 3.1.7.1.

Para edificaciones con carga de ocupación mayor a 350 personas, se clasifica como obra importante.

- **Clasificación del Tipo de Suelo: E**

Para determinar la clasificación del tipo de suelo se toma en cuenta la Tabla A-1 de la norma NSE 2.1 de AGIES, denominada Estudios Geotécnicos. Se deben establecer dos valores importantes los cuales son los siguientes.

1. La resistencia al corte del suelo se representa por medio de la ecuación de Coulomb.

$$S_v = c + \sigma * \tan \phi$$

$$S_v = 0.6 \text{ Ton/m}^2 + 1.85 \text{ Ton/m}^2 * \tan 21 = 1.31 \text{ Ton/m}^2 = 12.85 \text{ kPa}$$

Donde:

S_v = Resistencia al corte del suelo no drenado.

c = Cohesión del suelo.

σ = Valor soporte.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

2. La velocidad de onda de corte es menor a 185 m/s.

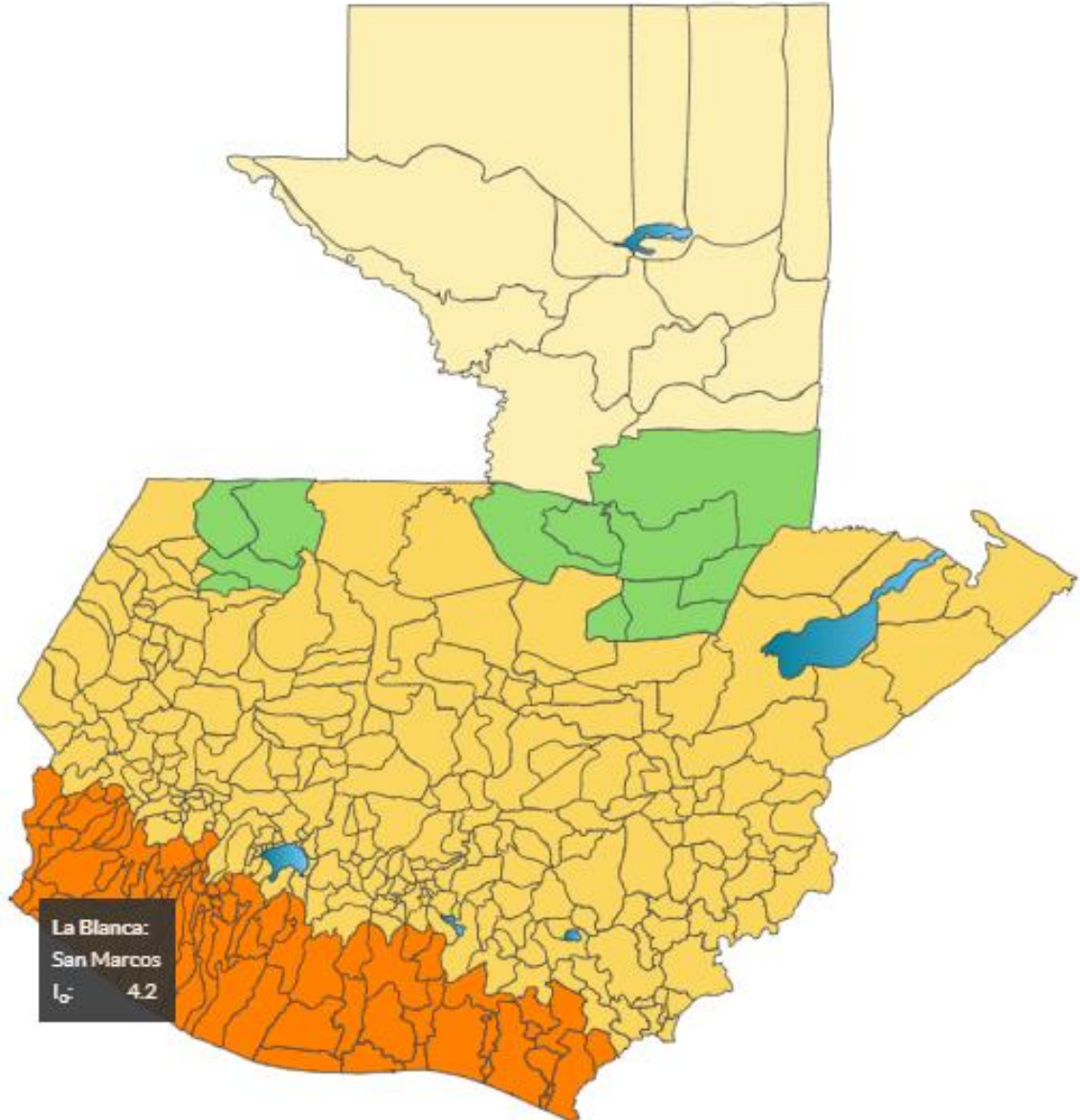
De acuerdo con la tabla A-1- Clasificación del tipo de suelo, Norma NSE 2.1, se realiza el chequeo del valor mencionado, determinando que es un perfil de suelo suave, tipo E.

- Índice de Sismicidad:

De acuerdo a la norma NSE 2 de AGIES en la sección 4.2.1, el índice de sismicidad varía entre $I_0=2$ y $I_0=4$ de acuerdo a la región del país.

Figura 5.

Mapa de zonificación sísmica de Guatemala



Fuente: Norma NSE 2, AGIES.

De acuerdo con la Tabla A-1 de la norma NSE 2 de AGIES, se establecen valores necesarios para el cálculo del coeficiente sísmico de acuerdo a cada municipio, en este caso La Blanca, San Marcos, que son los siguientes:

Tabla 6.

Listado de amenazas sísmicas AGIES NSE 2

Listado de amenaza sísmica	
$I_o = 4.2$	Índice de sismicidad.
$S_{cr} = 1.58$	Ordenada espectral de período corto (0.2 segundos).
$S_{1r} = 1.98$	Ordenada espectral con periodo de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio e interés.
$T_L = 4.34$	Períodos largos.

Fuente: Norma NSE 2, AGIES.

- **Nivel de Protección Sísmica y Probabilidad del Sitio de Diseño:**

De acuerdo con los valores obtenidos del índice de sismicidad y la clase de obra, se estipula la probabilidad de exceder el sismo de diseño.

Tabla 7.

Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

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: Norma NSE 2, AGIES.

De acuerdo a la clase de obra e índice de sismicidad que se tiene, la probabilidad de exceder el sismo de diseño es de 5% en 50 años.

- **Coefficiente de Sitio F_a y F_v**

Tabla 8.

Coeficiente de sitio

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	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- ver Sección 4.4			

Fuente: Norma NSE 2, actualización 2020, AGIES.

Donde:

- Factor N_a para períodos cortos de vibración y N_v para períodos largos.

Tabla 9.

Factor para período corto y largo de vibración

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

Fuente: Norma NSE 2, actualización 2020, AGIES.

- **Ajuste por Intensidades Sísmicas Especiales:**

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

$$S_{cs} = 1.58 * 1 * 1 = 1.58$$

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

$$S_{1s} = 1.98 * 1 * 1 = 1.98$$

Donde, de acuerdo a la norma NSE 2 de AGIES:

- S_{cs} = Ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto.
- S_{1s} = Ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo; ambos para un amortiguamiento nominal de 5% del crítico.
- F_a = Coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos.
- F_v = Coeficiente de sitio para períodos largos.
- N_a y N_v = Factores que aplican por la proximidad de las amenazas especiales.

- **Período de Vibración de Transición.**

Período T_s para separar los períodos largos de los cortos.

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = \frac{1.98}{1.58} = 1.25$$

Período T_0 que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro.

$$T_0 = 0.2 * T_s = 0.2 * 1.25 = 0.25$$

- Factor K_d de acuerdo con el nivel de sismo.

Este factor de escala se relaciona a las probabilidades de ocurrencia de un sismo de acuerdo a la tabla 7; para este diseño se utiliza 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años, por lo tanto, el factor es:

$$K_d = 0.80$$

Tabla 10.

Factor Kd de acuerdo con el nivel de sismo

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

Fuente: Norma NSE 2, actualización 2020, AGIES.

Parámetros del espectro calibrados a la probabilidad establecida.

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

$$S_{cd} = 0.80 * 1.58 = 1.26$$

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

$$S_{1d} = 0.80 * 1.98 = 1.58$$

- **Espectros Genéricos Probables:**

De acuerdo con la norma NSE 2 de AGIES, cuando se pueden utilizar los espectros de diseño genéricos, las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier período de vibración T , se definen con las siguientes expresiones.

$$S_a(T) = S_{cd} \left[0.4 + 0.6 * \frac{T}{T_0} \right] \text{ cuando } T < T_0$$

$$S_a(T) = S_{cd} \text{ cuando } T_0 \leq T < T_s$$

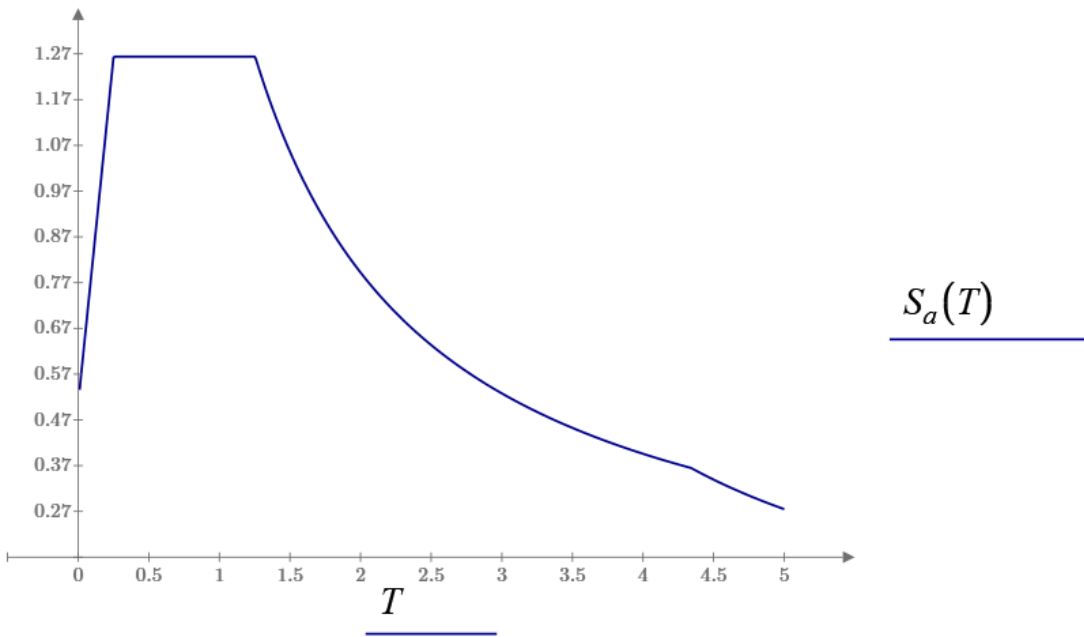
$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \text{ cuando } T_s \leq T < T_L$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T^2} * T_L \text{ cuando } T \geq T_L$$

En este caso, utilizando el programa Mathcad 9, se procede a utilizar el comando if para las formas, y se obtiene la siguiente gráfica.

Figura 6.

Espectro sísmico, norma NSE 2 actualización 2020, AGIES



Fuente: Elaboración propia utilizando Mathcad Prime 9.0.0.0.

El factor de reducción R , toma en cuenta la capacidad del sistema estructural frente a un movimiento sísmico, de acuerdo con la norma NSE 2 de AGIES, en la Tabla 1.6.14-1 específica este factor correspondiente a marcos dúctiles de concreto reforzado.

$$R = 8$$

Aplicado el factor de reducción, las ecuaciones quedan de la siguiente manera.

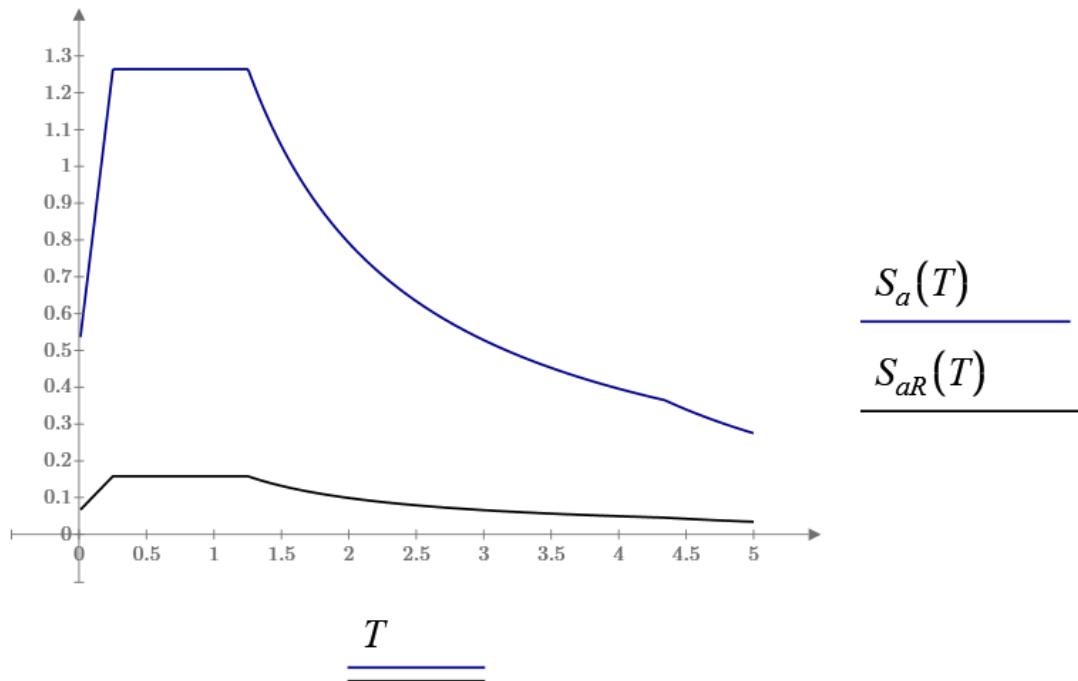
$$S_{cd} = \frac{S_{cd}}{R} = \frac{1.26}{8} = 0.158$$

$$S_{1d} = \frac{S_{1d}}{R} = \frac{1.58}{8} = 0.198$$

Se procede a realizar la gráfica.

Figura 7.

Espectro sísmico aplicando factor R



Fuente: Elaboración propia utilizando Mathcad Prime 9.0.0.0.

- **Período fundamental de Vibración:**

De acuerdo con la norma NSE 3, actualización 2020, AGIES, en la sección 2.1.6, establece el período fundamental de vibración, y se calcula de la siguiente manera:

$$T_a = K_T * h_n^x$$

$$T_a = 0.047 * 8.4^{0.85} = 0.287$$

Donde:

$K_T = 0.047$ y $x = 0.85$ están establecidos en la sección 2.1.6 de la norma NSE 3, para sistemas E1 de concreto reforzado con fachadas rígidas.

$h_n = 8.4$ es la altura del edificio tomada desde el nivel del suelo.

- **Coefficiente Sísmico:**

De acuerdo con la norma NSE 3, actualización 2020, AGIES, en la sección 2.1.3, establece el coeficiente sísmico al límite de cedencia C_s , y se calcula de la siguiente manera:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R * \beta_d} = 0.158$$

Donde:

$S_a(T)$ corresponde a la demanda sísmica de diseño.

$\beta_d = 1$ corresponde al factor de amortiguamiento del 5% para estructuras convencionales.

3.6. Análisis estructural

3.6.1. Diseño en ETABS

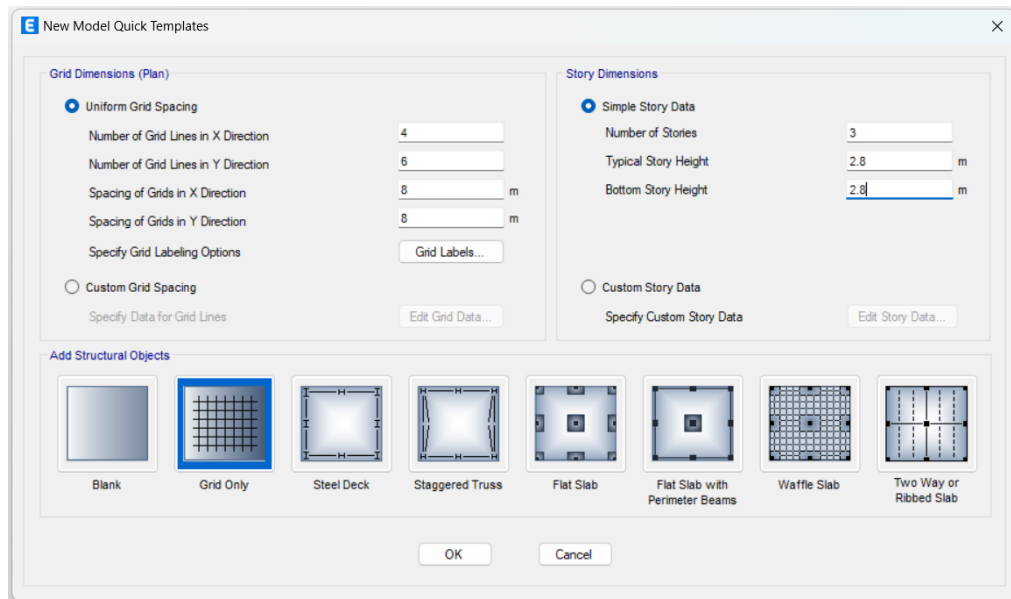
Para el análisis estructural se utiliza el programa ETABS 20, en este se aplican todas las secciones para formar marcos estructurales. Se aplican, principalmente, criterios en base al ACI y al normativo AGIES.

1. Crear nuevo modelo y nueva grilla

El primer aspecto a llevar a cabo es tener claras las dimensiones de la edificación, es este caso, luego de tener el diseño arquitectónico, se toman las medidas para hacer la distribución de ejes y alturas.

Figura 8.

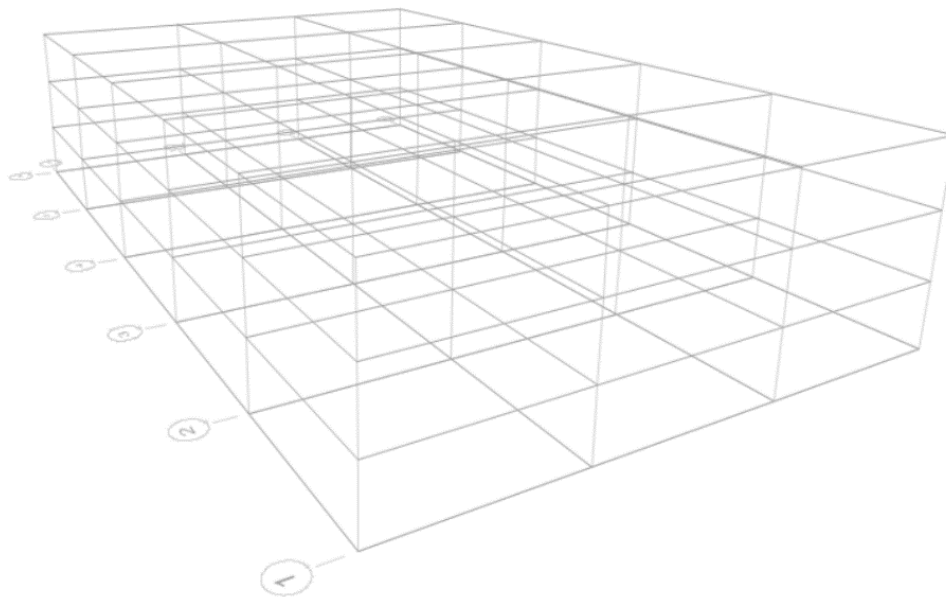
Grilla para modelado en ETABS



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Figura 9.

Modelo 3D de la edificación



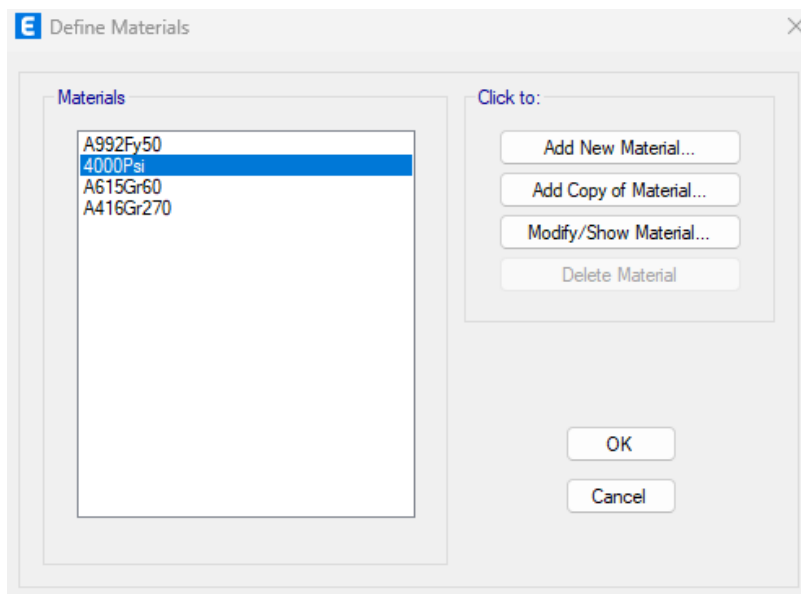
Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

2. Definir materiales

Principalmente, se deben establecer dos valores, el “f_c” correspondiente a la resistencia a compresión del concreto y el “f_y” correspondiente a la resistencia a la fluencia del acero, que para fines de este trabajo son de 280 kgf/cm² y 4200 kgf/cm² respectivamente. Para este paso hay que dirigirse a la pestaña “Define”, “Material Properties”. El programa otorga resistencias preestablecidas; se deben modificar las mismas de acuerdo a la necesidad.

Figura 10.

Definición de materiales



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Al modificar la resistencia a compresión del concreto, en el programa preestablecido como “4000 Psi”, es importante establecer el valor correspondiente a peso específico, el cual es 0.0024 kgf/cm² y es aplicado en el apartado “Weight Per Unit Volume”. Por otro lado, su módulo de elasticidad se establece en el apartado “Modulus Of Elasticity”, el cual es de 252,671.33 kgf/cm². De igual manera se ingresa al apartado “Modify/show material properties desing data” y se establece el valor de resistencia a compresión.

Figura 11.

Configuración de la resistencia a compresión del concreto

Material Property Data

General Data

Material Name: Fc 280

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.0024 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000002 kgf·s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 252671.33 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 105279.72 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) User Specified

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Figura 12.

Valor de la resistencia a compresión

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: Fc 280

Material Type: Concrete, Isotropic

Grade: Fc 280

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 280 kgf/cm²

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

En el caso de la resistencia a la fluencia del acero, en el programa tiene preestablecido el denominado “A615Gr60”, modificando el mismo hay que dirigirse a “Modify/show material properties desing data” y cambiar los valores de “fy”, determinado anteriormente, y el “fu” correspondiente a la resistencia mínima a tracción, de la siguiente manera.

Figura 13.

Propiedades de la resistencia a la fluencia del acero

Material Name and Type		
Material Name	fy 4200	
Material Type	Rebar, Uniaxial	
Grade	fy 4200	

Design Properties for Rebar Materials		
Minimum Yield Strength, Fy	4200	kgf/cm ²
Minimum Tensile Strength, Fu	6300	kgf/cm ²
Expected Yield Strength, Fye	4640.26	kgf/cm ²
Expected Tensile Strength, Fue	6960.39	kgf/cm ²

Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

3. Definir Secciones

En este apartado se establece la sección de vigas y columnas. Para fines de esta edificación, las secciones se hacen en base a lo establecido en el predimensionamiento en la sección 3.5.1.

Para establecer lo mencionado hay que dirigirse hacia la pestaña “Define”, “Section properties”, “Frame section”, seleccionando el apartado “Add New Property”. Para este caso, concreto con sección rectangular. El programa proporciona una serie de opciones para modificar valores de acuerdo a la necesidad.

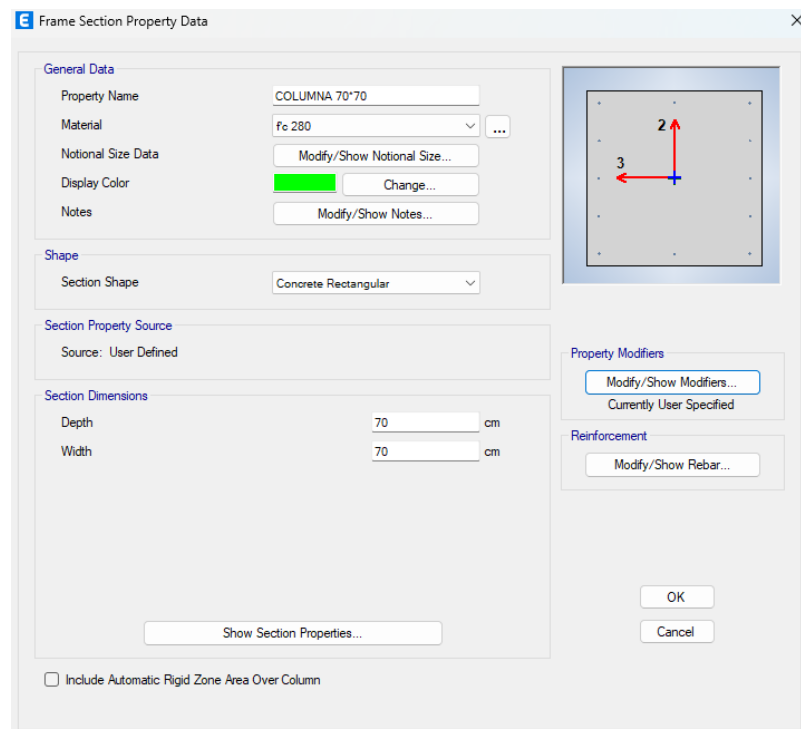
Se define la columna, en este caso es de 0.70m por 0.70m; estos valores se pueden establecer en “Depth” y “Width”. En el apartado “Modify/ Show Modifiers” es importante modificar los momentos de inercia, siendo ambos de 0.7, según lo establecido en el ACI 318-14 en la Tabla 6.6.3.1.1 (a).

En el apartado “Modify/ Show Rebar” se debe definir tres aspectos importantes:

- Design Type: se define que es una columna (Column).
- Reinforcement Configuration: se define que es rectangular (Rectangular).
- Check/ Desing: se selecciona la opción “Reinforcement to be Designed”, si se quiere que el programa diseñe el elemento estructural sin ingresar valores previos. Para fines de este proyecto, es la opción a utilizar.

Figura 14.

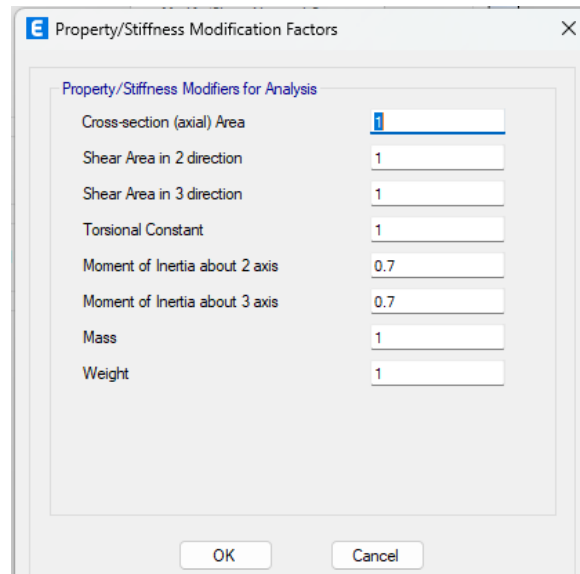
Sección de columna



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Figura 15.

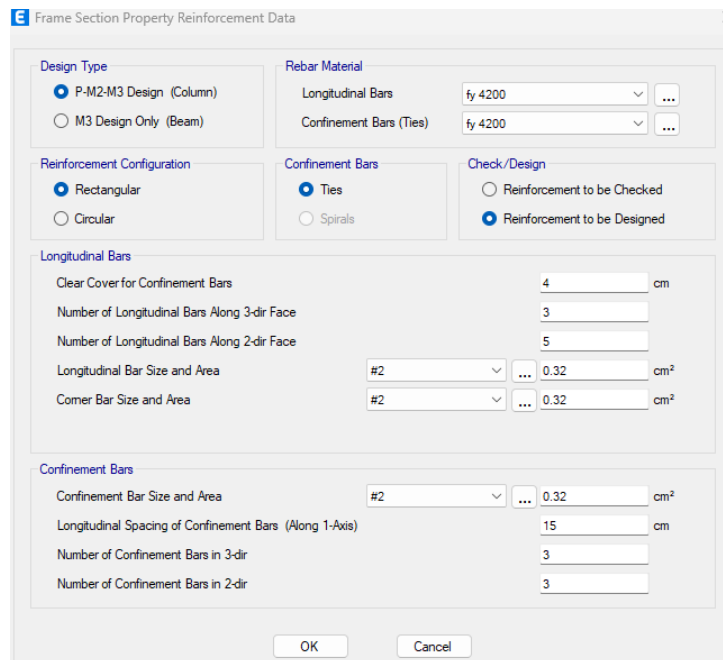
Configuración de momento de inercia en columnas



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Figura 16.

Propiedades de la columna

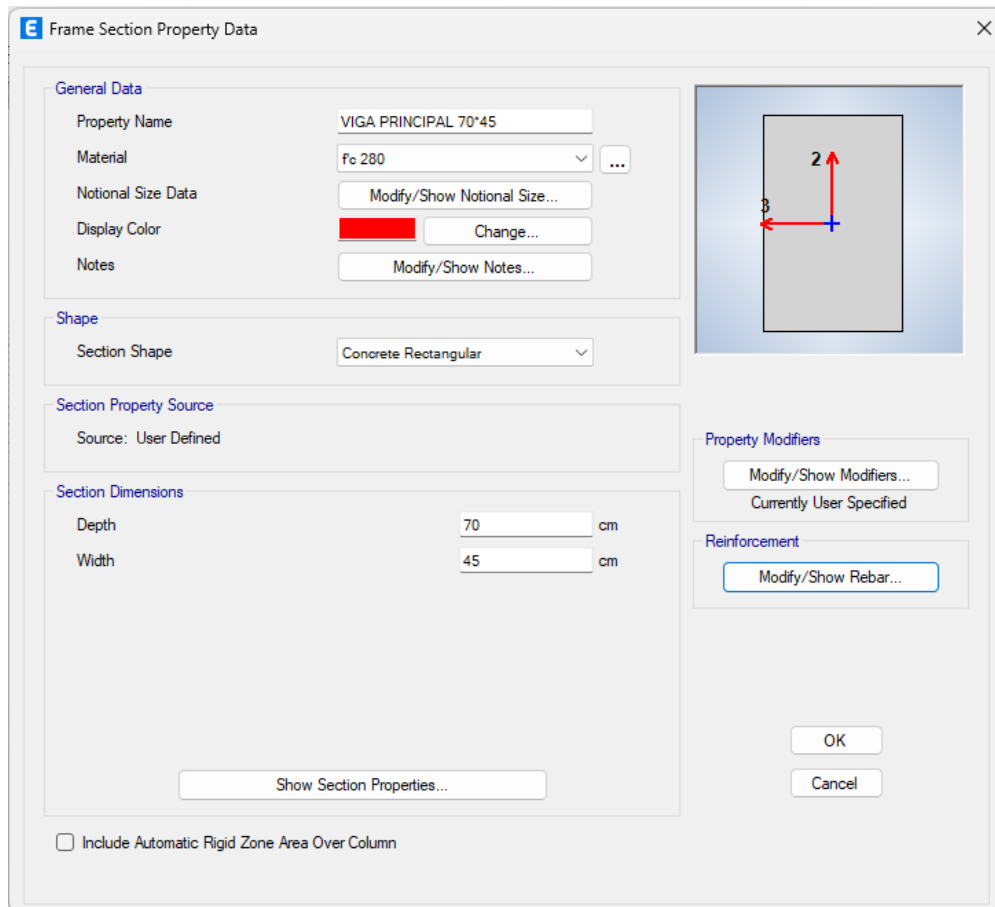


Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Para definir las vigas principal y secundaria, nuevamente en la sección “Frame Properties”, se crea un nuevo elemento, y como en la columna, se modifican valores. Se establecen las dimensiones de la sección transversal, en este caso, la viga principal cuenta con 0.70m de altura por 0.45m de base. Nuevamente en el apartado “Modify/ Show Modifies” se modifica los momentos de inercia para vigas, las cuales son de 0.35 establecido en el ACI 319-14 en la Tabla 6.6.3.1.1 (a). En el caso del apartado “Modify/ Show Rebar”, lo único que establece en “Design Type”, es que es una viga (Beam). Para el caso de la viga secundaria es el mismo procedimiento, sólo se cambia las dimensiones de la sección transversal.

Figura 17.

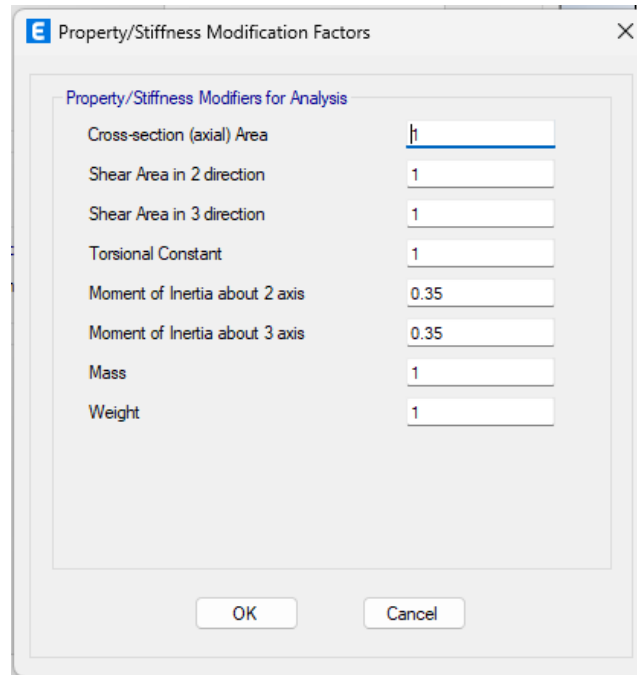
Sección de viga principal



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Figura 19.

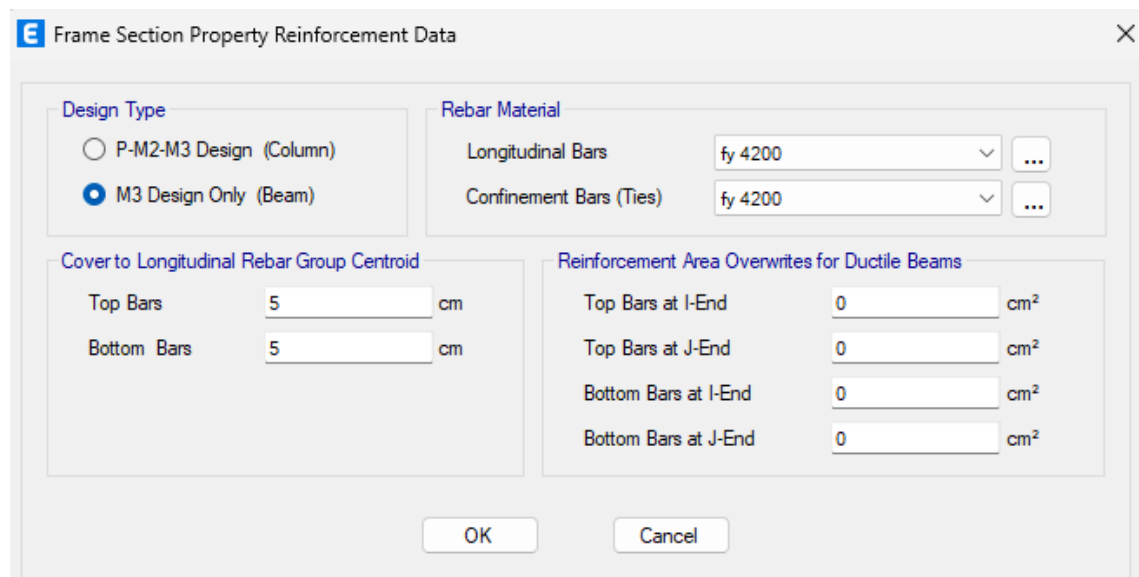
Configuración de momento de inercia en viga



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Figura 18.

Propiedades de la sección de viga



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

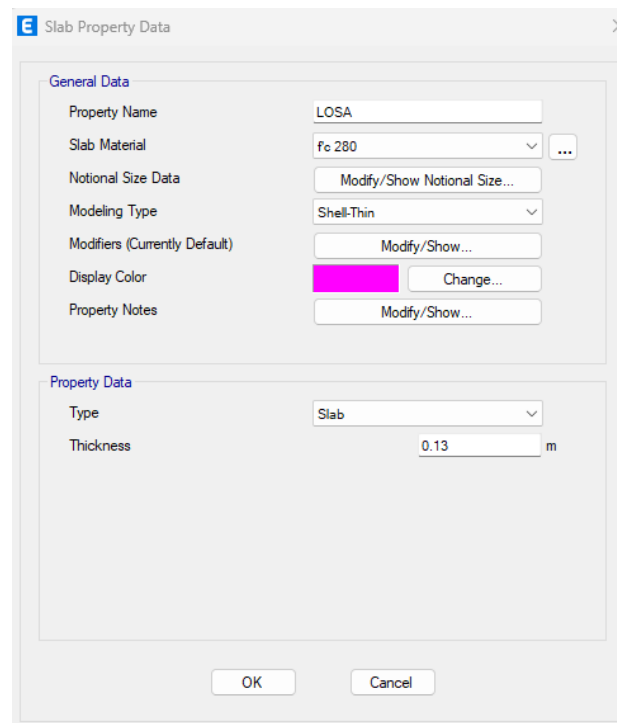
4. Definir Losa

En el caso de este proyecto, se utiliza una losa tradicional. Por consiguiente, hay que dirigirse a la pestaña “Define”, “Section properties”, “Slab sections”; en este caso hay que establecer dos cosas.

- Type: Se elige el tipo de losa, en este caso Slab.
- Thickness: Se coloca el espesor, en este caso 0.13m.

Figura 20.

Configuración de losa







Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

5. Establecer los Elementos Estructurales

Establecer los elementos estructurales se refiere a utilizar las herramientas del programa para dibujar la edificación. En un inicio se tiene como base los ejes y niveles; ahora se procede a dibujar vigas principales, vigas secundarias, columnas y losas.

El programa ETABS proporciona la pestaña “Draw” como herramienta de dibujo, pero al mismo tiempo, en el margen izquierdo del programa se encuentran las funciones de dibujo de la siguiente manera:

- Dibujo rápido de vigas. 
- Dibujo rápido de columnas. 
- Dibujo de losa irregular. 
- Dibujo de losa rectangular. 

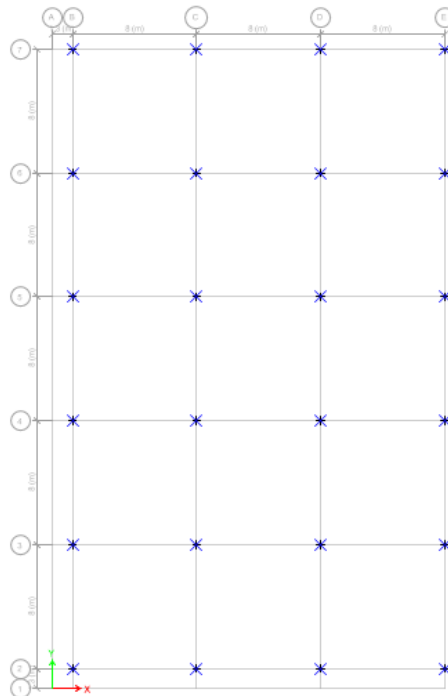
Con estas herramientas se puede realizar todo el armado de la estructura.

6. Empotramiento de la Base

Para el modelado de esta edificación se utiliza un empotramiento perfecto en la base, lo cual se establece visualizando la edificación en planta y seleccionando todas las columnas.

Figura 21.

Vista en planta de la base del edificio para empotramiento

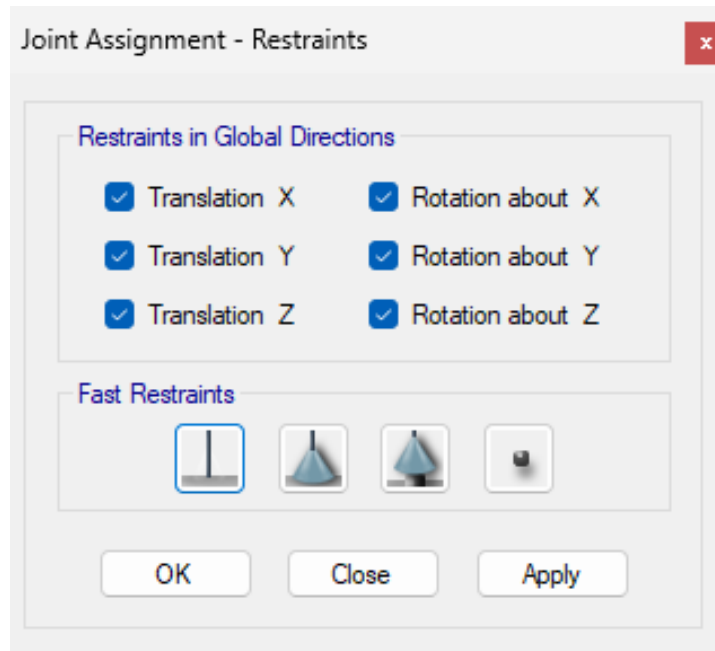


Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Una vez seleccionado todo, dirigiéndose a la pestaña “Assign”, “Joint”, “Restraints”, se establece el empotramiento perfecto.

Figura 22.

Empotramiento perfecto



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20

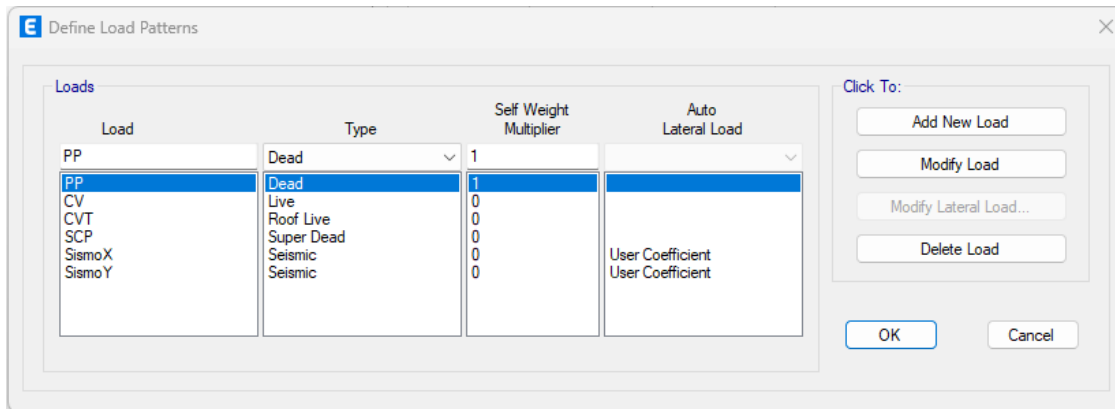
7. Patrones de Carga

En este apartado se establecen todas las cargas que actúan en el edificio. Para definir las hay que dirigirse a la pestaña “Define”, “Load Patters”, y se van añadiendo las cargas de acuerdo a las necesidades, en este caso son las siguientes:

- PP: Peso propio del edificio.
- CV: Carga viva.
- CVT: Carga viva de techo.
- SCP: Sobre carga de piso.
- Sismo X: movimiento sísmico en la dirección X.
- Sismo Y: movimiento sísmico en la dirección Y.

Figura 23.

Definición de patrones de carga



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

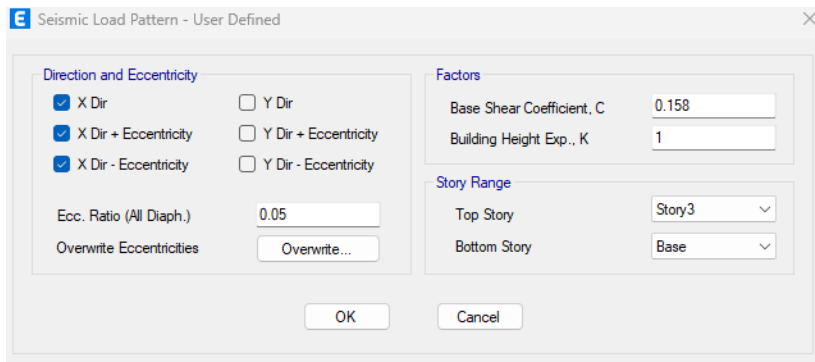
El factor 1 en el PP, representa que el programa tome en cuenta el peso del edificio, en caso contrario, todos los demás son cargas que establece el usuario.

En el caso del Sismo X y Sismo Y, al seleccionarlo y dar click en “Modify Lateral Load”, se presentan una serie de herramientas para definir su función. Se establece la dirección en la que se quiere que actúe, y el coeficiente sísmico establecido en la sección 3.3 de esta tesis.

- Para Sismo X

Figura 24.

Configuración de sismo para eje X

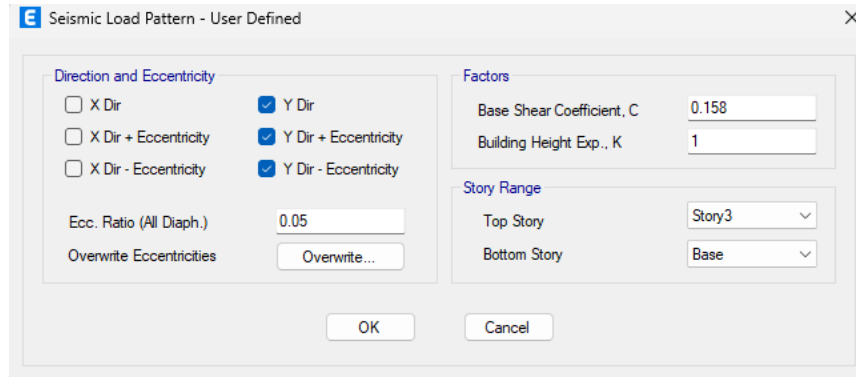


Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

- Para Sismo Y

Figura 25.

Configuración de sismo para eje Y



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

8. Definir Cargas

Para establecer las cargas para cada losa, el programa ofrece una herramienta útil y rápida. Al dirigirse a la pestaña “Define”, “Shell Uniform Load Sets”, da un apartado para agregar nuevas combinaciones de cargas; para este caso se establece uno para cada nivel y una especial para las losas que deben resistir las cargas del tanque de agua. Para esto se toma en cuenta las cargas de diseño establecidas en la sección 3.7.2 de esta tesis.

Tabla 11.

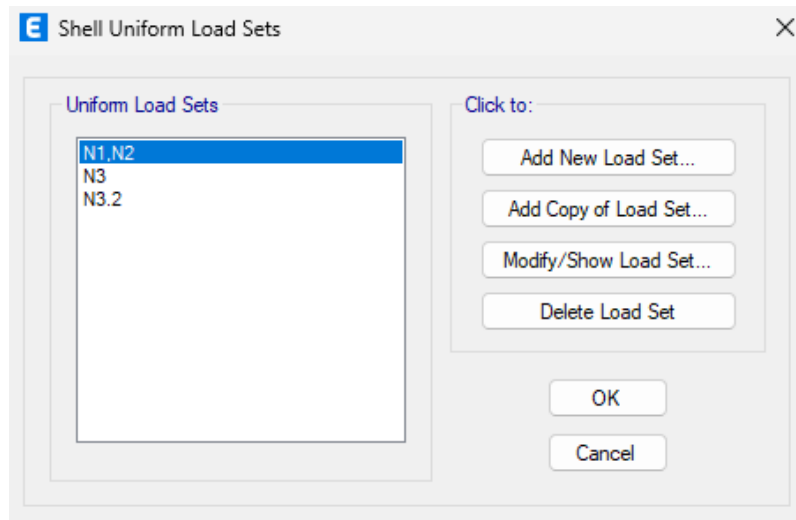
Configuración de cargas a utilizar en losas

Patrón de carga		
N1, N2	CV	500 kgf/m ²
	SCP	311 kgf/m ²
N3	CVT	200 kgf/m ²
	SCP	93 kgf/m ²
N3.2	CVT	200 kgf/m ²
	SCP	250 kgf/m ²

Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

Figura 26.

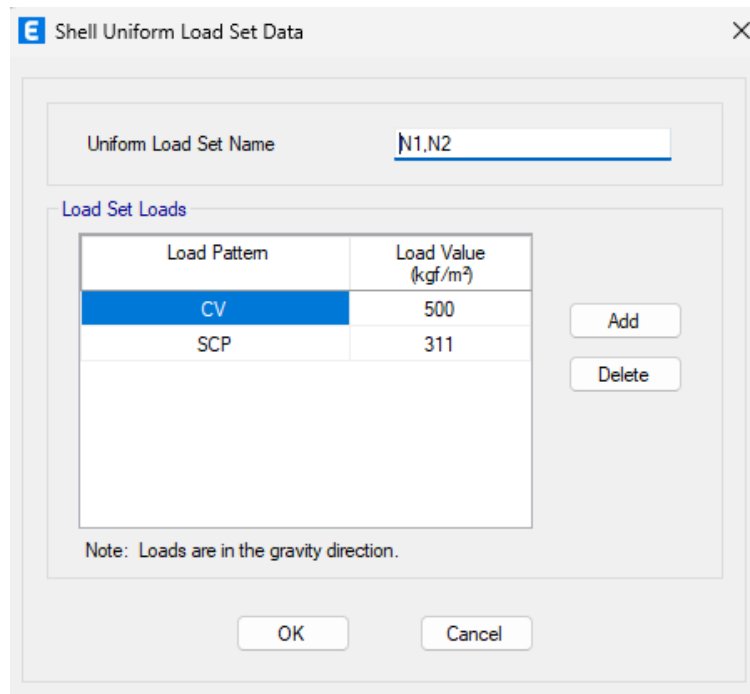
Configuración de cargas a utilizar en losas



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Figura 27.

Configuración de cargas uniformes en losas



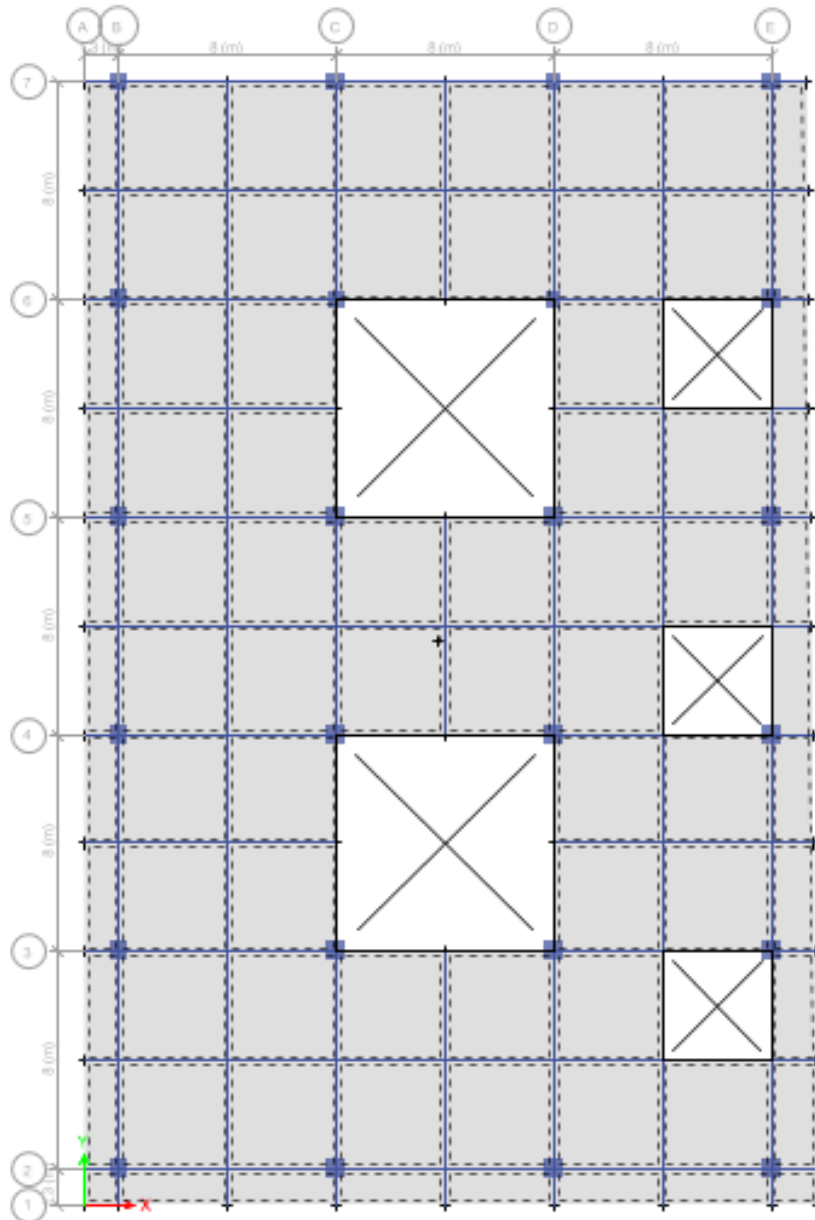
Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

9. Asignación del Set de Cargas

Una vez establecidas las cargas para cada losa se procede a asignarlas; colocando la vista en planta de cada nivel, se seleccionan las losas.

Figura 28.

Selección de todas las losas por nivel



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Una vez seleccionadas, se debe dirigir a la pestaña “Assign”, “Shell Loads”, “Uniform Loads Sets”, y se asigna la carga correspondiente a cada nivel.

10. Masa Sísmica

La masa sísmica es el peso de masa que tiene influencia en el sismo. El normativo AGIES NSE 3, en la sección 1.11.3, establece parámetros de diseño. Para este caso, se tomarán en cuenta los siguientes:

- El peso propio de la estructura en su totalidad (100%).
- El 25% de las cargas vivas de 500 kgf/m² o más.
- La carga viva de techo se puede omitir si no hay acceso. En este caso, por tener un acceso mínimo se toma como 25%.

Tomando en cuenta lo establecido por la norma, en la pestaña “Define”, “Mass Source”, se colocan los patrones de carga y su respectivo porcentaje.

Figura 29.

Configuración de la masa sísmica

Load Pattern	Multiplier
PP	1
SCP	1
CV	0.25
CVT	0.25

Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

11. Combinaciones de Carga

El programa ETABS, para su análisis necesita que el usuario establezca combinaciones de acuerdo a todas las cargas que actúan en el edificio. Se

pueden utilizar diversos criterios, cada país cuenta con un normativo específico, en el caso de Guatemala es el AGIES. Para este caso, se utiliza un normativo universal, el cual es ACI 314-18.

En la Tabla 5.3.1 el ACI establece combinaciones de cargas.

Tabla 12.

Combinaciones de carga

Combinaciones de carga	Ecuación	Carga Primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	Lr ó S ó R
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

Para fines de este proyecto, se utiliza:

- 1.4 CM.
- 0.9 CM + 1.0 CS.
- 0.9 CM – 1.0 CS.
- 1.2 CM + 1.6 CV.
- 1.2 CM+ 1 CS + 1 CV.

Donde:

- CM: carga muerta.
- CS: carga sísmica.
- CV: carga viva.

En la pestaña “Define”, “Load Combinations”, se puede añadir combos, colocando las combinaciones de cargas establecidas.

Por ejemplo: se añade un nuevo combo denominado 0.9 CM + 1 CS. Tomando en cuenta que la carga muerta involucra el peso propio del edificio (PP) y la sobrecarga de piso (SCP), y que la carga sísmica involucra Sismo X y Sismo Y, la combinación queda de la siguiente manera.

Figura 30.

Configuración de combinación de cargas

Load Name	Scale Factor
PP	0.9
SCP	0.9
SismoX	1
SismoY	1

Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

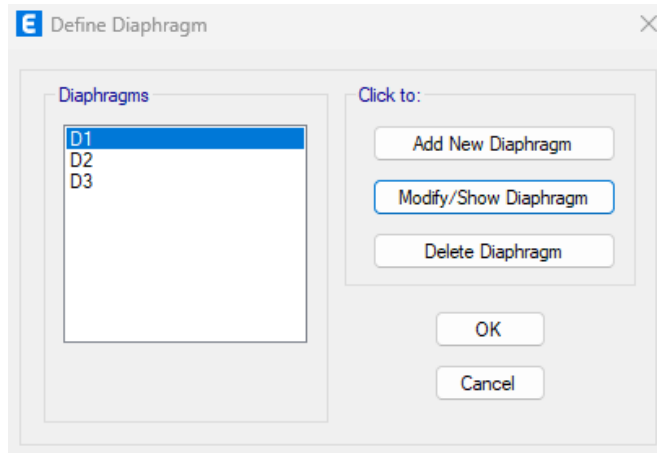
12. Diafragmas

Los diafragmas en la estructura hacen que las losas sean infinitamente rígidas; en otras palabras, permiten que no se deformen en el análisis sísmico. Para que el programa lo ejecute de esta manera, hay que dirigirse a la pestaña

“Define”, “Diaphragms”; en éste se creará uno por cada nivel. En la configuración hay que asegurarse de seleccionar rígido.

Figura 31.

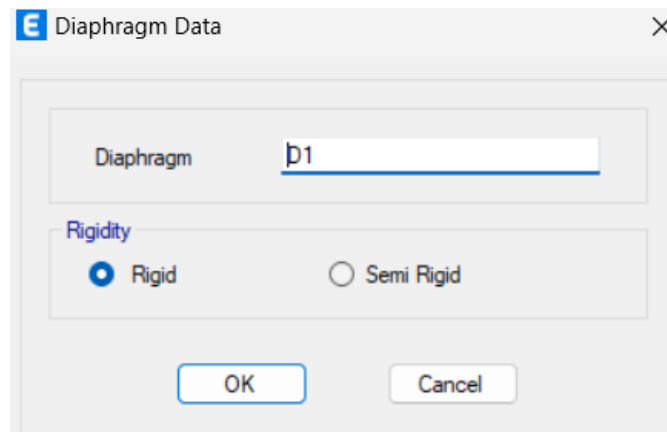
Creación de diafragmas por nivel



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Figura 32.

Configuración rígida en diafragma

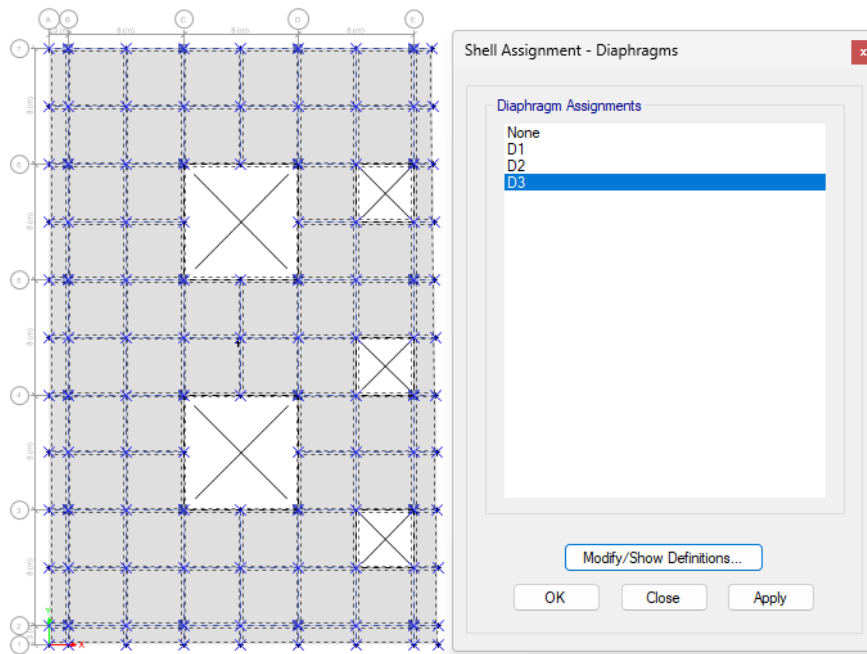


Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Para su aplicación, en una vista de planta, se selecciona toda la superficie y en la pestaña “Assign”, “Shell”, “Diaphragms” se elige el diafragma de acuerdo al nivel en el que se esté.

Figura 34.

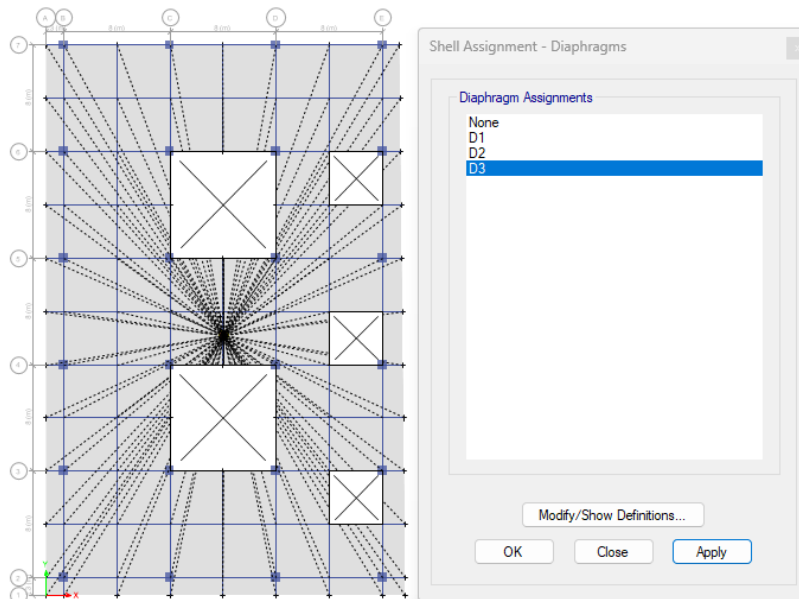
Asignación de diafragmas por nivel



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

Figura 33.

Vista del diagrama asignado en nivel



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

13. Chequeo de Derivas Últimas Tolerables

El chequeo de derivas está diseñado para evaluar el desplazamiento horizontal a la que se somete la edificación por cargas sísmicas. Este chequeo permite que, ante movimientos sísmicos, la estructura no sufra daños. En el caso de que el chequeo no cumpla, es necesario aumentar la rigidez de la edificación lo suficiente para reducir los desplazamientos; esto se puede realizar aumentando las secciones transversales de los elementos.

El programa proporciona una tabla de derivas para dicho chequeo. En la pestaña “Display”, “Show Tables”, aparecen una serie de herramientas, las cuales hay que centrarse en el apartado “Joint Output”, “Displacements”; ésta se puede exportar a Excel.

De acuerdo con la Tabla 4.3.3 de la norma NSE 3 de AGIES, se tienen valores establecidos para las derivas últimas máximas tolerables. De acuerdo con la categoría de la obra y el tipo de edificación, el parámetro a cumplir es de 0.020 hp , donde “hp” es la altura desde la base, hasta el correspondiente nivel.

Tabla 13.

Derivas últimas máximas tolerables

Clasificación de obra			
Estructura	Categoría II	Categoría III	Categoría IV
Edificaciones NSE 7.4	0.007hp	0.007hp	0.007hp
Edificaciones NSE 7.9	0.010hp	0.010hp	0.010hp
Edificios en general	0.020hp	0.020hp	0.020hp

Hp es la altura del piso para el que se calcula la deriva.

Fuente: Norma NSE 3 de AGIES, Tabla 4.3.3.

A lo proporcionado por el programa ETABS, para el chequeo, se agrega:

- hp: altura del edificio.
- Deriva última tolerable: $0.020 * \text{hp}$.

- Chequeo: Si el valor de la deriva última tolerable es mayor a la deriva de la edificación, cumple.

La tabla queda de la siguiente manera:

Tabla 14.

Chequeo de derivas últimas máximas tolerables

Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Drift/	Label	hp	Deriva Última Tolerable	Chequeo
Story3	SismoX	LinStatic	X	0.001585	1/631	109	9.6	0.192	CHEQUEA
Story3	SismoX	LinStatic	X	0.001752	1/571	81	9.6	0.192	CHEQUEA
Story3	SismoX	LinStatic	X	0.001828	1/547	109	9.6	0.192	CHEQUEA
Story3	SismoY	LinStatic	Y	0.00146	1/685	105	9.6	0.192	CHEQUEA
Story3	SismoY	LinStatic	Y	0.00154	1/649	109	9.6	0.192	CHEQUEA
Story3	SismoY	LinStatic	Y	0.00156	1/641	105	9.6	0.192	CHEQUEA
Story2	SismoX	LinStatic	X	0.002031	1/492	109	6.4	0.124	CHEQUEA
Story2	SismoX	LinStatic	X	0.002259	1/443	81	6.4	0.124	CHEQUEA
Story2	SismoX	LinStatic	X	0.002346	1/426	109	6.4	0.124	CHEQUEA
Story2	SismoY	LinStatic	Y	0.001912	1/523	105	6.4	0.124	CHEQUEA
Story2	SismoY	LinStatic	Y	0.002013	1/497	109	6.4	0.124	CHEQUEA
Story2	SismoY	LinStatic	Y	0.002042	1/490	105	6.4	0.124	CHEQUEA
Story1	SismoX	LinStatic	X	0.001279	1/782	24	3.2	0.064	CHEQUEA
Story1	SismoX	LinStatic	X	0.001477	1/677	24	3.2	0.064	CHEQUEA
Story1	SismoX	LinStatic	X	0.001452	1/689	19	3.2	0.064	CHEQUEA
Story1	SismoY	LinStatic	Y	0.001235	1/810	6	3.2	0.064	CHEQUEA
Story1	SismoY	LinStatic	Y	0.001293	1/773	24	3.2	0.064	CHEQUEA
Story1	SismoY	LinStatic	Y	0.00131	1/764	6	3.2	0.064	CHEQUEA

Fuente: Software ETABS 19.

3.6.2. Método de Kani para Marcos Estructurales

El método de Kani, diseñado en 1930, se toma en cuenta dentro de la clasificación de métodos aproximados. Es muy útil para el análisis de marcos con y sin desplazamiento.

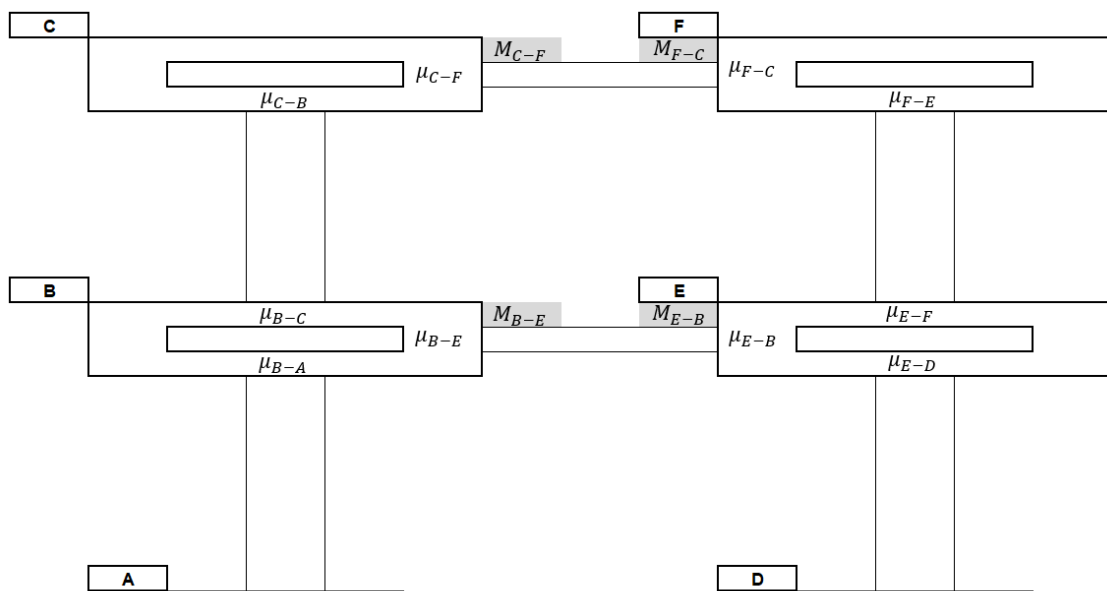
Principalmente, se basa en aproximaciones sucesivas en la distribución de momentos para expresar un efecto de rotación y desplazamientos nodales.

Cuando se hace un cálculo por métodos aproximados, y se quiere comparar con lo que ofrece el programa ETABS, que utiliza el método de elementos finitos, se encuentran valores diferentes. Cuando el programa computarizado presenta los momentos en vigas y en columnas hace un análisis de la estructura en sus tres dimensiones; en el caso del de Kani, solamente refleja valores tomando en cuenta un marco en dos dimensiones.

Como ejemplo del uso de este método, se deja plasmado el procedimiento para el análisis por carga muerta. Para carga viva y carga sísmica se dejan indicados los resultados en anexos.

Figura 35.

Pórtico con momentos y factores de distribución



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

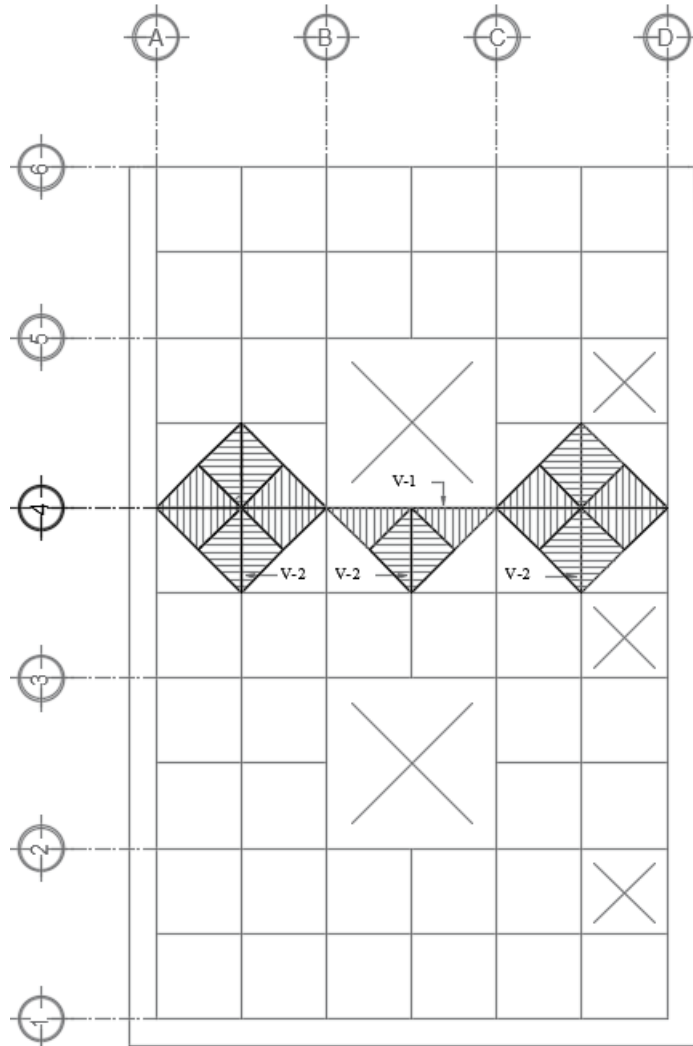
1. Cargas sobre el Marco de Análisis

Para el análisis de los marcos es esencial tomar en cuenta las solicitaciones que llegan a cada uno de las vigas, para este caso, se toma como referencia el eje 4. Se debe calcular el área tributaria que intercede en cada viga.

Para este caso, todas las losas con cuadradas, por consiguiente, las áreas tributarias son iguales, correspondiente al valor de 4m^2 .

Figura 36.

Área tributaria para el eje 4

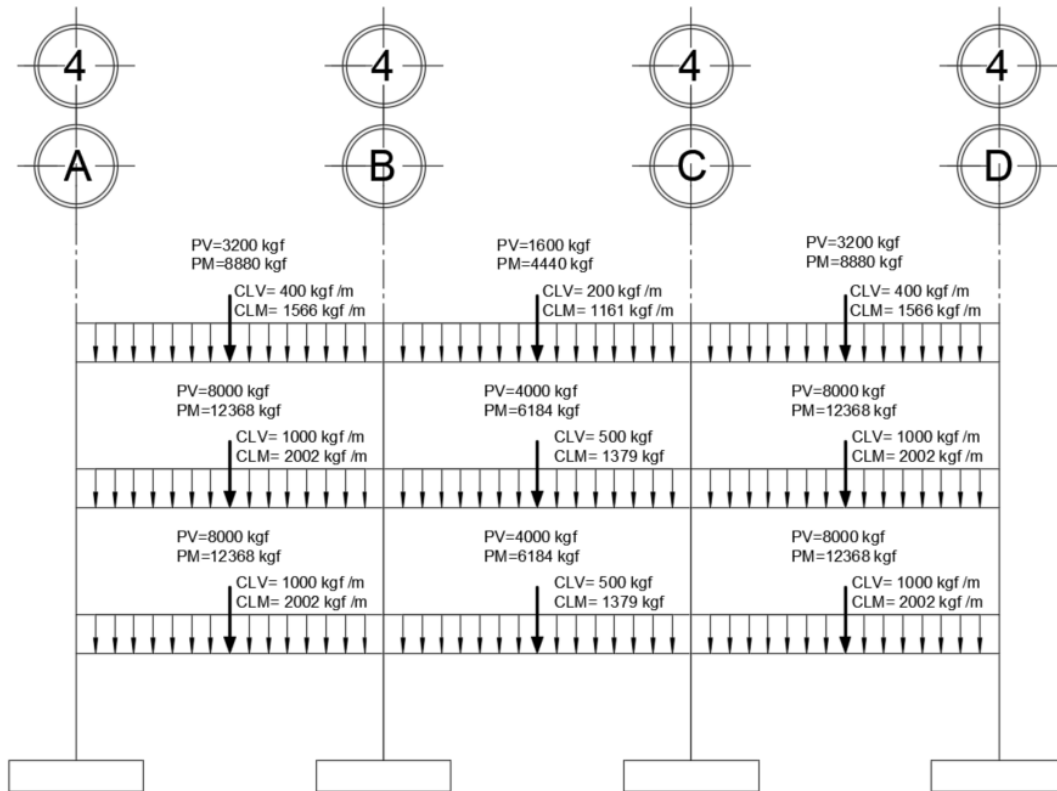


Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

De acuerdo con el eje a analizar, se debe calcular las cargas distribuidas en la viga V-1 y la carga puntual proveniente de la viga V-2, los valores quedan de la siguiente manera:

Figura 37.

Cargas distribuidas y cargas puntuales sobre eje 4



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

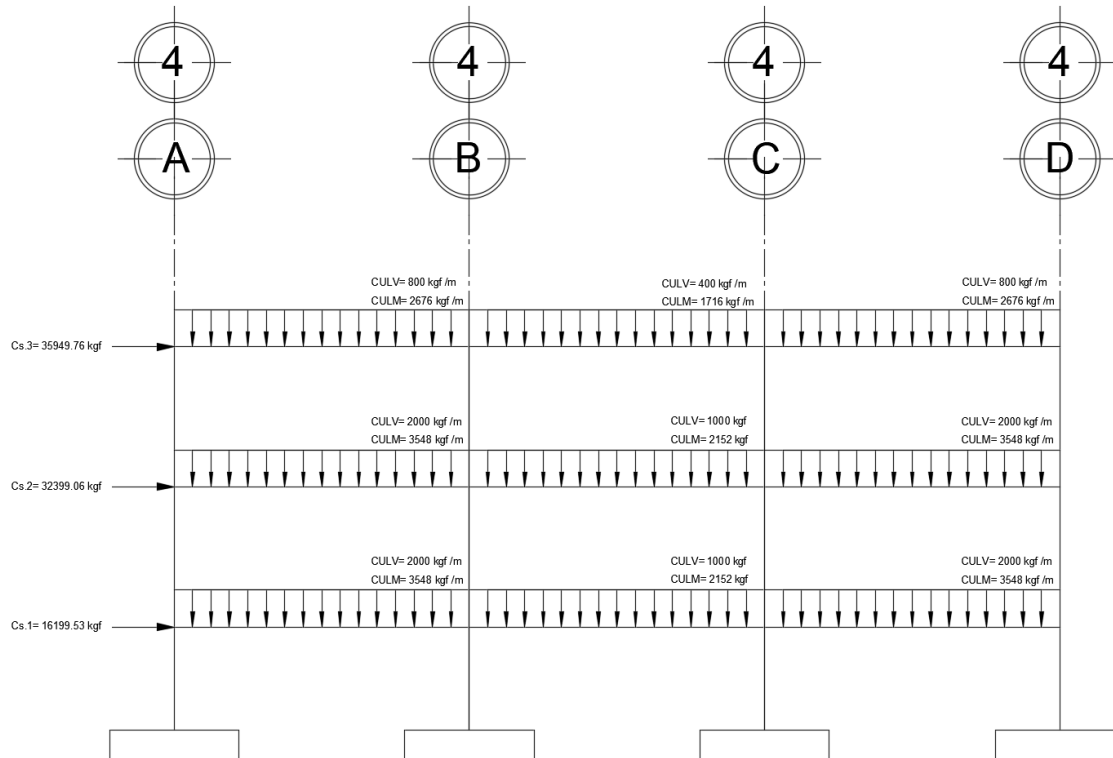
Donde:

- PV y PM: corresponde a la carga puntual viva y muerta respectivamente, proveniente de la viga V-2.
- CLV y CLM: corresponde a la carga lineal viva y muerta respectivamente sobre la viga V-1.

Para facilitar el análisis por medio del método de Kani, es importante que todas las cargas que llegan al eje sean lineales; por consiguiente, para que una carga puntual se vuelva lineal se debe dividir por el valor de la luz libre entre columnas. Al volverse la misma una carga lineal, se suma con la ya establecida. Los valores finales de carga viva y muerta lineal, quedan de la siguiente manera:

Figura 38.

Cargas lineales en el eje 4



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD.

Donde:

- Cs1, Cs2, Cs3, son cargas laterales producidas por sismo.

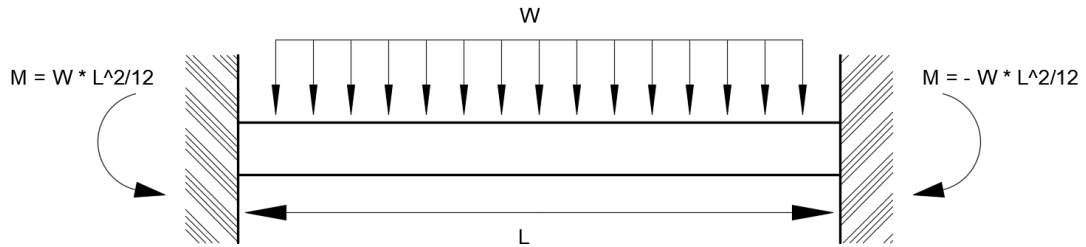
2. Momentos Fijos

Luego de la distribución de cargas se procede a realizar el cálculo de momentos; una fórmula muy utilizada, es la propuesta para extremos fijos con cargas uniformemente distribuidas, la cual se expresa de la siguiente manera:

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

Figura 39.

Momentos de extremo fijo con carga uniformemente distribuida



Fuente: Análisis estructural, octava edición, R. C. Hibbeler.

De acuerdo a este parámetro, se procede a realizar el cálculo de los momentos:

Tabla 15.

Momentos fijos para cargas muertas

CÁLCULO DE MOMENTOS FIJOS					
MF DH =	-14,272.00	kg * m	MF HD =	14,272.00	kg * m
MF HL =	-9,152.00	kg * m	MF LH =	9,152.00	kg * m
MF LP =	-14,272.00	kg * m	MF PL =	14,272.00	kg * m
MF CG =	-18,922.67	kg * m	MF GC =	18,922.67	kg * m
MF GK =	-11,477.33	kg * m	MF KG =	11,477.33	kg * m
MF KO =	-18,922.67	kg * m	MF OK =	18,922.67	kg * m
MF BF =	-18,922.67	kg * m	MF FB =	18,922.67	kg * m
MF FJ =	-11,477.33	kg * m	MF JF =	11,477.33	kg * m
MF JN =	-18,922.67	kg * m	MF NJ =	18,922.67	kg * m

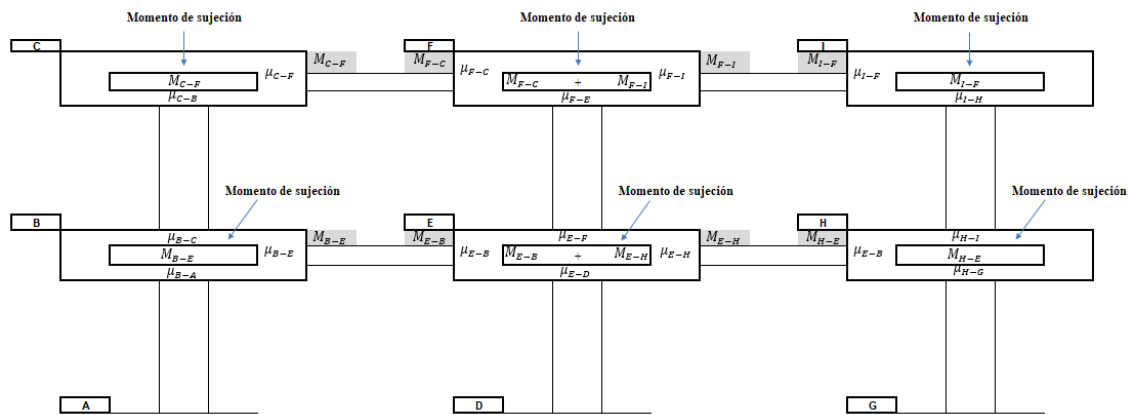
Fuentes: Elaboración propia utilizando Excel.

3. Momentos de Sujeción

Los momentos de sujeción son valores que se generan como resultado de la suma de los momentos que llegan al nodos; para entenderlo de una mejor forma, se presenta de la siguiente manera:

Figura 40.

Momentos de sujeción, ejemplo



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD2022

4. Cálculo de rigidez de los Elementos

El cálculo de rigidez está establecido por la siguiente fórmula:

$$K_{i-k} = \frac{I}{L_{i-k}}$$

Donde:

- I: corresponde a la inercia del elemento.
- L: corresponde a la longitud del elemento.

El cálculo de inercia de viga y columna se realiza de la siguiente manera, tomando en cuenta las dimensiones de la sección transversal.

$$I_{\text{columna}} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{70 \text{ cm} * 70 \text{ cm}^3}{12} = 2,000,833 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{viga}} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{45 \text{ cm} * 70 \text{ cm}^3}{12} = 1,286,250 \text{ cm}^4$$

Las columnas y vigas que conforman el eje a diseñar cuentan con los mismos parámetros, por consiguiente, los valores de inercia se utilizan para todos los elementos.

La inercia relativa para vigas y columnas, quedan de la siguiente manera:

$$I_{\text{columna}} = 1.00$$

$$I_{\text{viga}} = \frac{I_{\text{viga}}}{I_{\text{columna}}} = \frac{1286250 \text{ cm}^3}{2000833 \text{ cm}^3} = 0.64$$

Los valores de rigidez para vigas y columnas, se establecen de la siguiente manera:

$$K_{\text{viga}} = \frac{I_{\text{viga}}}{L_{\text{viga}}} = \frac{0.64}{8} = 0.08$$

$$K_{\text{columna}} = \frac{I_{\text{columna}}}{L_{\text{columna}}} = \frac{1.00}{2.8} = 0.357$$

5. Cálculo de factores de distribución por Nodo

El factor de distribución, o factores de giro, está determinado por la siguiente fórmula:

$$\mu_{i-k} = \frac{1}{2} \left(\frac{k_{i-k}}{\sum k_{i-k}} \right)$$

Realizando los cálculos correspondientes para cada nodo, la distribución queda de la siguiente manera:

Tabla 16.

Factores de giro por nodo, para cargas muertas

FACTORES DE GIRO POR NODO						
Nudo B:	$U_{ba} =$	-0.22				
	$U_{bf} =$	-0.05				
	$U_{bc} =$	-0.22	<u>-0.50</u>			
Nudo D:	$U_{dc} =$	-0.41				
	$U_{dh} =$	-0.09	<u>-0.50</u>			
Nudo G:	$U_{gf} =$	-0.20				
	$U_{gc} =$	-0.05				
	$U_{gh} =$	-0.20				
	$U_{gk} =$	-0.05	<u>-0.50</u>			
Nudo J:	$U_{ji} =$	-0.20				
	$U_{jf} =$	-0.05				
	$U_{jk} =$	-0.20				
	$U_{jn} =$	-0.05	<u>-0.50</u>			
Nudo L:	$U_{lk} =$	-0.34				
	$U_{lh} =$	-0.08				
	$U_{lp} =$	-0.08	<u>-0.50</u>			
Nudo O:	$U_{on} =$	-0.22				
	$U_{ok} =$	-0.05				
	$U_{op} =$	-0.22	<u>-0.50</u>			
Nudo C:	$U_{cb} =$	-0.22				
	$U_{cg} =$	-0.05				
	$U_{cd} =$	-0.22		<u>-0.50</u>		
Nudo F:	$U_{fe} =$	-0.20				
	$U_{fb} =$	-0.05				
	$U_{fg} =$	-0.20				
	$U_{fj} =$	-0.05		<u>-0.50</u>		
Nudo H:	$U_{hg} =$	-0.34				
	$U_{hd} =$	-0.08				
	$U_{hl} =$	-0.08		<u>-0.50</u>		
Nudo K:	$U_{kj} =$	-0.20				
	$U_{kg} =$	-0.05				
	$U_{kl} =$	-0.20				
	$U_{ko} =$	-0.05		<u>-0.50</u>		
Nudo N:	$U_{nm} =$	-0.22				
	$U_{nj} =$	-0.05				
	$U_{no} =$	-0.22		<u>-0.50</u>		
Nudo P:	$U_{po} =$	-0.41				
	$U_{pl} =$	-0.09				<u>-0.50</u>

Fuente: Elaboración propia utilizando Exel.

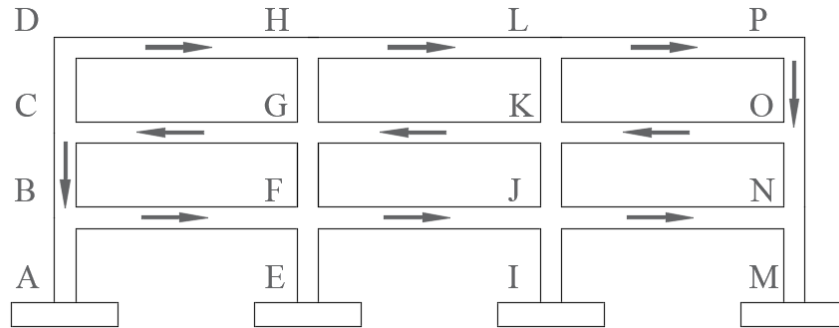
Cabe destacar que la sumatoria de los factores de rotación por nodo, debe dar -0.5.

6. Cálculo de Momentos Finales

Para el cálculo de momentos finales es importante realizar una ruta de interacción, hasta encontrar los valores adecuados. Para este caso, se realiza de la siguiente manera:

Figura 41.

Ruta de interacción, método aproximado Kani



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD.

Para el cálculo de los momentos finales, se procede a utilizar la siguiente fórmula:

$$M_{i-k} = M_{i-k}^F + (2 * M'_{k-i}) + M'_{i-k}$$

Sustituyendo valores, se presenta los momentos de vigas y columnas por carga muerta

Tabla 17.

Momentos finales por carga muerta

MOMENTOS FINALES POR CARGA MUERTA					
Columnas Primer Nivel			Vigas Primer Nivel		
Mab =	3,913.31	Mba =	7,650.73	Mbf =	-17,607.75
Mef =	-1,454.85	Mfe =	-3,085.60	Mfj =	-11,918.04
Mij =	1,478.67	Mji =	2,781.44	Mjn =	-18,252.32
Mmn =	-3,702.60	Mnm =	-7,581.10	Mnj =	19,384.00
Columnas Segundo Nivel			Vigas Segundo Nivel		
Mbc =	9,960.46	Mcb =	8,484.62	Mcg =	-18,126.63
Mfg =	-4,022.66	Mgf =	-3,377.14	Mgk =	-11,707.38
Mjk =	3,777.63	Mkj =	3,422.89	Mko =	-19,025.43
Mno =	-9,885.75	Mon =	-8,360.06	Mok =	18,077.21
Columnas Tercer Nivel			Vigas Tercer Nivel		
Mcd =	9,645.22	Mdc =	12,443.91	Mdh =	-12,443.06
Mgh =	-3,900.52	Mhg =	-4,907.18	Mhl =	-9,606.11
Mkl =	3,923.42	Mlk =	4,940.92	Mlp =	-14,528.34
Mop =	-9,714.13	Mpo =	-12,431.65	Mli =	14,514.21
				Mlh =	9,588.31
				Mli =	12,432.59

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel.

7. Comparación de Momentos Kani- ETABS

Tabla 18.

Comparación de momentos en columna

MOMENTOS EN COLUMNAS						
Primer nivel						
Element	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Columna	Carga	Carga	Carga	Carga	Carga	Carga
Mab =	3,913.31	2,100.74	-43,586.71	-5,488.87	-3,177.58	10,765.54
Mef =	-1,454.85	-999.81	-47,968.26	2,376.8	1,593.64	11,253.45
Mij =	1,478.67	1,001.96	-47,962.22	-2,428.66	-1,494.08	11,247.33
Mmn =	-3,702.60	-1,992.11	-43,614.97	4,240.18	2,321.2	10,752.21
Mba =	7,650.73	4,118.40	-7,856.75	7,398.56	4,320.72	-8,63.02
Mfe =	-3,085.60	-2,082.71	-16,619.85	-3,619.24	-2,365.09	-1,546.7
Mji =	2,781.44	1,920.83	-16,607.79	3,114.53	1,961.66	-1,538.14
Mnm =	-7,581.10	-4,067.30	-7,913.29	-6,230.35	-3,384.61	-844.33
Segundo nivel						
Element	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Columna	Carga	Carga	Carga	Carga	Carga	Carga
Mbc =	9,960.46	5,856.02	-15,194.14	-1,4832.1	-9,217.08	-1,980.63
Mfg =	-4,022.66	-2,960.22	-26,607.11	8,369.82	6,035.01	-1,037.24
Mjk =	3,777.63	2,830.95	-26,604.64	-7,834.05	-5,450.59	-1,036.93
Mno =	-9,885.75	-5,802.64	-15,207.22	12,953.91	7,673.21	-2,006.63
Mcb =	8,484.62	5,549.82	-19,505.24	5,897.5	4,280.01	-6,028.39
Mgf =	-3,377.14	-2,781.00	-29,186.52	-3,926.09	-3,338.45	-5,942.44
Mkj =	3,422.89	2,796.04	-29,199.69	4,913.26	3,846.07	-5,960.52
Mon =	-8,360.06	-5,488.96	-19,446.59	-4,972.65	-3,534.55	-6,030.44
Tercer nivel						
Element	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Columna	Carga	Carga	Carga	Carga	Carga	Carga
Mcd =	9,645.22	4,537.41	-701.83	-14,362.9	-7,487.86	-8,918.56
Mgh =	-3,900.52	-2,335.68	-9,769.95	8,752.73	-3,353.75	-10,309.59
Mkl =	3,923.42	2,348.62	-9,774.06	-9,460.96	-6,114.18	-10,276.74
Mop =	-9,714.13	-4,575.79	-665.57	12,612.24	6,043.03	-8,884.71
Mdc =	12,443.91	3,907.20	-12,091.92	10,351.60	2,848.44	608.66
Mhg =	-4,907.18	-1,993.57	-22,278.56	-5,041.69	-1,556.73	2,180.36
MLk =	4,940.92	2,012.12	-22,257.98	4,253.00	1,125.27	2,174.06
Mpo =	-1,2431.65	-3,900.30	-12,149.76	-9,060.58	-2,279.57	570.92

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel.

Tabla 19.

Comparación de momentos en vigas

MOMENTOS EN VIGAS						
Primer nivel						
Elemento	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Vigas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo
Mbf =	-17,607.75	-10,002.37	23,131.87	-15,336.37	-8,964.95	1,812.87
Mfj =	-11,918.04	-5,613.89	21,161.53	-10,153.95	-5,123.15	1,687.31
Mjn =	-18,252.32	-10,180.77	22,142.38	-15,560.2	-8,879.36	1,769.27
Mfb =	19,029.75	10,633.34	22,146.02	-16,122.1	-9,385.37	-1,770.12
Mjf =	11,696.66	5,503.17	21,162.89	-9,976.94	-5,011.31	-1,687.70
Mnj =	19,384.00	11,018.23	23,120.51	-14,621.85	8,455.54	-1,817.14
Segundo nivel						
Elemento	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Vigas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo
Mcg =	-18,126.63	-10,099.84	20,611.51	-15,771.34	-9,115.05	-1012.06
Mgk =	-11,707.38	-5,541.10	19,416.91	-7,993.17	-3,436.17	-972.88
Mko =	-19,025.43	-10,665.22	20,020.74	-15,083.54	-8,517.12	1,007.88
Mgc =	18,988.17	10,645.09	20,015.29	-15,989.14	-9,242.96	1,008.84
Mkg =	11,682.27	5,527.79	19,414.75	-7,001.26	-2,572.91	991.83
Mok =	18,077.21	10,072.88	20,628.90	-15,212.56	-8,616.01	1,015.64
Tercer nivel						
Elemento	Método numérico de Kani			Software ETABS V20		
Vigas	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo	Carga Muerta	Carga Viva	Carga sismo
Mdh =	-12,443.06	-3,906.46	12,671.53	-10795.22	-3,499.57	-2488.92
Mhl =	-9,606.11	-2,262.86	10,979.15	-8,075.95	-2,065.83	-2,218.18
Mlp =	-14,528.34	-4,264.67	11,819.04	-11,634.53	-3,602.38	-2,364.99
Mhd =	14,514.21	4,257.24	11,823.64	-12,049.41	-3,768.89	2,367.66
Mlh =	9,588.31	2,253.34	10,982.55	-7,975.98	-2,990.00	2,217.83
Mpl =	12,432.59	3,901.13	12,652.13	-10,490.77	-3,264.67	2,497.32

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel.

8. Cálculo de Envolvente

El procedimiento para encontrar la envolvente se relaciona en utilizar los momentos obtenidos para carga viva, carga muerta y cargas sísmicas y aplicarle

los factores de combinaciones de cargas; mismas que son utilizadas en el procedimiento de ETABS, establecido en la tabla 14.

Tabla 20.

Cálculo de envolvente en columnas

CÁLCULO DE ENVOLVENTE EN COLUMNAS				
Primer nivel				
Elemento	Método numérico de Kani		Software ETABS V20	
Columnas	M (+) kg-m	Max (+)	M(+) kg-m	Máximo
Mab =	47,108.69	50,713.89	15,705.52	18,161.63
Mef =	50,713.89		15,699.25	
Mij =	49,293.02		13,433.12	
Mmn =	50,050.20		18,161.63	
Mba =	15,770.31	22,405.28	15,791.42	15,791.42
Mfe =	22,405.28		8,254.88	
Mji =	19,111.08		6,876.09	
Mnm =	21,077.90		12,891.80	
Segundo Nivel				
Elemento	Método numérico de Kani		Software ETABS V20	
Columnas	M (+) kg-m	Max (+)	M(+) kg-m	Máximo
Mbc =	24,158.55	34,394.52	32,545.85	32,545.85
Mfg =	34,394.52		19,699.80	
Mjk =	30,004.51		18,121.80	
Mno =	32,872.76		27,821.83	
Mcb =	27,141.39	36,020.09	13,925.02	15,532.17
Mgf =	36,020.09		13,992.20	
Mkj =	32,280.30		12,049.62	
Mon =	34,967.62		15,532.17	
Tercer Nivel				
Elemento	Método numérico de Kani		Software ETABS V20	
Columnas	M (+) kg-m	Max (+)	M(+) kg-m	Max (+)
Mcd =	18,834.12	18,978.21	33,641.90	33,641.90
Mgh =	16,786.25		18,187.05	
Mkl =	13,305.14		27,744.07	
Mop =	18,978.21		24,803.54	
Mdc =	23,291.44	30,968.05	16,979.42	16,979.42
Mhg =	30,160.75		8,540.80	
Mlk =	26,704.81		8,402.93	
Mpo =	30,968.05		14,520.01	

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel.

Tabla 21.

Cálculo de envolvente para vigas

CÁLCULO DE ENVOLVENTE PARA VIGAS								
Primer nivel								
Elemento Vigas	Método numérico de Kani				Software ETABS V20			
	M (+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)	M(+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)
Mbf =	38,978.84	-38,978.84			32,747.56	-32,747.56		
Mfj =	31,887.77	-31,887.77	38,978.84	-38,978.84	20,381.78	-20,381.78	32,879.22	-32,879.22
Mjn =	38,569.46	-38,569.46			32,879.22	-32,879.22		
Mfb =	55,615.06	-5,019.25			34,363.11	-34,363.11		
Mjf =	40,702.06	-10,635.89	57,399.53	-10,635.89	19,990.42	-19,990.42	34,363.11	-34,363.11
Mnj =	57,399.53	-5,674.91			20,470.59	-20,470.59		
Segundo Nivel								
Elemento Vigas	Método numérico de Kani				Software ETABS V20			
	M (+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)	M(+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)
Mcg =	37,911.70	-37,911.70			33,509.69	-33,509.69		
Mgk =	29,953.55	-29,953.55	39,894.88	-39,894.88	15,089.68	-15,089.68	33,509.69	-33,509.69
Mko =	39,894.88	-39,894.88			31,727.64	-31,727.64		
Mgc =	53,446.18	-2,925.94			33,975.70	-33,975.70		
Mkg =	38,961.26	-8,900.70	53,446.18	-8,900.70	12,518.17	-12,518.17	33,975.70	-33,975.70
Mok =	52,394.43	-4,359.41			32,040.69	-32,040.69		
Tercer Nivel								
Elemento Vigas	Método numérico de Kani				Software ETABS V20			
	M (+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)	M(+) kg-m	M (-) kg-m	Max (+)	Max (-)
Mdh =	23,870.29	-23,870.29			18,942.75	-18,942.75		
Mhl =	19,624.65	-19,624.65	24,894.54	-24,894.54	13,975.15	-13,975.15	19,928.81	-19,928.81
Mlp =	24,894.54	-24,894.54			19,928.81	-19,928.81		
Mpt =								
Mhd =	33,497.93	1,239.14			20,489.52	-20,489.52		
Mlh =	24,741.86	-2,353.07	33,497.93	-2,353.07	14,355.18	-14,355.18	20,489.52	-20,489.52
Mpl =	31,472.38	-1,462.80			17,812.40	-17,812.40		
Mtp =								

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel.

3.7. Diseño de la Estructura

3.7.1. Predimensionamiento de la Estructura

3.7.1.1. Losa

Dentro de la estructura se cuenta con losas en dos direcciones, y losa en voladizo. Para elegir el espesor de losa con el que se va a diseñar, se debe realizar una comparación entre ambos y elegir el mayor.

- Losa en Voladizo:

La Tabla 7.3.1.1 del ACI 318-14 especifica el espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas.

$$t = \frac{l}{10} = \frac{1.3 \text{ m}}{10} = 0.138 \text{ m}$$

- Losa en Dos Direcciones:

La tabla 8.3.1.1 del ACI 318-14 especifica el espesor mínimo de losas en dos direcciones.

$$t = \frac{l}{33} = \frac{4 \text{ m}}{33} = 0.121 \text{ m}$$

En base a los valores obtenidos, y para no incrementar los costos de construcción, se toma un intermedio entre los dos valores, 0.13m.

3.7.1.2. Vigas

Para el diseño de las vigas principales se asume, para la altura h , un valor del 8% de la luz libre y para vigas secundarias un 6%; para ambos casos la luz libre (L) es de 8 metros. Los valores se expresan de la siguiente manera.

Viga Principal V-1:

$$h_{v-1} = 0.08 L = 0.08 * 8 \text{ m} = 0.64 \text{ m}$$

De acuerdo al resultado se asume un valor de 0.70 mt para la h de la vida y un valor de 0.45 mt para la base del mismo.

Viga Secundaria V-2:

$$h_{v-2}=0.06 L=0.06*8 \text{ mt}=0.48 \text{ mt}$$

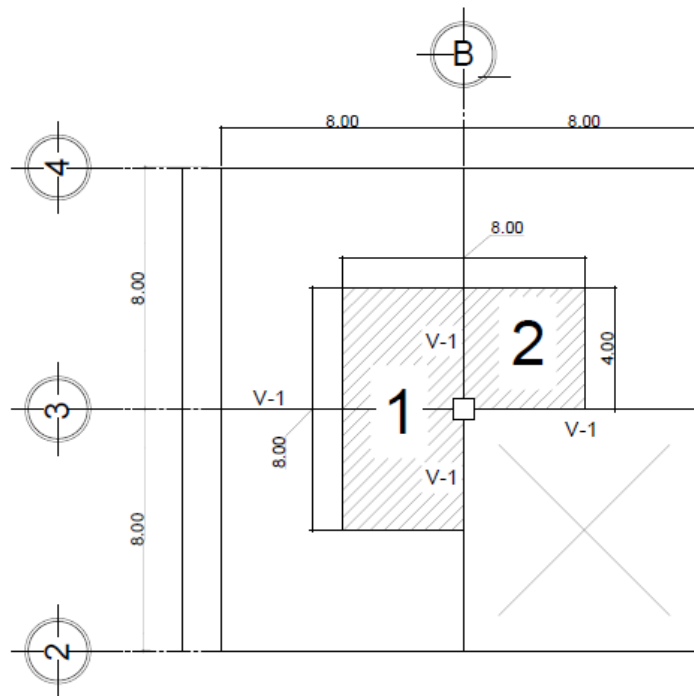
De acuerdo al resultado se asume un valor de 0.50m para la h de la viga secundaria y un valor de 0.25m para la base del mismo.

3.7.1.3. Columnas

Para el predimensionamiento de la columna, se toma en cuenta la que se encuentre en una zona crítica del edificio, en este caso, la ubicada en el eje 3B.

Figura 42.

Área tributaria para predimensionamiento de columna



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Para el cálculo de la carga puntual sobre la columna debido al área tributaria, se deben considerar valores previos; de acuerdo con la figura 46, el

área tributaria se compone de un rectángulo y un cuadrado, las cuales se calculan de la siguiente manera:

$$A_1 = 8 \text{ mt} * 4 \text{ mt} = 32 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 4 \text{ mt} * 4 \text{ mt} = 16 \text{ m}^2$$

$$A_t = A_1 + A_2 = 48 \text{ m}^2$$

Para el cálculo de la carga muerta (CM) se debe tomar en cuenta el peso específico del concreto, multiplicado por el espesor de la losa.

$$CM = \gamma_c * t$$

$$CM = 2400 \text{ kgf/m}^3 * 0.13 \text{ mt} = 312 \text{ kgf/m}^2$$

Para el cálculo de la carga que genera la viga, primeramente, se debe tomar en cuenta su volumen, de acuerdo a la figura 46, a la columna a diseñar la interceptan dos vigas V-1 con una longitud (L) de 8mt; por otro lado, se debe tomar en cuenta las dimensiones de su área transversal definidas en la sección 3.4.1.2.

$$\text{Volumen} = (L * h_{v-1} * b) * 2$$

$$\text{Volumen} = (8 \text{ mt} * 0.70 \text{ mt} * 0.45 \text{ mt}) * 2 = 5.04 \text{ m}^3$$

Los valores de carga viva (CV) y sobrecarga permanente (SCP), son los mismos establecidos en la sección 3.4.2 de acuerdo a cada nivel.

En la siguiente tabla se establecen todos los valores necesarios para obtener la carga puntual que se genera sobre la columna a diseñar.

De acuerdo con el valor obtenido en la tabla 22, el valor de la fuerza axial mayorada es de 230803.2 kgf. Para determinar el área de columna necesaria para soportar la carga, se aplica la ecuación establecida en la sección 22.4.2.2 del código ACI 318-14.

$$P_u = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

Tabla 22.

Carga axial sobre columna crítica

CARGAS SOBRE LA COLUMNA 3-B					
Nivel 3					
Losa					
CV	200	kgf/m ²	$(1.2*(CM+SC)+1.6*(CV))*At=$	38,688.00	kg
CM	312	kgf/m ²			
SC	93	kgf/m ²			
Vigas	5.04	m ³	$(1.2*(Volumen*2400\text{ kg/m}^3))=$	14,515.20	kg
Total nivel 3				53,203.20	kg
Nivel 2					
Losa					
CV	500	kgf/m ²	$(1.2*(CM+SC)+1.6*(CV))*At=$		
CM	312	kgf/m ²		7,4284.80	kg
SC	311	kgf/m ²			
Vigas	5.04	m ³	$(1.2*(Volumen*2400\text{ kg/m}^3))=$	14,515.20	kg
Total nivel 2				88,800.00	kg
Nivel 1					
Losa					
CV	500	kgf/m ²	$(1.2*(CM+SC)+1.6*(CV))*At=$	74,284.80	kg
CM	312	kgf/m ²			
SC	311	kgf/m ²			
Vigas	5.04	m ³	$(1.2*(Volumen*2400\text{ kg/m}^3))=$	14,515.20	kg
Total Nivel 1				88,800.00	kg
				Pu=	230,803.20 kg

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel.

A esta fórmula base se le añaden tres factores de seguridad; de acuerdo con la tabla 21.2.1 del ACI 318-14, para fuerzas axiales se le aplica un factor de 0.65. Esto se debe a que la columna es un elemento estructural importante, y que la falla de la misma puede provocar el colapso de la estructura.

Por otro lado, se aplica un factor de prevención de 0.80, establecido en la tabla 22.4.2.1 del ACI 318-14, para columnas con estribos; este valor está

establecido por imperfecciones que el elemento estructural pueda tener, por ejemplo, desplome. Por consiguiente, la ecuación a utilizar queda de la siguiente manera.

$$P_u = 0.65 * 0.80 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Siendo A_{st} el área de refuerzo longitudinal, se asumirá el 1% del área gruesa, la expresión queda de la siguiente manera.

$$P_u = 0.65 * 0.80 [0.85 f'_c (A_g - 0.01 A_g) + f_y * 0.01 A_g]$$

Luego de sustituir valores, se despeja para obtener A_g ; sacando la raíz cuadrada del mismo, se puede obtener las dimensiones de la columna.

$$230803.2 = 0.65 * 0.80 [0.85 (280) (A_g - 0.01 A_g) + 4200 * 0.01 A_g]$$

$$230803.2 = 0.52 [238 (0.99 A_g) + 42 A_g]$$

$$230803.2 = 144.36 A_g$$

$$A_g = \frac{230803.2}{144.36} = 1598.80 \text{ cm}^2$$

Para una columna de 40 cm * 40 cm daría 1600 cm².

3.7.2. Cargas de Diseño

3.7.2.1. Carga Muerta

Tabla 23.

Carga muerta sobre losas, para todos los niveles

Carga muerta sobre losa, primer nivel, segundo nivel, tercer nivel	
Descripción	Carga (kgf/m ²)
Peso del concreto * espesor de losa (t)	312

Fuente: Elaboración propia, utilizando Word 2020.

3.7.2.2. Sobrecarga

Tabla 24.

Sobrecarga, primer nivel

Sobrecarga, primer nivel	
Descripción	Carga (kgf/m ²)
Acabados + instalación	90
Fibrocemento/ Securock	14
Ventanas, vidrio y marco	38
Concreto pómez (contrapiso), 40 milímetros	68
Azulejo de cerámica o quarry tile (19mm) sobrecama de mortero de 25 mm	77
Repello sobre baldosa o concreto	24
TOTAL	311

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2020.

Tabla 25.

Sobrecarga para losa, segundo nivel

Sobrecarga, segundo nivel	
Descripción	Carga (kgf/m ²)
Acabados + instalación	90
Fibrocemento/ Securock	14
Ventanas, vidrio y marco	38
Concreto pómez (contrapiso), 40 milímetros	68
Azulejo de cerámica o quarry tile (19mm) sobrecama de mortero de 25 mm	77
Repello sobre baldosa o concreto	24
TOTAL	311

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2020.

Tabla 26.

Sobrecarga sobre losa, tercer nivel

Sobrecarga, tercer nivel	
Descripción	Carga (kgf/m ²)
Acabado de relleno de concreto (30mm) (1mm= 2.3 kgf/m ²)	69
Repello sobre baldosa o concreto	24
TOTAL	93

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2020.

En el caso de la losa del tercer nivel, en el cual se encuentra el tanque de agua, se agrega la sobrecarga de la siguiente manera:

Tanque de agua de 2500 L, genera una carga puntual de 2500kgf. El área de losa que va a sostener la carga es de 16 m².

De acuerdo a los datos anteriores, se procede a calcular la carga distribuida de la siguiente manera:

$$CM_{\text{Tanque}} = \frac{\text{Tanque de agua de 2500 L}}{\text{Área de losa}} = \frac{2500 \text{ kgf}}{16 \text{ m}^2} = 156.25 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$CM_{\text{Tanque}} = 157 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

3.7.2.3. Carga Viva

Tabla 27.

Carga viva para losa del primer y segundo nivel

Carga viva para primer y segundo nivel	
Descripción	Carga (kgf/m ²)
Área de cafetería	500

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2020.

Tabla 28.

Carga viva para losa del tercer nivel

Carga viva para tercer nivel	
Descripción	Carga (kgf/m ²)
Azoteas de concreto con acceso	200

Fuente: Elaboración propia utilizando Word 2020.

3.7.3. Diseño de Losas

Para el diseño de losas, se toma en cuenta la parte central de la estructura, la cual se define como el sector crítico; en base al análisis de ésta, se realiza el diseño de las demás; para obtener los valores necesarios se utiliza el método de coeficientes.

Para el diseño de un espacio crítico, se toma en cuenta la losa del segundo nivel, que junto a la primera comparten las mismas cargas; en este caso se hace un análisis de las losas 22- 23 y 15- 18 como se muestra en la figura 48.

Para determinar si la losa trabaja en una o dos direcciones se procede a realizar la siguiente relación:

$$\text{Relación} = \frac{\text{distancia menor}}{\text{distancia mayor}}$$

$$m = \frac{la}{lb} = \frac{4}{4} = 1$$

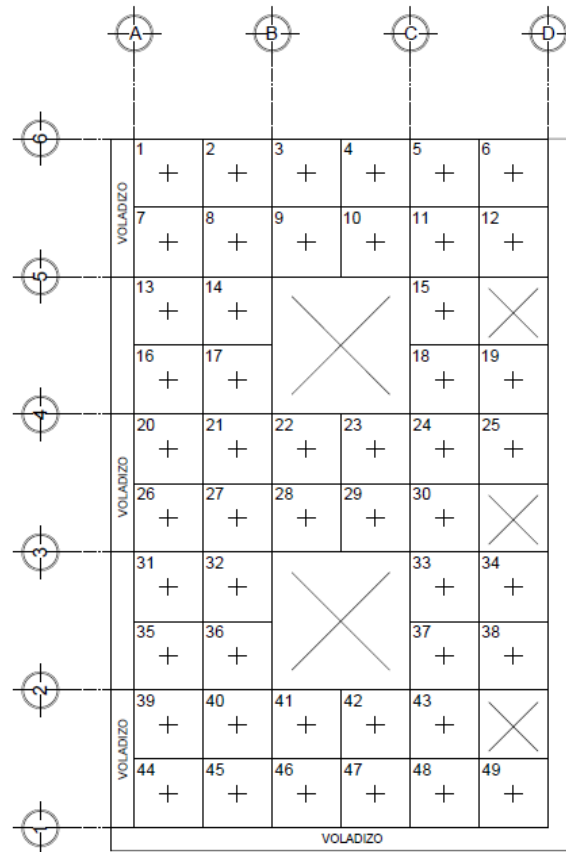
Si $m < 0.5$: Losa en una dirección

Si $m \geq 0.5$: Losa en dos direcciones

En el caso de la losa a calcular, siendo el valor $m \geq 0.5$, se procede a diseñar en dos direcciones.

Figura 43.

Distribución de losa para los tres niveles



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Cálculo de Carga Muerta.

$$CM = \gamma_c * t$$

$$CM = \left(2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \right) * 0.13\text{m} = 312 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Para la carga muerta total (CMt) se hace la suma de la carga muerta y la sobrecarga.

$$CMt = CM + SC$$

$$CMt = 312 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 311 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 623 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La losa que procede a diseñarse está destinada a un área comercial. De acuerdo al normativo AGIES- NSE 2 Demandas estructurales y condiciones de sitio, en el apartado 3.7 denominada cargas vivas para edificaciones, especifica cuál se debe utilizar de acuerdo a la utilidad. De acuerdo a la tabla 3.7.1.1 se utiliza la siguiente carga viva.

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

Se procede a hacer el cálculo de la carga última. El ACI 318-14 en la tabla 5.3.1 especifica las combinaciones de cargas. Esta mayoración de cargas está diseñada para brindar factores de seguridad por las variaciones esperadas durante la vida de la estructura.

$$Cu = 1.2 * CMt + 1.6 * CV$$

$$Cu = 1.2 * 623 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 1.6 * 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1547.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Para el cálculo de losas en dos direcciones, se utiliza el método de coeficientes de acuerdo a lo especificado en el libro de Arthur Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto, duodécima edición.

El libro mencionado presenta una serie de casos, del cual se elige de acuerdo a la losa que se esté diseñando. Para las losas 22 y 23 se utiliza el caso 8, para la losa 15 se utiliza el caso 5 y para la losa 18 se utiliza el caso 9. El valor m establecido previamente, da como resultado 1, por consiguiente, los valores de C_a y C_b se seleccionan de acuerdo a éste.

Figura 44.

Casos para método de coeficientes

Relación m = la/lb	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
$C_{a,neg}$		0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.061
$C_{b,neg}$		0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033

Fuente: Diseño de estructuras de concreto, Arthur H. Nilson, sección 12.6.

Se procede a obtener valores de C_a y C_b de acuerdo al libro: Diseño de Estructuras de Concreto de Arthur H. Nilson.

- Tabla 12.3: Coeficientes para momentos negativos en losas.
- Tabla 12.4: Coeficientes para momentos positivos debido a carga muerta en losas.
- Tabla 12.5: Coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas.

Tabla 29.

Coeficientes para momentos

Losa	Caso		Coeficiente	
22 y 23	8	Coeficiente para momentos negativos en losa	Ca	0.033
			Cb	0.061
		Coeficientes para momentos positivos debido a carga muerta en losa	Ca	0.020
			Cb	0.023
		Coeficientes para momentos positivos debido a carga viva en losa	Ca	0.028
			Cb	0.03
15	5	Coeficiente para momentos negativos en losa	Ca	0.075
			Cb	SV
		Coeficientes para momentos positivos debido a carga muerta en losa	Ca	0.027
			Cb	0.018
		Coeficientes para momentos positivos debido a carga viva en losa	Ca	0.032
			Cb	0.027
18	9	Coeficientes para momentos negativos en losa	Ca	0.061
			Cb	0.033
		Coeficientes para momentos positivos debido a carga muerta en losa	Ca	0.023
			Cb	0.020
		Coeficientes para momentos positivos debido a carga viva en losa	Ca	0.03
			Cb	0.028

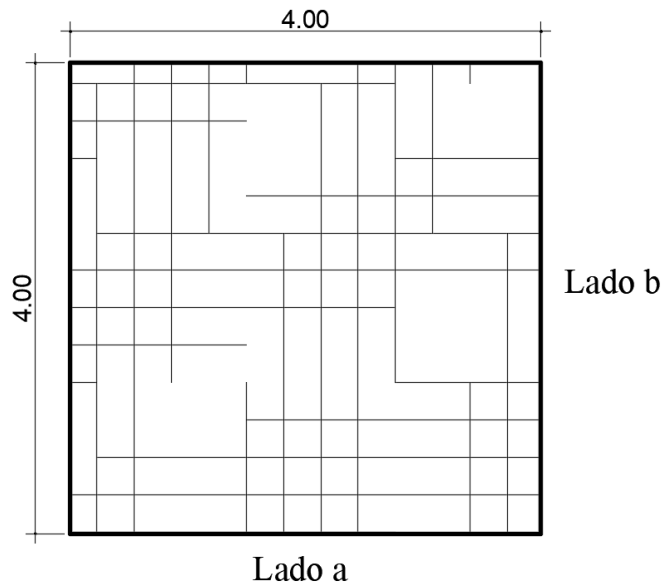
Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto de Arthur H. Nilson, tabla 12.3.

De acuerdo a los valores obtenidos en la tabla 29, se procede a hacer el cálculo de momentos.

En este caso puntual, la losa es cuadrada, por lo tanto, los lados son iguales. El lado a (la) y lado b (lb) se toman en cuenta de la siguiente manera.

Figura 45.

Distribución de lados en losa para aplicación de coeficientes



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

3.7.3.1. Cálculo de Momentos para las Losas 22 y 23

Cálculo de momento negativo lado a.

$$M_a(-) = C_u * l_a^2 * C_a$$

$$M_a(-) = 1547.6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * (4)^2 * 0.033 = 817.13 \text{ kgf*m}$$

Cálculo de momento negativo lado b.

$$M_b(-) = C_u * l_b^2 * C_b$$

$$M_b(-) = 1547.6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.061 = 1,510.46 \text{ kgf*m}$$

Cálculo de momento positivo para el lado a y b.

$$M_a(+) = 1.2 * CMT * l_a^2 * C_a + 1.6 * CV * l_a^2 * C_a$$

$$M_a(+) = 1.2 * 623 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.020 + 1.6 * 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.028 = 597.63 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

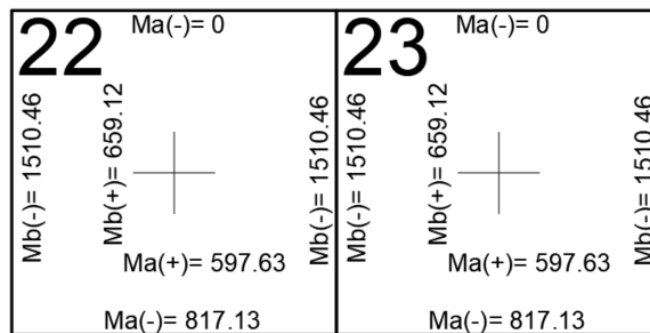
$$M_b(+) = 1.2 * CMT * l_b^2 * C_b + 1.6 * CV * l_b^2 * C_b$$

$$M_b(+) = 1.2 * 623 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.023 + 1.6 * 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.030 = 659.12 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

El diagrama de momentos para las losas calculadas queda de la siguiente manera:

Figura 46.

Diagrama de momentos en losas 22 y 23



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Las losas establecidas en la figura 54 presentan los momentos más grandes en el lado b, por consiguiente, estos valores se utilizan para el diseño del mismo.

3.7.3.2. Cálculo de Momentos para Losa 15

Cálculo de momento negativo lado a.

$$M_a(-) = C_u * l_a^2 * C_a$$

$$M_a(-) = 1547.6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * (4)^2 * 0.075 = 1,857.12 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

Cálculo de momento negativo lado b, no hay coeficiente.

$$M_b(-) = C_u * l_b^2 * C_b$$

$$M_b(-) = 1547.6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0 = 0 \text{ kgf*m}$$

Cálculo de momento positivo para el lado a y para lado b:

$$M_a(+) = 1.2 * C_{Mt} * l_a^2 * 0.027 + 1.6 * C_V * l_a^2 * C_a$$

$$M_a(+) = 1.2 * 623 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.027 + 1.6 * 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.032 = 732.56 \text{ kgf*m}$$

Cálculo de momento positivo para el lado b:

$$M_b(+) = 1.2 * C_{Mt} * l_b^2 * C_b + 1.6 * C_V * l_b^2 * C_b$$

$$M_b(+) = 1.2 * 623 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.018 + 1.6 * 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.027 = 560.91 \text{ kgf*m}$$

3.7.3.3. Cálculo de Momentos para Losa 18

Cálculo de momento negativo lado a:

$$M_a(-) = C_u * l_a^2 * C_a$$

$$M_a(-) = 1547.6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * (4)^2 * 0.061 = 1510.46 \text{ kgf*m}$$

Cálculo de momento negativo lado b:

$$M_b(-) = C_u * l_b^2 * C_b$$

$$M_b(-) = 1547.6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.033 = 817.13 \text{ kgf*m}$$

Cálculo de momento positivo para el lado a:

$$M_a(+) = 1.2 * C_{Mt} * l_a^2 * 0.027 + 1.6 * C_V * l_a^2 * C_a$$

$$M_a(+) = 1.2 * 623 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.023 + 1.6 * 500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 4^2 * 0.030 = 659.12 \text{ kgf*m}$$

Cálculo de momento positivo para el lado b:

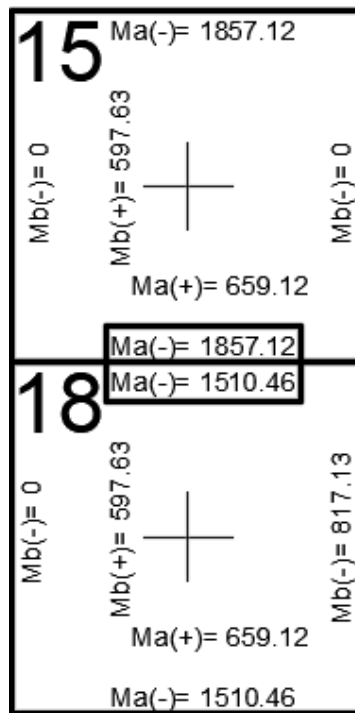
$$M_b(+)=1.2*CMt*lb^2*Cb+1.6*CV*lb^2*Cb$$

$$M_b(+)=1.2*623\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}*4^2*0.020+1.6*500\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}*4^2*0.028= 597.63 \text{ kgf*m}$$

El diagrama de momentos para las losas calculadas queda de la siguiente manera:

Figura 47.

Diagrama de momentos en losas 15 y 18



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Las losas establecidas en la figura 56, presentan los momentos más grandes en el lado a, por consiguiente, estos valores se utilizan para el diseño del mismo.

En este caso, como se puede observar, en la colindancia de las losas se encuentran dos momentos distintos; para determinar si es necesario realizar balanceo de momentos, se toma el momento mayor y se multiplica por el 80%, si

el resultado es mayor al momento menor, se debe realizar balanceo, de lo contrario no. Si no hay que balancear, se toma el momento mayor.

Tabla 30.

Chequeo de balanceo de momentos

Chequeo de balanceo de momentos	
Momento Menor	Momento mayor
1510.46	1857.12 * (0.80)
1511.46	> 1485.696
No hay que balancear.	

Fuente: Elaboración propia utilizando Excel.

3.7.3.4. Cálculo de Área de Acero

El código ACI establece el cálculo de área de acero mínimo para losas de dos direcciones.

Figura 48.

Área de acero mínimo

Tipo de refuerzo	f_y , MPa	$A_{s,min}$, mm ²
Refuerzo corrugado	< 420 MPa	$0.0020A_g$
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 420 MPa	Mayor de: $\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$
		$0.0014A_g$

Fuente: Código ACI 318-14, tabla 8.6.1.1.

En el proyecto se toma un valor de $f_y = 420MP$, por lo cual para el área de acero mínima se tomará el mayor de:

$$A_{s_{min1}} = \frac{0.0018 \cdot 420}{f_y} \cdot (b \cdot d)$$

$$A_{s_{min1}} = \frac{0.0018 \cdot 420}{420} \cdot (100\text{cm} \cdot 13\text{cm}) = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min 2} = 0.0014 * (b * d)$$

$$As_{\min 2} = 0.0014 * (100 * 13) = 1.82 \text{ cm}^2$$

Momento para acero mínimo.

$$MAS_{\min} = \phi * As_{\min} * fy * \left(d - \frac{As_{\min} * fy}{1.7 * fc * b} \right)$$

$$MAS_{\min} = 0.90 * 2.34 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kgf/cm}^2 * \left(\left(13 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} - \frac{0.95}{2} \right) - \frac{2.34 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kgf/cm}^2}{1.7 * 280 \text{ kgf/cm}^2 * 100 \text{ cm}} \right)$$

$$MAS_{\min} = 86,846.856 \text{ kgf} * \text{cm} = 868.469 \text{ kgf} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Cálculo de acero lado b:

$$As_b = \frac{M * As_{\min}}{MAS_{\min}}$$

De acuerdo a la figura 47, se establece que los momentos a utilizar son en el sentido b. El valor del momento M es sustituido por el máximo encontrado en la sección mencionada.

$$Mb(+) = 659.12 \text{ kgf} * \text{m}.$$

$$Mb(-) = 1,510.46 \text{ kgf} * \text{m}.$$

Sustituyendo valores, queda de la siguiente manera:

$$As_b = \frac{1510.46 \text{ kgf} * \text{m} * 2.34 \text{ cm}^2}{868.469 \text{ kgf} * \text{m}} = 4.07 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero lado a:

$$As_a = \frac{M * As_{\min}}{MAS_{\min}}$$

De acuerdo a la figura 49, se establece que los momentos a utilizar son en el sentido a. El valor del momento M es sustituido por el máximo encontrado en la sección mencionada.

$$Ma(+) = 659.12 \text{ kgf} \cdot \text{m}.$$

$$Ma(-) = 1,857.12 \text{ kgf} \cdot \text{m}.$$

Sustituyendo valores, queda de la siguiente manera:

$$As_a = \frac{1,857.12 \text{ kgf} \cdot \text{m} \cdot 2.34 \text{ cm}^2}{868.469 \text{ kgf} \cdot \text{m}} = 5 \text{ cm}^2$$

3.7.3.5. Espaciamiento de Refuerzo

Espaciamiento de refuerzo lado b:

En la sección 8.7.2.2 del código ACI 318-14 establece que para losas macizas no preesforzadas, el espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal corrugado debe ser el menor entre 2h y 450m.

$$2h = 2 \cdot 130 \text{ mm} = 260 \text{ mm}.$$

450 mm.

Donde h es el espesor de la losa.

$$S_b = \frac{As_{\min}}{As_b} \cdot 33 = \frac{2.34 \text{ cm}^2}{4.07 \text{ cm}^2} \cdot 33 = 18.97 \text{ cm}$$

El espaciamiento para el lado "b", será de 18 centímetros.

Espaciamiento de refuerzo lado a.

En la sección 8.7.2.2 del código ACI 318-14 establece que para losas macizas no preesforzadas, el espaciamiento mínimo del refuerzo longitudinal corrugado, debe ser el menor entre 2h y 450m.

$$2h = 2 \cdot 130 \text{ mm} = 260 \text{ mm}.$$

450 mm.

Donde h es el espesor de la losa.

$$S_a = \frac{As_{\min}}{As_a} \cdot 33 \text{ cm} = \frac{2.34 \text{ cm}^2}{5 \text{ cm}^2} \cdot 33 \text{ cm} = 15.44 \text{ cm}$$

El espaciamiento para el lado “a”, será de 15 centímetros.

Para realizar un chequeo de acuerdo con el ACI 318-14, en la sección 7.7.2.3, especifica que el espaciamiento máximo del refuerzo corrugado debe ser el menor de:

- $3h = 3 \cdot 0.13\text{m} = 0.39 \text{ metros} = 390 \text{ mm.}$
- 450 mm.

Donde:

- h corresponde al espesor de la losa.

De acuerdo con este parámetro, se cumple con el espaciamiento.

3.7.4. Diseño de Vigas

Para el diseño de las vigas, tomando como referencia el programa ETABS, se utilizan los momentos y cortantes relacionados a un eje crítico, en este caso el “C”. Para ello, es necesario revisar los mismos en cada una de las combinaciones de cargas que se hayan colocado.

3.7.4.1. Diseño de Viga Principal

De acuerdo a lo proporcionado por el programa, los siguientes son los valores a utilizar para el diseño de la viga principal:

Momentos últimos:

- Positivo: 32,266.53 kgf*m.
- Negativo: 36,669.4 kgf*m.

Cortante:

- Valor: 29278.94 kgf.

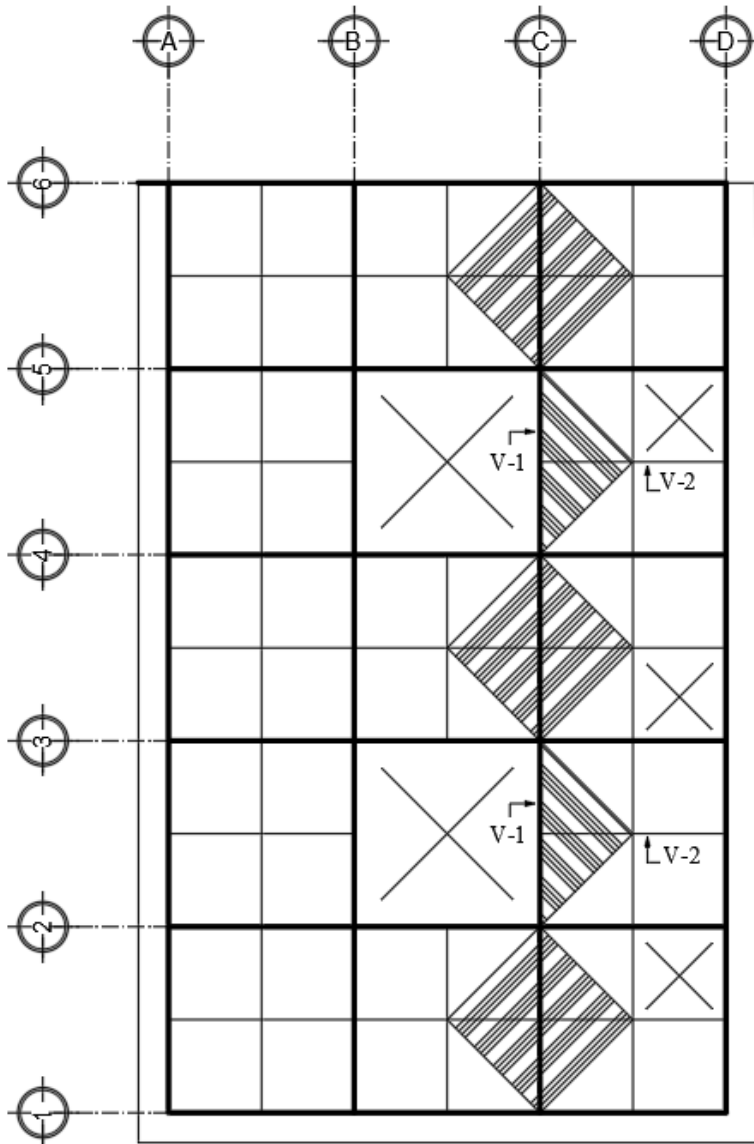
Valores a tomar en cuenta en el cálculo:

- $f'c = 280 \text{ kgf/ cm}^2$, resistencia a compresión del concreto.

- $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, resistencia a la fluencia del acero.
- $b = 0.45 \text{ m}$, base de la viga.
- $h = 0.70 \text{ m}$, altura de la viga.
- $r = 40 \text{ mm}$, recubrimiento.
- $d = 0.6489$, peralte efectivo.

Figura 49.

Vista en planta, eje crítico para diseño de vigas



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

1. Diseño para Momento Positivo

El programa ETABS proporciona este valor, el cual es el momento factorizado calculado, esto quiere decir que es el resultado de las combinaciones de carga más crítica.

$$M_u = 32,266.53 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

De acuerdo con la tabla 21.2.1 del ACI 318-14, el factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados es de 0.9.

$$\phi = 0.9$$

Este valor corresponde a una expresión de porcentaje de acero requerido en elementos que trabajan a flexión.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_n = \frac{32,266.53 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{0.9 * 0.45 * 0.6489^2} = 189,208.95 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Donde:

- b corresponde a la base de la viga.
- d corresponde al peralte efectivo de la viga.

Para determinar la cantidad de acero que necesita la viga, previamente es importante calcular la cuantía, que no es más que la relación que existe entre el área del acero sobre el hormigón; es una propiedad de la sección y no una cantidad de acero de diseño como tal, que indica el límite de acero permisible para este elemento.

Para el diseño de la misma, se debe tomar en cuenta el tipo de falla que se puede generar. Por un lado, se tiene una falla dúctil, la cual el acero se deforma antes que el hormigón; esto da aviso al usuario de que el elemento estructural está a punto del colapso. A su vez, se puede generar un tipo de falla

en el cual, al tener mucho acero, el concreto se deforma antes y produce un colapso del elemento sin previo aviso, a esta falla se le conoce como explosiva.

Para diseñar una viga que tenga una falla por ductilidad, la cuantía de acero balanceada debe ser mayor a la cuantía de diseño. $\rho_{bal} > \rho$.

$$\rho_{bal} = \gamma * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_s} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * \frac{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.005} \right) = 0.018$$

Factor de seguridad para zonas sísmicas.

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.50 * 0.018 = 0.009$$

Cuantía calculada de acuerdo al momento último obtenido.

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}} \right)$$

$$\rho = 0.85 * \frac{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) = 0.0047$$

$$\rho_{max} > \rho$$

$$0.009 > 0.00483$$

El acero a diseñar se define con la siguiente fórmula:

$$A_{s_{dise\tilde{n}o}} = \rho * b * d$$

$$A_{s_{dise\tilde{n}o}} = 0.0047 * 45 \text{ cm} * 64.89 \text{ cm} = 13.72 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con el ACI 318-14 el elemento estructural debe tener un mínimo de acero y está representado por las siguientes fórmulas:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 45 \text{ cm} * 64.89 \text{ cm} = 9.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.80 * \sqrt{f_c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.80 * \sqrt{280}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 40 \text{ cm} * 64.89 \text{ cm} = 9.30 \text{ cm}^2$$

Para el respectivo diseño, se toma en cuenta el valor máximo que se haya obtenido de área de refuerzo, en este caso el denominado $A_{s_{\text{diseño}}} = 13.72 \text{ cm}^2$.

Para el armado de las barras de acero, es necesario cumplir, por lo menos con el valor de $A_{s_{\text{diseño}}}$ encontrado; por consiguiente, el armado de la viga para momento positivo es de la siguiente manera:

El área de una varilla #6 equivale a 2.85 cm^2 .

Tomando en cuenta estos valores, se proponen cinco varillas #6.

$$A_{s_{\text{corrido}}} = 2 * 2.85 \text{ cm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{tensión}}} = 3 * 2.85 \text{ cm}^2 = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} = A_{s_{\text{corrido}}} + A_{s_{\text{tensión}}}$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} = 5.7 \text{ cm}^2 + 8.55 \text{ cm}^2 = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} > A_{s_{\text{diseño}}}$$

El área de acero propuesto para la cama inferior de la viga, es mayor al de diseño calculado, por lo tanto, cumple.

Para tener certeza de que la viga diseñada soporta el momento requerido, se hace un análisis del momento nominal (M_n), el cual es el momento que resisten

los materiales elegidos y su cantidad. Para el chequeo del mismo se debe cumplir la siguiente condicionante:

$$\phi M_n > M_u$$

$$\phi M_n = \phi * A_{s_{propuesto}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{propuesto}} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

$$\phi M_n = 0.90 * 14.25 \text{ cm}^2 * 4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * \left(64.89 - \frac{14.25 \text{ cm}^2 * 4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{1.7 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 45 \text{ cm}} \right)$$

$$\phi M_n = 3,345,052.00 \text{ kgf} * \text{cm} = 33,450.52 \text{ kgf} * \text{m}$$

De acuerdo a lo calculado, se cumple con la condicionante.

2. Diseño para Momento Negativo

Momento último.

$$M_u = 36,669.40 \text{ kgf} * \text{m}$$

Factor de reducción de resistencia.

$$\phi = 0.9$$

Este valor corresponde a una expresión de porcentaje de acero requerido en elementos que trabajan a flexión.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_n = \frac{36,669.40 \text{ kgf} * \text{m}}{0.9 * 45 * 64.89^2} = 215,027.11 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cuantía balanceada.

$$\rho_{bal} = \gamma * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_s} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * \frac{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.005} \right) = 0.018$$

Factor de seguridad para zonas sísmicas.

$$\rho_{max} = 0.50 * 0.018 = 0.009$$

Cuantía calculada de acuerdo al momento último obtenido.

$$\rho = 0.85 * \frac{f_c'}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f_c'}} \right)$$

$$\rho = 0.85 * \frac{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 21.50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) = 0.00537$$

$$\rho_{max} > \rho$$

$$0.009 > 0.00537$$

El acero a diseñar se define con la siguiente fórmula:

$$A_{s_{diseño}} = \rho * b * d$$

$$A_{s_{diseño}} = 0.00537 * 45 * 64.89 = 15.69 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo.

$$A_{s_{mín}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{mín}} = \frac{14}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 45 \text{ cm} * 64.89 \text{ cm} = 9.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = \frac{0.80 * \sqrt{f_c'}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.80 * \sqrt{280}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 45 \text{ cm} * 64.89 \text{ cm} = 9.3 \text{ cm}^2$$

Para el diseño, se toma en cuenta el valor máximo que se haya obtenido de área de refuerzo, en este caso el denominado $A_{s_{\text{diseño}}} = 15.69 \text{ cm}^2$.

Para el armado de las barras de acero, es necesario cumplir, por lo menos con el valor de $A_{s_{\text{diseño}}}$ encontrado; por consiguiente, el armado de la viga para momento negativo es de la siguiente manera:

El área de una varilla #6 equivale a 2.85 cm^2 .

El área de una varilla #7 equivale a 3.87 cm^2 .

Tomando en cuenta estos valores, se proponen dos varillas #7 y tres varillas #6.

$$A_{s_{\text{corrido}}} = 2 * 2.85 \text{ cm}^2 = 7.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{tensión}}} = 3 * 2.85 \text{ cm}^2 = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} = A_{s_{\text{corrido}}} + A_{s_{\text{tensión}}}$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} = 5.7 \text{ cm}^2 + 11.4 \text{ cm}^2 = 16.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} \geq A_{s_{\text{diseño}}}$$

El área de acero propuesto para la cama superior de la viga, es mayor al de diseño calculado, por lo tanto, cumple.

Para tener certeza de que la viga diseñada soporta el momento requerido, se hace un análisis del momento nominal (M_n), el cual es el momento que resisten los materiales elegidos y su cantidad. Para el chequeo del mismo se debe cumplir la siguiente condicionante:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = \phi * A_{s_{\text{propuesto}}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\text{propuesto}}} * f_y}{1.7 * f_c * b} \right)$$

$$\phi M_n = 0.90 * 16.31 \text{ cm}^2 * 4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * \left(64.89 \text{ cm} - \frac{16.31 \text{ cm}^2 * 4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{1.7 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 45 \text{ cm}} \right)$$

$$\phi M_n = 3,803,342.37 \text{ kgf*cm} = 38,033.42 \text{ kgf * m}$$

De acuerdo a lo calculado, se cumple con la condicionante.

El ACI 318-14 establece en la sección 25.2.1 el espaciamiento mínimo para refuerzos no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal. La distancia libre mínima entre barras debe ser el mayor entre:

- 25 mm.
- d_b , en el caso de la varilla más grande utilizada en el elemento estructural, en este caso #7 equivalente a 22.2 mm.
- $4/3 d_{agg}$, para este proyecto el tamaño del agregado grueso es de $\frac{3}{4}$ "', lo cual da un total de 25.4 mm.

Al realizar el armado de la viga se puede corroborar que cumple con las condiciones.

3. Diseño a Corte

$$V_u = 29,278.94 \text{ kgf}$$

Donde: V_u es el cortante último, proporcionado por el programa ETABS 19.

La resistencia nominal es la resistencia del concreto más la resistencia del acero, y se establece en el ACI 318-14 en la ecuación 22.5.1.1 de la siguiente manera:

$$V_n = V_c + V_s$$

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

$$V_c = 0.53 (1) * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 64.89 \text{ cm} * 45 \text{ cm} = 25,896.74 \text{ kgf}$$

Donde: V_c es la resistencia nominal del concreto. Esta corresponde a la sección 22.5.5.1 del código ADC 318-14.

El valor λ , siendo un factor de modificación, de acuerdo al ACI 318-14 en la tabla 25.4.3.2 corresponde a 1 para concreto de peso normal.

$$V_u \geq \phi V_c$$

$$29,278.94 \text{ kgf} \geq 0.75 * 25,896.74 \text{ kgf}$$

$$29,278.94 \text{ kgf} \geq 19,422.55 \text{ kgf}$$

Si se cumple con esta condicionante, se continua con el cálculo, de lo contrario significa que el concreto está resistiendo el cortante de la viga, por consiguiente, el acero a colocar es mínimo.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

Donde:

De acuerdo al ACI 318-14 en la tabla 21.2.2.1, el factor de reducción de resistencia a cortante es de ϕ es de 0.75.

Sustituyendo valores:

$$V_n = \frac{29,278.94 \text{ kgf}}{0.75} = 39,038.59 \text{ kgf}$$

Donde: V_n es el esfuerzo equivalente del concreto correspondiente a la resistencia nominal a cortante.

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = 39,038.59 \text{ kgf} - 25,896.74 \text{ kgf}$$

$$V_s = 13,141.84 \text{ kgf}$$

Donde: Esfuerzo equivalente del concreto. Ecuación despejada, establecida en la sección 22.5.1.1 del código ACI 318-14.

Para el espaciamiento de estribos parte de la ecuación 22.5.10.5.3 del código ACI 318-14.

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

Donde:

- A_v es el área de la varilla.
- s es el espaciamiento longitudinal del esfuerzo a cortante.
- f_{yt} es la fluencia del acero del refuerzo transversal
- d es el peralte efectivo.

Despejando para encontrar s , se obtiene la siguiente fórmula:

$$s = \frac{2 * A_v * f_{yt} * d}{V_s}$$

Donde:

El valor agregado "2", está en el código ACI 318-14 en la sección 22.5.10.5.6, donde establece que, para cada estribo, A_v debe tomarse como dos veces el área de la barra dentro del espaciamiento s .

Se propone estribos No. 3, donde $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{2 * 0.71 \text{ cm}^2 * 4,200 \text{ kgf/cm}^2 * 64.89 \text{ cm}}{13,141.84 \text{ kgf}} = 29.55 \text{ cm}$$

De acuerdo con el ACI 318-14 en la sección 18.4.2.5 el espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de $d/2$ en toda la longitud.

$$\frac{d}{2} = \frac{64.89}{2} = 32.44 \text{ cm}$$

De acuerdo al código ACI 318-14, en ambos extremos de la viga se debe colocar estribos cerrados de confinamiento, con una longitud $2h$, medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz, donde h es la altura de la viga.

Confinamiento:

$$\text{Confinamiento} = 2 * h = 2 * 0.70 \text{ m} = 1.40 \text{ m}$$

El primer estribo cerrado de confinamiento no debe estar a más de 5cm de la cara del miembro de apoyo.

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

- $d/4$.

$$\frac{d}{4} = \frac{64.89}{4} = 16.22 \text{ cm}$$

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, en este caso No.6.

$$8 * 1.90 \text{ cm} = 15.2 \text{ cm}$$

- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, en este caso No.3.

$$24 * 0.95 \text{ cm} = 22.8 \text{ cm}$$

- 300 mm se utiliza para la zona de confinamiento un espaciamiento de 15 cm y para la zona del centro un espaciamiento de 25 cm.

3.7.4.2. Diseño de Viga Secundaria

De acuerdo a los valores proporcionados por el programa, los siguientes son los valores a utilizar para el diseño de la viga secundaria, el cual se diseñará llevando a cabo el mismo procedimiento que la viga principal:

Momentos

- Positivo: 7,063.44 kgf*m.
- Negativo: 11,072.67 kgf*m.

Cortante:

- Valor: 29,331.07 kgf.

Valores a tomar en cuenta en el cálculo:

- $f'_c = 280 \text{ kgf/ cm}^2$, resistencia a compresión del concreto.
- $f_y = 4,200 \text{ kgf/ cm}^2$, resistencia a la fluencia del acero.
- $b = 0.25 \text{ m}$, base de la viga.
- $h = 0.50 \text{ m}$, altura de la viga.
- $r = 25 \text{ mm}$, recubrimiento.
- $d = 46.5 \text{ cm}$, peralte efectivo.

1. Diseño para momento positivo.

El programa ETABS proporciona este valor, el cual es el momento factorizado calculado, esto quiere decir que es el resultado de las combinaciones de carga. Para el valor del momento último se analizan todas las vigas secundarias en cada uno de los combos, para encontrar el momento máximo.

$$M_u = 7,055.25 \text{ kgf*m}$$

Factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados es de 0.9.

$$\phi = 0.9$$

Este valor corresponde a una expresión de porcentaje de acero requerido en elementos que trabajan a flexión.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_n = \frac{7,055.25 \text{ kgf}\cdot\text{m}}{0.9 * 45 * 0.465^2} = 144,738.42 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Para diseñar una viga que tenga una falla por ductilidad, la cuantía de acero balanceada debe ser mayor a la cuantía de diseño.

$$\rho_{\text{bal}} > \rho$$

$$\rho_{\text{bal}} = \gamma * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_s} \right)$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0.85 * 0.85 * \frac{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.005} \right) = 0.018$$

Factor de seguridad para zonas sísmicas.

$$\rho_{\text{máx}} = 0.50 * 0.018 = 0.009$$

Cuantía calculada de acuerdo al momento último obtenido.

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}} \right)$$

$$\rho = 0.85 * \frac{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 14.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) = 0.00356$$

$$\rho_{\text{máx}} > \rho$$

$$0.009 > 0.00356$$

El acero a diseñar se define con la siguiente fórmula:

$$A_{s_{\text{diseño}}} = \rho * b * d$$

$$A_{s_{\text{diseño}}} = 0.00356 * 25 \text{ cm} * 46.5 \text{ cm} = 4.14 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con el ACI 318-14 el elemento estructural debe tener un mínimo de acero, y está representado por las siguientes fórmulas:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 25 \text{ cm} * 46.5 \text{ cm} = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.80 * \sqrt{280}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 25 \text{ cm} * 46.5 \text{ cm} = 3.71 \text{ cm}^2$$

Para el respectivo diseño, se toma en cuenta el valor máximo que se haya obtenido de área de refuerzo, en este caso el denominado $A_{s_{\text{diseño}}} = 4.14 \text{ cm}^2$.

Para el armado de las barras de acero, es necesario cumplir, por lo menos con el valor de $A_{s_{\text{diseño}}}$ encontrado; por consiguiente, el armado de la viga para momento positivo es de la siguiente manera:

El área de una varilla #5 equivale a 1.98 cm^2 .

El área de una varilla #3 equivale a 0.71 cm^2 .

Tomando en cuenta estos valores, se proponen cuatro varillas #4. Dos varillas para acero corrido y dos para tensión.

$$A_{s_{\text{corrido}}} = 2 * 1.98 \text{ cm}^2 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{tensión}}} = 1 * 0.71 \text{ cm}^2 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} = A_{s_{\text{corrido}}} + A_{s_{\text{tensión}}}$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} = 3.96 \text{ cm}^2 + 0.71 \text{ cm}^2 = 4.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} > A_{s_{\text{diseño}}}$$

El área de acero propuesto para la cama inferior de la viga, es mayor al de diseño calculado, por lo tanto, cumple.

Momento nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$\phi M_n = \phi * A_{s_{\text{propuesto}}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\text{propuesto}}} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

$$\phi M_n = 0.90 * 4.67 \text{ cm}^2 * 4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * \left(46.5 - \frac{4.67 \text{ cm}^2 * 4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{1.7 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm}} \right)$$

$$\phi M_n = 791,750.26 \text{ kgf*cm} = 7,917.50 \text{ kgf * m}$$

De acuerdo a lo calculado, se cumple con la condicionante.

2. Diseño para Momento Negativo.

Momento último.

$$M_u = 11,072.29 \text{ kgf*m}$$

Factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados es de 0.9.

$$\phi = 0.9$$

Este valor corresponde a una expresión de porcentaje de acero requerido en elementos que trabajan a flexión.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_n = \frac{11,072.29 \text{ kgf*m}}{0.9 * 45 * 0.465^2} = 227,147.97 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Para diseñar una viga que tenga una falla por ductilidad, la cuantía de acero balanceada debe ser mayor a la cuantía de diseño. $\rho_{\text{bal}} > \rho$.

$$\rho_{bal} = \gamma * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_s} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * \frac{280 \frac{kgf}{cm^2}}{4,200 \frac{kgf}{cm^2}} * \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.005} \right) = 0.018$$

Factor de seguridad para zonas sísmicas.

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.50 * 0.018 = 0.009$$

Cuantía calculada de acuerdo al momento último obtenido.

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}} \right)$$

$$\rho = 0.85 * \frac{280 \frac{kgf}{cm^2}}{4,200 \frac{kgf}{cm^2}} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 22.71 \frac{kgf}{cm^2}}{0.85 * 280 \frac{kgf}{cm^2}}} \right) = 0.00569$$

$$\rho_{m\acute{a}x} > \rho$$

$$0.009 > 0.00569$$

El acero a diseñar se define con la siguiente fórmula:

$$A_{s_{dise\tilde{n}o}} = \rho * b * d$$

$$A_{s_{dise\tilde{n}o}} = 0.00569 * 25 \text{ cm} * 46.5 \text{ cm} = 6.61 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con el ACI 318-14 el elemento estructural debe tener un mínimo de acero, y está representado por las siguientes fórmulas:

$$A_{s_{m\acute{i}n}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{m\acute{i}n}} = \frac{14}{4,200 \frac{kgf}{cm^2}} * 25 \text{ cm} * 46.5 \text{ cm} = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.80 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.80 \cdot \sqrt{280}}{4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 46.5 \text{ cm} = 3.7 \text{ cm}^2$$

Para el respectivo diseño, se toma en cuenta el valor máximo que se haya obtenido de área de refuerzo, en este caso el denominado $A_{s_{\text{diseño}}} = 6.7 \text{ cm}^2$.

Para el armado de las barras de acero, es necesario cumplir, por lo menos con el valor de $A_{s_{\text{diseño}}}$ encontrado; por consiguiente, el armado de la viga para momento negativo es de la siguiente manera:

El área de una varilla #6 equivale a 2.85 cm^2 .

El área de una varilla #4 equivale a 1.27 cm^2 .

Tomando en cuenta estos valores, se proponen dos varillas #5 y tres varillas #4.

$$A_{s_{\text{corrido}}} = 2 \cdot 2.85 \text{ cm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{tensión}}} = 1 \cdot 1.27 \text{ cm}^2 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} = A_{s_{\text{corrido}}} + A_{s_{\text{tensión}}}$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} = 5.7 \text{ cm}^2 + 1.27 \text{ cm}^2 = 6.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{propuesto}}} > A_{s_{\text{diseño}}}$$

El área de acero propuesto para la cama superior de la viga, es mayor al de diseño calculado, por lo tanto, cumple.

Momento nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s_{\text{propuesto}}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{s_{\text{propuesto}}} \cdot f_y}{1.7 \cdot f_c \cdot b} \right)$$

$$\phi M_n = 0.90 * 6.97 \text{ cm}^2 * 4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * \left(46.5 - \frac{6.97 \text{ cm}^2 * 4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{1.7 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm}} \right)$$

$$\phi M_n = 1,160,304.26 \text{ kgf*cm} = 11,603.04 \text{ kgf * m}$$

De acuerdo a lo calculado, se cumple con la condicionante.

3. Diseño a Corte.

$$V_u = 7,244.05 \text{ kgf}$$

Resistencia nominal:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53\lambda * \sqrt{f_c} * d * b$$

$$V_c = 0.53 (1) * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 46.5 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 10,309.74 \text{ kgf}$$

Donde: V_c es la resistencia nominal del concreto. Ésta corresponde a la sección 22.5.5.1 del código ADC 318-14.

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0.75 * 10,309.74 \text{ kgf} \geq 7,244.05 \text{ kgf}$$

$$7,732.30 \text{ kgf} \geq 7,244.05 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

La resistencia a cortante del concreto es mayor al cortante último de la viga, esto quiere decir que el acero a colocar es mínimo.

De acuerdo con el ACI 318-14 en la sección 18.4.2.5 el espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de $d/2$ en toda la longitud.

$$s = \frac{d}{2} = \frac{46.5}{2} = 23.25 \text{ cm}$$

Para el cálculo del acero mínimo, el ACI 318-14, en la tabla 9.6.3.3 establece las fórmulas para el respectivo cálculo, para el cual se debe elegir el mayor.

$$(a) A_{v, \text{mín}} = 0.2 * \sqrt{f_c} * \frac{b*s}{f_y}$$

$$A_{v, \text{mín}} = 0.2 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * \frac{25 \text{ cm} * 23.5 \text{ cm}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$(b) A_{v, \text{mín}} = 3.5 * \frac{b*s}{f_y}$$

$$A_{v, \text{mín}} = 3.5 * \frac{25 * 23.5}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 0.49 \text{ cm}^2$$

El área requerida para el cortante es de 0.49 cm², para el cual se va a utilizar una varilla de 5/16 in; éste contiene un área de 0.49 cm².

De acuerdo al código ACI 318-14, en ambos extremos de la viga se debe colocar estribos cerrados de confinamiento, con una longitud 2h, medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz, donde h es la altura de la viga.

Confinamiento:

$$\text{Confinamiento} = 2 * h = 2 * 0.50 \text{ m} = 1.00 \text{ m}$$

El primer estribo cerrado de confinamiento no debe estar a más de 5cm de la cara del miembro de apoyo.

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

- d/4.

$$\frac{d}{4} = \frac{46.5}{4} = 11.62 \text{ cm}$$

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, en este caso No.3.

$$8 * 0.95 \text{ cm} = 7.6 \text{ cm}$$

- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, en este caso No.3.

$$24 * 0.95 \text{ cm} = 22.8 \text{ cm}$$

- 300 mm.

Para el diseño a cortante se propone:

- Varilla No. 2.
- Un metro de confinamiento en cada extremo de la viga.
- Espaciamiento de estribos en confinamiento de 10 cm.
- Espaciamiento de estribos en zona céntrica cada 20 cm.

3.7.5. Diseño de Columnas

El objetivo de una columna, siendo un elemento estructural vertical, es recibir las cargas proporcionadas por las vigas, y estas trasladarlas a la cimentación. Estas cargas están distribuidas en cargas axiales, las cuales son las cargas verticales, principalmente cargas vivas y muertas y por otro lado, las cargas flexionantes, siendo éstas las excéntricas y las sísmicas.

Para el diseño se utilizan valores agregados, los cuales son:

$E = 2,100,000 \text{ kgf/cm}^2$, módulo de elasticidad.

$b = 0.70 \text{ m}$, base de la columna.

$h = 0.70 \text{ m}$, altura de la columna.

$B = 0.45 \text{ m}$, base de la viga V-1.

$H = 0.75 \text{ m}$, altura de la viga V-1.

$A_g = 0.49 \text{ m}^2$, área gruesa de la columna.

- Clasificación de columnas:
 - Columna corta: $E \leq 22$.
 - Columna intermedia: $22 \leq E \leq 100$.
 - Columna esbelta: $E \geq 100$.

El valor “E” corresponde a la relación de esbeltez.

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

Donde:

- $k * l_u$ = longitud efectiva
- r = radio de giro
- l_u = altura de columna.

De acuerdo con el ACI 318-14, en la sección 6.2.5.1, el radio de giro de acuerdo a la fórmula siguiente.

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{A_g}}$$

Donde:

- I_c es la inercia de la columna.
- A_g es el área gruesa de la columna.

Inercia de la columna.

$$I_c = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_c = \frac{1}{12} * 0.70 \text{ m} * (0.70 \text{ m})^3 = 0.02 \text{ m}^4$$

Inercia de la viga.

$$I_v = \frac{1}{12} * B * H^3$$

$$I_v = \frac{1}{12} * 0.45 \text{ m} * (0.70 \text{ m})^3 = 0.013 \text{ m}^4$$

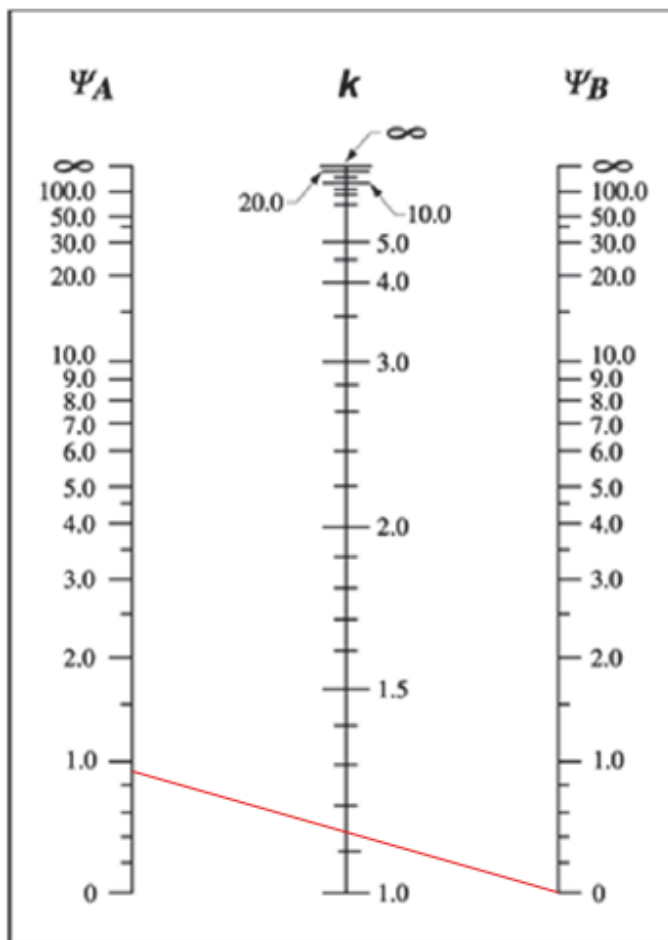
Sustituyendo valores.

$$r = \sqrt{\frac{0.02 \text{ m}^4}{0.49 \text{ m}^2}} = 0.2$$

Para el cálculo del factor de longitud efectiva “k”, se puede utilizar dos métodos. La primera corresponde a los monogramas y la ecuación de la sección 6.2.5.1 del ACI 318-14, la cual se calcula de la siguiente manera:

Figura 50.

Monograma para estructuras no arriostradas



Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

$$\psi_A = \frac{\frac{I_c * 2}{I_c}}{\frac{I_v}{I_v - 1} * 3}$$

$$\psi_A = \frac{\frac{0.02 \text{ m}^4}{3.2 \text{ m}} * 2}{\frac{0.013 \text{ m}^4}{8 \text{ m}} * 2 + \frac{0.013 \text{ m}^4}{1.28 \text{ m}} * 1}$$

$$\psi_A = 0.93$$

$$\psi_B = 0$$

El valor del ψ_B es cero, para empotramiento perfecto.

Una vez obtenidos los valores, se utiliza el monograma para estructuras no arriostradas con desplazamiento lateral.

La segunda opción corresponde a la siguiente fórmula:

$$k = \frac{20 - \frac{\psi_A - \psi_B}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{\psi_A - \psi_B}{2}}$$

$$k = \frac{20 - \frac{0.93 - 0}{2}}{20} * \sqrt{1 + \frac{1.06 - 0}{2}}$$

$$k = 1.18$$

Con los valores obtenidos, se procede al cálculo de esbeltez:

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

$$E = \frac{1.18 * 3.2}{0.2}$$

$$E = 18.88$$

Este valor indica que es una columna corta, lo cual se trabaja en base al momento último obtenido por el programa ETABS, sin necesidad de hacer magnificación de momentos.

3.7.5.1. Refuerzo Longitudinal

De acuerdo al Código ACI 318-14, en la sección 18.7.4.1 indica que el área de refuerzo longitudinal debe tener un parámetro entre el 1% y el 6% del área gruesa de la columna. En casos normales, las columnas requieren un valor máximo del 2%.

Área de acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.01 * A_g$$

$$A_{s_{\min}} = 0.01 * 4900 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 49 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

$$A_{s_{\min}} = 0.06 * A_g$$

$$A_{s_{\min}} = 0.06 * 4900 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 294 \text{ cm}^2$$

Cuando se realiza un análisis de columna, se mide la resistencia de lo que el diseñador propone, llevando a cabo un diagrama de interacción que permite saber si el elemento diseñado cumple los parámetros necesarios para una resistencia a flexo-compresión. En este, el programa ETABS proporciona dicho diagrama y da a conocer el área de acero requerido para diseñar la columna crítica. De acuerdo con el programa, la columna más crítica que se presenta requiere un área de acero de 62.86 cm^2 , equivalente al 1.29% del área gruesa.

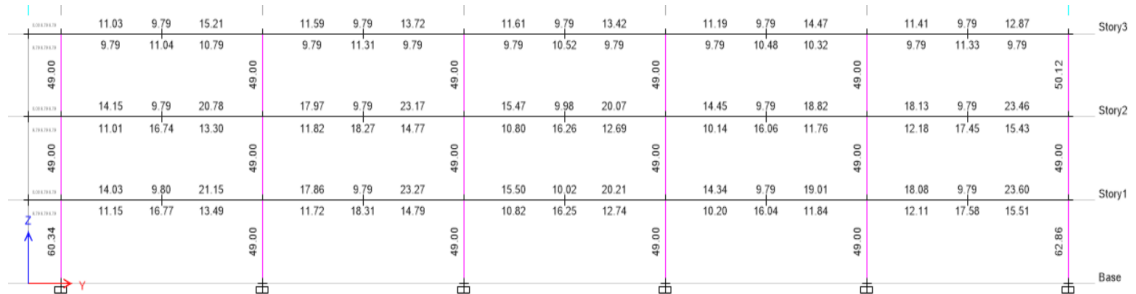
$$A_{s_{\text{requerido}}} = 1.29 \% * A_g$$

$$A_{s_{\text{requerido}}} = 0.0129 * 4900 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{requerido}} = 63.21 \text{ cm}^2$$

Figura 51.

Área de acero en columnas, eje E



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

El armado de las varillas se distribuye de la siguiente manera:

El área de una varilla #9 equivale a 6.413 cm².

El área de una varilla #8 equivale a 5.07 cm².

Tomando en cuenta estos valores, se proponen cuatro varillas #8 y diez varillas #7.

$$A_{s_{\#9}} = 4 * 6.413 \text{ cm}^2 = 25.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\#7}} = 8 * 5.07 \text{ cm}^2 = 40.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{diseño}} = A_{s_{\#9}} + A_{s_{\#7}}$$

$$A_{s_{diseño}} = 25.65 \text{ cm}^2 + 40.54 \text{ cm}^2 = 66.19 \text{ cm}^2$$

Para que el diseño cumpla con los parámetros, el acero de diseño debe ser mayor al acero requerido:

$$A_{s_{diseño}} > A_{s_{requerido}}$$

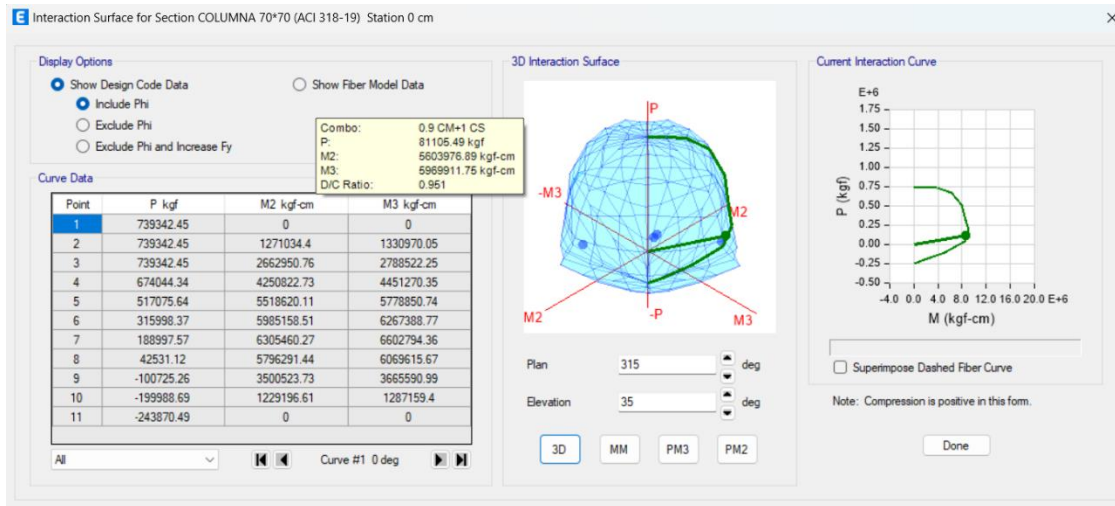
$$66.19 \text{ cm}^2 > 63.21 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a los valores obtenidos, cumple.

Para determinar si la columna se comporta correctamente ante las cargas gravitacionales y las sísmicas, el programa ETABS proporciona el diagrama de interacción:

Figura 52.

Diagrama de interacción de columnas

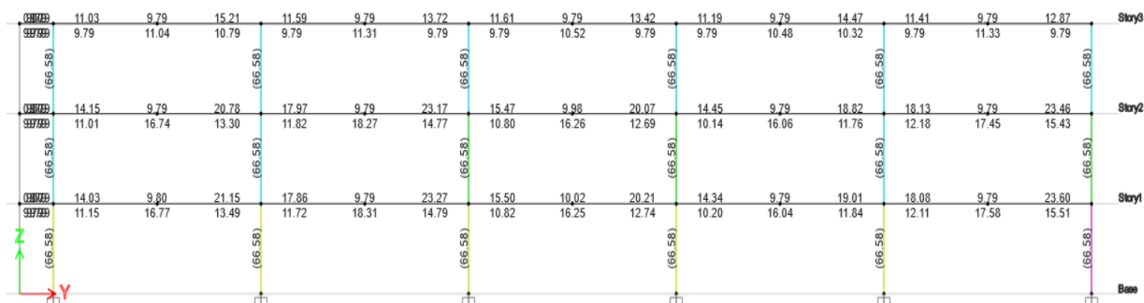


Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

El diagrama muestra que las combinaciones de cargas, representada por puntos, están dentro de los parámetros, lo cual indica que el diseño de columna resiste las solicitaciones requeridas.

Figura 53.

Acero longitudinal diseñado



Fuente: Elaboración propia utilizando ETABS 20.

3.7.5.2. Refuerzo Transversal

Es necesario llevar a cabo el análisis de esfuerzos cortantes en las columnas, en las cuales el acero se coloca paralelamente al área transversal a una distancia calculada por el diseñador de acuerdo al código ACI 319-14.

Primeramente, se debe hacer un chequeo de resistencia a cortante del concreto, ya que, si éste resiste el cortante último, se diseñará con acero mínimo.

$$\phi V_c \geq V_u$$

El cortante último actuante en la columna, proporcionado por el programa ETABS.

$$V_u = 30,815.00 \text{ kgf}$$

El valor V_c correspondiente a la resistencia a cortante del concreto, se calcula de acuerdo a la sección 22.5.6.1 del código ACI 318-14 y está establecido para miembros no preesforzados que están sometidos a compresión axial.

$$V_c = 0.53 * \lambda * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) * \sqrt{f_c} * b * d$$

Donde:

N_u es la carga última proporcionada por el programa ETABS, la cual es

$$P_u = 242,016 \text{ kgf}$$

λ es igual a 1 para concreto de peso normal.

$$V_c = 0.53 * 1 * \left(1 + \frac{242,016 \text{ kgf}}{140 * 4,900 \text{ cm}^2}\right) * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 70 \text{ cm} * 64.7 \text{ cm}$$

$$V_c = 54,336.11 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0.50 * 0.75 * 54,336.11 \text{ kgf} \geq 38,591.16 \text{ kgf}$$

$$20,376.04 \text{ kgf} > 38,591.16 \text{ kgf}$$

Esta condicionante indica que la resistencia del concreto con respecto al cortante, no es suficiente para soportar el cortante último actuante, por lo tanto, se procede a realizar los siguientes cálculos.

- **Barra de refuerzo transversal**

La sección 25.7.2.2 establece el diámetro de la barra del estribo, para la cual, para este caso, se debe utilizar No.3 encerrando barras longitudinales No.9 o menores.

- **Espaciamiento**

La sección 25.7.2.1 establece que, para estribos en columnas, se debe cumplir con un espaciamiento:

a) Espaciamiento libre de al menos $(4/3) d_{agg}$.

$$s = \frac{4}{3} * d_{agg} = \frac{4}{3} * \frac{3}{4} \text{ in} = 1" = 2.54 \text{ cm}$$

Donde d_{agg} , es el diámetro del agregado grueso.

b) El espaciamiento centro a centro, no debe exceder de $16d_b$ de la barra longitudinal, $48d_b$ de barra de estribo y la menor dimensión del miembro.

$$s = 16 * d_b = 16 * 2.86 \text{ cm} = 46.24 \text{ cm}$$

Donde d_b , es el diámetro de la barra longitudinal mayor, en este caso No.9, equivalente a 2.86cm.

$$s = 48 * d_b = 48 * 0.95 \text{ cm} = 45.6 \text{ cm}$$

Donde d_b , es el diámetro de la barra de estribo, en este caso No.3, equivalente a 0.95cm.

$$s = b = 70 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento l_0 , de acuerdo con el ACI 318-14, en la sección 18.7.5.1, no debe ser menor que la mayor entre las siguientes opciones:

- Una sexta parte de la luz libre de la columna.

$$l_0 = \frac{1}{6} * 280\text{cm} = 46.66 \text{ cm}$$

- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.

$$l_0 = b = 70 \text{ cm}$$

- 450 mm.

$$l_0 = 45 \text{ cm}$$

De acuerdo con lo calculado, la longitud de confinamiento es de 70cm.

La separación para refuerzo trasversal en confinamiento s_0 , de acuerdo al código ACI 319-14, en la sección 18.7.5.3, no debe exceder la menor de las siguientes opciones:

La cuarta parte de la dimensión menor de la columna

$$s_0 = \frac{b}{4} = \frac{70 \text{ cm}}{4} = 15 \text{ cm}$$

Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal

$$s_0 = 6 * d_b = 6 * 2.22 \text{ cm} = 13.32 \text{ cm}$$

Donde d_b , equivale al diámetro de la barra No.7.

s_0 según se calcule por medio de la ecuación siguiente:

$$s_0 = 10 + \frac{35-hx}{3}$$

$$s_0 = 10 + \frac{35-14.2 \text{ cm}}{3} = 16.93 \text{ cm}$$

Donde hx corresponde al menor valor entre barras longitudinales apoyadas por los estribos.

El espaciamiento para la zona de confinamiento de la columna será de 10 cm.

El espaciamiento de la zona centro de la columna será de 20 cm.

De acuerdo con el ACI 318-14, en la sección 18.4.3.4, el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar a $s_0/2$, de la cara del nodo, por lo tanto, será a 5cm.

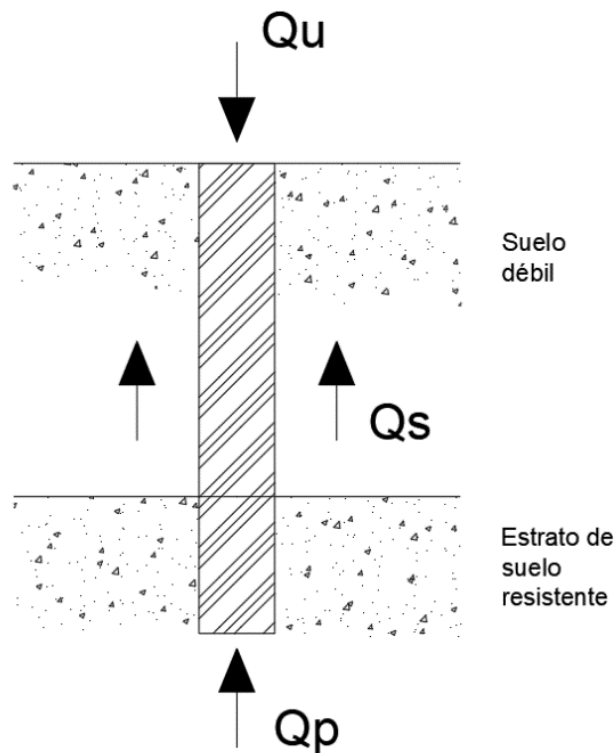
- **Diámetro interior de doblado**

De acuerdo con el ACI 318-14, en la tabla 25.3.2, para gancho de 135 grados, tendrá una extensión recta l_{ext} de 75mm.

3.7.6. Diseño de Cimentación

Figura 54.

Esquema de pilote de concreto



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD2022.

De acuerdo a los valores obtenidos por el estudio de suelos, uno de los temas más complejos a resolver es la cimentación; siendo ésta la responsable de soportar las cargas de la edificación y transmitir las al suelo. En este caso los valores de soporte del suelo se consideran bajos, por el cual una cimentación tradicional, como por ejemplo zapatas, no sería lo más adecuado. Por tal motivo, una opción viable es realizar cimentación por pilotes, los cuales serán de concreto, y la capacidad de carga será determinada por la fuerza a fricción pilote-suelo, y la carga soportada en la punta del pilote.

Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Donde:

- Q_p corresponde a la carga soportada en la punta del pilote.
- Q_s corresponde a la carga soportada por la fricción superficial que se genera a los lados del pilote.
- Q_u corresponde a la carga última proveniente de la columna.

3.7.6.1. Resistencia de Pilote por Fricción

Tabla 31.

Características del suelo, por medio de estudio SPT

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO				
Estrato	Peso específico	Ángulo de fricción	Cohesión	Profundidad (Metros)
A	$\gamma_A = 1,728.16 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	$\phi = 21^\circ$	$C_A = 0.0610 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	0 a 2
B	$\gamma_B = 1,728.16 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	$\phi = 24^\circ$	$C_B = 0.1220 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	2 a 4.5
C	$\gamma_C = 1,701.57 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	$\phi = 30^\circ$	$C_C = 0.211 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	4.5 a 6

Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

Cabe destacar que los valores obtenidos corresponden al estudio de suelos SPT realizado en campo.

- **Paso 1: Dimensiones del pilote**

Como primer paso se hará una propuesta con un diámetro correspondiente a 60 centímetros y una longitud de 5 metros.

$$D_{\phi} = 0.70 \text{ mt}$$

$$D_e = 5 \text{ mt}$$

- **Paso 2: Espesor de los estratos**

De acuerdo con el estudio de suelos, se establecen las profundidades a la cual se encuentran los distintos estratos.

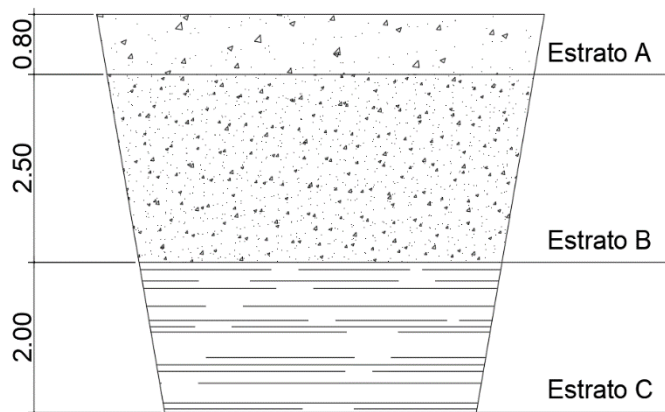
$$H_A = 0.80 \text{ mt}$$

$$H_B = 2.5 \text{ mt}$$

$$H_C = 1.70 \text{ mt}$$

Figura 55.

Estratos de suelo y su espesor



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

- **Paso 3: Cálculo de esfuerzo normal a la superficie de falla**

Para el cálculo de los esfuerzos normales al área lateral del pilote, se debe realizar una serie de cálculos, los cuales son los siguientes:

- Z_i : corresponde a la profundidad de interés de cada estrato; se mide desde la superficie hasta el centro del estrato correspondiente.
- K : corresponde al cambio del esfuerzo vertical, que es la masa del suelo, a esfuerzo normal.

$$K = \frac{\tan(\phi)}{\tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)^2}$$

- q_i : corresponde al esfuerzo vertical en la masa del suelo.

$$q_i = \gamma * \frac{H}{2}$$

Para el cálculo de este valor se deben ir sumando los distintos estratos, por ejemplo: si se quiere realizar el cálculo del estrato C, la fórmula quedaría de la siguiente manera:

$$q_{i_A} = \gamma_A * H_A + \gamma_B * H_B + \gamma_C * \frac{H_C}{2}$$

- q_n : corresponde al esfuerzo normal a la superficie de falla (área lateral del pilote).

$$q_n = K * q_i$$

Para el estrato A, se tienen los siguientes cálculos:

$$Z_{i_A} = 0.4 \text{ m}$$

$$K_A = \frac{\tan(\phi_A)}{\tan\left(45^\circ + \frac{\phi_A}{2}\right)^2}$$

$$K_A = \frac{\tan(21^\circ)}{\tan\left(45^\circ + \frac{21^\circ}{2}\right)^2} = 0.181$$

$$q_{i_A} = \gamma_A * \frac{H_A}{2}$$

$$q_{i_A} = 1728.16 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} * \frac{0.8 \text{ m}}{2} = 691.26 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{n_A} = K_A * q_{i_A}$$

$$q_n = 0.181 * 691.26 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 125.34 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Tabla 32.

Cálculo de esfuerzo para cada estrato

Esfuerzo normal a la superficie de falla					
Estrato	Zi	K	qi	qn	
A	0.4 m	K _A = 0.181	q _{i_A} = 691.26 $\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	q _{n_A} = 125.34 $\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	
B	2.05 m	K _B = 0.188	q _{i_B} = 3,542.73 $\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	q _{n_B} = 665.205 $\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	
C	4.15 m	K _C = 0.192	q _{i_C} = 7,149.26 $\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	q _{n_C} = 1,375.88 $\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	

Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

- **Paso 4: Cálculo de fuerza normal última por fricción**

Para el cálculo de la fuerza puntual por fricción, es necesario encontrar valores previos, los cuales son los siguientes:

Si: corresponde a la resistencia al esfuerzo cortante de cada uno de los suelos. Este valor se establece por medio de la fórmula de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma * \tan \phi$$

Donde:

- c: corresponde a la cohesión del suelo.
- σ : corresponde al esfuerzo normal intergranular.
- ϕ : corresponde al ángulo de fricción interna.

Para fines de este trabajo, la fórmula representativa será la siguiente:

$$S_i = C + q_n * \tan \phi$$

Al: correspondiente al área lateral del pilote con relación a la altura del estrato.

$$Al = \pi * D_{\phi} * H$$

Qfu: corresponde a la fuerza puntual última por fricción.

$$Qfu = Si * Al$$

Para el estrato A, el cálculo es el siguiente:

$$Si_A = C_A + qn_A * \tan \phi_A$$

$$Si_A = 610 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} + 125.34 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * \tan 21^{\circ} = 658.114 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Al_A = \pi * D_{\phi} * H_A$$

$$Al_A = 3.1416 * 0.70\text{m} * 0.8 = 1.759 \text{ m}^2$$

$$Qfu_A = Si_A * Al_A$$

$$Qfu_A = 658.114 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 1.759 \text{ m}^2 = 1,157.814 \text{ kgf}$$

Tabla 33.

Cálculo de fuerza puntual por fricción para cada estrato de suelo

Fuerza puntual por fricción			
Estrato	Si	Al	Qfu
A	$Si_A = 658.114 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	$Al_A = 1.759 \text{ m}^2$	$Qfu_A = 1,157.814 \text{ kgf}$
B	$Si_B = 1,516.168 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	$Al_B = 5.498 \text{ m}^2$	$Qfu_B = 8,335.571 \text{ kgf}$
C	$Si_C = 2,904.363 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	$Al_C = 3.738 \text{ m}^2$	$Qfu_C = 10,857.945 \text{ kgf}$
Total Qfu			20,351.33 kgf

Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

Es importante aplicar un valor de seguridad por la variación que puede haber en los distintos estratos o por la incertidumbre con el cálculo de la carga última. por consiguiente, se puede aplicar un valor de seguridad que varía entre 2.5 y 4. Para fines de este trabajo, se utiliza un FS = 2.5.

$$Q_s = \frac{Q_{fu_{total}}}{2.5}$$

$$Q_s = \frac{20351.33 \text{ kgf}}{2.5} = 8,140.53 \text{ kgf}$$

3.7.6.2. Capacidad de Carga de Punta

Para el diseño de la capacidad de punta, se toma en cuenta el Método de Meyerhof para suelos arenosos. Para ello, son importantes las fórmulas establecidas en la sección 11.7 del libro “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, de Braja Das.

$$Q_p = A_p * q' * N_q$$

Donde:

- A_p : corresponde al área de la sección transversal del pilote.
- q' : corresponde al esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote; está establecido por el peso específico del suelo, multiplicado por la longitud del pilote.

$$q' = \gamma * D_e$$

$$q' = 1701.57 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} * 5 \text{ m} = 8,507.85 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

- N_q : corresponde a factores de capacidad de carga.

El valor de N_q está establecido en la Tabla 11.5 de la sección 11.7 del libro “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones”, de Braja Das, de acuerdo al valor

del ángulo de fricción interna del estrato de apoyo. Para este caso, corresponde al estrato C, con un $\phi = 30^\circ$. Según la tabla el valor es el siguiente:

$$N_q = 56.7$$

Algo a tomar en cuenta, es que independientemente del valor obtenido Q_p , debe cumplir la siguiente condicionante.

$$Q_p = A_p * q' * N_q < A_p * q_l$$

Donde q_l corresponde a la resistencia de punta límite, y está establecida por la siguiente fórmula:

$$q_l = 0.5 * p_a * N_q * \tan(\phi)$$

Donde:

- p_a : corresponde a la presión atmosférica.

$$p_a = 10197.16 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

- ϕ : corresponde al ángulo de fricción interna del suelo del estrato de apoyo.

Se procede a realizar el cálculo.

$$A_p = \pi * \left(\frac{D_\phi}{2}\right)^2$$

$$A_p = 3.1416 * \left(\frac{0.70\text{m}}{2}\right)^2 = 0.385 \text{ m}^2$$

Sustituyendo valores:

$$Q_p = 0.385 \text{ m}^2 * 8,507.85 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 56.7 < 0.385 \text{ m}^2 * 0.5 * 10,197.16 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 56.7 * \tan(30^\circ)$$

$$Q_p = 185,647.39 \text{ kgf} < 64,232.93 \text{ kgf}$$

Como el valor calculado no cumple la condicionante, se utiliza $Q_p = 64232.93 \text{ kgf}$.

Con los valores obtenidos, la capacidad de carga que tiene el pilote es el siguiente:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = 64,232.93 \text{ kgf} + 8,140.53 \text{ kgf} = 72,373.46 \text{ kgf}$$

3.7.6.3. Refuerzo Longitudinal y Transversal del Pilote

El ACI 318-14, en la sección 1.4.6 establece que no proporciona aspectos de diseño para pilotes. Por consiguiente, y sin contar con un reglamento guatemalteco para el diseño del mismo, se utiliza un reglamento colombiano; en este caso es el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.

Como primer punto, hay que tomar en cuenta que dentro de los pilotes la capacidad máxima que tiene que soportar el mismo; este valor corresponde a una carga última $P_u = 70142 \text{ kgf}$. En la sección 15.11.3, establece una condicionante para determinar la cantidad de acero a utilizar.

$$P_u \leq 0.35 \cdot f'_c \cdot A_g$$

Donde:

- A_g : corresponde al área gruesa de la sección transversal del pilote, y se calcula de la siguiente manera:

$$A_g = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot (0.35)^2 = 3,848.45 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo valores:

$$70,142 \text{ kgf} \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot 3,848.45 \text{ cm}^2$$

$$70,142 \text{ kgf} \leq 377,148.20 \text{ kgf}$$

1. Diseño de acero longitudinal

Como el concreto resiste la carga generada sobre el pilote, el diseño del acero longitudinal es por acero mínimo. El reglamento colombiano especifica valores mínimos de diseño, pero como se establece como una columna corta, las fórmulas a utilizar se respaldan con el ACI 318-14.

$$A_{s_{\text{mínimo}}} = A_g * 0.01$$

Donde:

- $A_{s_{\text{mínimo}}}$: corresponde al área de acero mínimo correspondiente a la sección 10.6.1.1 del ACI 318-14.

$$A_{s_{\text{mínimo}}} = 3,848.45 \text{ cm}^2 * 0.01 = 38.48 \text{ cm}^2$$

El armado de las varillas se distribuye de la siguiente manera:

El área de una varilla #7 equivale a 3.879 cm^2 .

Tomando en cuenta estos valores, se proponen 10 varillas #7.

$$A_{s_{\#7}} = 10 * 3.879 \text{ cm}^2 = 38.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{diseño}}} = 38.79 \text{ cm}^2$$

Para que el diseño cumpla con los parámetros, el acero de diseño debe ser mayor al acero requerido:

$$A_{s_{\text{diseño}}} > A_{s_{\text{mínimo}}}$$

$$38.79 \text{ cm}^2 > 38.48 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con el valor obtenido, cumple.

2. Diseño de acero de refuerzo transversal

El refuerzo transversal por ser columna circular, se utiliza espiral. El ACI 318-14, en la sección 25.7.3.1 establece que los espirales deben consistir en barras continuas con un espaciamiento uniforme, que debe cumplir con:

- a) Al menos el mayor de 25mm y $4/3 d_{agg}$.
- b) Menor de 75mm.

Para este caso, se va a utilizar un espaciamiento de 7 cm.

3. Longitud de desarrollo

Los pilotes son elementos estructurales que trabajan a compresión, por consiguiente, para este cálculo se utilizan las fórmulas establecidas por el ACI 318-14, en la sección 25.4.9.2, de las cuales, se toma en cuenta la mayor:

$$l_{dc1} = \left(\frac{0.075 \cdot f_y \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f_c}} \right) \cdot d_b$$

$$l_{dc1} = \left(\frac{0.075 \cdot 4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot 0.75}{1 \cdot \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \cdot 2.22 \text{ cm} = 31.38 \text{ cm}$$

$$l_{dc2} = 0.0044 f_y \cdot \psi_r \cdot d_b$$

$$l_{dc2} = 0.0044 \cdot 4,200 \cdot 0.75 \cdot 2.22 \text{ cm} = 30.8 \text{ cm}$$

Donde:

- ψ_r : corresponde a factor de modificación para barras corrugadas.
- λ : corresponde a factor de modificación para concreto de peso normal.
- d_b : corresponde al diámetro de la varilla utilizada en el pilote.

Para el diseño, se toma un valor de 35 cm para la longitud de desarrollo a compresión.

3.7.6.4. Diseño de Cabezal para Columna Concéntrica

El cabezal o zapata es un tipo de cimentación superficial, cuya función principal es soportar las cargas transmitidas por la columna y, en este caso en particular, se diseña en base a la cantidad de pilotes que el usuario coloque.

Para el avance de los cálculos, se deben tomar en cuenta los siguientes valores:

- $f'_c = 280 \text{ kgf/ cm}^2$, resistencia a compresión del concreto.
- $f_y = 4,200 \text{ kgf/ cm}^2$, resistencia a la fluencia del acero.
- $b = 0.70 \text{ m}$, base de la columna.
- $a = 0.70 \text{ m}$, altura de la columna.
- $H = 0.80 \text{ m}$, altura propuesta para cabezal.
- $r = 75 \text{ mm}$, recubrimiento de concreto mínimo.
- $\gamma_s = 1728.16 \text{ kgf/ m}^3$, peso específico del suelo.
- $\gamma_c = 2,400 \text{ kgf/ m}^3$, peso específico del concreto.
- $D_{\text{pilote}} = 0.70 \text{ m}$, diámetro del pilote.
- $D_f = 1.30 \text{ m}$, profundidad de desplante.
- $d_b = 2.86 \text{ cm}$, diámetro de varilla propuesto.
- $P = 240,150 \text{ kgf}$, carga última proporcionada por el programa ETABS 20.

La distancia entre pilotes está determinada por la siguiente ecuación:

$$e = 3 D_{\text{pilote}}$$

$$e = 3 * 0.70 \text{ mt} = 2.1 \text{ mt}$$

La distancia centro a centro entre pilotes y columna, está determinada por la siguiente fórmula, por trigonometría.

$$a = e * \cos (45^\circ)$$

$$a = 2.1 * \cos (45^\circ) = 1.485 \approx 1.5 \text{ mt}$$

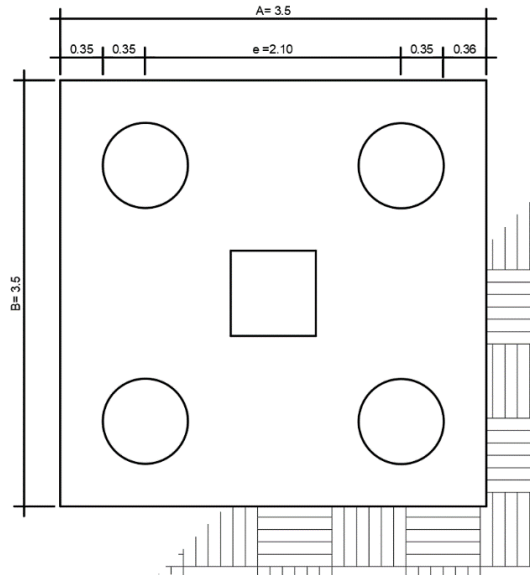
El largo y ancho del cabezal, se puede determinar de la siguiente manera.

$$A = e + D_{\text{pilote}} + 2 * \frac{D_{\text{pilote}}}{2}$$

$$A = 2.1 \text{ m} + 0.70 \text{ mt} + 2 * \frac{0.70 \text{ mt}}{2} = 3.5 \text{ mt}$$

Figura 57.

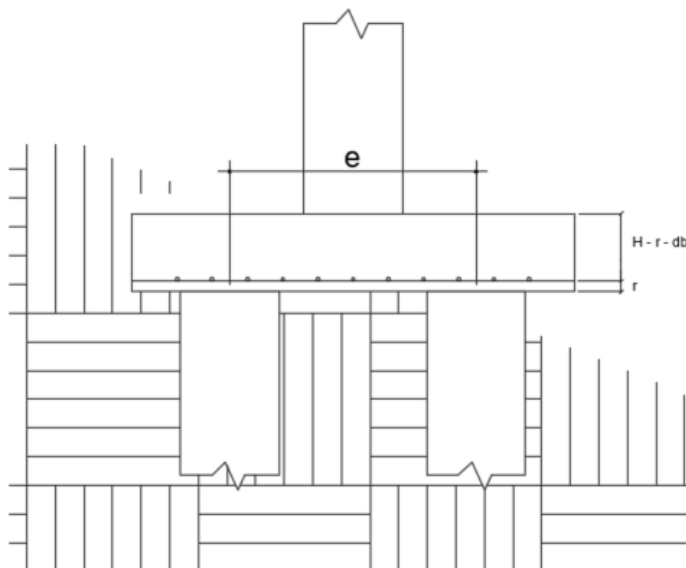
Valor del ancho del cabezal



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Figura 56.

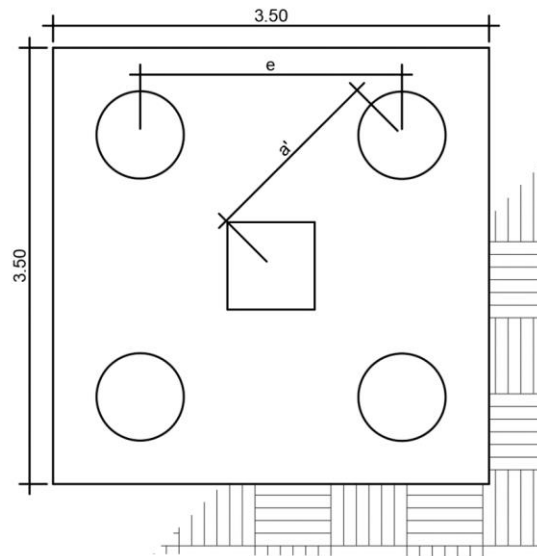
Vista de perfil del cabezal



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Figura 58.

Vista en planta del cabezal



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

El peralte efectivo está determinado por:

$$d = H - r - 1.5 * d_b$$

$$d = 65 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.5 * 2.86 \text{ cm} = 53.21 \text{ cm}$$

La carga última sobre el cabezal, está dada por la carga que viene de la columna, más el peso propio del cabezal, más la carga del suelo de acuerdo a la profundidad que se encuentre. Lo mencionado se representa de la siguiente manera:

$$P_u = P + 1.2*(PS+PP)$$

Donde:

PS corresponde al peso del suelo. De acuerdo a las dimensiones del cabezal y su profundidad, se calcula el volumen de suelo que se encuentra sobre el mismo y se multiplica por el peso específico del suelo.

$$PS = \gamma_s * 7.64 \text{ m}^3$$

$$PS = 1,728.16 \text{ kgf/ m}^3 * 7.64 \text{ m}^3 = 13,203.14 \text{ kgf}$$

PP corresponde al volumen que tiene el cabezal, multiplicado por el peso específico del concreto.

$$PS = \gamma_c * 7.96 \text{ m}^3$$

$$PS = 2,400 \text{ kgf/ m}^3 * 7.96 \text{ m}^3 = 19,104 \text{ kgf}$$

El factor “1.2” corresponde a las combinaciones de carga de la tabla 5.3.1 del código ACI 318-14, la cual establece que el factor se aplica para cargas muertas.

$$P_u = P + 1.2 * (PS + PP)$$

$$P_u = 240,150 \text{ kgf} + 1.2 * (13,203.14 \text{ kgf} + 19,104 \text{ kgf})$$

$$P_u = 280,784.57 \text{ kgf}$$

- **Reacción neta del pilote**

La reacción neta del pilote expresa el valor que debe aportar cada pilote para sostener la carga P_u , de acuerdo a este valor, se debe chequear que el pilote, como mínimo, resista la carga.

$$R_{\text{net},\text{pilote}} = \frac{P_u}{4} = \frac{280,784.57 \text{ kgf}}{4} = 70,196.14 \text{ kgf}$$

- **Cortante en dos direcciones**

De acuerdo al Código ACI 318-14 en la sección 22.6.1.4, establece que el corte en dos direcciones está restringido por una altura d , correspondiente al peralte efectivo y un perímetro b_o , que se extiende alrededor de la columna.

$$b_o = 2 * (a + d) + 2 * (b + d)$$

$$b_o = 2 * (0.70 \text{ cm} + 0.532 \text{ cm}) + 2 * (0.70 \text{ cm} + 0.532 \text{ cm}) = 4.93 \text{ m}$$

Para el cortante nominal, de acuerdo al código ACI 318-14 en la sección 22.6.5.2, se establece tomando el menor de las siguientes tres fórmulas.

$$V_1 = 1.1 * \lambda * \sqrt{f'_c * b_o * d}$$

$$V_1 = 1.1 * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 493 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 482,741.61 \text{ kgf}$$

$$V_2 = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c * b_o * d}$$

$$V_2 = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 493 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 697,781.05 \text{ kgf}$$

Donde:

- β es la relación lado corto y lado largo de la columna, que corresponde a 1.

$$V_3 = 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c * b_o * d}$$

$$V_3 = 0.27 * \left(2 + \frac{40 * 53.2 \text{ cm}}{493 \text{ cm}}\right) * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 493 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 748,723.58 \text{ kgf}$$

Donde:

- α_s : corresponde a la constante usada para cortante en zapatas, establecida en la sección 22.6.5.3 del código ACI 318-14.

Al valor cortante mínimo obtenido, se le aplica el factor de reducción de la tabla 21.2.1 del código ACI 318-14.

$$\phi V_1 = 0.75 * 482,741.61 \text{ kgf} = 362,056.21 \text{ kgf}$$

Para el chequeo de cortante en dos direcciones, es importante que los pilotes resistan el valor de ϕV_1 , cumpliendo con la siguiente condicionante:

$$\phi V_1 \geq V_u$$

En la figura 62 se representa el área tributaria para el cortante, en la cual se observa que los cuatro pilotes propuestos, están dentro de la misma; por consiguiente, toda la sección de los pilotes actúa para resistir el cortante.

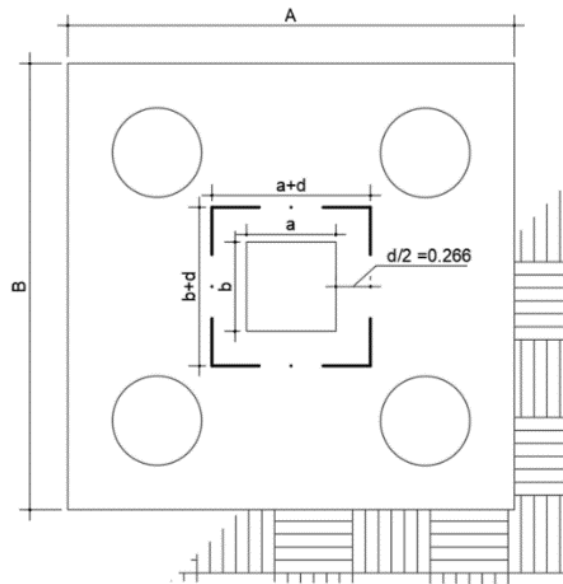
$$V_u = 4 \text{ pilotes} * R_{\text{neta.pilote}}$$

$$V_u = 4 * 70,196.14 \text{ kgf} = 280,784.57 \text{ kgf}$$

De acuerdo a los valores obtenidos, se cumple con la condicionante.

Figura 59.

Área tributaria de cortante en dos direcciones



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

- **Punzonamiento del pilote**

Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Como se observa en la figura 60, el área de punzonamiento está dentro de límite del cabezal, por ende, se realiza el siguiente procedimiento para su cálculo.

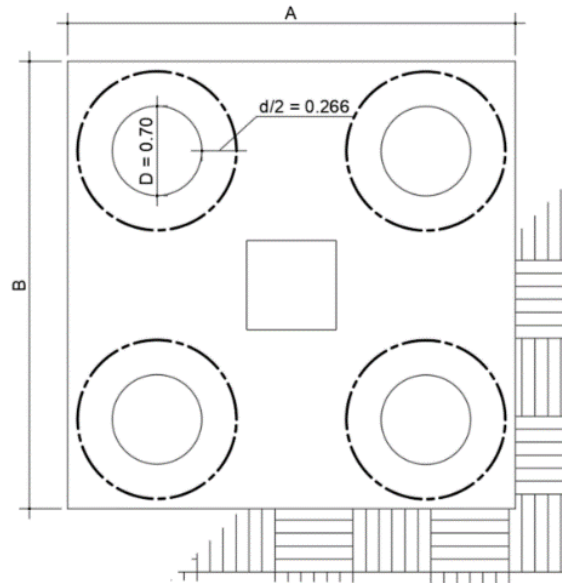
Perímetro de área de punzonamiento.

$$b_o = \pi * (D_{\text{pilote}} + d)$$

$$b_o = 3.1416 * (70 \text{ cm} + 53.2) = 387.09 \text{ cm}$$

Figura 60.

Área de punzonamiento en pilotes



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Para el cortante nominal, de acuerdo al código ACI 318-14 en la sección 22.6.5.2, se establece tomando el menor de las siguientes tres fórmulas.

$$V_1 = 1.1 * \lambda * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$V_1 = 1.1 * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 387.09 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 379,144.37 \text{ kgf}$$

Al valor de cortante, se le aplica el factor de reducción de la tabla 21.2.1 del código ACI 318-14.

$$\phi V_1 = 0.75 * 379,144.37 \text{ kgf} = 284,358.28 \text{ kgf}$$

$$\phi V_1 \geq V_u$$

El cortante último para el pilote, está representado por su resistencia y se expresa de la siguiente manera:

$$V_u = R_{\text{neto.pilote}}$$

$$V_u = 70,196.14 \text{ kgf}$$

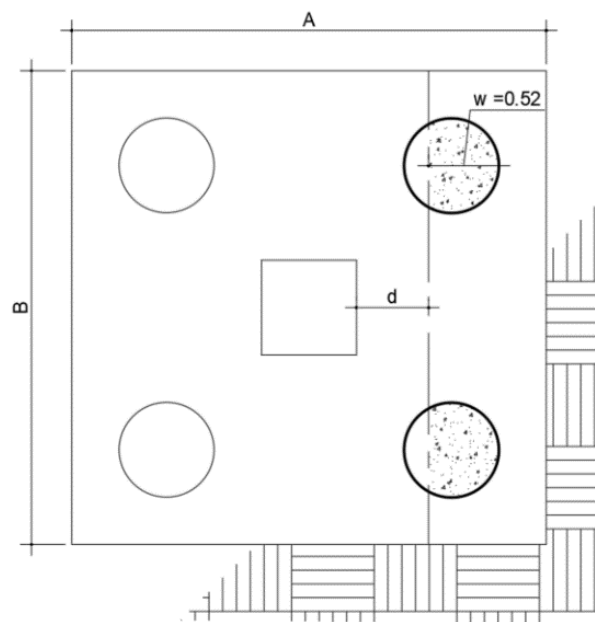
De acuerdo a los valores obtenidos, se cumple con la condicionante.

- **Cortante en una dirección**

Para el diseño a corte en una dirección, se establece una franja de diseño a una distancia d , de la cara de la columna. En este caso, por ser un cabezal cuadrado, y estando los pilotes uniformemente distribuidos, sólo se hace el chequeo de un lado.

Figura 61.

Diagrama de cortante en una dirección



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Como se puede observar en la figura 64, el aporte de los pilotes para la distancia L_{flexA} no es en su totalidad, para encontrar el valor del cortante último, se realiza el siguiente procedimiento.

Aporte del pilote a la sección de cortante:

$$w=52 \text{ cm}$$

Porcentaje de influencia del pilote a la sección a corte:

$$\alpha = \frac{w}{D_{\text{pilote}}}$$

$$\alpha = \frac{52\text{cm}}{70\text{cm}} = 0.74$$

$$V_u = 2 \text{ pilotes} * \alpha * R_{\text{neta.pilote}}$$

$$V_u = 2 * 0.74 * 70,196.14 = 104,291.41 \text{ kgf}$$

Para la resistencia a cortante del concreto, de acuerdo con el ACI 318-14 en la sección 22.5.5.1, establece que para miembros no preesforzados sin fuerza axial, se debe calcular por medio de la siguiente fórmula:

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

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 350 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 165,175.94 \text{ kgf}$$

Al valor cortante obtenido, se le aplica el factor de reducción de la tabla 21.2.1 del código ACI 318-14.

$$\phi V_c = 0.75 * 165,175.94 \text{ kgf} = 123,881.95 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

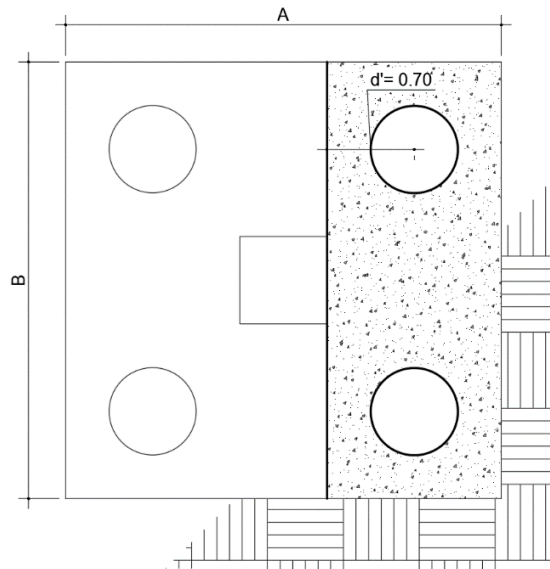
De acuerdo con lo calculado, se cumple con la condicionante.

- **Momento flector lado A**

Para el cálculo de momento en la cimentación, se toma como referencia el esfuerzo del pilote por la distancia del centro del mismo hacia la cara de la columna. Como se cuenta con un cabezal y una columna cuadrada, el cálculo a flexión que se obtiene para un sentido, se aplica para el otro. Esto se representa de la siguiente manera:

Figura 62.

Diseño a flexión lado A



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 20220.

$$M_u = 2 \text{ pilotes} * d' * R_{\text{neta.pilote}}$$

Donde:

- M_u : es el momento último.
- d' : es la distancia del centro del pilote a la cara de la columna.

$$M_u = 2 * 0.70 \text{ m} * 70,196.14 \text{ kgf} = 98,274.60 \text{ kgf} * \text{m}$$

• Cálculo de acero de refuerzo

Factor de reducción de resistencia.

$$\phi = 0.9$$

Este valor corresponde a una expresión de porcentaje de acero requerido en elementos que trabajan a flexión.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * B * d^2}$$

$$R_n = \frac{98,274.60 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot 350 \cdot 53.2^2} = 110,174.98 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cuantía calculada de acuerdo al momento último obtenido.

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \cdot \frac{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 110,174.98 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}}{0.85 \cdot 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) = 0.00269$$

El acero a diseñar se define con la siguiente fórmula:

$$A_{s_{\text{diseño}}} = \rho \cdot B \cdot d$$

$$A_{s_{\text{diseño}}} = 0.00269 \cdot 350 \cdot 53.2 = 50 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 350 \text{ cm} \cdot 53.2 \text{ cm} = 62.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.80 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.80 \cdot \sqrt{280}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 350 \text{ cm} \cdot 53.2 \text{ cm} = 59.36 \text{ cm}^2$$

Para el respectivo diseño, se toma en cuenta el valor máximo que se haya obtenido de área de refuerzo, en este caso el denominado $A_{s_{\text{diseño}}} = 62.08 \text{ cm}^2$.

Para el armado se propone utilizar varilla No.9, la cual cuenta con un área de 3.88 cm^2 .

$$N_{\text{varillas}} = \frac{A_{\text{diseño}}}{A_{\text{varilla}}} = \frac{62.08 \text{ cm}^2}{6.41 \text{ cm}^2} = 9.68 \approx 10$$

Donde:

- N_{varillas} : corresponde al número de varillas a utilizar.
- A_{varilla} : corresponde al área de varilla propuesta.
- $A_{\text{diseño}}$: corresponde al área de acero de diseño.

De acuerdo al valor encontrado, se propone utilizar 10 varillas N°9 en cada uno de los sentidos.

El espaciamiento está determinado por la siguiente fórmula:

$$S = \left(\frac{B - 2 * r_{\text{libre}}}{N_{\text{varillas}} - 1} \right)$$
$$S = \left(\frac{350 \text{ cm} - 2 * 7.5 \text{ cm}}{10 - 1} \right) = 37 \text{ cm}$$

Se utiliza un espaciamiento de 37 centímetros entre varillas.

Para el chequeo del espaciamiento, el código ACI 318-14 establece los siguientes parámetros:

1. Sección 25.2.1: para refuerzo colocado paralelamente en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras debe ser al menos el mayor entre:
 - 25mm.
 - $d_b = 2.86 \text{ cm}$ para varilla No.9.
 - $4/3 * d_{\text{agg}} = 4/3 * 3/4 \text{ in} = 1 \text{ in}$. Valor correspondiente a 2.54cm.
2. Sección 8.7.2.2: el espaciamiento máximo debe ser el menor de:
 - $2h = 2 * 80\text{cm} = 160 \text{ cm}$.
 - 450 mm.

Para que el diseño esté correcto, el área de acero propuesto debe ser mayor o igual al acero de diseño.

$$A_{s\text{propuesto}} = N_{\text{varillas}} * A_{\text{varilla}}$$

$$A_{s\text{propuesto}} = 10 * 6.4 \text{ cm}^2 = 64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{propuesto}} \geq A_{s\text{diseño}}$$

- **Longitud de desarrollo**

La longitud de desarrollo es la longitud mínima necesaria de acero embebido en concreto, para lograr la transferencia de la fuerza resistente máxima del acero hacia el concreto.

En otras palabras, Jack C. McCormac y Russell H. Brown (2011), mencionan que la longitud de desarrollo “puede definirse como la longitud mínima de empotramiento de una varilla que es necesaria para que trabaje a su esfuerzo de fluencia, más cierta distancia adicional para asegurar la tenacidad del miembro” (p.186).

Para el diseño de la cimentación es recomendable utilizar el mismo diámetro de varilla que se trae desde la columna. En este caso es varilla No. 9 con un diámetro de 28.6 mm.

El ACI 318-14 en la sección 25.4.2.2 establece las fórmulas de la longitud de desarrollo para barras corrugadas, y en relación con la varilla seleccionada, son las siguientes:

$$l_d = \left(\frac{f_y * \psi_t * \psi_e}{1.7 * \lambda * \sqrt{f_c}} \right) * d_b$$

$$l_d = 47 * d_b$$

Donde:

- λ : corresponde al factor de modificación para concreto de peso normal. Tabla 25.4.3.2 del código ACI 318-14.

- ψ_e : corresponde factor de modificación recubrimiento y epóxico. Tabla 25.4.3.2 del código ACI 318-14.
- ψ_t : corresponde al factor de modificación de ubicación. Tabla 25.4.2.4 del código ACI 318-14.
- d_b : corresponde al diámetro de varilla a utilizar.

Es importante mencionar que, en el ACI la fórmula está establecida en el sistema internacional, por consiguiente, para este cálculo se considera un $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y un $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Sustituyendo valores:

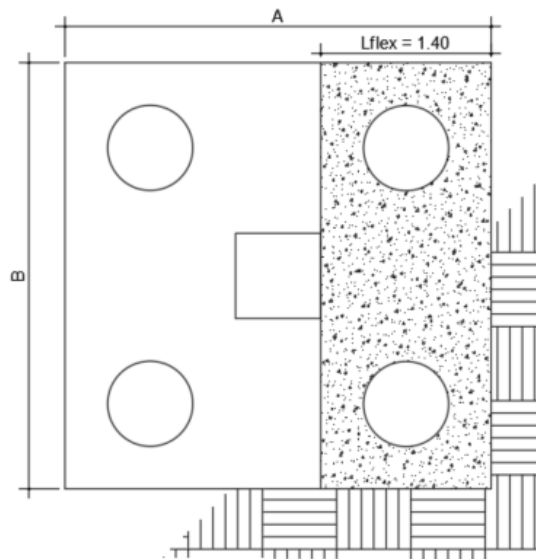
$$l_d = \left(\frac{420 \text{ MPa} * 1 * 1}{1.7 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}}} \right) * 2.86 \text{ cm} = 132.12 \text{ cm}$$

$$l_d = 47 * 2.86 \text{ cm} = 134.42 \text{ cm}$$

Para chequeo del mismo, el valor $L_{flex} = 140 \text{ cm}$, debe ser mayor o igual al valor de longitud de desarrollo. De acuerdo a los valores encontrados, cumple.

Figura 63.

Espacio máximo para longitud de desarrollo



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

3.7.6.5. Diseño de Cabezal con Columna Excéntrica

De acuerdo a los parámetros del terreno, no es factible para ciertas columnas realizar el diseño del cabezal con columna concéntrica, por este motivo, y tomando los valores del cabezal diseñado, se va a chequear el mismo aplicando una carga en el extremo. El único valor a modificar será la carga última proveniente de la columna siendo ésta, la mayor de todas.

- $P = 171,500$ kgf, carga última proporcionada por el programa ETABS 20.

La distancia entre pilotes está determinada por la siguiente ecuación:

$$e = 3 D_{\text{pilote}}$$

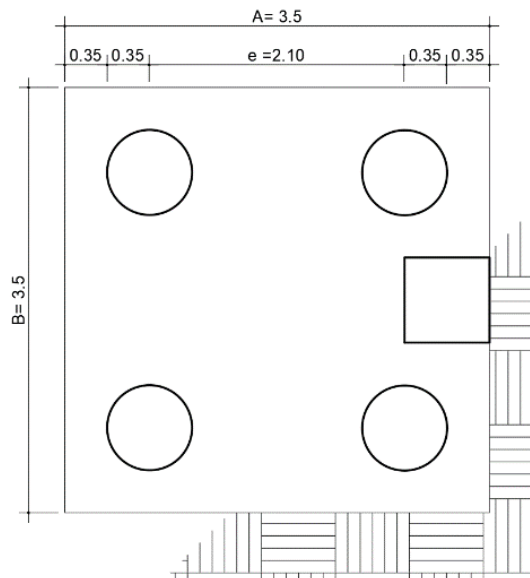
$$e = 3 * 0.70 \text{ mt} = 2.1 \text{ mt}$$

$$a = e * \cos (45^\circ)$$

$$a = 2.1 * \cos (45^\circ) = 1.485 \approx 1.5 \text{ mt}$$

Figura 64.

Valor del ancho del cabezal



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

El largo y ancho del cabezal se puede determinar de la siguiente manera.

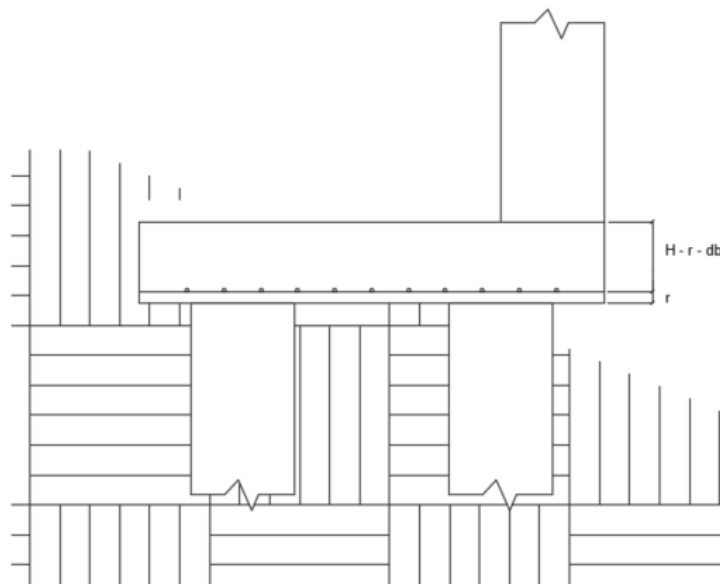
$$A = e + D_{\text{pilote}} + 2 * \frac{D_{\text{pilote}}}{2}$$

$$A = 2.1 \text{ m} + 0.70 \text{ mt} + 2 * \frac{0.70 \text{ mt}}{2} = 3.5 \text{ mt}$$

$$A = B$$

Figura 65.

Vista de perfil del cabezal con pilotes



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

El peralte efectivo está determinado por:

$$d = H - r - 1.5 * d_b$$

$$d = 65 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.5 * 2.86 \text{ cm} = 53.21 \text{ cm}$$

La carga última sobre el cabezal está dada por la carga que viene de la columna, más el peso propio del cabezal, más la carga del suelo de acuerdo a la profundidad que se encuentre. Lo mencionado se representa de la siguiente manera:

$$P_u = P + 1.2 * (PS + PP)$$

$$PS = \gamma_s * 7.64 \text{ m}^3$$

$$PS = 1,728.16 \text{ kgf/ m}^3 * 7.64 \text{ m}^3 = 13,203.14 \text{ kgf}$$

$$PP = \gamma_c * 7.96 \text{ m}^3$$

$$PS = 2,400 \text{ kgf/ m}^3 * 7.96 \text{ m}^3 = 19,104 \text{ kgf}$$

El factor “1.2” corresponde a las combinaciones de carga de la table 5.3.1 del código ACI 318-14, el cual establece que el factor se aplica para cargas muertas.

$$P_u = P + 1.2 * (PS + PP)$$

$$P_u = 171,500 \text{ kgf} + 1.2 * (13,203.14 \text{ kgf} + 19,104 \text{ kgf})$$

$$P_u = 210,268.57 \text{ kgf}$$

- **Reacción neta del pilote**

$$R_{\text{neto.pilote}} = \frac{P_u}{4} = \frac{210,268.57 \text{ kgf}}{4} = 52,567.14 \text{ kgf}$$

- **Cortante en dos direcciones**

$$b_o = 2 * (a + d) + 2 * \left(b + \frac{d}{2}\right)$$

$$b_o = 2 * (0.70 \text{ cm} + 0.532 \text{ cm}) + 2 * (0.70 \text{ cm} + 0.266 \text{ cm}) = 4.396 \text{ m}$$

$$V_1 = 1.1 * \lambda * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$V_1 = 1.1 * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 439 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 430,619.8 \text{ kgf}$$

$$V_2 = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$V_2 = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 439 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 622,441.35 \text{ kgf}$$

Donde:

- β es la relación lado corto y lado largo de la columna que corresponde a 1.

$$V_3 = 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_3 = 0.27 * \left(2 + \frac{0.3 * 53.2 \text{ cm}}{439.6 \text{ cm}}\right) * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 439.6 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 595,201.18 \text{ kgf}$$

Al valor cortante mínimo obtenido, se le aplica el factor de reducción de la tabla 21.2.1 del código ACI 318-14.

$$\phi V_1 = 0.75 * 430,619.8 \text{ kgf} = 322,964.85 \text{ kgf}$$

Para el chequeo de cortante en dos direcciones es importante que los pilotes resistan el valor de ϕV_1 , cumpliendo con la siguiente condicionante:

$$\phi V_1 \geq V_u$$

En la figura 61, se representa el área tributaria para el cortante, en la cual se observa que los cuatro pilotes propuestos, están dentro de la misma; por consiguiente, toda la sección de los pilotes actúa para resistir el cortante.

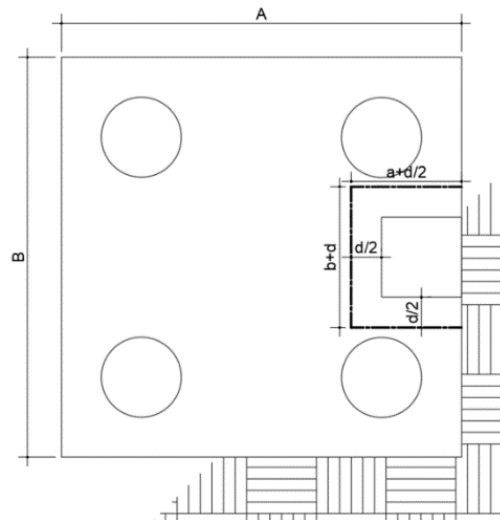
$$V_u = 4 \text{ pilotes} * R_{\text{neta.pilote}}$$

$$V_u = 4 * 52,629.47 \text{ kgf} = 210,268.57 \text{ kgf}$$

De acuerdo a los valores obtenidos, se cumple con la condicionante.

Figura 66.

Área tributaria de cortante en dos direcciones



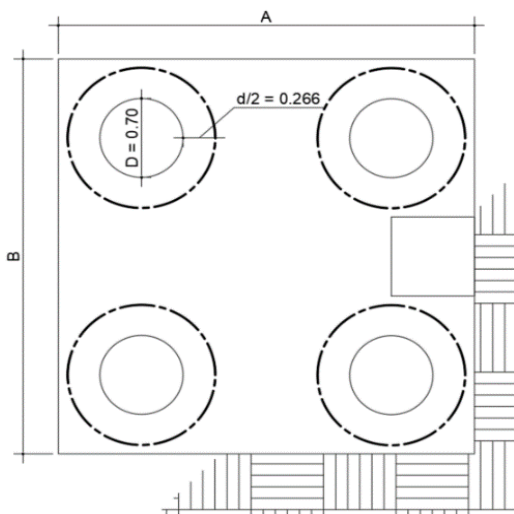
Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

- **Punzonamiento del pilote**

Como se observa en la figura 70, el área de punzonamiento está dentro del límite del cabezal, por ende, se realiza el siguiente procedimiento para su cálculo.

Figura 67.

Área de punzonamiento en pilotes



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Perímetro de área de punzonamiento y cortante

$$b_o = \pi * (D_{pilote} + d)$$

$$b_o = 3.1416 *(70 \text{ cm} + 53.2) = 387.09 \text{ cm}$$

$$V_1 = 1.1 * \lambda * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$V_1 = 1.1 * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 387.09 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 379,144.37 \text{ kgf}$$

Al valor cortante mínimo obtenido, se le aplica el factor de reducción de la tabla 21.2.1 del código ACI 318-14.

$$\phi V_1 = 0.75 * 379,144.37 \text{ kgf} = 284,358.28 \text{ kgf}$$

$$\phi V_1 \geq V_u$$

El cortante último para el pilote, está representado por su resistencia y se expresa de la siguiente manera:

$$V_u = R_{\text{neta.pilote}}$$

$$V_u = 52,567.14 \text{ kgf}$$

De acuerdo a los valores obtenidos, se cumple con la condicionante.

- **Cortante en una dirección**

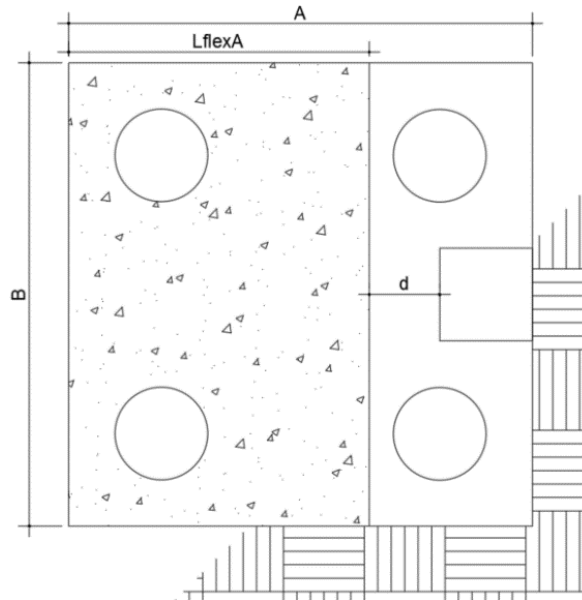
Para el diseño a corte en una dirección, se establece una franja de diseño a una distancia d , de la cara de la columna. En este caso, debido a la ubicación de la columna, es importante realizar un chequeo para cada lado.

1. Cortante en una dirección, paralelo a "B"

Como se puede observar en la figura 68, el aporte de los pilotes para la distancia L_{flexA} , es en su totalidad, para encontrar el valor del cortante último, se realiza el siguiente procedimiento.

Figura 68.

Constante en una dirección paralelo a "B"



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

$$V_u = 2 \text{ pilotes} * R_{\text{neta.pilote}}$$

$$V_u = 2 * 52,567.47 \text{ kgf} = 105,134.28 \text{ kgf}$$

Para la resistencia a cortante del concreto, de acuerdo con el ACI 318-14 en la sección 22.5.5.1, establece que para miembros no preesforzados sin fuerza axial, se debe calcular por medio de la siguiente fórmula:

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

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 350 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 165,175.94 \text{ kgf}$$

Al valor cortante obtenido, se le aplica el factor de reducción de la tabla 21.2.1 del código ACI 318-14.

$$\phi V_c = 0.75 * 165,175.94 \text{ kgf} = 123,881.95 \text{ kgf}$$

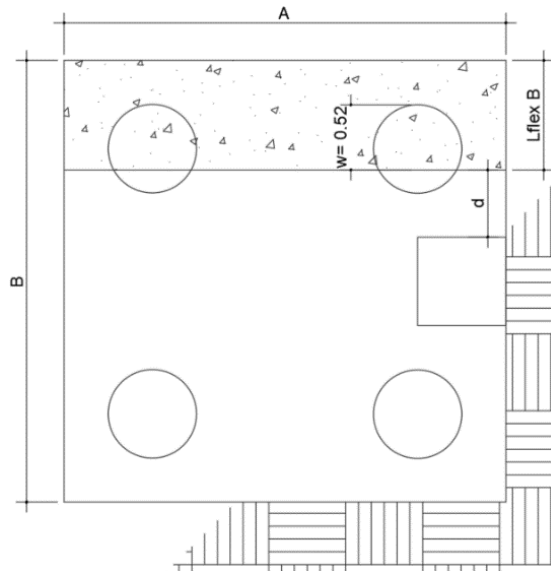
$$\phi V_c \geq V_u$$

De acuerdo con lo calculado, se cumple con la condicionante.

2. Cortante en una dirección, paralelo a “A”

Figura 69.

Cortante en una dirección paralelo a “A”



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Como se puede observar en la figura 64, el aporte de los pilotes para la distancia L_{flexB} , no es en su totalidad, para encontrar el valor del cortante último, se realiza el siguiente procedimiento.

Aporte del pilote a la sección de cortante:

$$w = 52 \text{ cm}$$

Porcentaje de influencia del pilote a la sección a corte:

$$\alpha = \frac{w}{D_{pilote}}$$

$$\alpha = \frac{52 \text{ cm}}{70 \text{ cm}} = 0.74$$

$$V_u = 2 \text{ pilotes} * \alpha * R_{\text{neta,pilote}}$$

$$V_u = 2 * 0.74 * 52,567.14 \text{ kgf} = 78,099.75 \text{ kgf}$$

Para la resistencia a cortante del concreto, de acuerdo con el ACI 318-14 en la sección 22.5.5.1, establece que para miembros no preesforzados sin fuerza axial, se debe calcular por medio de la siguiente fórmula:

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

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 350 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 165,175.94 \text{ kgf}$$

Al valor cortante obtenido, se le aplica el factor de reducción de la tabla 21.2.1 del código ACI 318-14.

$$\phi V_c = 0.75 * 165,175.94 \text{ kgf} = 123881.95 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

De acuerdo con lo calculado, se cumple con la condicionante.

- **Momento flector paralelo al lado “B”**

Para el cálculo de momento en la cimentación, se toma como referencia el esfuerzo del pilote por la distancia del centro del mismo hacia la cara de la columna. Como se cuenta con una columna excéntrica, se debe realizar el diseño en ambos sentidos

$$M_u = 2 \text{ pilotes} * d' * R_{\text{neta,pilote}}$$

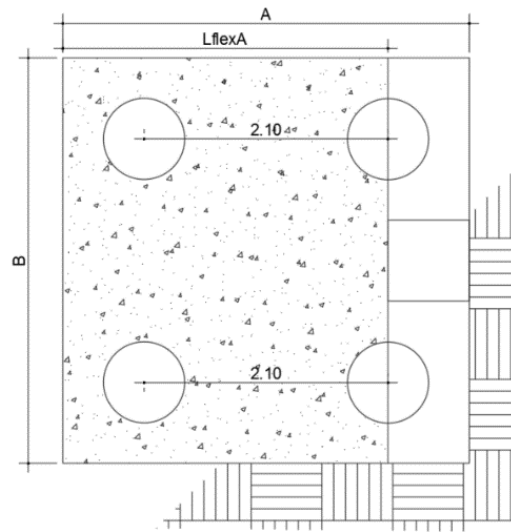
Donde:

- M_u : es el momento último.
- d' : es la distancia del centro del pilote a la cara de la columna.

$$M_u = 2 * 2.1 \text{ m} * 52,567.14 \text{ kgf} = 220,782 \text{ kgf} * \text{m}$$

Figura 70.

Diseño a flexión lado A



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 20220.

Cálculo de acero de refuerzo

Factor de reducción de resistencia.

$$\phi=0.9$$

Este valor corresponde a una expresión de porcentaje de acero requerido en elementos que trabajan a flexión.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * B * d^2}$$

$$R_n = \frac{220,782 \text{ kgf} * \text{m}}{0.9 * 350 * 53.2^2} = 247,517.19 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cuantía calculada de acuerdo al momento último obtenido.

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}}\right)$$

$$\rho = 0.85 * \frac{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 247,517.19 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}) = 0.00624$$

El acero a diseñar se define con la siguiente fórmula:

$$A_{s_{\text{diseño}}} = \rho * B * d$$

$$A_{s_{\text{diseño}}} = 0.00624 * 350 * 53.2 = 116.29 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{f_y} * B * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 350 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 62.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.80 * \sqrt{f_c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.80 * \sqrt{280}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 350 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 59.36 \text{ cm}^2$$

Para el respectivo diseño, se toma en cuenta el valor máximo que se haya obtenido de área de refuerzo, en este caso el denominado $A_{s_{\text{diseño}}} = 116.29 \text{ cm}^2$.

Para el armado se propone utilizar varilla No.9, la cual cuenta con un área de 3.88 cm^2 .

$$N_{\text{varillas}} = \frac{A_{s_{\text{diseño}}}}{A_{\text{varilla}}} = \frac{116.29 \text{ cm}^2}{6.41 \text{ cm}^2} = 18.13 \approx 19$$

Donde:

- N_{varillas} : corresponde al número de varillas a utilizar.
- A_{varilla} : corresponde al área de varilla propuesta.

- $A_{s_{diseño}}$: corresponde al área de acero de diseño.

De acuerdo al valor encontrado, se propone utilizar 10 varillas N°9 en cada uno de los sentidos.

El espaciamiento está determinado por la siguiente fórmula:

$$S = \left(\frac{B - 2 * r_{libre}}{N_{varillas} - 1} \right)$$

$$S = \left(\frac{350 \text{ cm} - 2 * 7.5 \text{ cm}}{19 - 1} \right) = 18.61 \text{ cm}$$

Se utiliza un espaciamiento de 18 centímetros entre varillas.

Para el chequeo del espaciamiento, el código ACI 318-14 establece los siguientes parámetros:

1. Sección 25.2.1: para refuerzo colocado paralelamente en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras debe ser al menos el mayor entre:
 - 25mm.
 - $d_b = 2.86 \text{ cm}$ para varilla No.9.
 - $4/3 * d_{agg} = 4/3 * 3/4 \text{ in} = 1 \text{ in.}$ valor correspondiente a 2.54cm.
2. Sección 8.7.2.2: el espaciamiento máximo debe ser el menor de:
 - $2h = 2 * 70\text{cm} = 120 \text{ cm.}$
 - 450 mm.

Para que el diseño esté correcto, el área de acero propuesto, debe ser mayor o igual al acero de diseño.

$$A_{s_{propuesto}} = N_{varillas} * A_{varilla}$$

$$A_{s_{propuesto}} = 19 * 6.4 \text{ cm}^2 = 121.6 \text{ cm}^2$$

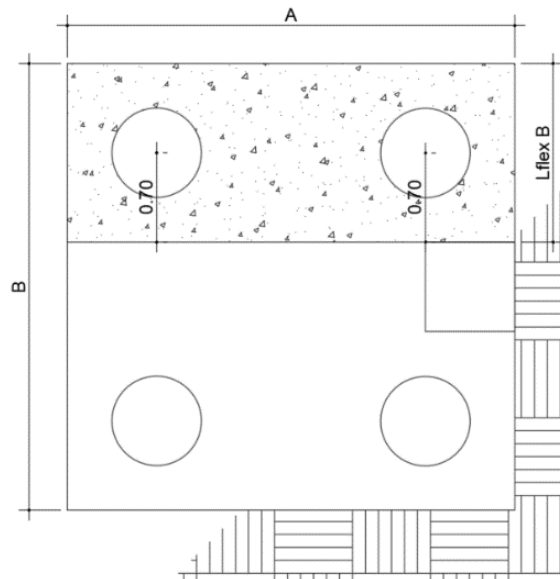
$$A_{s_{propuesto}} \geq A_{s_{diseño}}$$

- **Momento flector paralelo al lado “A”**

Para el cálculo de momento en la cimentación, se toma como referencia el esfuerzo del pilote, por la distancia del centro del mismo hacia la cara de la columna. Como se cuenta con una columna excéntrica, se debe realizar el diseño en ambos sentidos

Figura 71.

Diseño a flexión lado B



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 20220.

$$M_u = 2 \text{ pilotes} * d' * R_{\text{neta.pilote}}$$

Donde:

- M_u : es el momento último.
- d' : es la distancia del centro del pilote a la cara de la columna.

$$M_u = 2 * 0.70 \text{ m} * 52,567.14 \text{ kgf} = 73,594 \text{ kgf} * \text{m}$$

Cálculo de acero de refuerzo.

Factor de reducción de resistencia.

$$\phi=0.9$$

Este valor corresponde a una expresión de porcentaje de acero requerido en elementos que trabajan a flexión.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * A * d^2}$$

$$R_n = \frac{73,594 \text{ kgf} * \text{m}}{0.9 * 350 * 53.2^2} = 82,505.73 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cuantía calculada de acuerdo al momento último obtenido.

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f'_c}} \right)$$

$$\rho = 0.85 * \frac{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 82,505.73 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) = 0.002$$

El acero a diseñar se define con la siguiente fórmula:

$$A_{s_{\text{diseño}}} = \rho * A * d$$

$$A_{s_{\text{diseño}}} = 0.002 * 350 * 53.2 = 37.29 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{f_y} * B * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 350 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 62.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.80 * \sqrt{280}}{4,200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 350 \text{ cm} * 53.2 \text{ cm} = 59.36 \text{ cm}^2$$

Para el respectivo diseño, se toma en cuenta el valor máximo que se haya obtenido de área de refuerzo, en este caso el denominado $A_{s_{diseño}} = 62.08 \text{ cm}^2$.

Para el armado se propone utilizar varilla No.9, la cual cuenta con un área de 3.88 cm^2 .

$$N_{\text{varillas}} = \frac{A_{s_{diseño}}}{A_{\text{varilla}}} = \frac{62.08 \text{ cm}^2}{6.41 \text{ cm}^2} = 9.68 \approx 10$$

Donde:

- N_{varillas} : corresponde al número de varillas a utilizar.
- A_{varilla} : corresponde al área de varilla propuesta.
- $A_{s_{diseño}}$: corresponde al área de acero de diseño.

De acuerdo al valor encontrado, se propone utilizar 10 varillas N°9 en cada uno de los sentidos.

El espaciamiento está determinado por la siguiente fórmula:

$$S = \left(\frac{A - 2 * r_{\text{libre}}}{N_{\text{varillas}} - 1} \right)$$

$$S = \left(\frac{350 \text{ cm} - 2 * 7.5 \text{ cm}}{10 - 1} \right) = 37.22 \text{ cm}$$

Se utiliza un espaciamiento de 37 centímetros entre varillas.

- **Longitud de desarrollo**

Para el diseño de la cimentación es recomendable utilizar el mismo diámetro de varilla que se trae desde la columna. En este caso, es varilla No. 9 con un diámetro de 28.6 mm.

El ACI 318-14 en la sección 25.4.2.2 establece las fórmulas de la longitud de desarrollo para barras corrugadas, y en relación con la varilla seleccionada, son las siguientes:

$$l_d = \left(\frac{f_y * \psi_t * \psi_e}{1.7 * \lambda * \sqrt{f_c}} \right) * d_b$$

$$l_d = 47 * d_b$$

Es importante mencionar que, en el ACI, la fórmula está establecida en el sistema internacional, por consiguiente, para este cálculo se considera un $f_c = 28 \text{ MPa}$ y un $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Sustituyendo valores:

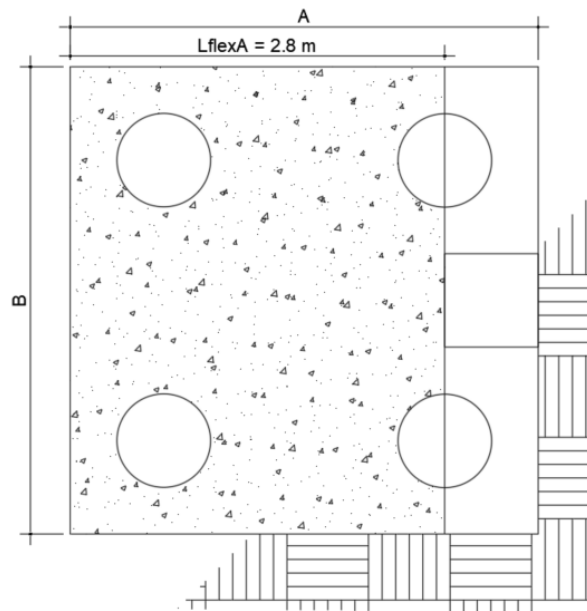
$$l_d = \left(\frac{420 \text{ MPa} * 1 * 1}{1.7 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}}} \right) * 2.86 \text{ cm} = 132.12 \text{ cm}$$

$$l_d = 47 * 2.86 \text{ cm} = 134.42 \text{ cm}$$

Para chequeo del mismo, el valor $L_{flex} = 280 \text{ cm}$, debe ser mayor o igual al valor de longitud de desarrollo. De acuerdo a los valores encontrados, cumple.

Figura 72.

Espacio máximo para longitud de desarrollo



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

3.7.7. Diseño de Muro Perimetral

El muro perimetral a construir es de 41 metros lineales, es un elemento de cierre que se construye con el objetivo de brindar protección visual, seguridad y resguardar a los arrendatarios del mercado, cumple con la función de delimitar la propiedad, dicho muro no es de carga ni funciona como muro de contención.

Las zapatas son cuadradas y tienen dimensiones de 1.05m X 1.05 m con una altura de 0.25 m, se usan 7 varillas No. 4 en ambos sentidos con una separación de 15 cm y un recubrimiento de 7.5 cm.

El cimiento corrido tiene un ancho de 0.30 m y una altura de 0.20 m, se contempla el armado con 2 hierros corrugados No. 3 y eslabones a cada 0.20 m, se utiliza para la colocación de los blocks, cemento y arena de río con la proporción 1:4; se coloca una solera hidrófuga de dimensiones 0.15 m X 0.20 m armada con hierro corrugado No. 3, estribos No. 2 a cada 0.20 m y fundida con proporciones 1:2:4; las soleras intermedia y de remate se arman con las mismas dimensiones y proporciones que la solera hidrófuga.

Las columnas se colocan a cada 5 metros, fundidas de concreto reforzado con dimensiones de 0.30 m X 0.50 m, diseñada como contrafuerte, con armado de 6 hierros No. 5 para acero longitudinal. Para la resistencia a cortante se utilizan estribos con hierro No. 3 a cada 0.15 m en el área de confinamiento y el resto a cada 0.20 m y, adicionalmente, un eslabón. Las proporciones de concreto 1:2:2 para el agregado grueso se utiliza $\frac{3}{4}$ " y un recubrimiento de 25 mm.

Los blocks a utilizar deben ser normados de 35 kg/cm², dimensiones de 14X19X39 y deben ser uniformes con una variación máxima no mayor a 0.5% de sus dimensiones nominales, deben ser de acabado liso y de color uniforme, aristas y esquinas libres de raspaduras o rajaduras para no afectar la apariencia del muro, los blocks deben estar completamente limpios de sobrantes del mortero, ya que el muro perimetral no tiene acabados finales, es solamente el block visto.

Se colocan 3 juntas de separación para seccionar el muro con el fin de que trabajen de forma independiente, se coloca duroport en medio de dos columnas para absorber las deformaciones producidas por temperatura y retracciones de la propia estructura. En planos se puede observar el detalle de muro.

3.7.8. Diseño de Cisterna

Uno de los aspectos a considerar en una construcción de gran envergadura, como lo es la construcción del mercado municipal, es el consumo de agua y la capacidad que el mismo tiene de almacenarla en caso de emergencias. En este caso, se propone la construcción de una cisterna con las dimensiones adecuadas de acuerdo a la necesidad del edificio.

Para el cálculo del mismo, se aplica la dotación para la edificación del edificio, lo cual permite definir las medidas de la cisterna en metros cúbicos, para por lo menos, abastecer las instalaciones por un día.

- **Dotación**

La dotación está definida en la cantidad de litros por habitante en un día, en este caso, de acuerdo a la carga ocupacional estipuladas para el mercado, se determina la cantidad de litros que se necesitan. El cálculo se realiza de la siguiente manera:

$$Do = 670 \text{ personas} * 60 \frac{\text{l}}{\text{h/día}}$$

$$Do = 40,200 \frac{\text{l}}{\text{h/día}}$$

De acuerdo a este valor, se puede proceder a realizar el cálculo de las dimensiones necesarias para la cisterna. Cabe resaltar que no solamente se debe cumplir con la dotación, sino que se debe dejar una altura apropiada para que se pueda realizar mantenimiento. Por tal motivo, la altura a utilizar es de 1.7 metros, suficiente para que circule una persona.

Cálculo de cisterna:

- $f_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$, resistencia a compresión del concreto.
- $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, resistencia a la fluencia del acero.
- $\gamma_s = 1,710 \text{ kgf/m}^3$, peso específico del suelo.
- $\gamma_c = 2,400 \text{ kgf/m}^3$, peso específico del concreto.
- $\gamma_A = 1,000 \text{ kgf/m}^3$, peso específico del agua.
- $Q_{adm} = 3.64 \text{ tonne/m}^2$, capacidad admisible del suelo.
- Volumen de agua = $7.4\text{m} * 5\text{m} * 1\text{m} = 37 \text{ m}^3$.
- Volumen exterior = $7.8\text{m} * 5.4\text{m} * 2.3\text{m} = 96.88 \text{ m}^3$.
- Volumen interior = $7.4\text{m} * 5\text{m} * 1.7\text{m} = 62.90 \text{ m}^3$.
- Volumen de concreto = Volumen exterior – Volumen interior = 33.98 m^3 .
- Volumen de pastilla de concreto = $7.8\text{m} * 5.4\text{m} * 0.15\text{m} = 6.32 \text{ m}^3$.
- Peso total del agua = $37 \text{ m}^3 * 1,000 \text{ kgf/m}^3 = 37,000 \text{ kgf}$.
- Peso del concreto = $33.98 \text{ m}^3 * 2,400 \text{ kgf/m}^3 = 81,542.4 \text{ kgf}$.
- Peso de la pastilla de concreto = $6.32 \text{ m}^3 * 2,400 \text{ kgf/m}^3 = 15,163.2 \text{ kgf}$.
- Peso total de cisterna = $133,705.6 \text{ kgf}$

Para determinar si el suelo tiene la capacidad de soportar la carga de la cisterna, se debe cumplir la siguiente condicionante:

$$Q_{adm} > Q_u$$

Siendo Q_u , la carga aplicada por la cisterna al suelo.

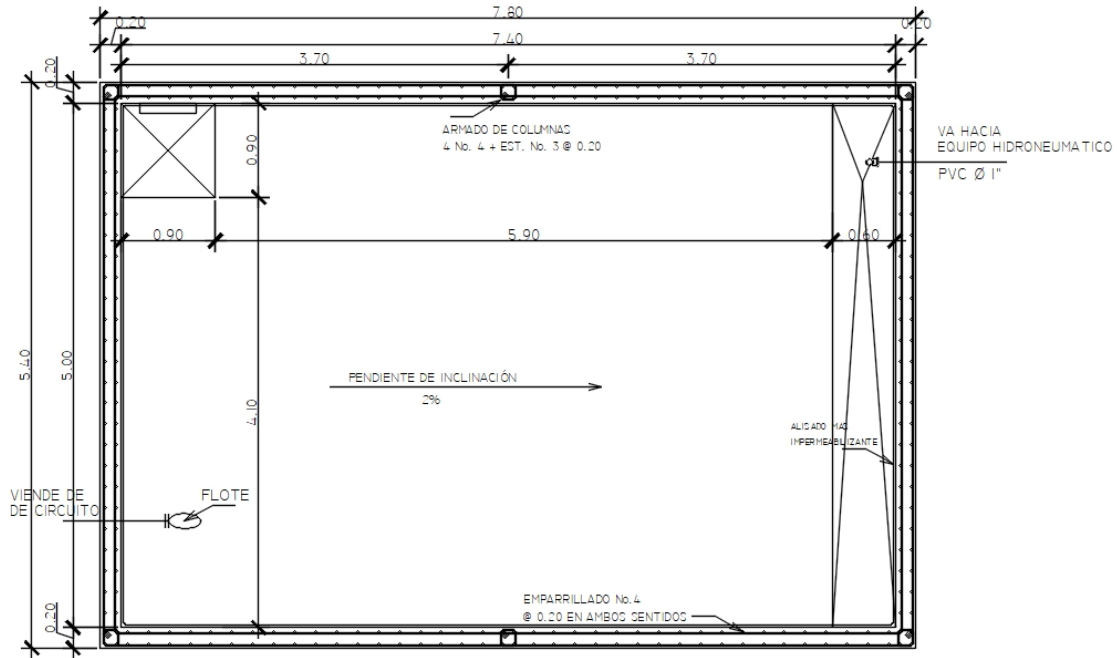
$$Q_u = \frac{\text{Peso total de cisterna}}{\text{Área de cisterna}} = \frac{133,705.6 \text{ kgf}}{7.8 \text{ m} * 5.4 \text{ m}} = 3,174.39 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 3,17 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Este valor indica que se cumple con la condicionante

A continuación, se presentan gráficas del diseño de cisterna:

Figura 73.

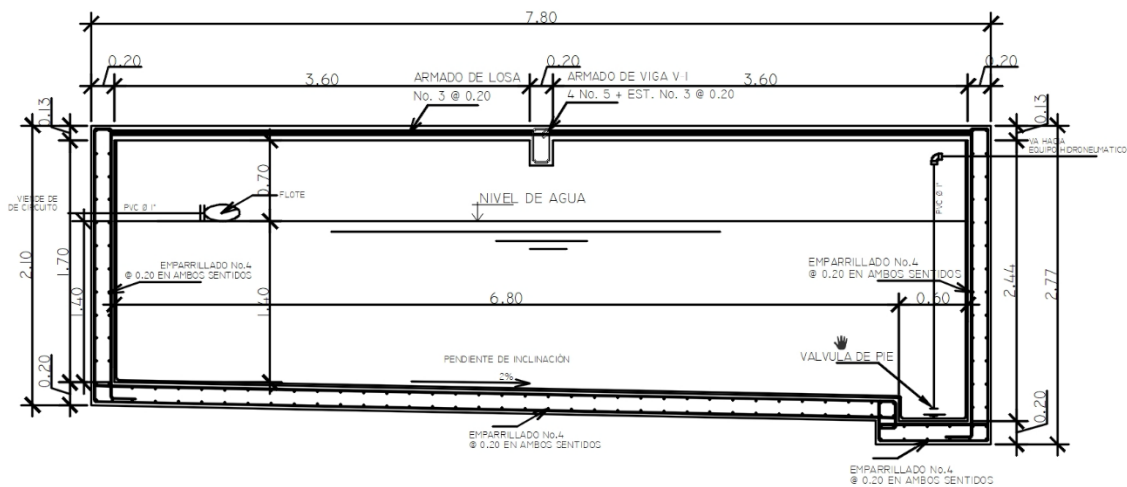
Planta de Cisterna



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Figura 74.

Perfil de Cisterna

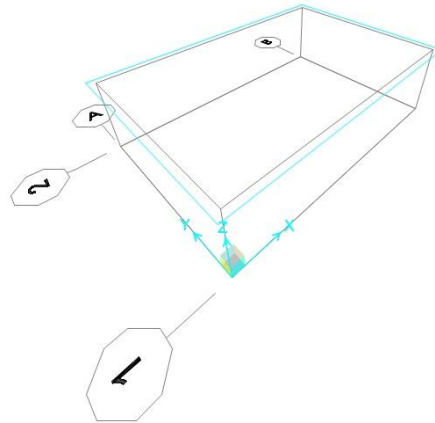


Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Para el diseño de la misma no sólo se realizan cálculos manuales, sino también mediante el software SAP2000, el cual permite saber el comportamiento de la cisterna, y saber si el diseño cumple con los parámetros necesarios para garantizar su correcto funcionamiento y durabilidad.

Figura 75.

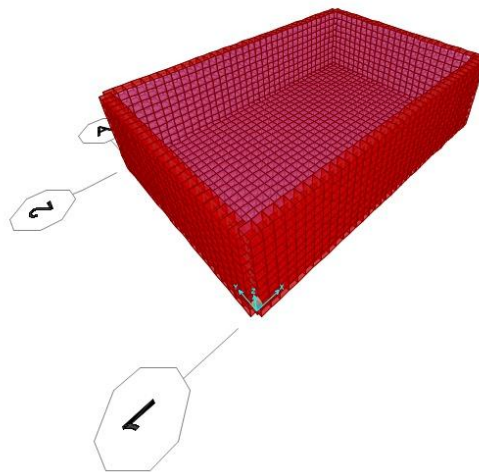
Ejes de Cisterna



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

Figura 76.

Muros de Cisterna



Fuente: Elaboración propia utilizando AutoCAD 2022.

4. ANÁLISIS DE MERCADO

Una de las grandes interrogantes que se presentan a la hora de hacer un proyecto, es qué tan necesario y qué tan importante es hacerlo, y por otro lado su rentabilidad. En este caso, se habla de un proyecto gubernamental, en el cual la intención es satisfacer una necesidad del pueblo.

El estudio de mercado que se lleva a cabo, va enfatizado en obtener información de acuerdo al pensamiento de la población y de los mismos puesteros que tendrán la posibilidad de adquirir un espacio.

Algo importante a tomar en cuenta es la evaluación, la cual consiste en actividades encaminadas a la toma de decisiones. Gabriel Baca Urbina menciona que “la evaluación, aunque es la parte fundamental del estudio, dado que es la base para decidir sobre el proyecto, depende en gran medida del criterio adoptado de acuerdo con el objetivo general del proyecto.” (p.3)

En base a esta definición se pueden realizar la evaluación, que como municipio se tiene del mercado:

- El mercado busca satisfacer necesidades de la comunidad, tener suficientes espacios para la comercialización de diversos productos.
- Siendo La Blanca un municipio en desarrollo, se busca un mercado con el tamaño necesario para cubrir la demanda de comercio a largo plazo.

- **Investigación de mercados**

Para realizar una buena investigación es importante tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- a) La información recopilada debe ser sistemática.
- b) El método de recopilación tiene que ser objetivo y no tendencioso.
- c) La recopilación de datos debe ser útil.

d) El objetivo es recopilar información para que sirva como base en la toma de decisiones.

1. Recolección de información

Una de las metodologías a utilizar para la recolección de información son las encuestas. Para este proyecto, se busca tener dos puntos de vista, el primero se relaciona con la gente que actualmente se encuentra en el mercado laborando, y por otro lado, tener una idea de parte de la población, de cuál es la visión que tienen con respecto a esta infraestructura que la municipalidad propone.

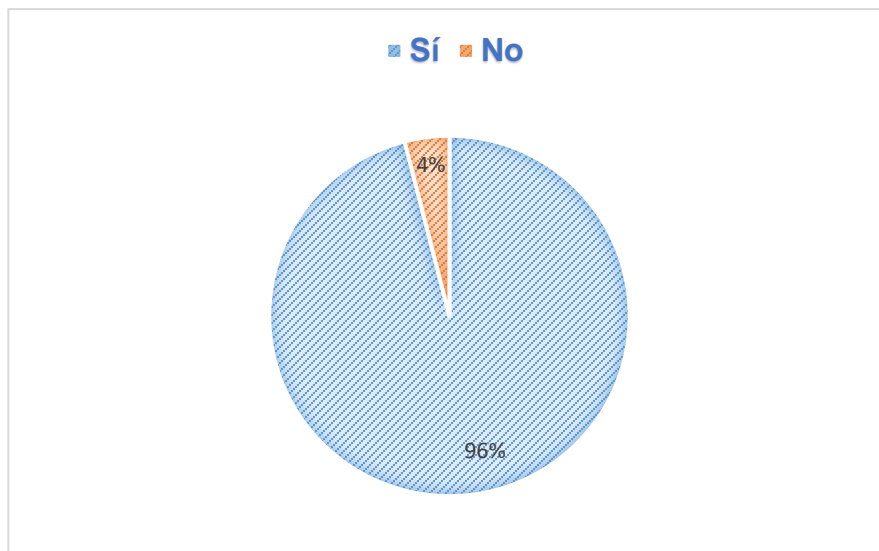
- **Encuesta realizada a vendedores**

Los resultados de encuestas que se presentan a continuación son de vendedores, los cuales fueron 23.

1. ¿Le gustaría que se construyera un mercado municipal?

Figura 77.

Construcción de mercado



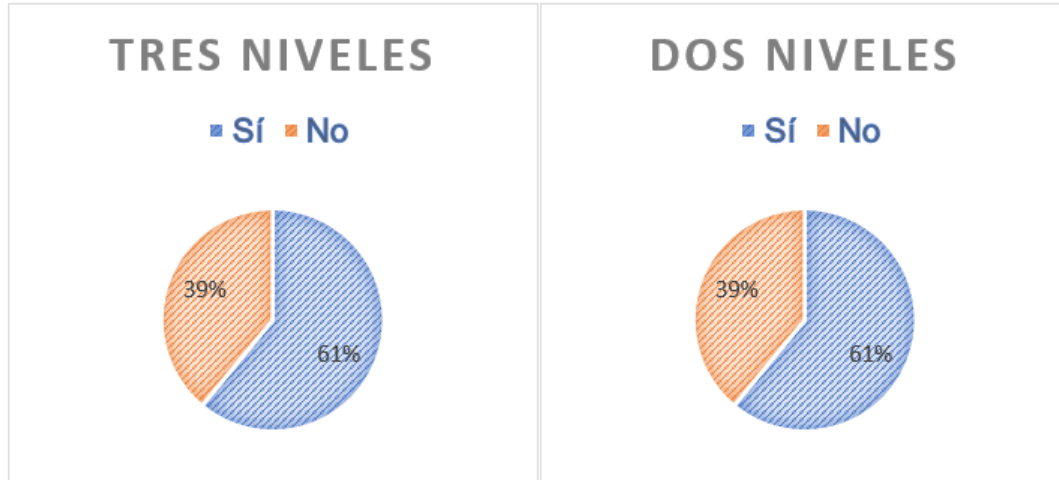
Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

Gran parte de los trabajadores expresan su interés en que se construya un mercado por necesidad. Todos los puestos encuestados se encuentran al aire libre, esto genera incomodidad y desorden.

2. ¿Le gustaría que el mercado tenga dos o tres niveles?

Figura 78.

Niveles de mercado



Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

Se presenta un caso, en el cual una parte de los puesteros creen que es importante que la edificación sea lo suficientemente grande, para que a futuro no quede pequeño, por otro lado, se cree que es muy grande para la población actual con la que cuenta La Blanca.

Un aspecto muy importante a tomar en cuenta en el diseño establecido por la municipalidad, es que los espacios del mercado deben ser lo suficiente grandes para que haya correcta circulación, y que nadie salga del espacio que se tiene, en otras palabras, en corredores o espacios colindantes no se permitirán ventas.

Claramente este gran espacio que se tendrá para comercializar, será el más importante dentro del municipio, en el cual, no solamente se tomará en cuenta a los puestos que actualmente se toman como parte del mercado, sino a la población en general.

Para culminar con esta pregunta, los primeros dos niveles se toman en cuenta para comercialización en general, y el tercero como área de alimentos.

3. ¿Estaría dispuesto a estar ubicado en un segundo o tercer nivel?

Como vendedores, los propietarios quieren tener la mejor posición dentro de un espacio determinado para sus ventas, en este caso, como se menciona anteriormente, los espacios de ventas de artículos en general serán para el primero y segundo nivel, y el nivel restante corresponde a área de comida.

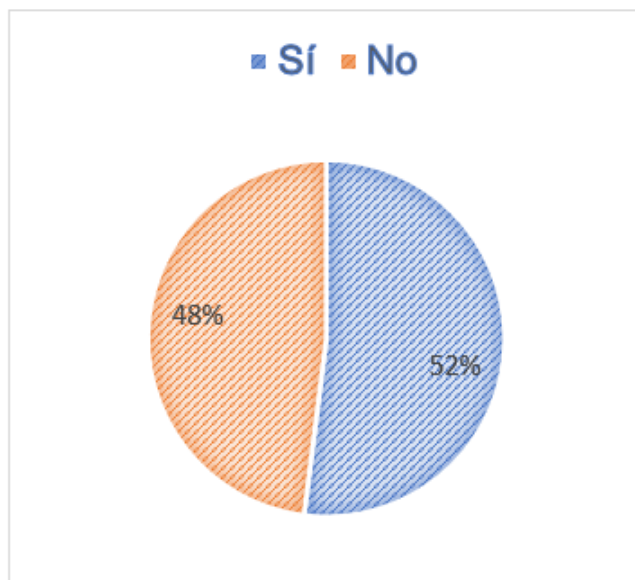
4. ¿Estaría dispuesto a tomar un espacio que no dé directamente a la calle?

Cualquier vendedor siempre busca la mejor posición para su negocio, en este caso, en base a los resultados, la edificación se llevará a cabo de tal manera que los locales no den directamente a la vía pública, sino que obligatoriamente se tenga que entrar al recinto.

5. ¿Estaría dispuesto a pagar derecho de llave?

Figura 79.

Derecho de llave



Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

El derecho de llave es un tipo de inversión que se basa en comprar el derecho de adquirir un espacio determinado. En este caso, se toma como primer paso, realizar un pago inicial para apartar el local a utilizar. Posteriormente, el vendedor se queda con una mensualidad.

6. ¿Le gustaría que el mercado tenga estacionamiento?

El hecho de tener un espacio de estacionamiento brinda más comodidad a los usuarios y permite que la vía pública no esté colapsada por los vehículos de los consumidores. El espacio destinado para parqueo no es demasiado grande en comparación a la edificación, pero sirve para cubrir las necesidades básicas.

- **Encuesta realizada a la población**

Para la encuesta a la población se tomó la opinión de cien familias que son parte del casco urbano de La Blanca; se realizaron una serie de preguntas y estos son los resultados.

1. ¿Le gustaría que se construyera un mercado municipal?

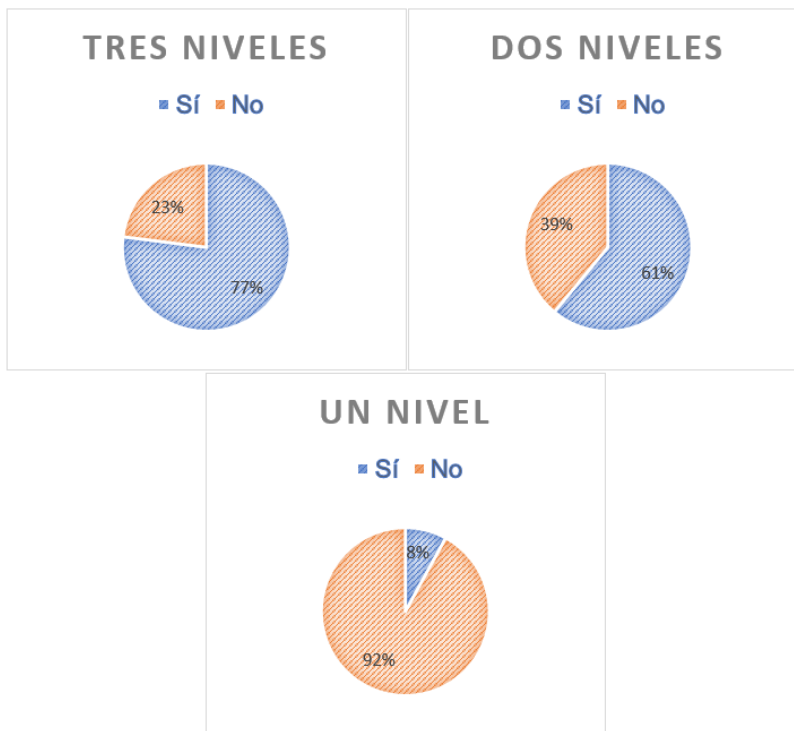
La población busca tener un espacio destinado a la comercialización; lo que hoy se conoce como mercado no cumple con ambiente adecuado para la comodidad de la gente. Ante esta pregunta, los encuestados se muestran contentos por la construcción del mismo.

2. ¿Le gustaría que el mercado tenga uno, dos o tres niveles?

Una gran incógnita que se presenta es la cantidad de niveles del mercado; por diversos factores las personas tienen su opinión. Como se ha mencionado anteriormente, se busca que el espacio sea lo suficientemente grande para satisfacer las necesidades de comercialización del presente, y que a futuro no quede pequeño; por tal motivo son tres niveles de construcción.

Figura 80.

Niveles de mercado según población



Fuente: Elaboración propia utilizando Word.

3. ¿Le gustaría que el mercado esté dividido por sectores?
4. ¿Le gustaría que el mercado tenga venta de alimentos?
5. ¿Le gustaría que el mercado tenga venta de ropa?

Las últimas tres preguntas van relacionadas a lo que el cliente espera de este espacio; de acuerdo a los resultados, siendo en unanimidad una respuesta positiva, se tiene como propuesta dejar un nivel para venta de alimentos en general, un nivel para venta de indumentaria y calzado y un nivel como patio de comida.

5. MEDIDAS DE MITIGACIÓN

La importancia de las medidas de mitigación radica en la reducción del impacto ambiental en las áreas de influencia del proyecto, por lo cual dependiendo de los procesos constructivos que se especifiquen en el diseño del mismo, se deben establecer medidas alcanzables que ayuden la fase de construcción y operación del proyecto.

5.1. Impactos negativos durante la fase de construcción

El suelo: este elemento sufrirá efectos negativos al momento de realizar las perforaciones en el suelo para la construcción de la cimentación del edificio, en este caso se realizarán 96 perforaciones de 5 metros cada una, obteniendo una excavación de 184.73 metros cúbicos, lo que indica que el movimiento de tierra podría afectar la compactación del suelo.

Salud: la salud de las personas que se encuentran cerca del área de influencia no sufrirá efectos peligrosos, pero podrían presentar molestias durante la fase de movimiento de tierra, debido a que se generará polvo en cantidades significativas.

Tráfico vehicular: durante la construcción del edificio la movilidad peatonal y automovilística podría verse afectada, debido a las interrupciones del tráfico durante el acarreo de materiales o el traslado de maquinaria, lo que podría provocar embotellamientos en el centro urbano de La Blanca y acumulación de monóxido de carbono en el ambiente.

5.2. Medidas de mitigación en la fase de construcción

- Durante la etapa de perforación del suelo para la construcción de pilotes, es necesario que se programe un horario de labores para dicha actividad, con el objetivo de disminuir la contaminación del aire y la contaminación auditiva.

- Para evitar que las personas presenten afecciones respiratorias durante la construcción o algún accidente por los procesos que se realicen, se colocará el material excavado en un lugar adecuado, de manera que no genere problemas con el entorno.
- El material excavado se retirará de forma frecuente, para evitar la acumulación del mismo evitando así el surgimiento de problemas en el entorno.
- Se establecerá normas internas de trabajo con los empleados del proyecto, para evitar que durante sus labores, contaminen con material sobrante de la obra o desechos orgánicos e inorgánicos consumidos por los mismos.
- Se colocará recipientes para basura en el área de construcción, separándolos en orgánicos e inorgánicos.
- Se asignará un supervisor para que los procesos constructivos se realicen correctamente, evitando el desperdicio y descontrol de materiales.

5.3. Impactos negativos durante la fase de operación

- Agua: este elemento podría ser desperdiciado por los vendedores que se encontrarán en el edificio destinado para el mercado municipal, lo que implicaría un gasto de la reserva de agua del sistema de abastecimiento de agua.
- Desechos: los desechos generados por los compradores y vendedores tendrán que gestionarse dependiendo del área del edificio, con el fin de acumularlos y disponerlos en conjunto, hasta ser trasladados a la planta de tratamiento de desechos sólidos.
- Suelo: el suelo podría verse afectado si en algún momento los desechos orgánicos e inorgánicos generados por el mercado municipal, generen un basurero clandestino.

5.4. Medidas de mitigación durante la fase de operación

- Se realizarán dos capacitaciones, dirigidas a dos grupos de interés, los vendedores y la población, quienes harán uso de las instalaciones del mercado municipal, para concientizar sobre las acciones que afectan el entorno ambiental, con el fin de minimizar la contaminación.
- Se tomará en cuenta la instalación de extintores 4A de 10 libras, para evitar la propagación de fuego en caso de que se provocara un conato de incendio en el edificio.
- Se impulsará el uso responsable del agua, a través de la colocación de rótulos dentro del edificio.

CONCLUSIONES

- El diseño del edificio cuenta con diversas medidas de locales; la distribución de ambientes está diseñada para cumplir con las necesidades de diversos vendedores. Incluso se implementa un espacio de kioscos para pequeños emprendimientos como ventas de accesorio, bisutería, etc.
- El diseño de la edificación está enfocado en una correcta circulación peatonal. Uno de los puntos más bajos de los mercados ha sido el desorden y los espacios reducidos de circulación. En este caso, se cuenta con corredores amplios, varias salidas y accesibilidad a todos los espacios de la edificación. Por otro lado, se cuenta con rampa para personas con necesidades especiales.
- El diseño de la edificación es por medio de marcos estructurales, es un método versátil de acuerdo a las dimensiones del proyecto. Se utiliza tabla yeso para realizar las divisiones del interior, este material permite que se puedan realizar modificaciones en el transcurso del tiempo, ya que, al sacar uno de éstos, no modifica en nada el diseño estructural. Para el exterior se utiliza securrock, un elemento de tabla yeso con una cubierta de fibrocemento diseñado para estar a la intemperie, que es de utilidad para darle un acabado de construcción tradicional, aplicarle repello, darle el color deseado y brindando un tiempo de vida superior a los treinta años.
- El programa ETABS está diseñado para otorgar todos los valores necesarios para el diseño de una edificación, partiendo desde vigas y columnas, hasta la cimentación; proporcionando al usuario un análisis de elementos finitos que brinda mayor presión en el cálculo.

RECOMENDACIONES

- Se debe conservar y promover la correcta circulación de las personas respetando los espacios diseñados como pasillos y banquetización.
- Es necesario que se mantengan limpios los diferentes ambientes del mercado para garantizar seguridad e higiene en la comercialización de productos y protección de las instalaciones.
- Se procura redactar un reglamento interno del mercado en relación a arrendamiento de locales, derechos y obligaciones de las personas arrendatarias.
- Se debe programar programas de concientización al personal encargado del manejo de los desechos sólidos sobre el uso de equipos de protección personal.
- Es necesario facilitar una señalización orientativa, preventiva e informativa dentro de las instalaciones para hacer agradable la permanencia y recorridos en el establecimiento.

BIBLIOGRAFÍA

ACI. (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-14)*. Estados Unidos: American Concrete Institute.

AGIES. (2020). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES*. Guatemala.

AGIES. (2020). *NSE2 - DEMANDA ESTRUCTURALES Y CONDICIONES DE SITIO*. Guatemala.

AGIES. (2021). *NSE 2.1- ESTUDIO GEOTÉCNICO*. Guatemala.

Brown., J. C.-R. (2016). *Diseño de concreto reforzado*. México: Alfaomega.

Consejo municipal de desarrollo. (2018). *Plan de Desarrollo Municipal y Ordenamiento Territorial*. La Blanca.

Nilson, A. H. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. Bogotá: Mc Graw Hill.

Urgina, G. B. (2018). *Evaluación de Proyectos*. México, México: Mc Graw Hill Educación.

ANEXOS

ANEXO A- ESTUDIO DE SUELOS



PROVIDA
GEOTECHNICAL ENGINEERING

ESTUDIO GEOTECNICO

PESO UNITARIO Y GRAVEDAD ESPECÍFICA PARA FINES DE INGENIERIA

TECNICOS : Gadiel Abelardez

ARCHIVO No: Sondeo 2

PESO UNITARIO g/cm³

Profundidad:	2.00-2.50		
Peso Recipiente Grande (WRG)	27.8		
Peso Muestra (Wm)	65.00		
Peso muestra + Cera (Wm+C)	68.20		
Peso Cera (WC)	3.20		
Humedad Peso tara	12.60		
Hum+tara	77.60		
Seco+tara	65.00		
Humedad	24.05%		
Pesos recipientes (WR+WP)	128.8		
Pesos recipientes + H2O (WR+WP+H2O)	360.20		
Pesos recipientes + H2O+ m (WR+WP+H2O)	428.40		
Peso recipiente Pequeño (Wr)	101		
Peso agua derramada + Recipiente Grande (WH2Od+WRG)	69.20		
WH2Oderramada (WH2Od)	38.20		
Densidad del H2O	1		
Volumen agua derrada (VH2Od)	38.2		
Ym PESOS UNITARIOS g/cm³	1.70		
Clasificación del suelo	SC		
Peso Húmedo= grs	65.00		
Peso Seco= grs	52.40		
Volumen Total (Vtot)= CM ³	38.2		
Peso específico del suelo:	1701.57 Kg/m³	1.88 Ton/m³	

Profundidad:	2.00-2.50		
Peso muestra en grs. (Ws):	48.3		
Peso Picnómetro (Wp):	157.7		
Peso Picnómetro + agua (Wp+H2O):	682.8		
Temperatura del agua:	18		
Densidad del H2O:	998.68		
Densidad Real del Agua.	0.99868		
Peso Picnómetro + H2O + Muestra+ Aire	712		
Gravedad Especifica Gs=	2.53		

Ing. Dagoberto A. Bautista Juarez
Jefe laboratorios control de calidad
suelos, asfaltos, concretos y materiales



ACTIVIDAD DEL SUELO:

FRACCIÓN DE LA ARCILLA:

La fracción arcillosa es Caolinitas: Presenta baja capacidad de intercambio 10 Me (Millequivalentes) cada 100 gramos cuya estructura no es expansiva, por no permitir agua en sus retículos.

ACTIVIDAD DE LA ARCILLA: arcilla inactiva

CONCLUSIÓN: LA FRACCIÓN ARCILLOSA ES CAOLINITA, SIENDO UNA ARCILLA INACTIVA, SIENDO UN MATERIAL ESTABLE, pero en los estratos donde el índice de plasticidad es menor de 10 se recomienda aplicar al suelo cemento y arriba de 10 aplicar cal en polvo (hidróxido de calcio).

SM: Arenas limosas, mezclas de arena y limo . SC: Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla. ML, Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos. CL. Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.

PROPIEDADES	ARENA	CAOLINITA	LIMO
Permeabilidad seco	++	-	-
Permeabilidad húmedo	++	-	+
Estabilidad volumétrica	++	+	++
Plasticidad -cohesión-	+-	m	--
Resistencia seco		m	+
Resistencia húmedo		-	--
Compactación (w óptima)	+	-	m
Referencias:			
++ = Muy alto + = Alto - = Bajo -- = Muy Bajo m = Moderado			

VALORACIÓN DE TRIBUTOS

	Facilidad de tratamiento en obra	Permeabilidad	Resistencia al corte	Compresibilidad
SC	++	--	+	+
SM	m	-	++	+
ML	m	-	m	m
CL	+	--	m	m
Referencias:				
+++ = Sobresaliente ++ = Muy alto + = Alto m = moderado - = Deficiente -- = Bajo --- = Muy bajo				
SM: Arenas limosas, mezclas de arena y limo . SC: Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla. ML, Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos. CL. Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.				

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD:

CAOLINITAS: $K = 2 \times 10^{-6}$ cm/seg

LIMOS: $K = 1.5 \times 10^{-5}$ cm/seg



2. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS

Conclusiones

SONDEO 1

De 0.00 a 4.00 metros de profundidad la compacidad relativa es un suelo **MUY SUELTO** con porcentaje de humedad de 22.27, 21.10, 22.34, 20.25, 22.46, 21.78, 25.83, 29.07 por ciento. Y una resistencia de 0.36, 0.23, 0.18, 0.18, 0.36, 0.36, 0.46, 0.46 kg/cm². Que equivale a **3.64, 2.28, 1.82, 1.82, 3.64, 3.64, 4.55, 4.55 Ton/mts²** presentando una capacidad de soporte del suelo muy baja. Lo cual presenta licuefacción en presencia de un terremoto. El ángulo de fricción interna es de: 24, 22, 21, 21, 24, 24, 25, 25 su ángulo de reposo del material talud^o oscila en: 56.97, 56.04, 55.66, 55.66, 56.97, 56.97, 57.50, 57.50 El tipo de suelo que presenta es SM: Arenas limosas, mezclas de arena y limo. ML: Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos. Y CL: Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres. El índice de plasticidad es de 0.0, 0.0, 0.0, 2.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0. **El índice de plasticidad se encuentra bajo.** El peso volumétrico húmedo en Kg/m³ es de 1.762.63, 1.591.70, 1.535.49, 1.548.98, 1.621.37, 1.428.81, 1.481.19, 1.548.97 su peso volumétrico seco en Kg/m³ es de 1441.59, 1314.37, 1255.10, 1288.14, 1324.00, 1173.27, 1177.13, 1200.10 Coeficiente de balasto es de: 1.00, 0.63, 0.50, 0.50, 1.00, 1.00, 1.25, 1.25 Kg/cm³. El porcentaje de CBR es de 5, 3, 3, 3, 5, 5, 6, 6 por ciento.

De 4.00 a 4.50 metros de profundidad la compacidad relativa es un suelo **SUELTO** porcentaje de humedad de 26.85 por ciento. Y una resistencia de 0.64 kg/cm². Que equivale a **6.37 Ton/mts²** presentando una capacidad de soporte del suelo baja. Lo cual presenta licuefacción en presencia de un terremoto. El ángulo de fricción interna es de: 27 y su ángulo de reposo del material talud^o oscila en: 58.42. El tipo de suelo que presenta es ML: Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos. El índice de plasticidad es de 0.0. **El índice de plasticidad se encuentra bajo.** El peso volumétrico húmedo en Kg/m³ es de 1.718.25 y su peso volumétrico seco en Kg/m³ es de 1354.55. Coeficiente de balasto es de: 1.75 Kg/cm³. El porcentaje de CBR es de 7 por ciento.

De 4.50 a 6.50 metros de profundidad la compacidad relativa es un suelo **MEDIO DENSO** con porcentaje de humedad de 24.60, 21.25, 29.79, 21.81 por ciento. Y una resistencia de 1.55, 1.00, 1.46, 2.00 kg/cm². Que equivale a **15.47, 10.01, 14.56, 20.02 Ton/mts²** presentando una capacidad de soporte del suelo media. Lo cual no presenta licuefacción en presencia de un terremoto. El ángulo de fricción interna es de: 33, 30, 33, 36 y su ángulo de reposo del material talud^o oscila en: 61.72, 59.92, 61.44, 62.99. El tipo de suelo que presenta es SM: Arenas limosas, mezclas de arena y limo. ML: Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos. Y SC: Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla. El índice de plasticidad es de 0.0, 0.0, 0.0, 0.0. **El índice de plasticidad se encuentra bajo.** El peso volumétrico húmedo en Kg/m³ es de 2.621.07, 2.693.39, 1.322.07, 2.313.31 y su peso volumétrico seco en Kg/m³ es de 2103.59, 2221.35, 1018.62, 1899.12 Coeficiente de balasto es de: 4.44, 2.78, 4.15, 6.08 Kg/cm³. El porcentaje de CBR es de 16, 11, 15, 21 por ciento.



SONDEO 2

De 0.00 a 2.50 metros de profundidad la compacidad relativa es un suelo **MUY SUELTO** con porcentaje de humedad de 15.32, 16.0, 20.10, 20.79, 16.60 por ciento. Y una resistencia de 0.36, 0.27, 0.27, 0.46, 0.46 kg/cm². Que equivale a **3.64, 2.73, 2.73, 4.55, 4.55 Ton/mts²** presentando una capacidad de soporte del suelo muy baja. Lo cual presenta licuefacción en presencia de un terremoto. El ángulo de fricción interna es de: 24, 23, 23, 25, 25 y su ángulo de reposo del material talud° oscila en: 56.97, 56.37, 56.37, 57.50, 57.50. El tipo de suelo que presenta es ML: Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos. Y SC: Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla. El índice de plasticidad es de 0.0, 3.0, 0.0, 5.0, 0.0. **El índice de plasticidad se encuentra bajo.** El peso volumétrico húmedo en Kg/m³ es de 1.725.14, 1.828.56, 1.391.99, 2.564.06, 1.865.63 su peso volumétrico seco en Kg/m³ es de 1495.96, 1576.34, 1159.03, 2122.74, 1600.03 Coeficiente de balasto es de: 1.00, 0.75, 0.75, 1.25, 1.25 Kg/cm³. El porcentaje de CBR es de 5, 4, 4, 6, 6 por ciento.

De 2.50 a 4.50 metros de profundidad la compacidad relativa es un suelo **SUELTO** porcentaje de humedad de 20.26, 16.22, 28.99, 8.61 por ciento. Y una resistencia de 0.64, 0.73, 0.91, 0.64 kg/cm². Que equivale a **6.37, 7.28, 9.10, 6.37 Ton/mts²** presentando una capacidad de soporte del suelo baja. Lo cual presenta licuefacción en presencia de un terremoto. El ángulo de fricción interna es de: 27, 28, 29, 27 y su ángulo de reposo del material talud° oscila en: 58.42, 58.82, 59.57, 58.42. El tipo de suelo que presenta es ML: Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos. Y SC: Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla. El índice de plasticidad es de 5.0, 0.0, 0.0, 7.0. **El índice de plasticidad se encuentra bajo.** El peso volumétrico húmedo en Kg/m³ es de 1.708.99, 2.196.01, 1.285.80, 2.628.52 y su peso volumétrico seco en Kg/m³ es de 1421.08, 1889.53, 996.82, 2420.14 Coeficiente de balasto es de: 1.75, 2.01, 2.52, 1.75 Kg/cm³. El porcentaje de CBR es de 7, 8, 10, 7 por ciento.

De 4.50 a 5.00 metros de profundidad la compacidad relativa es un suelo **MEDIO DENSO** con porcentaje de humedad de 21.94 por ciento. Y una resistencia de 1.55 kg/cm². Que equivale a **15.47 Ton/mts²** presentando una capacidad de soporte del suelo media. Lo cual no presenta licuefacción en presencia de un terremoto. El ángulo de fricción interna es de: 33 y su ángulo de reposo del material talud° oscila en: 61.72. El tipo de suelo que presenta es SM: Arenas limosas, mezclas de arena y limo. El índice de plasticidad es de 0.0. **El índice de plasticidad se encuentra bajo.** El peso volumétrico húmedo en Kg/m³ es de 1.253.93 y su peso volumétrico seco en Kg/m³ es de 1028.32 Coeficiente de balasto es de: 4.44 Kg/cm³. El porcentaje de CBR es de 16 por ciento.



CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIÓN

SONDEO 1

De 0.00 a 4.00 metros de profundidad la resistencia es de 0.36, 0.23, 0.18, 0.18, 0.36, 0.36, 0.46, 0.46 kg/cm². Que equivale a **3.64, 2.28, 1.82, 1.82, 3.64, 3.64, 4.55 Ton/mts²**.

De 4.00 a 4.50 metros de profundidad la resistencia es de 0.64kg/cm². Que equivale a **6.37 Ton/mts²**.

De 4.50 a 6.50 metros de profundidad la resistencia es de 1.55, 1.00, 1.46, 2.00 kg/cm². Que equivale a **15.47, 10.01, 14.56, 20.02 Ton/mts²**.



SONDEO 2

De 0.00 a 2.50 metros de profundidad la resistencia es de 0.36, 0.27, 0.27, 0.46, 0.46 kg/cm². Que equivale a **3.64, 2.73, 2.73, 4.55, 4.55 Ton/mts²**.

De 2.50 a 4.50 metros de profundidad la resistencia es de 0.64, 0.73, 0.91, 0.64 kg/cm². Que equivale a **6.37, 7.28, 9.10, 6.37 Ton/mts²**.

De 4.50 a 5.00 metros de profundidad la resistencia es de 1.55 kg/cm². Que equivale a **15.47 Ton/mts²**.





RECOMENDACIÓN FINAL

- LOS DATOS DEL ESTUDIO DE SUELOS DEL PROYECTO DE MERITO de 0 a 4.50 METROS PRESENTA LICUEFACCION EN PRESENCIA DE UN SISMO CRITICO, SE RECOMIENDA LOS SIGUIENTE:

ESTRUCTURA PARA CONSTRUIR EL DESPLANTE DE 1.00 A 2.00 METROS DE PROFUNDIDAD

- SE RECOMIENDA TOMAR UNA CAPACIDAD PORTANTE DE 1.85 TON/M². Angulo de fricción interna 21°, cohesión 0.0610 kg/cm² , coeficiente de balasto 0.50 kg/cm³. Angulo de fricción estructura-suelo 19°; Peso volumétrico húmedo 1,535.49 kg/m³; Peso volumétrico seco 1,255.10 kg/m³; Peso Unitario 1.73 g/cm³; gravedad especifica 2.44; Peso especifico del suelo 1,728.16 kg/m³.
- REALIZAR UNA PLACA DE CIMENTACION COMO PRIMERA OPCION, Y ZAPATAS CORRIDAS COMO SEGUNDA OPCION.

ESTRUCTURA PARA CONSTRUIR EL DESPLANTE DE 2.00 A 4.50 METROS DE PROFUNDIDAD

- SE RECOMIENDA TOMAR UNA CAPACIDAD PORTANTE DE 3.64 TON/M². Angulo de fricción interna 24°, cohesión 0.1220 kg/cm² , coeficiente de balasto 1.00 kg/cm³. Angulo de fricción estructura-suelo 22°; Peso volumétrico húmedo 1,621.37 kg/m³; Peso volumétrico seco 1,324 kg/m³; Peso Unitario 1.73 g/cm³; gravedad especifica 2.44; Peso especifico del suelo 1,728.16 kg/m³.
- REALIZAR ZAPATAS CORRIDAS MAS VIGAS CONECTORAS.



ESTRUCTURAS PARA CONSTRUIR EL DESPLANTE DE 4.50 A 5.00 METROS DE PROFUNDIDAD

- SE RECOMIENDA TOMAR UNA CAPACIDAD PORTANTE DE 10.01 TON/M². Angulo de fricción interna 30°, cohesión 0.2110 kg/cm², coeficiente de balasto 2.78 kg/cm³. Angulo de fricción estructura-suelo 28°; Peso volumétrico húmedo 2,693.39 kg/m³; Peso volumétrico seco 2,221.35 kg/m³; Peso Unitario 1.70 g/cm³; gravedad específica 2.53; Peso específico del suelo 1,701.57 kg/m³.
- REALIZAR ZAPATAS INDIVIDUALES.

DEJAR DEBAJO DEL DESPLANTE EN CUALQUIERA DE LAS OPCIONES A TOMAR

- UTILIZAR UN SUELO CON UNA GRANULOMETRIA TIPO A-1(CASCAJO MAS ARENA) MAS CEMENTO DE UNA PROPORCION DE 85% + 15% DE UN GROSOR DE 0.50 METROS, COMPACTADO A CADA 10 CMS SI FUERA POSIBLE.

*ING. DAGOBERTO ALFREDO BAUTISTA JUÁREZ

COLEGIADO ACTIVO 1,386

•
ESPECIALIDAD HIDROLOGÍA APLICADA (ERIS, USAC)
ESPECIALIDAD HIDROGEOLOGÍA (UNIVERSIDAD DE SALAMANCA, ESPAÑA)
HIDROGEOLOGÍA (CODIA, INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS HIDRÁULICOS, Y UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA DE URUGUAY) ASUNCIÓN, PARAGUAY
MAESTRIA EN CIENCIA Y TECNOLOGIA DE RECURSOS HIDRICOS (CUNOC, USAC)
ING. AGRÓNOMO (CUNOC, USAC)
CIVIL ENGINEERING (INGENIERO CIVIL) (AIU, USA)
MAESTRIA EN INGENIERIA SANITARIA ESPECIALIZACION EN AGUAS RESIDUALES (UNI)
MAESTRIA EN INGENIERIA SANITARIA ESPECIALIZACION EN DESECHOS SOLIDOS (UNI)
MÁSTER EN GEOLOGÍA (UNIVERSIDAD DE REDWOOD, USA)
DOCTOR EN GEOFÍSICA (UNIVERSIDAD DE REDWOOD, USA)
DOCTOR EN INGENIERIA GEOTECNIA (BIRCHAM INTERNATIONAL UNIVERSITY, ESPAÑA)

ANEXO B

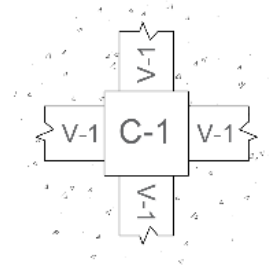
Diseño de Nodos sismorresistentes Especiales a Momentos (SMF) por corte según ACI 318-14 Nodo C-3

Datos preliminares:

Materiales de la viga:

$$f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del concreto a compresión}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Fluencia del acero}$$



Dimensiones de la viga:

Viga principal:

$$b_v := 0.45 \text{ m} \quad b_{v2} := b_v \quad \text{Base de la viga}$$

$$h_v := 0.70 \text{ m} \quad \text{Altura de la viga}$$

$$D_{\text{varilla}} := 1.95 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de varilla a utilizar}$$

$$r := 50 \text{ mm} \quad \text{Recubrimiento libre}$$

$$d_v := h_v - r = 0.65 \text{ m} \quad \text{Peralte}$$

$$L_{\text{viga1}} := 8 \text{ m} \quad \text{Longitud de la viga}$$

Materiales de la columna:

$$f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Dimensiones de la columna C-1:

Columna principal:

$b_c := 0.70 \text{ m}$	Base de la columna
$h_c := 0.70 \text{ m}$	Altura de la columna
$rec_c := 0.04 \text{ m}$	Recubrimiento
$d_c := 0.638$	Peralte efectivo
$L_{columna} := 2.8 \text{ m}$	Longitud de columna
$A_g := b_c \cdot h_c = 4900 \text{ cm}^2$	Área gruesa de la columna

Solicitaciones de corte sobre columna, derivadas del análisis:

$V_{u2} := 43495.8 \text{ kgf}$	Cortante último en la columna en dirección del eje local 2
$V_{u3} := 43845.79 \text{ kgf}$	Cortante último en la columna en dirección del eje local 3
$P_u := 206804.12$	Fuerza axial sobre la columna

	Rebar A_v / s m^2/m	Design V_u kgf	Design P_u kgf
Major Shear(V2)	0.00059	43495.8	206804.12
Minor Shear(V3)	0.00059	43845.79	206804.12

Solicitaciones por carga Axial sobre la Columna, derivada del análisis.

CÁLCULO DE CORTANTE HIPERESTÁTICO V_p

Cálculo de los cortantes hiperestáticos con respecto a la formación de rótulas plásticas en los extremos de la columna.

V_p en dirección del eje local 2 de la columna

$L_{col2} := L_{columna} - h_c = 2.1 \text{ m}$	Longitud libre de la columna
---	------------------------------

Sentido Antihorario

Columna superior:

Momento probable antihorario en dirección 2, nodo 1

$$M_{probable.cs}^{2A} := 114382.8 \text{ kgf} \cdot m$$

Momento probable antihorario en dirección 2, nodo 2

$$M_{probable.cs}^{2B} := 114382.8 \text{ kgf} \cdot m$$

Cortante hiperestático antihorario

$$Vp2.cs := \frac{M_{probable.cs}^{2A} + M_{probable.cs}^{2B}}{L_{columna}} = 81702 \text{ kgf}$$

Capacity Shear of Top Column Along the Column Axes Below

	AxialForce P _u kgf	Capacity +veM Cap kgf-m	Capacity -veM Cap kgf-m	Cap.Shear Vutop kgf
Major	-127181.27	114382.8	114382.8	81702
Minor	-127181.27	114382.8	114382.8	81702

Columna inferior:

Momento probable antihorario en dirección 2, nodo A

$$M_{probable.ci}^{2A} := 114382.8 \text{ kgf} \cdot m$$

Momento probable antihorario en dirección 2, nodo B

$$M_{probable.ci}^{2B} := 114382.8 \text{ kgf} \cdot m$$

Cortante hiperestático antihorario en dirección del eje local 2 de la columna superior

$$Vp2.ci := \frac{M_{probable.ci}^{2A} + M_{probable.ci}^{2B}}{L_{columna}} = 81702 \text{ kgf}$$

Momentos probables generados por las vigas

Vp en dirección del eje local A de la viga

Sentido horario

Momento probable horario de la viga principal en dirección 2 de la columna, en el nodo.

$$A_{s_{tracción1}} := 14.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de refuerzo a tracción en la viga principal}$$

$$A_{s_{compresión1}} := 19.16 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de refuerzo a compresión en la viga principal}$$

$$a_{v1.tracción1} := \frac{A_{s_{tracción1}} \cdot 1.25 \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b_v} = 6.985 \text{ cm} \quad \text{Altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión de la viga principal}$$

Momento probable, viga principal

$$M_{p_{v1}} := A_{s_{tracción1}} \cdot 1.25 \cdot f_y \cdot \left(d_v - \frac{a_{v1.tracción1}}{2} \right) = 46015.188 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Resultante a tracción en el As de la viga principal

$$T_{v1} := A_{s_{tracción1}} \cdot 1.25 \cdot f_y = 74812.5 \text{ kgf}$$

Resultante a compresión de la viga principal

$$C_{v1} := A_{s_{compresión1}} \cdot 1.25 \cdot f_y = 100590 \text{ kgf}$$

Beam Capacities and Angles (Overstrength factor = 1.25, $\phi_{\text{cosec}} = 1.0$)

	Capacity +veM kgf-m	Capacity -veM kgf-m	Tension for +veM kgf	Tension for -veM kgf	Cos(Angle) Ratio	Sin(Angle) Ratio
Beam 1	40016.19	60669.71	74812.5	100590	-1	0
Beam 2	40016.19	60669.71	74812.5	100590	0	1
Beam 3	40016.19	60669.71	74812.5	100590	1	0
Beam 4	40016.19	60669.71	74812.5	100590	0	-1

Fuerza cortante en el nodo en la dirección del eje local 2 de la columna utilizando los momentos probables de la columna.

Sumatoria de T+C parte superior del nodo

$$SumC_{sup} T_{sup} := T_{v1} + C_{v1} = 175402.5 \text{ kgf}$$

Sumatoria de T+C parte inferior del nodo

$$SumC_{inf} T_{inf} := T_{v1} + C_{v1} = 175402.5 \text{ kgf}$$

Sum(C+T) Minor kgf
175402.5
175402.5

Momento probable horario de la viga 2 en dirección A de la columna en el nodo = Viga principal

Momento probable viga-2

$$A_{s_{tracción2}} := 14.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de refuerzo a tracción en la viga principal}$$

$$A_{s_{compresión2}} := 19.16 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de refuerzo a compresión en la viga principal}$$

$$a_{v1.compresión} := \frac{As_{compresión2} \cdot 1.25 \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b_v} = 9.392 \text{ cm}$$

Altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión de la viga principal

Momento probable, viga principal

$$Mp_{v2} := As_{compresión2} \cdot 1.25 \cdot fy \cdot \left(d_v - \frac{a_{v1.compresión}}{2} \right) = 60659.715 \text{ kgf} \cdot m$$

Resultante a tracción en el As de la viga principal

$$T_{v2} := As_{tracción2} \cdot 1.25 \cdot fy = 74812.5 \text{ kgf}$$

Beam Capacities and Angles (Overstrength factor = 1.25, $\phi_{sacrific}$ = 1.0)

	Capacity +veM kgf-m	Capacity -veM kgf-m	Tension for +veM kgf	Tension for -veM kgf	Cos(Angle) Ratio	Sin(Angle) Ratio
Beam 1	48015.19	60659.71	74812.5	100590	-1	0
Beam 2	48015.19	60659.71	74812.5	100590	0	1
Beam 3	48015.19	60659.71	74812.5	100590	1	0
Beam 4	48015.19	60659.71	74812.5	100590	0	-1

Resultante a compresión de la viga principal

$$C_{v2} := As_{compresión2} \cdot 1.25 \cdot fy = 100590 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante en el nodo, en la dirección del eje A de la columna utilizando los momentos probables de la columna

Sumatoria T+C parte superior del nodo

$$Sum_{nodo.sup} := C_{v1} + T_{v2} = 175402.5 \text{ kgf}$$

	Sum(T) Major kgf	Sum(C) Major kgf	Sum(C+T) Major kgf	Sum(T) Minor kgf	Sum(C) Minor kgf	Sum(C+T) Minor kgf
Clockwise	100590	74812.5	175402.5	100590	74812.5	175402.5
CounterClockwise	100590	74812.5	175402.5	100590	74812.5	175402.5

Sumatoria T+C parte inferior del nodo

$$Sum_{nodo.inf} := C_{v2} + T_{v1} = 175402.5 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante con resultantes superior del nodo

$$V_{resul.sup} := C_{v1} + T_{v2} - Vp2.cs = 93700.5 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante con resultantes inferior del nodo

$$V_{resul.inf} := C_{v2} + T_{v1} - Vp2.ci = 93700.5 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante en el nodo en la dirección del Eje local A de la columna con corte proveniente de los momentos probables de las vigas

Momento probable total horario de las vigas en la dirección 2 de la columna, en el nodo B

$$Mpr_{H2V} := Mp_{v1} + Mp_{v2} = 106674.903 \text{ kgf} \cdot m$$

Shear of Top Column for Beam Moment Capacities

	SumBeamCap Major kgf-m	VuTop Major kgf	SumBeamCap Minor kgf-m	VuTop Minor kgf
Clockwise	106674.9	38098.18	106674.9	38098.18
CounterClockwise	106674.9	38098.18	106674.9	38098.18

Cortante hiperestático horario en dirección del eje local 2 de la columna.

$$V_{p.2H} := \frac{Mpr_{H2V}}{L_{columna}} = 38098.18 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante con resultantes superiores del nodo

$$V_{j.sup} := C_{v1} + T_{v2} - V_{p.2H} = 137304.32 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante con resultantes inferior del nodo

$$V_{j.inf} := C_{v2} + T_{v1} - V_{p.2H} = 137304.32 \text{ kgf}$$

Área efectiva del nodo

$$A_{nodo} := b_c \cdot h_c = 4900 \text{ cm}^2$$

Joint Shear Design

	Joint Shear Ratio	Shear V_{uTop} kgf	Shear ϕV_c kgf
Major Shear, V_{u2}	0.619	137304.32	221755.52
Minor Shear, V_{u1}	0.619	137304.32	221755.52

Fuerza cortante resistente del nodo

$$\phi := 0.85$$

$$V_{c_4caras} := \phi \cdot 5.3 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot A_{nodo} = 369377.035 \text{ kgf}$$

$$V_{c_2.3caras} := \phi \cdot 4 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot A_{nodo} = 278775.121 \text{ kgf}$$

$$V_{c_otros} := \phi \cdot 3.2 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot A_{nodo} = 223020.097 \text{ kgf}$$

Condición

$$\text{if}(V_{j.sup} < V_{c_4caras}, \text{"CUMPLE"}, \text{"REVISAR"}) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\text{if}(V_{j.inf} < V_{c_2.3caras}, \text{"CUMPLE"}, \text{"REVISAR"}) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\text{if}(V_{j.sup} < V_{c_2.3caras}, \text{"CUMPLE"}, \text{"REVISAR"}) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\text{if}(V_{j.inf} < V_{c_otros}, \text{"CUMPLE"}, \text{"REVISAR"}) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\text{if}(V_{j.sup} < V_{c_otros}, \text{"CUMPLE"}, \text{"REVISAR"}) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\text{if}(V_{j.inf} < V_{c_otros}, \text{"CUMPLE"}, \text{"REVISAR"}) = \text{"CUMPLE"}$$

ANEXO C

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN KANI POR CARGA MUERTA

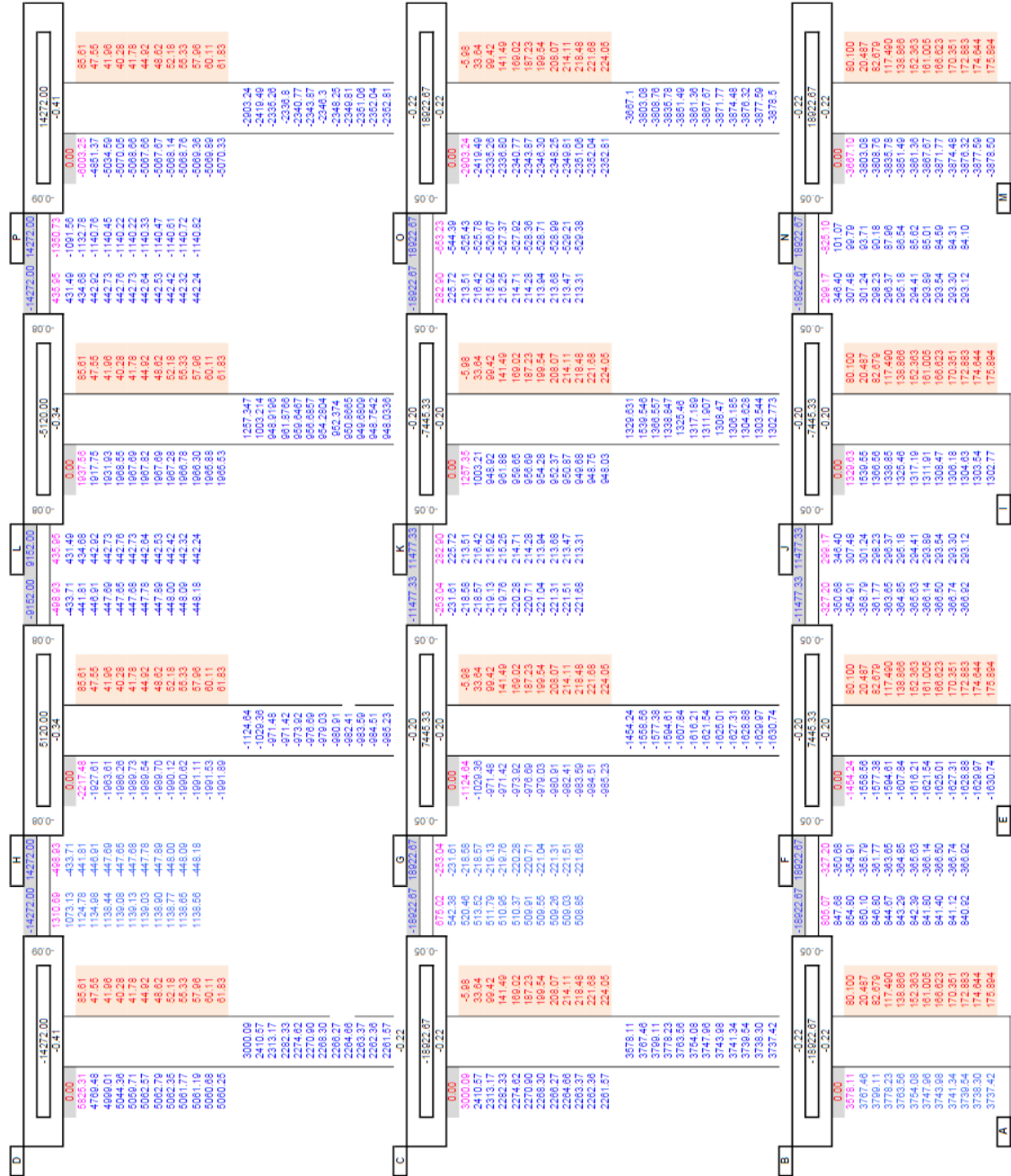


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN KANI POR CARGA VIVA

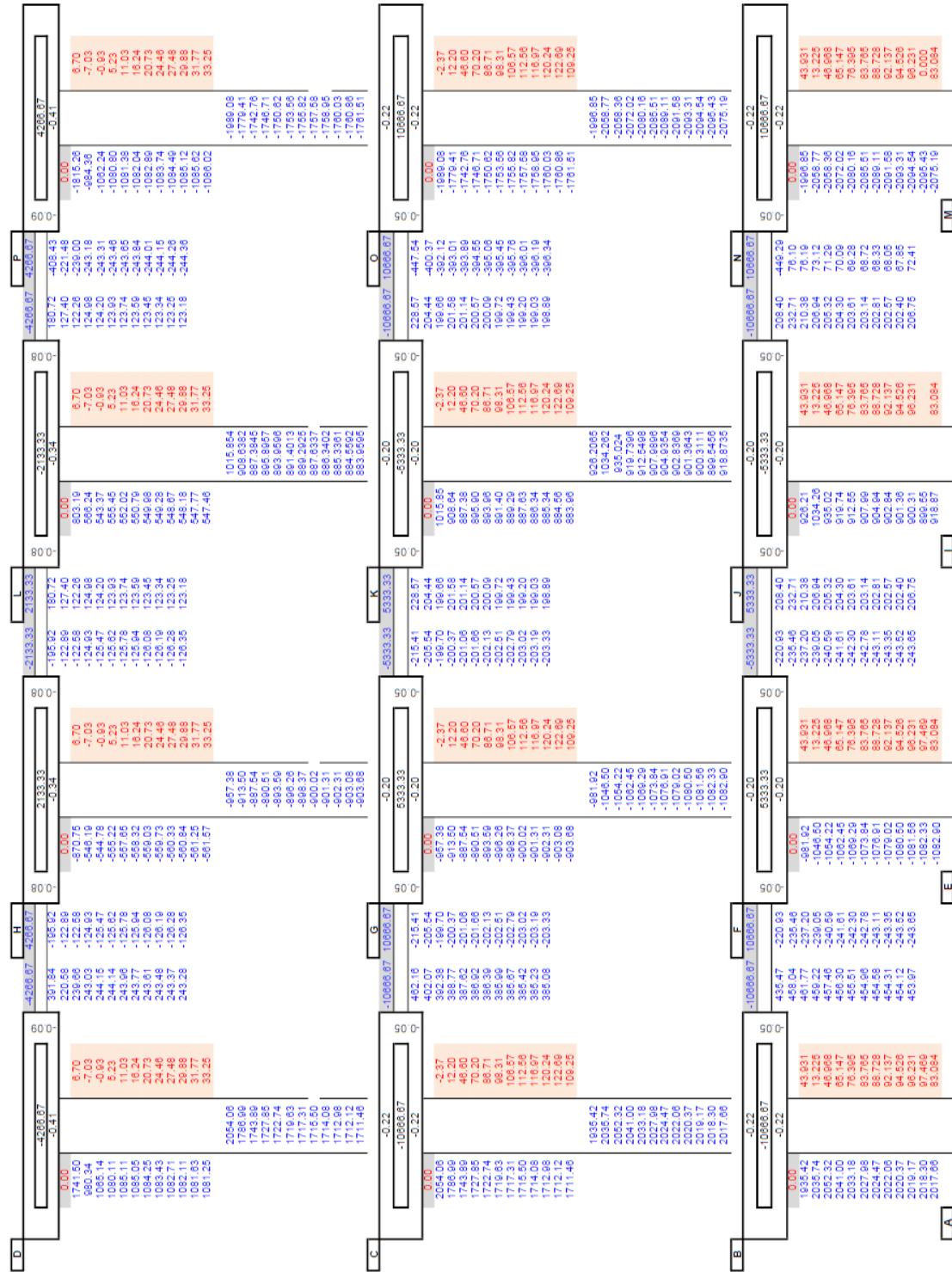
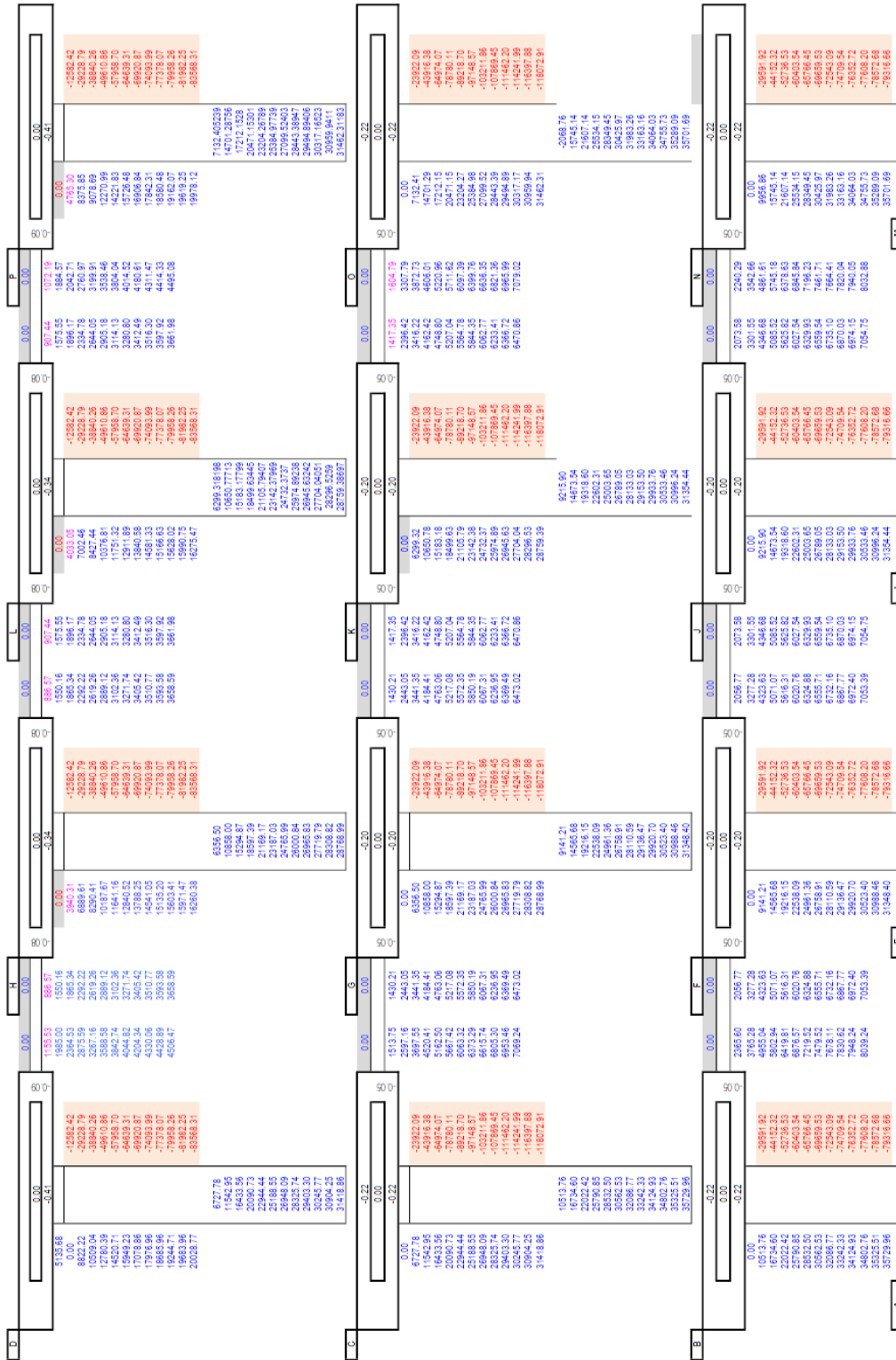


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EN KANI POR CARGA SÍSMICA



ANEXO D

COEFICIENTE PARA MOMENTOS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

Coeficientes y momentos para losas											
Losa	Caso	Coeficiente						Momento (kgf*m)			
		M (-)		M (+), CM		M (+), CV		Ma(-)	Mb(-)	Ma(+)	Mb(+)
		Ca	Cb	Ca	Cb	Ca	Cb				
1	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
2	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
3	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
4	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
5	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
6	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
7	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
8	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
9	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
10	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
11	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
12	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
13	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
14	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	1510.46	817.13	659.12	597.63
15	5	0.075	0	0.027	0.018	0.032	0.027	1857.12	0	732.56	560.91
16	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
17	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	1510.46	817.13	659.12	597.63
18	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	1510.46	817.13	659.12	597.63
19	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
20	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
21	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
22	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
23	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
24	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
25	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
26	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
27	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
28	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
29	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
30	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	1510.46	817.13	659.12	597.63
31	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
32	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	1510.46	817.13	659.12	597.63
33	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	1510.46	817.13	659.12	597.63
34	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
35	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
36	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	1510.46	817.13	659.12	597.63
37	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
38	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
39	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
40	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
41	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12
42	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
43	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	1510.46	817.13	659.12	597.63
44	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
45	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
46	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
47	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
48	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	1114.27	1114.27	560.91	560.91
49	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	817.13	1510.46	597.63	659.12

COEFICIENTE PARA MOMENTOS TERCER NIVEL

Coefficientes y momentos para losas del tercer nivel											
Losa	Caso	Coeficiente						Momento (kgf*m)			
		M (-)		M (+), CM		M (+), CV		Ma(-)	Mb(-)	Ma(+)	Mb(+)
		Ca	Cb	Ca	Cb	Ca	Cb				
1	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
2	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
3	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	525.04	970.53	359.17	401.78
4	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	525.04	970.53	359.17	401.78
5	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
6	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
7	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
8	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
9	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
10	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
11	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
12	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
13	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
14	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	786.66	425.57	332.45	298.88
15	5	0.075	0	0.027	0.018	0.032	0.027	967.2	0	373.79	278.21
16	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
17	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	786.66	425.57	332.45	298.88
18	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	786.66	425.57	332.45	298.88
19	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
20	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
21	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
22	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
23	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
24	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
25	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
26	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
27	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
28	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
29	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
30	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	786.66	425.57	332.45	298.88
31	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
32	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	786.66	425.57	332.45	298.88
33	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	786.66	425.57	332.45	298.88
34	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
35	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
36	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	786.66	425.57	332.45	298.88
37	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	786.66	425.57	332.45	298.88
38	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
39	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
40	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
41	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
42	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45
43	9	0.061	0.033	0.023	0.02	0.03	0.028	786.66	425.57	332.45	298.88
44	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
45	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
46	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
47	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
48	2	0.045	0.045	0.018	0.018	0.027	0.027	580.32	580.32	278.21	278.21
49	8	0.033	0.061	0.02	0.023	0.028	0.03	425.57	786.66	298.88	332.45