

Área de Conocimiento Arquitectura y Construcción

“DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CINCO NIVELES DE CONCRETO REFORZADO A BASE DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO, EN LA CIUDAD DE MANAGUA”

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Génesis Abigail
Fonseca García
Carnet: 2020-0005U

Br. Róger Antonio
Sánchez Cerda
Carnet: 2020-0228U

Tutor:

MSc. Ing. Marco Antonio
Palma Cerrato

08 de enero de 2026
Managua Nicaragua

Jueves 08 de enero de 2026

Arq. Marcela Carolina Galán Gaitán

Director de Área de Conocimiento de Arquitectura y Construcción (DACAC)

Universidad Nacional de Ingeniería (UNI)

Su despacho

Estimada Arq. Galán:

El motivo de la presente es para darle a conocer que he revisado el trabajo monográfico titulado: **“DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE 5 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO A BASE DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO, EN LA CIUDAD DE MANAGUA”** realizada por los bachilleres: **Genesis Abigail Fonseca García y Roger Antonio Sánchez Cerda** para optar al título de Ingeniero civil.

Este trabajo monográfico fue desarrollado por los sustentantes de forma independiente bajo mi tutoría y cumple con todos los requisitos para que pueda ser presentada y defendida ante el honorable jurado que usted designe.

Sin más a que hacer referencia, me despido.

Atentamente;

M.Sc. Marco Antonio Palma Cerrato

Docente programa académico de Ingeniería Civil

Dirección de Área de Conocimiento de Arquitectura y Construcción

Cc. Archivo

DEDICATORIA

A Dios

Por guiarme y darme la fuerza necesaria para llegar hasta este punto de mi vida.

A mi mamá

Por su esfuerzo incansable y sacrificio para que yo pudiera continuar mis estudios.
Gracias por ser mi ejemplo de perseverancia y amor.

A mi papá

Que, aunque ya no está físicamente conmigo, sus enseñanzas y valores han sido mi guía y me han acompañado hasta el día de hoy. Este logro también es tuyo.

Br. Róger Antonio Sánchez C.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios por darme la sabiduría, la paciencia y la fortaleza necesarias para culminar este proyecto. Sin Su guía, este logro no habría sido posible.

A mi familia, por su apoyo incondicional, tanto económico como emocional, que me sostuvo en cada etapa de este camino. Gracias por creer en mí y brindarme siempre palabras de aliento.

A Génesis, por ser mi soporte y mi impulso para seguir adelante cuando sentía que no podía más. Tu compañía y motivación fueron fundamentales para alcanzar esta meta.

Br. Róger Antonio Sánchez C.

DEDICATORIA

A Dios

Creador de todas las cosas, quien guio y dirigió cada paso de mi camino, fortaleciendo mi espíritu y dándome la perseverancia necesaria para continuar aun en los momentos más desafiantes.

A mis padres

Pilar fundamental en mi vida, cuyo amor, confianza y apoyo incondicional han sido la base de mis logros y la motivación que me ha impulsado a esforzarme cada día.

A mi tío

Que, pese a la distancia, siempre estuvo presente con su respaldo, palabras de aliento y apoyo sincero, demostrando que la verdadera familia trasciende cualquier barrera.

Br. Génesis Abigail Fonseca G.

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradezco a Dios por estar presente en cada momento de mi vida y por su infinita misericordia, que me ha sostenido y guiado en cada paso.

A mi mamá y a mi papá, quienes han confiado en mí desde el primer día; este logro también es de ustedes, porque sin su apoyo, amor y sacrificio nada de esto sería posible.

A Róger, por su paciencia, amor y por acompañarme con firmeza y comprensión a lo largo de este proceso tan importante.

A mi perrito Hachi, que ha estado conmigo desde el inicio de esta travesía, con sus desvelos silenciosos y su compañía incondicional, enseñándome a amar de una forma pura y genuina sin pronunciar una sola palabra.

Br. Génesis Abigail Fonseca G.

RESUMEN

El estudio desarrolla el análisis y diseño estructural de una edificación de cinco niveles destinada a oficinas en el Distrito II de Managua, empleando Marcos Especiales a Momento (SMF) debido a su alta ductilidad y capacidad de disipación de energía. El proceso se realizó conforme a la Norma Sismorresistente de Managua (2022) y al ACI 318-19, utilizando ETABS V21 para el modelado y verificación.

Se efectuó la caracterización sísmica del sitio, la clasificación del tipo de suelo, el cálculo del espectro de diseño y la evaluación de la regularidad estructural. La edificación presentó irregularidad por piso débil, incorporada en el análisis mediante los factores de regularidad normativos. El análisis dinámico modal espectral permitió estimar masas, modos de vibración, derivas, desplazamientos y cortantes de piso, obteniéndose valores dentro de los límites permitidos y compatibles con el desempeño esperado para sistemas SMF.

El diseño de vigas se desarrolló considerando flexión, cortante y torsión, aplicando el detallado especial requerido para asegurar ductilidad y control de rótulas plásticas. Las columnas se diseñaron bajo criterios de flexo-compresión y jerarquía de resistencia columna-viga, garantizando un mecanismo de colapso adecuado bajo demanda sísmica severa.

La cimentación se resolvió mediante zapatas aisladas, verificando capacidad portante, punzonamiento y flexión, cumpliendo con los requisitos normativos y asegurando una correcta transferencia de cargas al terreno.

En conjunto, el proyecto confirma que la estructura propuesta cumple con los criterios de desempeño sísmico, seguridad y capacidad resistente establecidos por la normativa vigente, integrando adecuadamente herramientas de análisis moderno y procedimientos de diseño sismorresistente.

INDICE

1. CAPITULO I: GENERALIDADES	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Justificación	3
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo general:	4
1.4.2. Objetivos específicos:.....	4
2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1. Sistema estructural Sismo resistente:	5
2.2. Clasificación según su nivel de desempeño. (Norma mínima de diseño y construcción de concreto estructural CR-001)	5
2.3. Criterios normativos según la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua 2022.	6
2.4. Cargas de servicio según Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua (2022).....	13
2.5. Requerimientos de Diseño del sistema estructural (SMF) en base a ACI 318-19.....	14
2.6. Análisis de la estructura.	19
3. CAPITULO IV: ANALISIS Y RESULTADOS	24
3.1. Normativas aplicadas	24
3.3. Propiedades preliminares del modelo a desarrollar	24
3.4. Asignación de apoyos a la base de la estructura	30
3.5. Punto de inserción y brazo rígido	32
3.6. Diafragma de la estructura	35
3.7. Definición de cargas	36

3.8. Peso sísmico efectivo.....	36
3.10. Masa y pesos por nivel.....	41
3.11. Clasificación de parámetros estructurales.....	41
3.12. Espectro de diseño obtenido.....	62
3.13. Combinaciones de cargas.....	62
3.14. Número de modos en el método dinámico espectral (MDE).....	65
3.15. Cálculo de fuerza sísmica.....	66
3.16. Cálculo del periodo fundamental aproximado.....	67
3.17. Cálculo del periodo fundamental máximo.....	67
3.18. Cálculo del coeficiente sísmico.....	68
3.19. Cálculo del cortante basal estático.....	70
3.20. Cálculo del cortante dinámico.....	70
3.21. Relación de cortantes.....	71
3.22. Cálculo factor de escalamiento.....	71
3.23. Recalculando de cortante basal dinámico.....	71
3.24. Cálculo de las derivas de piso.....	72
3.25. Cálculo de distorsión de piso máxima permitida.....	73
3.26. Cálculo de la distorsión el efecto P – DELTA.....	74
3.27. Consideraciones de diseño.....	76
3.28. Diseño de vigas.....	76
3.29. Diseño de columnas.....	96
3.30. Diseño de conexiones viga-columna.....	117
3.31. Diseño de zapata aislada.....	131
4. CONCLUSIONES.....	144
5. RECOMENDACIONES.....	146

6. BIBLIOGRAFÍA	147
7. ANEXOS.....	149

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 - Factor de importancia.....	7
Tabla 2 - Sismo de Diseño según categoría de riesgo	8
Tabla 3– Zonificación Sísmica para Nicaragua	9
Tabla 4 – Categoría de Diseño Sísmico	9
Tabla 5– Factor de Regularidad	10
Tabla 6 – Coeficientes y Factores de Diseño Sísmico para Sistemas Resistentes a Fuerzas Sísmicas.....	11
Tabla 7– Clasificación por Tipo de Suelo	12
Tabla 8– Factores de Ampliación Vertical por Tipo de Suelo	12
Tabla 9 – Factor de Ajuste Espectral FS para T_b y T_c	13
Tabla 10– Temas especiales. Concreto Armado.....	15
Tabla 11– Propiedades de los materiales constructivos.....	27
Tabla 12– Distribución por nivel de vigas y columnas	29
Tabla 13– Tabla de asignación de carga muerta de entrepiso	37
Tabla 14- Tabla de asignación de carga muerta de techo.....	38
Tabla 15– Tabla de asignación de carga viva de entrepiso.....	38
Tabla 16– Tabla de asignación de carga viva de techo.....	38
Tabla 17– Tabla de masas por nivel.....	41
Tabla 18 – Categoría de riesgo de las estructuras según su grupo de importancia	42
Tabla 19 – Tabla de factor de importancia según categoría de riesgo	43
Tabla 20 – Tabla de valores a_0 PGA 475 años	43
Tabla 21 – Sismo de diseño según categoría de riesgo	44
Tabla 22– Derivas del primer piso en eje X.....	47
Tabla 23– Derivas del primer piso en eje Y	47
Tabla 24– Derivas del segundo piso en eje X	48
Tabla 25– Derivas del segundo piso en eje Y	48

Tabla 26– Derivas del tercer piso en eje X.....	48
Tabla 27– Derivas del tercer piso en eje Y.....	48
Tabla 28– Derivas del cuarto piso en eje X.....	49
Tabla 29– Derivas del cuarto piso en eje Y.....	49
Tabla 30– Derivas del quinto piso en eje X.....	49
Tabla 31– Derivas quinto piso en eje Y.....	49
Tabla 32– Distribución de masa.....	55
Tabla 33– Cortante de piso en dirección X y Y.....	57
Tabla 34 – Tabla de factor de regularidad.....	57
Tabla 35– Tabla Factores de regularidad.....	58
Tabla 36 - Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.....	58
Tabla 37 – Tabla de sitios con sus respectivas coordenadas y Vs30.....	59
Tabla 38 – Tabla de clasificación por tipo de suelo.....	60
Tabla 39 – Tabla de factores de amplificación vertical por tipo de suelo.....	61
Tabla 40 – Tabla de factor de ajuste espectral Fs para Tb y Tc.....	61
Tabla 41– Determinación de modos de vibrar y porcentajes de participación de masas.....	65
Tabla 42– Tabla de cortante de piso y fuerza sísmica.....	67
Tabla 43– Coeficiente para el cálculo del periodo aproximado.....	67
Tabla 44– Coeficiente para límite superior del período máximo calculado.....	68
Tabla 45– Factores de espectro de respuesta.....	69
Tabla 46– Tabla de cortante basal dinámico.....	70
Tabla 47– Cortante basal dinámico factorado.....	71
Tabla 48 - Tabla para el cálculo de distorsiones máximas permitidas en dirección X e Y.....	74
Tabla 49– Tabla para el cálculo de Efecto de segundo orden P – Delta eje X...	75
Tabla 50- Tabla para el cálculo de Efecto de segundo orden P – Delta eje Y....	76
Tabla 51 – Resumen de diseño de viga nivel I.....	78
Tabla 52- Datos de los materiales.....	79
Tabla 53– Datos geométricos.....	79

Tabla 54– Solicitaciones para el diseño de la sección	79
Tabla 55– Valores de B1	80
Tabla 56– Profundidad del bloque de compresión	80
Tabla 57– Profundidad del eje neutro.....	81
Tabla 58 – Deformación del acero.....	81
Tabla 59– Factor de reducción de resistencia	81
Tabla 60– Área de acero	82
Tabla 61– Acero mínimo y máximo	82
Tabla 62– Número de barras.....	83
Tabla 63– Factores de reducción	84
Tabla 64– Espaciamiento	87
Tabla 65– Valores que dependen de la geometría de la sección	87
Tabla 66– Resumen de cada nivel momento positivo	90
Tabla 67– Resumen de cada nivel momento negativo.....	91
Tabla 68– Resumen de cada nivel por cortante	91
Tabla 69– Resumen de cada nivel por torsión	92
Tabla 70– Acero provisto.....	100
Tabla 71– Componentes para el diagrama de interacción del M33.....	104
Tabla 72 – Componente para el diagrama de interacción del M22	104
Tabla 73– Tabla de fuerzas ejercidas en la columna	105
Tabla 74 Tabla de fuerzas aplicadas a la columna con un factor de 2.5 aplicado a los sismos.....	108
Tabla 75– Combinaciones de carga aplicadas para calcular V2	110
Tabla 76 - Combinaciones de carga aplicadas para calcular V3.....	111
Tabla 77– Acero de refuerzo para columnas.....	113
Tabla 78 – Tabla de resumen de valores	131
Tabla 79 – Presiones admisibles usuales	132
Tabla 80– Tabla de datos generales	133
Tabla 81– Esfuerzos combinados	139
Tabla 82– Tabla de esfuerzos	139
Tabla 83 – Esfuerzos combinados	140

Tabla 84– Esfuerzos combinados	141
--------------------------------------	-----

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Mapa de Zonificación Sísmica para Nicaragua	8
Figura 2 – Requerimientos de refuerzo para elementos a flexión	16
Figura 3 – Refuerzo transversal en vigas	17
Figura 4 - Dimensiones en planta.....	25
Figura 5 - Dimensiones en elevación	25
Figura 6 - Interfaz dinámico del programa	26
Figura 7– Distribución por nivel de vigas y columnas.....	29
Figura 8- Propiedad de losa	30
Figura 9- Apoyo empotrado asignado a la base de la estructura	31
Figura 10– Antes de aplicar inserción	32
Figura 11– Aplicando inserción	33
Figura 12– Antes de aplicar brazo rígido	34
Figura 13– Aplicación del brazo rígido	34
Figura 14- Diafragma rígido.....	35
Figura 15- Diafragma rígido asignado	35
Figura 16- Definición de patrón de carga	36
Figura 17- Distribución de pesos sísmico	37
Figura 18 - Cargas de entrepiso en el programa	39
Figura 19 - Carga de entrepiso asignada a la losa	39
Figura 20 - Cargas de techo en el programa	40
Figura 21 - Carga de techo asignada a la losa	40
Figura 22- Espectro de respuesta considerando una estructura regular	45
Figura 23- Irregularidad torsional	45
Figura 24 – Torsión	46
Figura 25– Nodos de análisis en eje X.....	46
Figura 26 – Nodos de análisis en eje Y	47
Figura 27 – Irregularidad Retroceso excesivo en las esquinas	50
Figura 28- Planta rectangular	50

Figura 29 – Irregularidad discontinuidad en los sistemas de piso	51
Figura 30 – Irregularidad ejes estructurales no paralelos	52
Figura 31 – Irregularidad piso flexible.....	52
Figura 32– Rigidez en eje X	53
Figura 33– Rigidez en eje Y	53
Figura 34– Piso flexible	54
Figura 35 – Irregularidad distribución de masa	54
Figura 36 – Irregularidad geométrica.....	55
Figura 37 - Vista en elevación del edificio	56
Figura 38 Irregularidad piso débil	56
Figura 39- Espectro de respuesta considerando una estructura regular	62
Figura 40- Combinaciones de carga s introducidas en el modelado	64
Figura 41- Cortante de piso en eje X.....	66
Figura 42- Cortante de piso en eje X.....	66
Figura 43– Coeficiente sísmico	68
Figura 44– Desplazamientos máximos en eje X.....	73
Figura 45- Desplazamientos máximos en eje Y	74
Figura 46 – Diagrama de momento	77
Figura 47 – Diagrama de momento sección de viga B12	77
Figura 48-Distribución de acero longitudinal nivel I	84
Figura 49– Distribución de acero de refuerzo nivel I	87
Figura 50– Distribución de acero longitudinal nivel II	93
Figura 51– Distribución de acero de refuerzo nivel II	93
Figura 52– Distribución de acero longitudinal nivel III	93
Figura 53– Distribución de acero de refuerzo nivel III	94
Figura 54– Distribución de acero longitudinal nivel IV	94
Figura 55– Distribución de acero de refuerzo nivel IV	95
Figura 56- Distribución de acero longitudinal nivel V.....	96
Figura 57- Distribución de acero de refuerzo nivel V.....	96
Figura 58– Propiedades de la sección	97
Figura 59– Visualización de resultados del diseño.....	98

Figura 60– Solicitación del acero necesario	98
Figura 61– Solicitación del acero requerido para diseño	99
Figura 62– Acero de refuerzo nivel I.....	100
Figura 63– Acero de refuerzo nivel II y III	101
Figura 64- Acero longitudinal del nivel IV	101
Figura 65– Acero longitudinal de nivel V	102
Figura 66– Ratios de demanda – capacidad por nivel.....	102
Figura 67– Diagrama de interacción del programa.....	103
Figura 68– Diagrama de interacción M33 en el Eje X	106
Figura 69 - Diagrama de interacción M22 en el eje X.....	106
Figura 70 – Diagrama de interacción M33 en el eje Y	107
Figura 71– Diagrama De interacción M22 en el eje Y	107
Figura 72 – Proyección para obtener el momento M33.....	109
Figura 73 – Proyección para obtener el momento M22.....	109
Figura 74– Distribución de acero longitudinal Columna 55 x 55cm	113
Figura 75– Distribución de acero de refuerzo Columna 55 x 55cm	114
Figura 76– Distribución de acero longitudinal Columna 50 x 50 cm	114
Figura 77– Distribución de acero de refuerzo Columna 50 x 50cm	115
Figura 78- Distribución de acero longitudinal Columna 45 x 45 cm.....	115
Figura 79– Distribución de acero de refuerzo Columna 45 x45cm	116
Figura 80– Distribución de acero longitudinal Columna 40x40cm.....	116
Figura 81- Distribución de acero de refuerzo Columna 40 x40cm.....	117
Figura 82 - Columna diseñada para la unión viga-columna con las columnas adyacentes	118
Figura 83 - Momento y cortante superior para diseño de unión viga-columna .	119
Figura 84 – Momento y cortante inferior para diseño de unión viga - columna	119
Figura 85 - Momento lateral para diseño de unión viga-columna	120
Figura 86 - Datos obtenidos para el diseño de unión viga-columna en dirección Norte-Sur.....	120
Figura 87 – Momento de viga B48 para diseño de unión viga - columna.....	122
Figura 88 - Momento de Viga B49 para diseño de unión viga-columna	123

Figura 89 – Datos obtenidos para el diseño de unión viga – columna en dirección Este - Oeste	123
Figura 90 – Columna interior a diseñar y vigas adyacentes	125
Figura 91 – Momento y cortante superior para diseño de unión viga-columna	125
Figura 92 - Momento y cortante inferior para diseño de unión viga-columna ...	126
Figura 93 - Momento lateral para diseño de unión viga-columna en dirección Norte-Sur.....	126
Figura 94 - Momento lateral para diseño de unión viga-columna en dirección Norte-Sur.....	127
Figura 95 - Datos obtenidos para el diseño de unión viga-columna en dirección Norte-Sur.....	127
Figura 96 - Verificación de resistencia al cortante en dirección Este-Oeste.....	128
Figura 97 - Momento lateral para diseño de unión viga-columna en dirección Este-Oeste	129
Figura 98 - Datos obtenidos para el diseño de unión viga-columna en dirección Norte-Sur.....	129
Figura 99 – Diagrama de cortante carga viva.....	133
Figura 100 – Diagrama de cortante carga muerta	134
Figura 101 – Diagrama de momento en eje X para carga viva	134
Figura 102 – Diagrama de momento en eje X para carga muerta.....	135
Figura 103 – Diagrama de momento en eje Y para carga viva	135
Figura 104 – Diagrama de momento en eje Y para carga muerta.....	136
Figura 105– Dimensiones de la zapata	137
Figura 106– Peralte	138
Figura 107– Representación de esfuerzos combinados.....	139
Figura 108 - Vista de planta de refuerzo para zapata.....	142
Figura 109 - Vista de perfil de refuerzo para zapata.....	143

1. CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. Introducción

En el presente trabajo se desarrollará el análisis y diseño de una estructura de cinco niveles a base de Marcos Especiales a Momento (SMF), que será destinado para usarse como oficinas. El análisis y diseño se hará por medio de un análisis dinámico modal espectral detallado en la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua (2022).

Se empleará el uso de Marcos Especiales a Momento ya que este tipo de sistema proporciona una alta ductilidad permitiendo a la estructura deformarse sin llegar al colapso, debido a la alta actividad sísmica presente en la zona de estudio, producto de la interacción de la placa Coco y la placa Caribe.

Se realizará el diseño de los elementos estructurales (columnas y vigas) y sus fundaciones a base de concreto reforzado, haciendo uso de la normativa ACI 318-19. El modelado y la verificación de los cálculos se realizará por medio del software ETABS V21.

Se optó por diseñar los elementos estructurales a base de concreto reforzado ya que poseen un mejor comportamiento ante carga de viento en comparación a otro tipo de materiales, además de poseer alta resistencia estructural y su capacidad de absorber impactos sísmicos. La resistencia a la compresión del concreto que propone la normativa en uso es de 210 kgf/cm² y el acero de refuerzo Gr. 60 de 4200 kgf/cm².

Esta edificación se ubica en las cercanías del residencial Las Brisas, en el Distrito II de la ciudad de Managua. La estructura contará con un área de terreno de 500 m², construida en su totalidad y distribuida en áreas de cocina, comedor, servicios sanitarios, pasillos y oficinas. El primer nivel consta de una altura de 4 metros, mientras que los niveles restantes serán de 3 metros, y cuenta con una cubierta perimetral de Durock.

1.2. Antecedentes

La primera aparición de disposiciones especiales para dar ductilidad a estructuras diseñadas sísmicamente fue como un apéndice en el código ACI 318 del año 1971. En la edición del año 1983 apareció por primera ocasión el apéndice A del reglamento el detallado especial de pórticos en zonas de riesgo sísmico moderado de forma adicional al correspondiente a las de riesgo elevado.

El concepto de marco especial a momento de concreto reforzado se introdujo a Estados Unidos para la fecha de 1960. El uso de estos era esencialmente a discreción del diseñador, y fue hasta 1973 que el código de Edificación Uniforme requirió por primera vez el uso de detalles de marcos especiales en regiones de alta sismicidad. Muchos de los detalles que se ejecutaban en ese momento se mantienen al día de hoy.

En la década de 1990 se hizo popular el uso de marcos especiales a momento en pocas líneas de soporte del edificio, con la mayoría compuesta por estructuras diseñadas por gravedad que no se designaron como parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas.

Para la realización de este documento se tomaron en cuenta algunos documentos relacionados al tema de estudio, dentro de los cuales se encuentran:

Cerda, L. Medrano, N. y Membreño, R (2018), en su monografía para optar al título de ingeniero civil cuyo título es: “DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE A BASE DE MARCOS DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO APLICADO EN EDIFICIO DE BAJA ALTURA UBICADO EN LA CIUDAD DE MANAGUA”, donde explican razones por las cuales es mejor considerar los marcos dúctiles a base de concreto dentro de ciudad de Managua dada su alta actividad sísmica.

El Ing. Rose, T. en su tesina para optar por el grado de Especialista en Obras Verticales, cuyo título es: “DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIUSOS DE 4 NIVELES CON PORTICOS ESPECIALES DE CONCRETO REFORZADO RESISTENTES A MOMENTO, UBICADO EN LA CIUDAD DE GRANADA, NICARAGUA”, con el objetivo de realizar el análisis y diseño de una estructura de 4 niveles de concreto reforzado con estructura de techo de acero, la cual se encuentra ubicada en la ciudad de Granada, Nicaragua.

1.3. Justificación

Nicaragua es un país con una alta actividad sísmica debido a su ubicación en el cinturón de fuego del Pacífico, una zona conocida por su intensa actividad tectónica y volcánica. Esta situación geológica genera una serie de riesgos sísmicos que afectan de manera significativa a la región del Pacífico del país, incluyendo la capital, Managua.

Debido a estas razones, se ha propuesto el diseño sísmico de un edificio de 5 niveles en Managua, ya que, actualmente la ciudad cuenta con muy pocos edificios de gran altura, lo que limita la infraestructura disponible. La creciente urbanización y el desarrollo económico exigen la construcción de estructuras más altas y complejas, lo que aumenta la necesidad de implementar prácticas de diseño que cumplan con estándares de seguridad sísmica.

La reciente introducción de la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua (2022) busca establecer directrices claras y efectivas para el diseño y la construcción de edificaciones sismorresistentes, asegurando que se tomen en cuenta las características sísmicas del área. La aplicación de esta norma en el diseño del nuevo edificio permitirá desarrollar un correcto desempeño de la estructura.

Además, se hará uso de la normativa ACI 318-19, que es fundamental para el diseño de concreto estructural. Esta normativa proporciona especificaciones técnicas y criterios de diseño que garantizan la integridad y durabilidad de las estructuras de concreto en condiciones sísmicas.

Al combinar el uso de ambas normativas se busca crear un enfoque claro y eficiente para la construcción, minimizando riesgos y optimizando la resistencia del edificio ante eventos sísmicos

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general:

Realizar el análisis y diseño de una estructura de cinco niveles compuesta por Marcos Especiales de Concreto Reforzado Resistentes a Momento (SMF) ubicada en la ciudad de Managua, Nicaragua.

1.4.2. Objetivos específicos:

- Analizar la respuesta sísmica de la estructura de cinco niveles conforme a la Normativa Sismorresistente de la Ciudad de Managua (2022) usando el método dinámico modal espectral (DME) haciendo uso del software ETABS.
- Diseñar los elementos estructurales que componen el pórtico especial (vigas y columnas) según los criterios establecidos en la normativa ACI 318-19
- Desarrollar un sistema de fundaciones que satisfaga los requerimientos de la estructura de cinco niveles, cumpliendo con las especificaciones de la normativa ACI 318-19 a través del programa Excel.

2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Sistema estructural Sismo resistente:

2.1.1. Marcos especiales resistentes a momento.

Los marcos especiales resistente a momento también son conocidos como marcos rígidos o pórticos especiales. Este es un tipo de sistema estructural utilizado en la construcción de edificios, con una alta probabilidad de ocurrencia sísmica.

Estos marcos están diseñados para resistir fuerzas laterales como las producidas por sismo o por viento, a través de la flexión de los elementos que la componen, así como las conexiones rígidas entre ellos.

Sus principales características son:

2.1.1.1. Conexiones rígidas: Las uniones entre vigas y columnas deben diseñarse para que puedan transmitirse los momentos flectores que permitan que la estructura se deforme de manera dúctil.

2.1.1.2. Alta ductilidad: Pueden soportar grandes deformaciones sin llegar al colapso lo que permite disipar la energía durante eventos sísmicos.

2.1.1.3. Detallado especial: Requieren un diseño y construcción cuidadoso, con un diseño especial en las conexiones y el refuerzo de los elementos.

2.2. Clasificación según su nivel de desempeño. (Norma mínima de diseño y construcción de concreto estructural CR-001)

Este tipo de marcos especiales SMF son una categoría específica dentro de los sistemas de pórticos no arriostrados que se diseñan para proporcionar un alto nivel de ductilidad y capacidad de disipación de energía.

Su clasificación se basa principalmente en su capacidad para resistir y disipar energía durante un evento sísmico. Esta clasificación se divide en:

2.2.1. Marcos ordinarios resistentes a momento (OMF): Su nivel de desempeño es básico y están diseñados para zonas de baja sismicidad cuyos requisitos

de ductilidad son mínimos y poseen una menor capacidad de disipación de energía con factor de modificación más bajo.

2.2.2. Marcos intermedios resistentes a momento (IMF): Su nivel de desempeño es moderado y posee mayor ductilidad que los OMF y su requisito de detalle es más estricto con una capacidad moderada de disipación de energía y un factor de modificación intermedio.

2.2.3. Marcos especiales resistentes a momento (SMF): Su nivel de desempeño es alto con máxima ductilidad y capacidad de disipación de energía, su requisito de detalle es muy estricto y están diseñados para desarrollar rótulas plásticas en ubicaciones predeterminadas y su factor de modificación es más alto. López Morales, B. D., & Álvarez Meza, M. A. (2019, p.9-10).

2.3. Criterios normativos según la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua 2022.

2.3.1. Categoría de riesgo

La categoría de riesgo hace referencia, según la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua se clasifica en 4 grupos, llamados: I, II, III y IV.

Categoría I: Son aquellas estructuras que no están destinadas a tener un uso habitacional, es decir, presentan bajo riesgo para la vida humana en caso de que estas lleguen a fallar.

Categoría II: Son estructuras de comunes, que son usadas para albergar a no más de 500 personas, que no posean más de 10 niveles o cuya área de construcción no sea mayor a 10,000 m². Por defecto, son aquellas estructuras que no se contemplan en las categorías III y IV.

Categoría III: Son estructuras de alta ocupación cuya falla representa un riesgo para la vida humana y gran impacto de pérdida económica. Se pueden mencionar en este grupo a: Centros de educación primaria, secundaria o educación superior, ya sea público o privado, centros deportivos, de convención, de salud

comunitarios o iglesias que alberguen a más de 500 personas, así como puentes con tramos entre 15 y 34 metros de longitud.

Categoría IV: En este apartado se toman en cuenta las estructuras críticas y esenciales, como lo son: Edificación policial, militar, estación de bomberos, museos, estructuras destinadas al tratamiento de agua potable y obras anexas, terminales de buses, hospitales regionales y departamentales, construcciones de alto riesgo, aeropuertos, entre otros. Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua (NSCM-2022, p. 24-25)

2.3.2. Factor de importancia

Están definidos en la tabla 5.2.1 de la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua, cuyo valor depende del nivel de importancia que tenga la estructura. La intención de aplicar este factor es para especificar movimientos sísmicos asociados a la probabilidad de excedencia según el nivel de importancia de la estructura.

Tabla 1 - Factor de importancia

Categoría de riesgo	I
I	0.75
II	1.0
III	1.3
IV	1.65

Fuente: Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

2.3.3. Sismo de diseño

Según la tabla 5.1.1 de la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua, el sismo se clasifica de 4 formas diferentes, que dependen únicamente de la categoría de riesgo del edificio.

Tabla 2 - Sismo de Diseño según categoría de riesgo

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Sismo de diseño
Estructuras no destinadas a habitación	I	Sismo de servicio.
Estructuras de ocupación normal	II	Sismo de diseño
Estructuras de ocupación especial	III	Sismo extremo I.
Estructuras esenciales	IV	Sismo extremo II.

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

2.3.4. Parámetro de aceleración de suelo

Nicaragua se encuentra dividida en 4 zonas sísmicas según la figura 6.2.1 de la Norma Sismorresistente de la ciudad de Managua. Según la tabla 6.2.1 de la misma normativa, se provee un valor de PGA que depende de la zona en que se encuentre ubicado el edificio.

Figura 1 – Mapa de Zonificación Sísmica para Nicaragua



Figura 6.2 1 - Mapa de Zonificación Sísmica para Nicaragua

Fuente: Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

Tabla 3– Zonificación Sísmica para Nicaragua

$$\begin{aligned}
 & \text{PGA o } a_0 \text{ en g} \\
 & a_0 < 0.17 \\
 & 0.17 \leq a_0 < 0.23 \\
 & 0.23 \leq a_0 < 0.315 \\
 & a_0 \geq 0.315
 \end{aligned}$$

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

2.3.5. Categoría de diseño sísmico

En la tabla 5.3.1 de la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua se especifica la categoría del diseño sísmico (CDS) basado en el parámetro de aceleración del terreno con un período de retorno de 475 años y según su categoría de riesgo.

Tabla 4 – Categoría de Diseño Sísmico

PGA Valores de a_0 en g	Categoría de riesgo	
	I, II	III, IV
$a_0 \leq 0.10$	A	B
$0.10 < a_0 < 0.15$	B	C
$0.15 \leq a_0 < 0.30$	C	D
$0.30 \leq a_0$	D	D

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

CDS=A: No proporciona a la estructura ninguna capacidad de incursión inelástica, por lo tanto, solo se requiere cumplir con las exigencias de resistencia adecuadas.

CDS=B: Proporciona una baja capacidad de incursión inelástica, por lo que se precisa de un detallado mínimo según lo establecido en su categoría de riesgo.

CDS=C: Proporciona una moderada capacidad de incursión inelástica sin pérdida de capacidad portante, por lo que se diseña la estructura con un nivel de resistencia y detallado moderado.

CDS=D: Proporciona una elevada capacidad para incursionar de forma estable en el rango inelástico con disipación de energía sin pérdida de capacidad portante.

El diseño de esta estructura se hará con una alta resistencia y máxima exigencia en el detallado. Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua (NSCM-2022, p. 26)

2.3.6. Clasificación por irregularidad

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares en cada una de las direcciones de análisis, esto dado que las irregularidades de las estructuras pueden alterar significativamente el desempeño de la estructura durante un sismo dado que la incursión inelástica de la estructura no se distribuye de forma uniforme ni completa sino concentrada en ciertos puntos de la misma.

Este factor de seguridad se debe calcular tanto para planta como para la elevación, así como se detalla en la tabla 5.4.1.

Este factor de regularidad tanto para planta como elevación incrementan el valor de cortante de diseño, esto con la finalidad de mejorar la resistencia de la estructura, aunque esto no evita un posible comportamiento sísmico deficiente.

Estructura regular: Se considera cuando la estructura no presenta ninguna de las irregularidades descritas en las secciones 5.4.1 y 5.4.2, para tal caso se toma un coeficiente de regularidad de 1.

Construcción irregular: Se considera irregular cuando la estructura presenta al menos una de las irregularidades descritas en las secciones 5.4.1 y 5.4.2.

Tabla 5– Factor de Regularidad

Factor de regularidad en planta	Factor de regularidad en elevación
$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$	$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$
Donde: D	onde:
Φ_P -- Factor de regularidad en planta	Φ_E -- Factor de regularidad en elevación
Φ_{PA} – Mínimo valor de ϕ_{Pi} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1,2 y/o 3.	Φ_{EA} – Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1 y 4.
Φ_{PB} – Mínimo valor de ϕ_{Pi} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 4.	Φ_{EB} – Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 2 y 3.
ϕ_{Pi} – Factor de irregularidad en planta	ϕ_{Ei} – Factor de irregularidad en elevación

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

2.3.7. Clasificación por material y sistema estructural

Al clasificar a las estructuras de esta forma, se busca reflejar las características de absorción y disipación de energía de cada uno de los sistemas estructurales que se mencionan en la Tabla 5.5.1. Esta clasificación se debe hacer para cada dirección de análisis.

Tabla 6 – Coeficientes y Factores de Diseño Sísmico para Sistemas Resistentes a Fuerzas Sísmicas

Sistema Estructural	Coeficiente de modificación respuesta, R^a	Factor de sobrerresistencia, Ω_s^b	Coeficiente de deflexión, C_d	Distorsión Máxima De piso γ_{max}	Incluyendo el límite de altura (m) ^c			
					Categoría de diseño sísmico			
					A	B	C	D
C. SISTEMAS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO								
1. Marcos de momento especiales de acero	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
2. Marcos de momento de cerchas especiales de acero	7	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	50
3. Marcos de momento intermedio de acero	4 ½	3	4	0.020	SL	SL	SL	9 ^f
4. Marcos de momento ordinario de acero	3 ½	3	3	0.015	SL	SL	SL	NP ^f
5. Marcos de momento especiales de concreto armado	8	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	SL
6. Marcos de momento intermedios de concreto armado	5	3	4 ½	0.015	SL	SL	SL	NP
7. Marcos de momento ordinarios de concreto armado	3	3	2 ½	0.010	SL	SL	NP	NP
8. Marcos de momento especiales compuestos ^d	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
9. Marcos de momento intermedio compuestos ^d	5	3	4 ½	0.020	SL	SL	SL	NP
10. Marcos de momento ordinario compuestos ^d	3	3	2 ½	0.015	SL	SL	NP	NP
D. SISTEMAS DUALES CON MARCOS DE MOMENTOS ESPECIALES CAPAZ DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS								
1. Marcos de acero con arriostamiento excéntrico	8	2 ½	4	0.025	SL	SL	SL	SL
2. Marcos especiales de acero arriostados concéntricamente	7	2 ½	5 ½	0.020	SL	SL	SL	SL
3. Muros de corte de concreto reforzado especiales	7	2 ½	5 ½	0.02	SL	SL	SL	SL
4. Muros de corte de concreto reforzados ordinarios	6	2 ½	5	0.01	SL	SL	SL	NP
5. Marco compuesto con arriostamiento excéntrico ^d	8	2 ½	4	0.025	SL	SL	SL	SL
6. Marcos especiales compuestos arriostados concéntricamente ^d	6	2 ½	5	0.015	SL	SL	SL	SL
7. Muros de corte de mampostería reforzada especial	5 ½	3	5	0.01	SL	SL	SL	SL
8. Muros de corte de mampostería reforzada intermedia	4	3	3 ½	0.006	SL	SL	SL	NP
9. Marcos de acero arriostado con pandeo restringido	8	2 ½	5	0.025	SL	SL	SL	SL

Fuente: Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

2.3.8. Clasificación por tipo de Suelo

Según la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua, los suelos se clasifican desde el tipo A hasta el tipo E. Esta clasificación se hace en dependencia de los valores de la velocidad de onda de corte hasta los 30m como se estipula en la Tabla 6.3.1.

Tabla 7– Clasificación por Tipo de Suelo

Clasificación del sitio	Descripción	Definición		
		Velocidad de onda de corte V_s (m/s)	Resistencia de penetración estándar \bar{N}	Resistencia al corte del suelo sin drenar S_u (kg/cm ²).
A	Roca rígida	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy Denso y Roca Blanda	$360 < V_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 1.0$
D	Suelo Rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.5 \leq S_u \leq 1.0$
E	Suelo Blando	$V_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_u < 0.5$
E	-	Además, se considerará un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3m que tenga las siguientes características. 1. Índice de Plasticidad $PI > 20$ 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$ 3. Resistencia al cortante sin drenar $S_u < 0.2 \text{ kg/cm}^2$		

Fuente: Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

2.3.9. Factores de amplificación por tipo de Suelo (F_{as})

Estos factores están determinados en la tabla 6.4.1 de la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua.

Tabla 8– Factores de Ampliación Vertical por Tipo de Suelo

Zona Sísmica	Tipo de Suelo				
	A	B	C	D	E
Z_1	0.8	1	1.4	1.7	2.2
Z_2	0.8	1	1.4	1.6	2.0
Z_3	0.8	1	1.4	1.5	ver nota
Z_4	0.8	1	1.3	1.4	ver nota

Fuente: Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

2.3.10. Factor de ajuste espectral por comportamiento de los suelos

Este factor es empleado para ajustar el período que define el espectro de diseño, en el cual se toma en cuenta cierto incremento en el eje de las abscisas del espectro de respuesta debido a pérdidas por rigidez en el suelo. Este factor se

puede determinar haciendo uso de la tabla 6.5.1 de la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua.

Tabla 9 – Factor de Ajuste Espectral FS para Tb y Tc

Clasificación del sitio	FS_{Tb}	FS_{Tc}
A	1	5/6
B	1	1
C	1	4/3
D	2	5/3

Fuente: Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

2.4. Cargas de servicio según Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua (2022)

2.4.1. Determinación de cargas de servicio

2.4.1.1. Cargas variables

Se consideran dentro de este apartado a todas aquellas fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no son de carácter permanente dentro de la estructura.

Para la correcta aplicación de las cargas variables unitarias se deben de tomar en cuenta las siguientes disposiciones:

2.4.1.1.1. La carga variable se debe emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en el suelo. Asimismo, para el diseño estructural de las cimentaciones.

2.4.1.1.2. Cuando el efecto de estas cargas sea favorable para dar estabilidad a la estructura (casos de flotación, volteo y succión por viento), su intensidad se considerará nula sobre toda el área

2.4.1.1.3. Las cargas variables se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

Las cargas variables unitarias mínimas se encuentran especificadas en la tabla 7.1.1, en el caso que las cargas no estén contempladas en esta tabla, será responsabilidad del ingeniero diseñador fijar un valor y documentarlo correctamente en la memoria de cálculo.

2.4.1.2. Cargas Permanentes

Se consideran dentro de esta clasificación de cargas al peso propio de la estructura y a la carga adicional a la estructura que se encuentre fija o sea de carácter permanente (equipos, acabados, fachada, etc.)

En la Tabla 7.4.1 se proponen pesos mínimos a considerar dentro de los cálculos de la misma. En caso que la carga no esté presente en esta tabla, los valores quedarán a criterio del ingeniero diseñador y se deberán documentar correctamente en la memoria de cálculo. Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua (NSCM-2022, p. 54)

2.5. Requerimientos de Diseño del sistema estructural (SMF) en base a ACI 318-19.

2.5.1. Limitaciones en las propiedades de los materiales

El capítulo 19 y 20 del ACI 318-19 se centra en asegurar la calidad, durabilidad y resistencia de los materiales empleados en la edificación de concreto reforzado y acero de refuerzo.

Se requiere una resistencia mínima a la compresión del concreto de **$f'c = 21 \text{ MPA}$** (19.2.2.1) y una resistencia máxima especificada a fluencia del acero de **$f_y = 420 \text{ MPA}$** (sección 20.2.2.5)

2.5.2. Factores de reducción de resistencia

Para estructuras que dependen de pórticos o muros que requieren elevada ductilidad para resistir los efectos sísmicos, ϕ debe modificarse de acuerdo con la Tabla 8.1.

Tabla 10– Temas especiales. Concreto Armado

Resistencia teórica	ϕ
Cualquier elemento estructural que se diseñe para resistir fuerzas sísmicas, en el cual la resistencia nominal a corte sea menor que el corte correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión.	0.6
En uniones y vigas de acople reforzadas en forma diagonal.	0.85

Fuente: Delgado y Barboza

2.5.3. Miembros sometidos a flexión (Vigas)

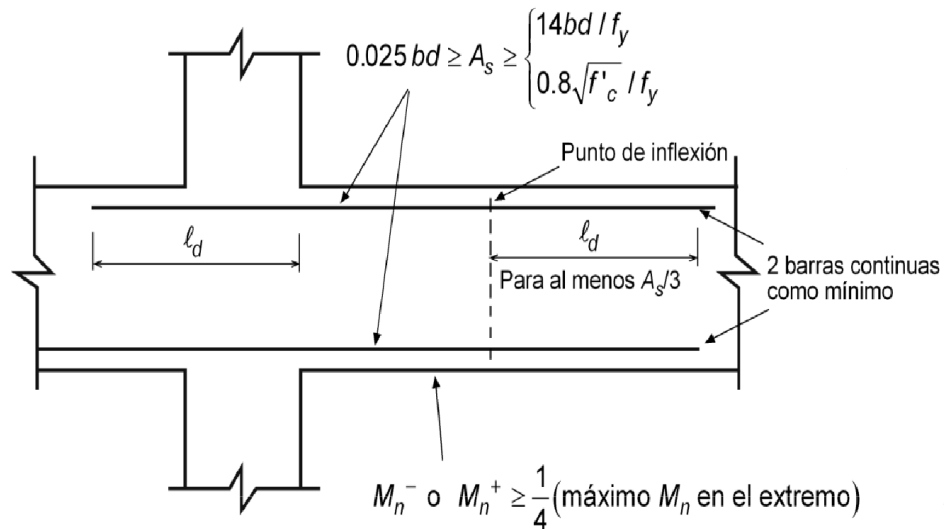
Estos abarcan elementos con luz libre que excede 4 veces su altura útil "d" y que están expuestos a una fuerza axial de compresión que no supere $0.1A_gf'_c$, donde A_g representa el área total de la sección transversal. Portillo, T. E. R. (2019, p. 11)

2.5.3.1. Relación entre el ancho de la viga y altura de la viga.

2.5.3.2. Limitaciones en porcentaje de acero:

Al menos 2 barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como en la inferior (figura 8.1 – Delgado y Barboza).

Figura 2 – Requerimientos de refuerzo para elementos a flexión



Fuente: Delgado y Barboza.

Requerimientos en la capacidad de resistir momento:

En los extremos de las vigas:

Resistencia a momento positivo ≥ 0.5 Resistencia a momento negativo.

En cualquier punto de la luz de la viga:

Resistencia a momento negativo o positivo ≥ 0.25 Resistencia máxima a momento en el extremo. Portillo, T. E. R. (2019, p. 12)

Restricciones referentes a empalmes:

Los empalmes mecánicos se clasifican en Tipo 1 y Tipo 2.

Los empalmes por traslape deben confinarse mediante estribos cerrados o espirales con una separación máxima igual al menor entre $d/4$ y 10 cm.

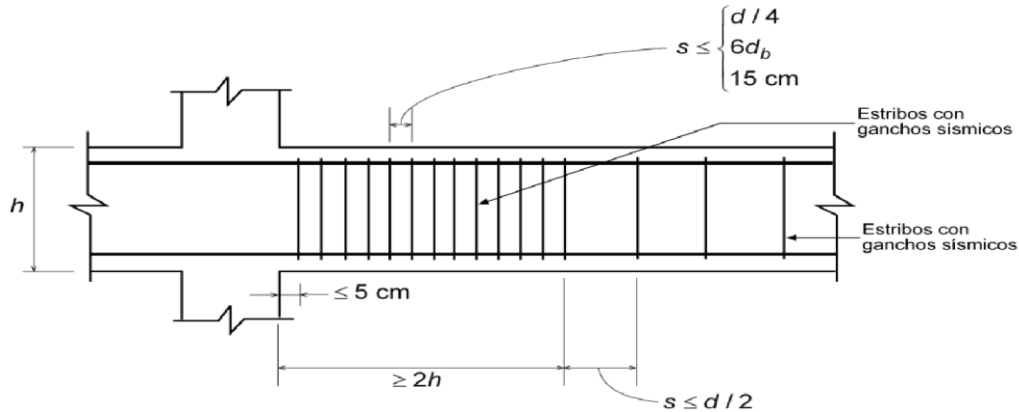
No deben emplearse empalmes por traslape:

- Dentro de las uniones
- A una distancia de $2h$ a partir de la cara del apoyo
- En los sitios de posibles articulaciones plásticas. Portillo, T. E. R. (2019, p. 12)

Requerimientos del refuerzo transversal para confinamiento y corte:

El refuerzo transversal de las vigas debe satisfacer los requisitos asociados con su doble función de refuerzo para confinamiento y corte (Figura 8.2 - - Delgado Barboza). Portillo, T. E. R. (2019, p. 14)

Figura 3 – Refuerzo transversal en vigas



Fuente: Delgado y Barboza.

2.5.4. Miembros sometidos a flexión y fuerza axial (Columnas)

El ACI 318 determina la distinción entre columnas y elementos a flexión (vigas), basándose en la cantidad de la solicitación axial influenciada por elementos de carga. Por lo tanto, si P_u no supera $0.1A_gf'_c$, el elemento se clasifica como viga, debiendo ser especificado conforme a la sección anterior. Si P_u supera $0.1A_gf'_c$, se asume que el elemento es de tipo columnar. El diseño de estos componentes se rige por los requisitos siguientes: Portillo, T. E. R. (2019, p. 14)

Limitaciones en las dimensiones de la sección:

Diseño estructural de edificio multiusos de 4 niveles con pórticos especiales de concreto reforzados resistentes a momento, ubicado en la ciudad de Granada, Nicaragua [Trabajo de especialidad en Obras Verticales con enfoque en ingeniería sismorresistente, julio de 2019]. Universidad Nacional de Ingeniería.

La sección transversal más pequeña, medida en una línea recta que atraviesa el centroide geométrico, no debe ser inferior a 30 cm.

El vínculo entre la dimensión más pequeña de la sección transversal y la sección perpendicular no debe ser inferior a 0.4. Portillo, T. E. R. (2019, p. 14)

Limitaciones en el refuerzo longitudinal:

La cuantía geométrica mínima es de 0.01 y la cuantía geométrica máxima es de 0.06. Portillo, T. E. R. (2019, p. 15)

Resistencia a flexión en columnas:

Las resistencias a flexión en columnas deben satisfacer el criterio columna fuerte – viga débil.

Para asegurar la estabilidad de un pórtico y preservar su habilidad para resistir cargas verticales a la vez que sufre grandes desplazamientos laterales, el código ACI 318 exige que las deformaciones inelásticas suelen limitarse a las vigas.

Se consigue esto asegurando que la suma de resistencias nominales a flexión de las columnas en la junta, bajo cargas axiales de diseño, sea equivalente o superior a 1.2 veces la suma de resistencias nominales al momento de las vigas que se conectan a la junta, en el mismo plano. Delgado y Barboza (2014, p. 332)

Restricciones referentes a empalmes del refuerzo longitudinal:

Los empalmes mecánicos por traslape se autorizan únicamente dentro de la mitad central de la longitud del elemento, deben ser diseñados como acoplamientos de tracción por traslape y deben estar encerrados dentro del refuerzo transversal. c

Refuerzo transversal para confinamiento y corte:

El refuerzo transversal en columnas debe realizarse a través de espirales simples o traslapadas, conexiones cerradas circulares o rectilíneas con o sin ganchos adicionales.

Es necesario brindar el refuerzo adecuado para cumplir con la necesidad de confinamiento de corte, el que sea más elevado. Delgado y Barboza (2014, p. 333-334)

2.5.5. Nodos para pórticos SMF

Nodos rígidos:

En este tipo de nodo, se anticipa que las conexiones entre vigas y columnas sean totalmente rígidas, lo que facilitará la transferencia eficaz de fuerzas sísmicas entre los componentes estructurales. Estos nodos están concebidos para soportar momentos de flexión importantes y posibilitar una deformación regulada sin errores.

Nodos semi -rígidos:

En ciertas situaciones, la normativa podría autorizar el uso de nodos semi-rígidos, permitiendo cierto grado de rotación en la conexión entre la viga y la columna. Estos nodos necesitan un diseño meticuloso para garantizar que la ductilidad y la resistencia se conserven dentro de los límites permitidos.

2.6. Análisis de la estructura.

2.6.1. Elementos principales.

2.6.1.1. Columnas: Las columnas son los elementos verticales clave que soportan la carga axial y resultan cruciales para resistir las cargas laterales provocadas por el terremoto. En un SMF, se requieren columnas robustas y versátiles, diseñadas para resistir deformaciones inelásticas sin desplome. e-Construir. (2025). Marcos rígidos.

2.6.1.2. Vigas: Las vigas constituyen los componentes horizontales que unen las columnas y pasan las cargas laterales a ellas. En una estructura SMF, generalmente se diseñan las vigas para resistir flexión y corte,

además de aportar a la capacidad de disipación de energía a través de deformaciones inelásticas. e-Construir. (2025). Marcos rígidos.

2.6.1.3. Conexiones rígidas: Son los puntos donde las vigas se conectan con las columnas y deben ser suficientemente rígidas para transferir los momentos (fuerzas de torsión) entre estos dos elementos. Las conexiones rígidas en un SMF permiten que la estructura se deforme sin perder su integridad estructural, lo cual es esencial para resistir los movimientos sísmicos. e-Construir. (2025). Marcos rígidos.

2.6.1.4. Dispositivos de refuerzo o endurecimiento: En algunos diseños SMF, se incluyen refuerzos adicionales en las conexiones, tales como placas de continuidad, refuerzos laterales en las vigas o dispositivos de amortiguamiento, que ayudan a mejorar la capacidad de la estructura para absorber energía y reducir el daño en un sismo. e-Construir. (2025). Marcos rígidos.

2.6.1.5. Materiales de alta ductilidad: Los materiales, como el acero estructural, son seleccionados específicamente por su capacidad de deformarse bajo tensión sin fallar. La ductilidad del material es crucial en un SMF, ya que permite que la estructura absorba energía sísmica. e-Construir. (2025). Marcos rígidos.

2.6.2. Análisis dinámico modal espectral

Describe el análisis dinámico modal espectral como una técnica sugerida para determinar la respuesta a terremotos en construcciones complejas. Se fundamenta en el análisis de diversas formas de vibración y en la implementación de un espectro de respuesta particular para Managua, que representa las condiciones sísmicas de la zona. Este estudio contribuye a garantizar que las estructuras satisfagan los requisitos de seguridad, restringiendo los movimientos y esfuerzos máximos, y disminuyendo las fuerzas sísmicas en función de la ductilidad y resistencia del sistema estructural.

2.6.3. Periodo estructural.

Define la reacción de una estructura ante las cargas de terremotos. Este valor se relaciona con la altura, la rigidez y la distribución de masa del edificio y se emplea para determinar la aceleración espectral y, en consecuencia, las fuerzas sísmicas de diseño. La normativa ofrece técnicas para determinar este período de manera aproximada, y lo vincula con el espectro de respuesta del área para garantizar que el diseño estructural sea seguro y apropiado para las particularidades sísmicas de Managua.

2.6.4. Revisión del cortante basal.

Se refiere a la fuerza total horizontal que impacta en la base de un edificio durante un terremoto, producto de la mezcla del peso de la estructura y las particularidades del espectro de respuesta de la zona. El cálculo y distribución adecuados son fundamentales para el diseño estructural, garantizando que la construcción pueda resistir de forma eficaz y segura las fuerzas sísmicas.

2.6.5. Revisión de desplazamiento.

Implica la estimación de los desplazamientos previstos durante un terremoto y su comparación con límites fijados, empleando técnicas de análisis estáticos y dinámicos. Esta revisión es esencial para evitar daños en la estructura y en componentes no estructurales, garantizando la seguridad y operatividad del edificio durante y tras un suceso sísmico.

2.7. Tipos de cimentaciones

Como se señala en (Day, 2006), una fundación se define como la parte de la estructura que soporta el peso de la misma y transmite la carga al suelo o roca subyacente. En general, la ingeniería de cimentaciones aplica el conocimiento de geología, mecánica de suelos, mecánica de rocas e ingeniería estructural al diseño y construcción de cimentaciones para edificios y otras estructuras. El

aspecto más básico de la ingeniería de cimentaciones se refiere a la selección del tipo de cimentación. (Salazar Montiel, 2024, p.28)

Las cimentaciones comúnmente se dividen en dos categorías: cimentaciones superficiales y profundas. A continuación, se presentan una lista de tipos comunes de cimentaciones: (Salazar Montiel, 2024, p.28)

2.7.1. Cimentaciones Superficiales

1. Zapatas aisladas (también llamadas zapatas) suelen ser cuadradas en planta, tienen un grosor uniforme de concreto armado y se utilizan para soportar una carga de columna única ubicada directamente en el centro de la zapata. (Salazar Montiel, 2024, p 29)
2. Zapatas corridas (también llamadas zapatas de pared) se utilizan a menudo para paredes de carga. Suelen ser miembros largos de concreto armado de ancho uniforme y poca profundidad. (Salazar Montiel, 2024, p 29)
3. Zapatas combinadas de concreto armado suelen ser rectangulares o trapezoidales en planta y soportan más de una carga de columna. (Salazar Montiel, 2024, p 29)
4. Losas convencionales sobre el terreno Una base continua de concreto armado que consiste en zapatas de pared de carga y una losa sobre el terreno. La armadura de concreto a menudo consiste en barras de acero en las zapatas y malla de alambre en la losa de concreto. (Salazar Montiel, 2024, p 29)
5. Losas postensadas sobre el terreno Una base continua de concreto postensado. El efecto de postensado se crea tensionando tendones o cables de acero incrustados dentro del concreto. Las fundaciones postensadas comunes son la losa nervada, la losa California y la fundación PTI. (Salazar Montiel, 2024, p 29)
6. Piso de madera elevado Zapatas perimetrales que soportan vigas de madera y un sistema de piso. El soporte interior lo proporcionan zapatas o zapatas corridas. Hay un espacio de rastreo debajo del piso de madera. (Salazar Montiel, 2024, p 29)

7. Cimentación de losa es una cimentación de concreto armado grande y gruesa, a menudo de grosor uniforme, que es continua y soporta toda la estructura. Una cimentación de losa se considera una cimentación superficial si se construye en o cerca de la superficie del suelo. (Salazar Montiel, 2024, p 30)

2.7.2. Cimentaciones profundas

1. Pilotes hincados son elementos delgados, hechos de madera, acero o concreto prefabricado, que se introducen en su lugar mediante equipos de pilotaje. (Salazar Montiel, 2024, p 30)
2. Otros tipos de pilotes Hay muchos otros tipos de pilotes, como pilotes perforados, pilotes de colada en sitio y pilotes compuestos.
3. Muelles Similar a los pilotes de colada en sitio, los muelles suelen ser de gran diámetro y contienen concreto armado. El soporte de viga de grado y muelle se utilizan a menudo para el soporte de cimentaciones en suelos expansivos. (Salazar Montiel, 2024, p 30)
4. Los grandes muelles se denominan Caissons. Un cajón también puede ser una estructura subterránea hermética en la que se lleva a cabo el trabajo de construcción. (Salazar Montiel, 2024, p 30)
5. Cimentación de losa o placa Si se construye una cimentación de losa o placa debajo de la superficie del suelo o si la cimentación de losa o placa está soportada por pilotes o muelles, entonces se debe considerar como un sistema de cimentación profunda. (Salazar Montiel, 2024, p 30)
6. Cimentación flotante Un tipo especial de cimentación donde el peso de la estructura se equilibra mediante la remoción de suelo y la construcción de un sótano subterráneo. (Salazar Montiel, 2024, p 30)
7. Cimentación tipo sótano Una cimentación común para casas y otros edificios en áreas propensas a las heladas. La cimentación consta de zapatas perimetrales y paredes de sótano que soportan un sistema de piso de madera. El piso del sótano suele ser una losa de concreto. (Salazar Montiel, 2024, p 31)

3. CAPITULO IV: ANALISIS Y RESULTADOS

3.1. Normativas aplicadas

- a. Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022.
- b. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)
- c. ASCE 7-22

3.2. Herramientas de diseño

La herramienta utilizada para el modelado estructural fue el software ETABSv21, mediante el cual se realizó el análisis modal de la edificación, empleando el método de elementos finitos. Esto permitió verificar y asegurar el diseño de los elementos estructurales conforme a las normativas previamente descritas.

Asimismo, se utilizó AutoCAD para la elaboración de los elementos estructurales tipo viga y columna fueron evaluados adicionalmente mediante hojas de cálculo en Microsoft Excel, con el fin de verificar el cumplimiento con las combinaciones de carga de resistencia última y de esfuerzos permisibles.

3.3. Propiedades preliminares del modelo a desarrollar

Se presenta un modelo tridimensional del edificio en el programa ETABS v21, incorporando todas las características estructurales correspondientes.

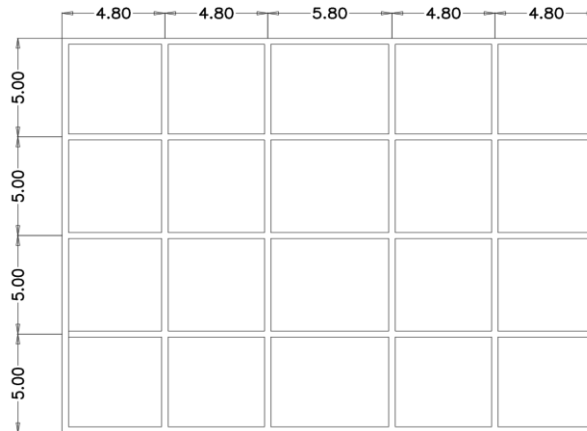
Las secciones seleccionadas serán verificadas por el software conforme a los lineamientos de la norma ACI 318-19, garantizando así la capacidad y seguridad de los elementos.

De esta manera, cada componente estructural del edificio podrá ser ajustado y optimizado según las necesidades del diseño.

3.3.1. Distribución en planta.

Se propuso una distribución uniforme de piso iguales en todos los niveles de 25 x 20 m, como se observa en la siguiente figura:

Figura 4 - Dimensiones en planta

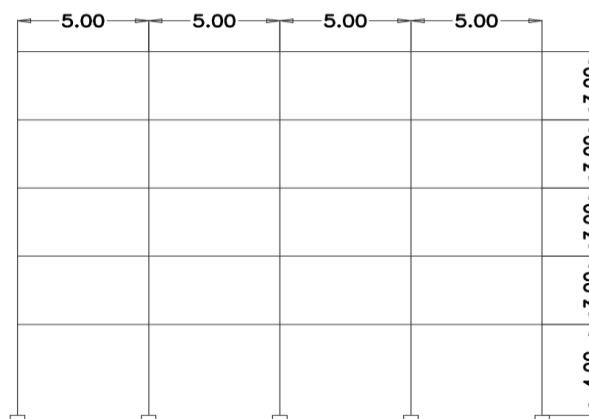


Fuente: Elaboración propia

3.3.2. Distribución en elevación

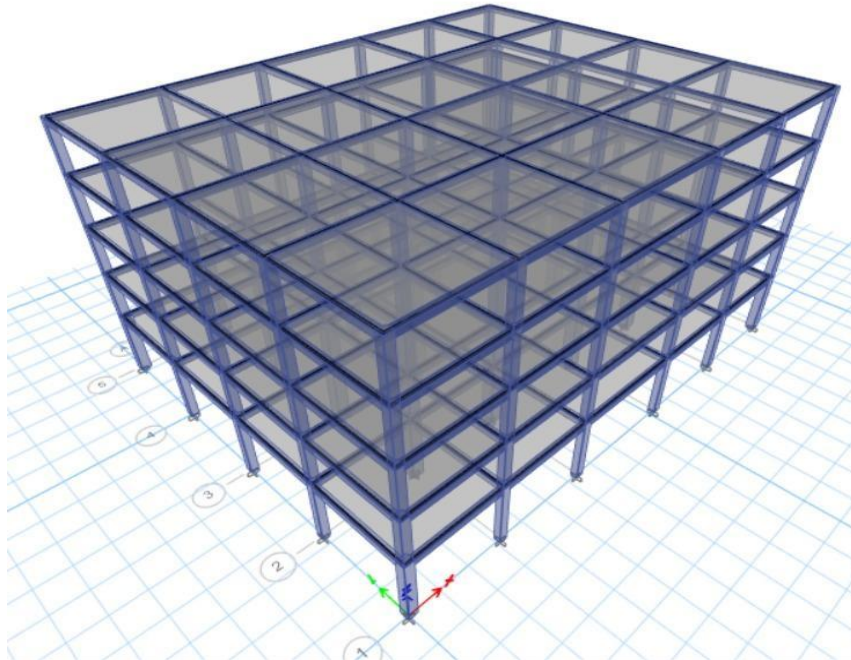
En el caso de la distribución en elevación se propone una altura para el primer nivel de 4 m y para el resto de los niveles de 3 m, detallado a continuación:

Figura 5 - Dimensiones en elevación



Fuente: Elaboración propia

Figura 6 - Interfaz dinámico del programa



Fuente: ETABS V21

3.3.3. Propiedades de los materiales.

Según la tabla 19.2.1.1 de ACI 318-19 determina que para pórticos especiales a momento y muros estructurales especiales con refuerzo grado 420MPa o grado 550MPa el valor mínimo es del F'_c es de 21MPa, es decir, 210 kg/cm². Para el análisis y diseño del edificio en estudio, se establecerán los valores mínimos de resistencia del concreto conforme a lo que la norma establece, garantizando así el cumplimiento de los requisitos estructurales y de seguridad estipulados.

Para obtener el módulo de elasticidad del concreto se debe emplear la fórmula 19.2.2.1.b del ACI 318-19.

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c} \quad (Ec. 1)$$

$$E_c = 15100 * \sqrt{210kg/cm^2}$$

$$E_c = 218,819.79 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 11– Propiedades de los materiales constructivos

Propiedades de los materiales constructivos			
Material	Resistencia	Módulo de elasticidad	Peso volumétrico
Concreto estructural	210 kg/cm ²	218,819.79 kg/cm ²	0.0024 kg/cm ³
Acero de refuerzo	4200 kg/cm ²	2.00x10 ⁶ kg/cm ²	0.0785 kg/cm ³

Fuente: Elaboración propia

3.3.4. Predimensionamiento de elementos estructurales

3.3.4.1. Vigas

Según Antonio Blanco Blasco, para el predimensionamiento de vigas con luces libres menores a 5.5 m, se recomiendan secciones típicas de 25 x 50 cm y 30 x 50 cm. En este proyecto, la luz máxima es de 5.8 m, lo cual supera ligeramente el límite citado; por ello, en los primeros tres niveles se incrementó la base de la viga a 35 x 50 cm, aumentando la rigidez y la inercia de la sección para controlar deflexiones y responder adecuadamente a las mayores demandas gravitacionales y laterales que actúan en los niveles inferiores.

En contraste, para los dos últimos niveles se adoptó una sección de 35 x 40 cm, lo cual se justifica por las siguientes razones:

- Disminución de cargas gravitacionales hacia los niveles superiores, lo que reduce la demanda flexional y cortante sobre las vigas.
- Menores efectos de acumulación de cargas verticales, permitiendo una sección más esbelta sin comprometer la capacidad resistente.

- Reducción progresiva de la rigidez necesaria, ya que los niveles superiores experimentan menores desplazamientos relativos y menores momentos producidos por cargas laterales.
- Eficiencia estructural y constructiva, al utilizar una sección adecuada a la demanda real y evitando sobredimensionamientos innecesarios.

De esta manera, el uso de 35 × 50 cm en los tres primeros niveles y 35 × 40 cm en los niveles superiores garantiza un diseño coherente con los principios de predimensionamiento, optimiza materiales y asegura el comportamiento estructural requerido para las condiciones de carga propias del edificio.

3.3.4.2. Columnas

Las columnas del primer nivel se propusieron con dimensiones de 55 × 55 cm siguiendo el principio de diseño “columna fuerte – viga débil”, recomendado en sistemas sismorresistentes. Este criterio, establecido en normas como el ACI 318-19, exige que la capacidad a momento de las columnas sea mayor que la de las vigas conectadas, garantizando que las rótulas plásticas se formen en las vigas durante un sismo. Dado que nuestras vigas poseen una sección de 35 × 50 cm, se adoptó una sección mayor para las columnas, asegurando una resistencia y rigidez superiores, un adecuado confinamiento del nudo y evitando mecanismos de fallo frágiles.

Adicionalmente, se estableció que en los niveles superiores la sección de las columnas disminuirá en tramos de 5 cm por nivel, manteniendo proporciones adecuadas de resistencia, pero reduciendo gradualmente la rigidez del edificio en altura. Este ajuste escalonado permite evitar concentraciones de rigidez en los niveles inferiores, contribuye a un perfil de deformación más uniforme y mejora el comportamiento global de la estructura frente a cargas sísmicas. Con ello se logra una jerarquía de resistencias coherente en todos los niveles, asegurando que el mecanismo de disipación de energía ocurra de manera controlada y principalmente en las vigas, tal como lo exige el diseño por capacidad.

3.3.4.3. Resumen de definición de vigas y columnas

Tabla 12– Distribución por nivel de vigas y columnas

Niveles	Columnas (cm)	Vigas (cm)
Nivel 1	55 x 55	35 x 50
Nivel 2	50 x 50	35 x 50
Nivel 3	50 x 50	35 x 50
Nivel 4	45 x 45	35 x 40
Nivel 5	40 x 40	35 x 40

Fuente: Elaboración propia

Figura 7– Distribución por nivel de vigas y columnas



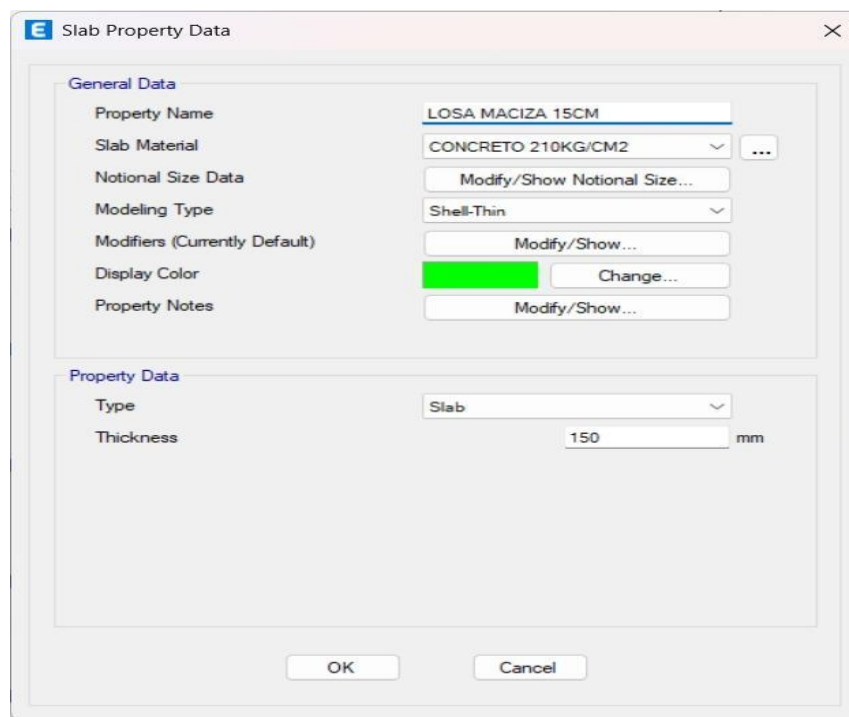
Fuente: ETABS V21

3.3.4.4. Definición de espesor de losa

Según Antonio Blanco Blasco, el espesor de losa maciza puede ser dimensionado de forma aproximada para una losa con luces menores o iguales a 5.5m, por lo cual se propone una losa maciza de 15 cm de espesor.

Para efectos de diseño como la mayoría de luces son menor a 5.5m se tomará 15 cm de espesor para toda la estructura.

Figura 8- Propiedad de losa

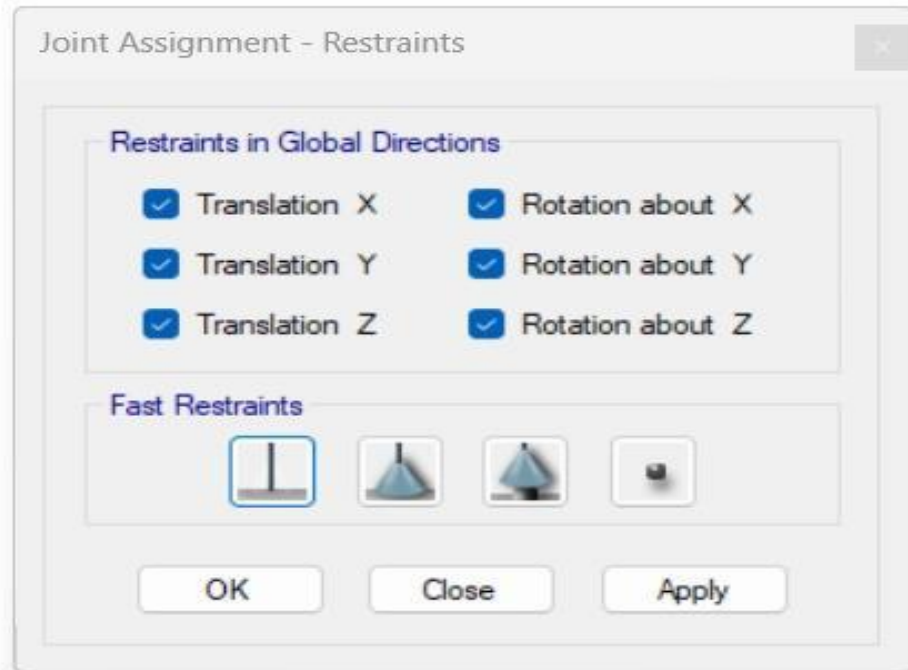


Fuente: ETABS V21

3.4. Asignación de apoyos a la base de la estructura

Se selecciona la base del edificio y se asigna un apoyo tipo empotrado, con el fin de restringir los grados de libertad en la traslación y la rotación de las columnas en la base, garantizando así la inmovilidad en todas las direcciones (X, Y y Z).

Figura 9- Apoyo empotre asignado a la base de la estructura

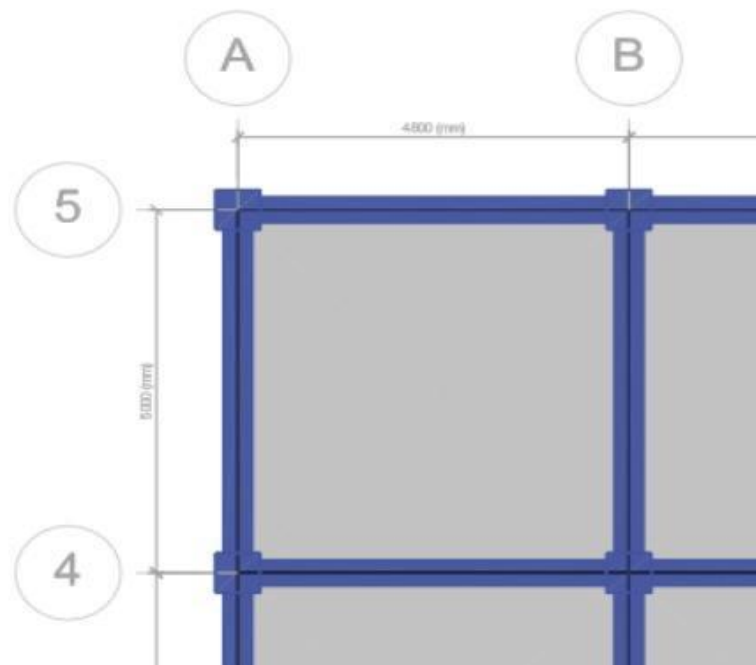


Fuente: ETABS V21

3.5. Punto de inserción y brazo rígido

El modelo estructural muestra elementos conectados de forma centrada, es decir, las columnas y vigas se cruzan en el eje central de sus respectivas secciones, antes de aplicar el punto de inserción. En esta condición inicial, los movimientos laterales o verticales que pueden ocurrir entre las caras reales de conexión de los elementos aún no se han tenido en cuenta. Por lo tanto, la representación geométrica todavía no muestra de manera precisa cómo las vigas se apoyan en las columnas o se conectan con las losas. Esto hace que sea imprescindible definir después el punto de inserción para alcanzar una alineación que concuerde con el comportamiento constructivo real.

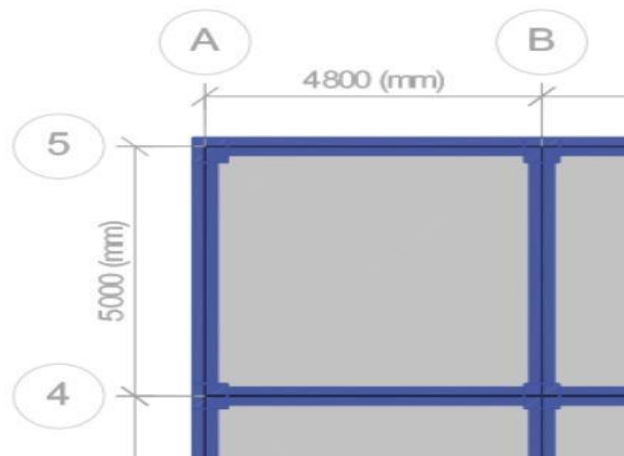
Figura 10– Antes de aplicar inserción



Fuente: ETABS V21

Tras aplicar la inserción, la imagen muestra que los elementos ahora se encuentran correctamente alineados y el brazo rígido cumple su función de estabilización. Esta intervención es crucial, ya que la inserción no solo asegura la correcta transferencia de cargas y evita desplazamientos no deseados, sino que también mejora la precisión y seguridad de la estructura.

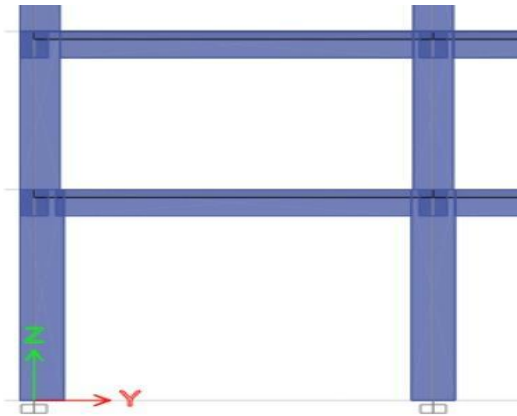
Figura 11– Aplicando inserción



Fuente: ETABS V21

En la siguiente imagen se observa que aún no se ha hecho la aplicación del brazo rígido, por lo que los elementos aún se encuentran conectados directamente por el centro de sus ejes. En este estado, no se ha realizado el ajuste que permite alinear las caras reales de las vigas y columnas, por lo que no se observa el desplazamiento ni la corrección geométrica que produce la aplicación del brazo rígido en el modelo.

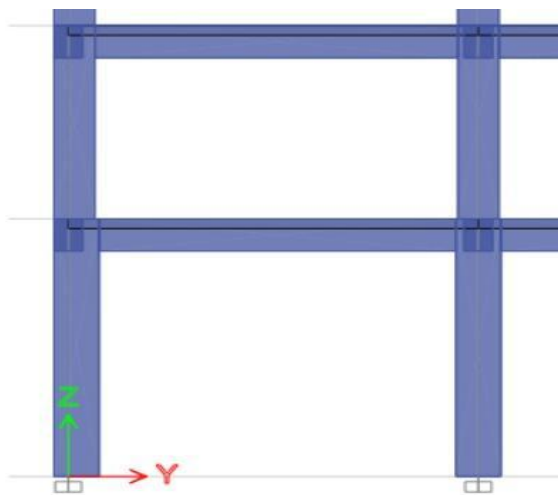
Figura 12– Antes de aplicar brazo rígido



Fuente: ETABS V21

Después de aplicar el brazo rígido, donde los ejes de las vigas y columnas ya han sido alineados con sus puntos reales de conexión. La aplicación del brazo rígido es fundamental, ya que corrige las desalineaciones geométricas entre los elementos y asegura que las fuerzas y desplazamientos se transmitan adecuadamente entre los nodos, evitando errores en la distribución de momentos y esfuerzos dentro del modelo estructural.

Figura 13– Aplicación del brazo rígido

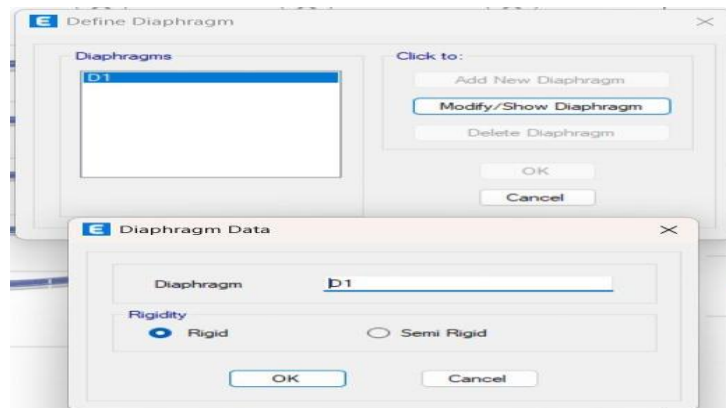


Fuente: ETABS V21

3.6. Diafragma de la estructura

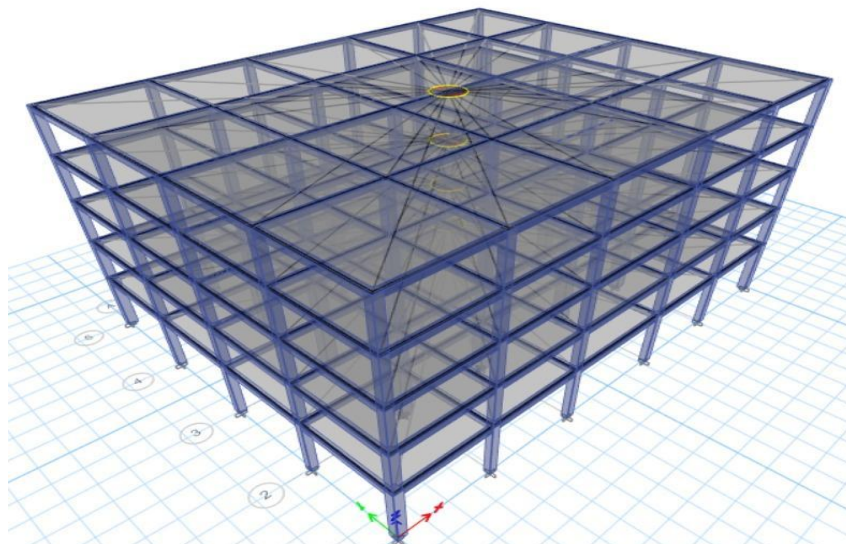
El diafragma es todo el sistema de entrepiso o cubierta, generalmente dispuesto en forma horizontal, que posee la rigidez en su plano suficiente para transmitir de manera efectiva las fuerzas laterales, producto de la acción sísmica o de viento, hacia los elementos verticales que conforman el sistema resistente.

Figura 14- Diafragma rígido



Fuente: ETABS V21

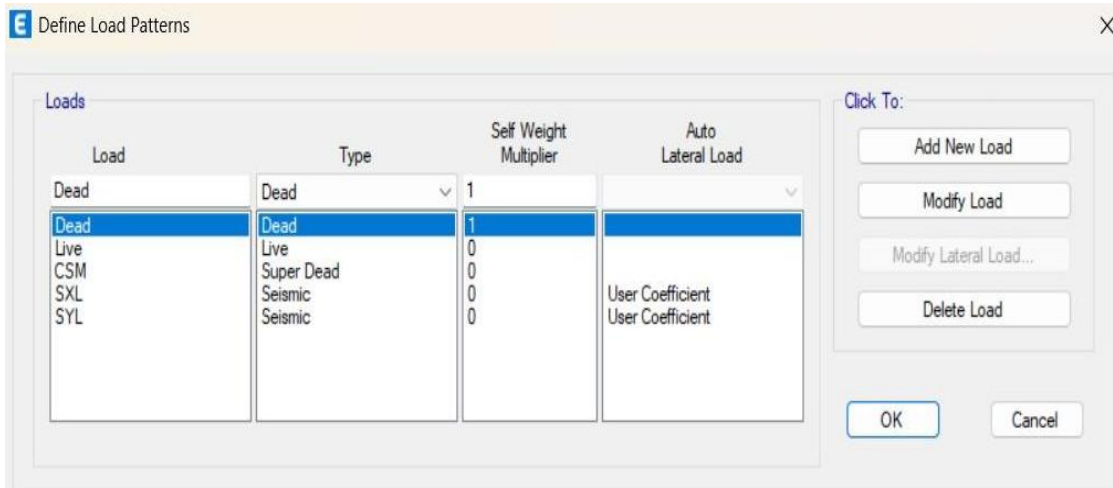
Figura 15- Diafragma rígido asignado



Fuente: ETABS V21

3.7. Definición de cargas

Figura 16- Definición de patrón de carga



Fuente: ETABS V21

Para el cálculo del cortante basal estático es indispensable establecer las variables de cargas gravitacionales y de acción sísmica, considerando los siguientes casos: carga muerta, carga viva, carga super muerta, sismo en X y sismo en Y.

3.8. Peso sísmico efectivo

El peso sísmico efectivo de la estructura (W) se determina a partir de las cargas permanentes tales como (carga muerta y elementos no estructurales) junto con una fracción de las cargas variables que inciden en la respuesta dinámica del sistema estructural.

$$W = CM + 0.15 * CV$$

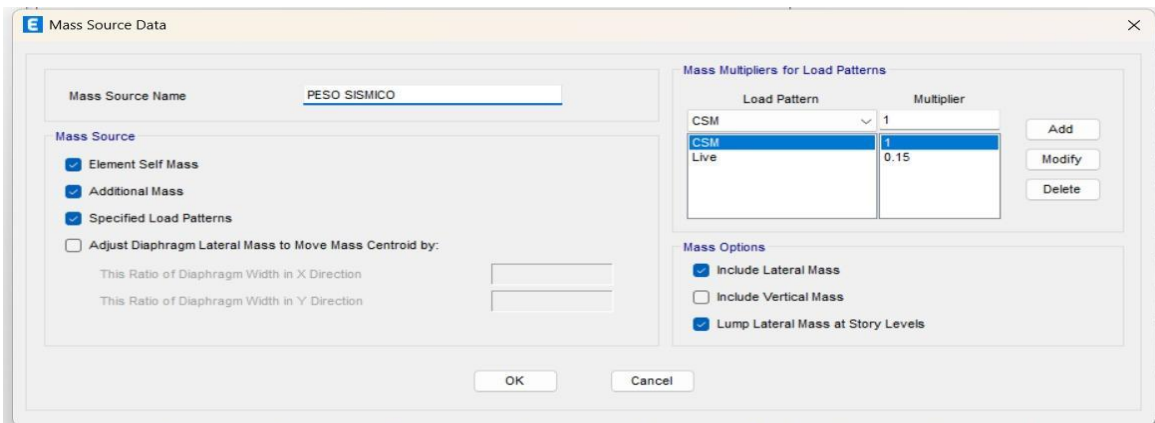
Donde:

W = Peso de la estructura

CM = Carga permanente, peso propio de la estructura y carga adicional de la estructura de carácter permanente

CV = Carga viva variable que está en función del uso y destino de la edificación de acuerdo con la tabla 7.1.1 de la Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022.

Figura 17- Distribución de pesos sísmico



Fuente: ETABS V21

3.9. Determinación de carga viva y carga muerta

Tabla 13– Tabla de asignación de carga muerta de entrepiso

CARGA MUERTA ENTREPISO		
ELEMENTO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	PESO UNITARIO
Paredes	Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23 kg/m ²
Cielo Falso	Yeso con perfiles de aluminio	8 kg/m ²
Piso	Ladrillo cerámico	30 kg/m ²
Sistema Electrico	Entubado y empotrado	8 kg/m ²
Sistema Hidrosanitario	Sistema de tuberías	19.5 kg/m ²
Mobiliario	Elementos fijos	19.5 kg/m ²
Cascote	Mortero de cascote con espesor de 2cm	48 kg/m ²
TOTAL		156 kg/m²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14- Tabla de asignación de carga muerta de techo

CARGA MUERTA TECHO		
ELEMENTO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	PESO UNITARIO
Cielo falso	Yeso con perfiles de aluminio	8 kg/m ²
Sistema electrico	Entubado y empotrado	8 kg/m ²
Impermeabilizante	Cartón asfáltico de 3 capas	35 kg/m ²
TOTAL		51 kg/m²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15– Tabla de asignación de carga viva de entrepiso

CARGA VIVA	
DESTINO	PESO UNITARIO
Oficina: Despacho	250 kg/m ²

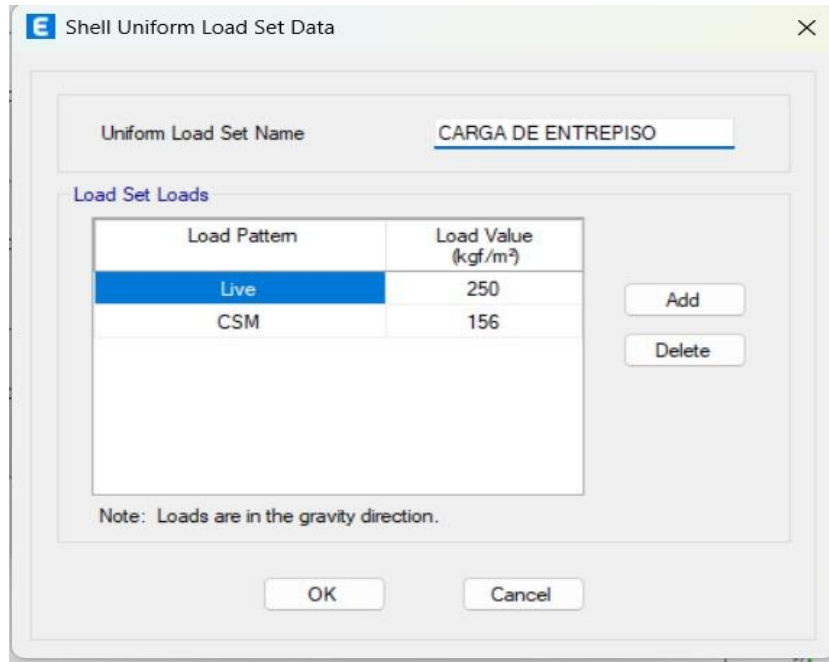
Fuente: Elaboración propia

Tabla 16– Tabla de asignación de carga viva de techo

CARGA VIVA	
DESTINO	PESO UNITARIO
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

Figura 18 - Cargas de entrepiso en el programa



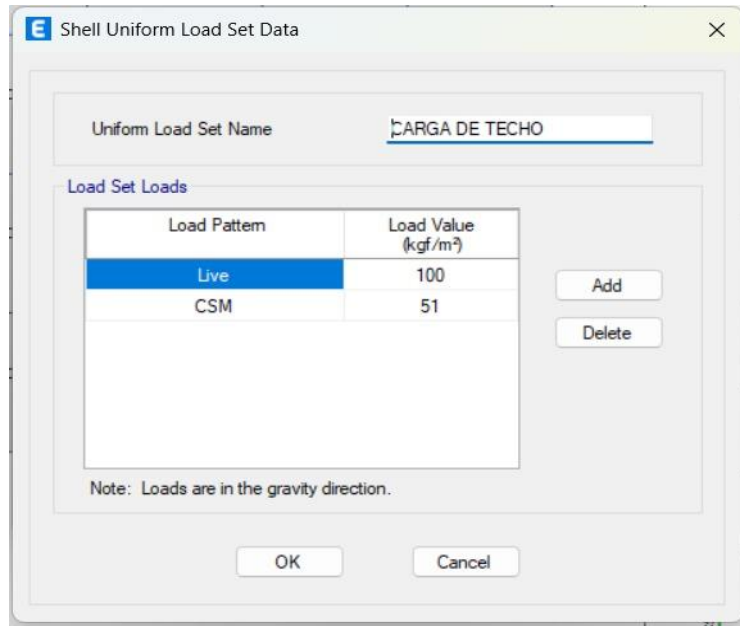
Fuente: ETABS V21

Figura 19 - Carga de entrepiso asignada a la losa



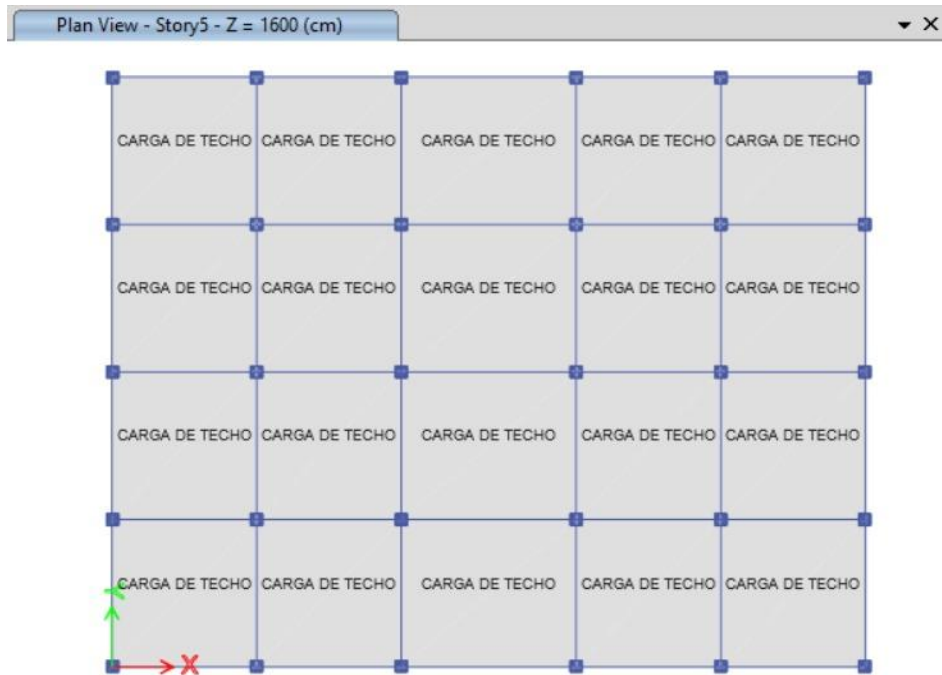
Fuente: ETABS V21

Figura 20 - Cargas de techo en el programa



Fuente: ETABS V21

Figura 21 - Carga de techo asignada a la losa



Fuente: ETABS V21

3.10. Masa y pesos por nivel

Según las cargas aplicadas anteriormente, y tomando en cuenta el peso propio de los elementos que posee la estructura, con ayuda del programa ETABS, se logran obtener los valores de la masa por nivel y el peso total de la estructura.

Tabla 17– Tabla de masas por nivel

NIVEL	MASA		PESO	
	X	Y	X	Y
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf	tonf
NIVEL 1	44.700	44.700	438.361	438.361
NIVEL 2	43.138	43.138	423.043	423.043
NIVEL 3	42.146	42.146	413.312	413.312
NIVEL 4	39.483	39.483	387.194	387.194
NIVEL 5	31.218	31.218	306.144	306.144
TOTAL	200.686	200.686	1968.055	1968.055

Fuente: ETABS V21

3.11. Clasificación de parámetros estructurales

3.11.1. Categoría de riesgo (Tabla 5.2.2)

Se ha seleccionado la Categoría III para el diseño estructural del edificio en estudio debido a que estará destinado al funcionamiento como oficinas, por lo cual se espera una alta ocupación constante de personas, así como la presencia de equipos y documentación valiosa para el funcionamiento de la organización que allí operará.

Tabla 18 – Categoría de riesgo de las estructuras según su grupo de importancia

Tabla 5.2.2 - Categoría de riesgo de las estructuras según su grupo de importancia

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Ejemplos
Estructuras no destinadas a habitación	I	Estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, cuyo colapso no puede causar daño a estructuras que pertenecen a otros grupos de importancia. Incluyendo, pero no exclusivamente: <ul style="list-style-type: none"> • Estructuras provisionales con un servicio menor a tres años. • Instalaciones agrícolas, sin ocupación humana permanente. • Instalaciones de un nivel destinadas a almacén de productos no tóxicos, ni otro que exponga la seguridad pública.
Estructuras de ocupación normal	II	Estructuras comunes de ocupación normal. Estructuras de la categoría III que no cumplan con la condición de albergar más de 500 personas, más de 10 pisos, con área de construcción mayor a 10,000 m2, proyectos con un número mayor de 10 edificios y/o más de 50 unidades de vivienda unifamiliar o bifamiliar. En general por defecto, cualquier estructura que no pertenezca a las categorías III, y IV o estructura de la categoría I que pueda poner en peligro a estructuras de este grupo.
Estructuras de ocupación especial	III	Estructuras de alta ocupación tal como se detalla a continuación o cuya falla representa un riesgo sustancial para la vida humana y gran impacto de pérdida económica y/o alteración masiva de la vida civil cotidiana. Estructuras no incluidas en la categoría IV o estructuras de los grupos I y II que puedan poner en peligro a estructuras de este grupo. Construcciones que se deben mantener en operación inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo extremo I. Como lo son: <ul style="list-style-type: none"> • Estructuras destinadas a vivienda, oficina, comercio, hotel, banco, teatro, restaurante e industria que alberguen a más de 500 personas o más de 10 pisos o cuya área de construcción sea mayor a 10,000 m2. • Estructuras pertenecientes a un proyecto en el cual se construirá un número mayor de 10 edificios o de 50 unidades de vivienda unifamiliar o bifamiliar. • Centros de educación preescolar, primaria y secundaria públicos o privados con más de 500 alumnos. • Centros de educación superior o carreras técnicas públicos y privados con más de 500 alumnos. • Centros deportivos que alberguen más de 500 personas. • Centros de convención que reúna a más de 500 personas. • Centros de salud comunitarios, clínicas y Ambulatorios que alberguen a más de 500 pacientes, sean públicas o privadas. • Iglesias con asientos para más de 500 personas. • Puentes con tramos entre 15 y 34 metros de longitud.

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

3.11.2. Factor de importancia (Tabla 5.2.1)

Debido a la clasificación de riesgo III se tomará un factor de importancia 1.3.

Tabla 19 – Tabla de factor de importancia según categoría de riesgo

Tabla 5.2.1- Factor de Importancia

Categoría de riesgo	I
I	0.75
II	1.0
III	1.3
IV	1.65

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

3.11.3. Parámetro de aceleración de suelo

El parámetro de aceleración de suelo en este caso corresponde al valor de 0.366670 obtenido del apartado anexos de la norma sismorresistente para la Ciudad de Managua tabla 14.2, “tabla de valores a_0 PGA 475 años.

Tabla 20 – Tabla de valores a_0 PGA 475 años

Departamento	Longitud (Oeste)	Latitud (Norte)	Aceleración	Zona	Departamento	Longitud (Oeste)	Latitud (Norte)	Aceleración	Zona
CHINANDEGA	12.62937	-87.13105	0.407450	Zona I	SAN JOSE DE CUSMAPA	13.28330	-86.65000	0.230908	Zona II
EL VIEJO	12.66348	-87.16663	0.406850		ESTELÍ	13.08330	-86.35000	0.229832	
EL REALEJO	12.54307	-87.16466	0.406553		CAMOAPA	12.38330	-85.51670	0.227043	
CORINTO	12.48250	-87.17304	0.402359		ESQUIPULAS	12.66670	-85.78330	0.225594	
CHICHIGALPA	12.56670	-87.03330	0.396122		SAN FRANCISCO DE CUAPA	12.26670	-85.38330	0.225494	
POSOLTEGA	12.54310	-86.97890	0.395105		SAN DIONISIO	12.75000	-85.85000	0.223672	
QUEZALGUAQUE	12.50610	-86.90330	0.394123		LAS SABANAS	13.35000	-86.61670	0.221183	
LA PAZ CENTRO	12.34000	-86.67530	0.392197		SAN JUAN DE NICARAGUA	10.94800	-83.73420	0.219464	
TONALÁ	12.76842	-87.13107	0.391709		SANTO TOMAS	12.06670	-85.08330	0.216900	
NAGAROTE	12.26750	-86.56530	0.391216		EL ALMENDRO	11.68330	-84.70000	0.216607	
VILLA EL CARMEN	11.97879	-86.50723	0.386383		LA LIBERTAD	12.21670	-85.16670	0.213588	
MATEARE	12.23460	-86.43138	0.380808		MATAGALPA	12.91670	-85.91670	0.212623	
EL CRUCERO	11.98330	-86.31670	0.378408		VILLA SANDINO	12.04830	-84.99362	0.212457	
CIUDAD SANDINO	12.15890	-86.34420	0.378162		SAN LUCAS	13.41670	-86.60000	0.211869	
SAN RAFAEL DEL SUR	11.84854	-86.43839	0.374813		SANTA MARIA	13.75000	-86.71670	0.210481	
MANAGUA	12.13282	-86.25040	0.366670		PUEBLO NUEVO	13.38330	-86.48330	0.207684	
DIRIAMBÁ	11.85812	-86.23922	0.365774		SOMOTO	13.48330	-86.58330	0.205631	
SAN MARCOS	11.91670	-86.20000	0.363454		SAN RAMON	12.91667	-85.83333	0.205575	
SANTA TERESA	11.73330	-86.21670	0.360877		CONDEGA	13.35000	-86.40000	0.204562	
EL ROSARIO	11.83330	-86.16670	0.360298		MUYMUY	12.76670	-85.63330	0.204195	
LA CONQUISTA	11.73330	-86.20000	0.360043		LA CONCORDIA	13.18330	-86.16670	0.203013	
MASATEPE	11.91445	-86.14458	0.358639		SANTO DOMINGO	12.26670	-85.08330	0.202712	
LA PAZ DE ORIENTE	11.82159	-86.13065	0.357333		NUEVA GUINEA	11.68330	-84.45000	0.202075	
NANDASMO	11.93330	-86.11670	0.353781		JINOTEGA	13.09103	-86.00234	0.201012	
NIQUINHOMO	11.90518	-86.09446	0.353352		YALAGUINA	13.48333	-86.48333	0.200849	
MALPAISILLO	12.67572	-86.57162	0.353095		MACUELIZO	13.65000	-86.61670	0.199169	
NANDAIME	11.75000	-86.05000	0.352472		PALACAGUINA	13.45000	-86.40000	0.198324	
TOLA	11.43330	-85.93330	0.345397		SAN RAFAEL DEL NORTE	13.21670	-86.11670	0.197737	
SAN JUAN DEL SUR	11.25292	-85.87049	0.343685		TOTOGALPA	13.56270	-86.49240	0.197074	
BELÉN	11.50000	-85.88330	0.342530		EL CORAL	11.91580	-84.65030	0.196575	
POTOSÍ	11.49416	-85.85680	0.339339		SAN SEBASTIAN DE YALI	13.30000	-86.18330	0.195701	
RIVAS	11.43330	-85.83330	0.335964		OCOTAL	13.63330	-86.48330	0.194016	
BUENOS AIRES	11.46670	-85.81670	0.335299		DIPILTO	13.71670	-86.50000	0.191357	
SAN JORGE	11.45584	-85.80308	0.334595	MOZONTE	13.65000	-86.45000	0.189288		
GRANADA	11.92988	-85.95602	0.332963	TELPANECA	13.52928	-86.28568	0.189046		
TIPITAPA	12.20060	-86.09390	0.328836	MATIGUAS	12.83330	-85.46670	0.188226		
CÁRDENAS	11.20000	-85.51670	0.326221	CIUDAD ANTIGUA	13.63330	-86.31670	0.184781		
TISMA	12.08194	-86.01739	0.325204	MUELLE DE LOS BUEYES	12.06670	-84.53330	0.182672		
MOYOGALPA	11.53330	-85.70000	0.324525	SAN FERNANDO	13.68137	-86.31486	0.182580		
ALTAGRACIA	11.56670	-85.58330	0.312272	LA DALIA	13.06670	-85.75000	0.182305		

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

3.11.4. Categoría de diseño sísmico

Con base en el parámetro de aceleración del terreno correspondiente a un período de retorno de 475 años, y considerando la categoría de riesgo asignada (Categoría III: 'Sismo Extremo I').

Tabla 21 – Sismo de diseño según categoría de riesgo

Tabla 5.1.1 - Sismo de diseño según categoría de riesgo

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Sismo de diseño
Estructuras no destinadas a habitación	I	Sismo de servicio.
Estructuras de ocupación normal	II	Sismo de diseño
Estructuras de ocupación especial	III	Sismo extremo I.
Estructuras esenciales	IV	Sismo extremo II.

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

3.11.5. Clasificación por irregularidad

La irregularidad estructural puede afectar de manera significativa el desempeño sísmico de una edificación, ya que la incursión inelástica de la estructura no se distribuye uniformemente, sino que tiende a concentrarse en zonas específicas. Esto puede generar concentraciones de esfuerzos y daños localizados, reduciendo la capacidad global de la estructura para disipar energía. Además, ciertas irregularidades pueden introducir demandas no previstas que podrían no ser consideradas adecuadamente durante el proceso de diseño estructural, comprometiendo así la seguridad y el comportamiento esperado de la edificación.

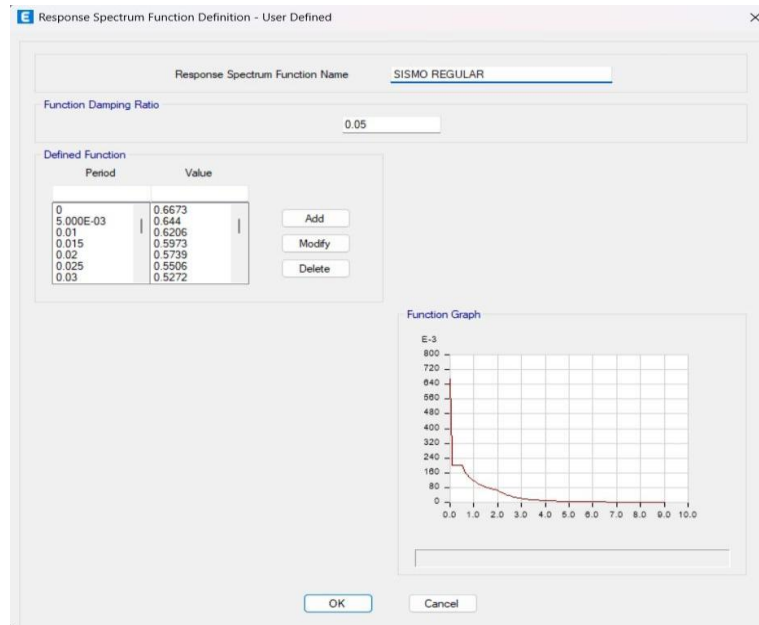
Para poder determinar si la estructura es regular o irregular, se harán las evaluaciones que nos indica la norma sismorresistente de Managua 2022.

Para lograr realizar una correcta evaluación de la estructura, primero se debe correr el programa asignando un espectro considerando la estructura como

regular, para poder comparar valores como rigidez, cortante y peso de la estructura.

Por lo tanto, el espectro de respuesta asignado es el siguiente:

Figura 22- Espectro de respuesta considerando una estructura regular



Fuente: ETABS V21

3.11.5.1. Según la Tabla 5.4.2. “Factores de irregularidad en planta”

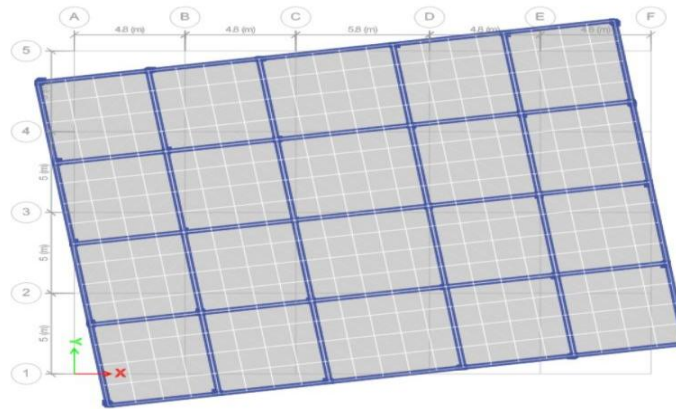
Tipo 1- Irregularidad torsional

Figura 23- Irregularidad torsional

<p>Tipo 1 – Irregularidad torsional</p> <p>$\phi_{Pi} = 0.9$</p> <p>$\Delta > 1.2 * \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en la sección 9.6 de la presente norma.</p>	
--	--

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

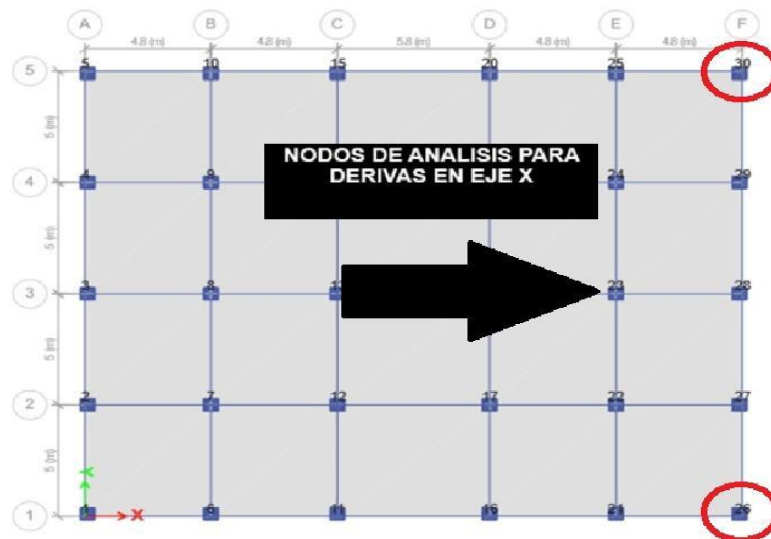
Figura 24 – Torsión



Fuente: ETABS V21

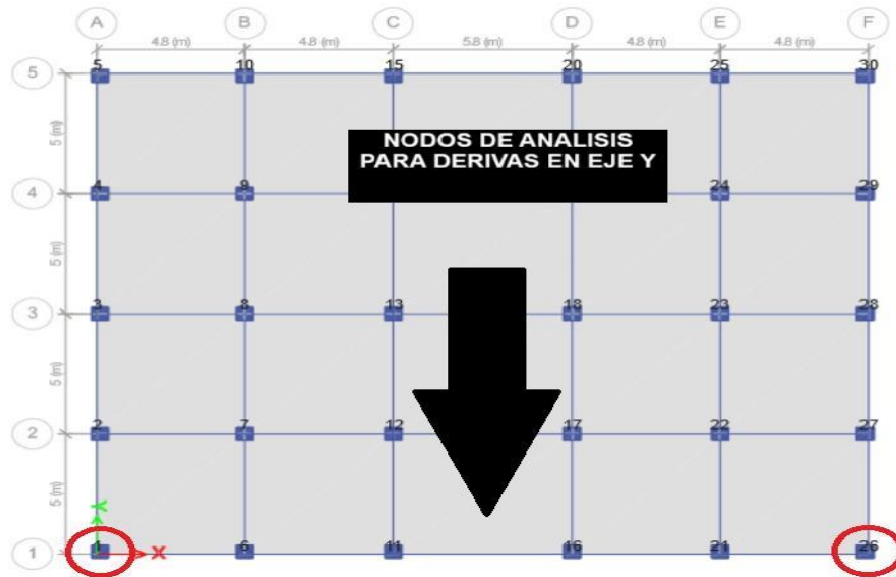
Para determinar la irregularidad por torsión el eje X se considerarán las derivas de los nodos 26 y 30, mientras que en el eje Y se tomarán en cuenta los nodos 1 y 26. Estos valores serán obtenidos para todos los niveles de la estructura mediante el uso del software ETABS V21, como se muestran en las siguientes imágenes.

Figura 25– Nodos de análisis en eje X



Fuente: ETABS V21

Figura 26 – Nodos de análisis ene eje Y



Fuente: ETABS V21

Tabla 22– Derivas del primer piso en eje X

DERIVAS DEL PRIMER PISO						
NIVEL	NODOS	SISMO X	DERIVA X	D MAX	1.2*(DPROM)	EVALUACION
Story1	26	SISMO XR	0.0013	0.0013	0.0016	CUMPLE
Story1	30	SISMO XR	0.0013			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23– Derivas del primer piso en eje Y

DERIVAS DEL PRIMER PISO						
NIVEL	NODOS	SISMO Y	DERIVA Y	D MAX	1.2*(DPROM)	EVALUACION
Story1	1	SISMO YR	0.001315	0.001315	0.001578	CUMPLE
Story1	26	SISMO YR	0.001315			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24– Derivas del segundo piso en eje X

DERIVAS DEL SEGUNDO PISO						
NIVEL	NODOS	SISMO X	DERIVA X	D MAX	1.2*(DPROM)	EVALUACION
Story2	26	SISMO XR	0.001687	0.001687	0.0020244	CUMPLE
Story2	30	SISMO XR	0.001687			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25– Derivas del segundo piso en eje Y

DERIVAS DEL SEGUNDO PISO						
NIVEL	NODOS	SISMO Y	DERIVA Y	D MAX	1.2*(DPROM)	EVALUACION
Story2	1	SISMO YR	0.001725	0.001725	0.00207	CUMPLE
Story2	26	SISMO YR	0.001725			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26– Derivas del tercer piso en eje X

DERIVAS DEL TERCER PISO						
NIVEL	NODOS	SISMO X	DERIVA X	D MAX	1.2*(DPROM)	EVALUACION
Story3	26	SISMO XR	0.001493	0.001493	0.0017916	CUMPLE
Story3	30	SISMO XR	0.001493			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27– Derivas del tercer piso en eje Y

DERIVAS DEL TERCER PISO						
NIVEL	NODOS	SISMO Y	DERIVA Y	D MAX	1.2*(DPROM)	EVALUACION
Story3	1	SISMO YR	0.001539	0.001539	0.0018468	CUMPLE
Story3	26	SISMO YR	0.001539			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28– Derivas del cuarto piso en eje X

DERIVAS DEL CUARTO PISO						
NIVEL	NODOS	SISMO X	DERIVA X	D MAX	1.2*(DPROM)	EVALUACION
Story4	26	SISMO XR	0.001701	0.001701	0.0020412	CUMPLE
Story4	30	SISMO XR	0.001701			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29– Derivas del cuarto piso en eje Y

DERIVAS DEL CUARTO PISO						
NIVEL	NODOS	SISMO Y	DERIVA Y	D MAX	1.2*(DPROM)	EVALUACION
Story4	1	SISMO YR	0.001734	0.001734	0.0020808	CUMPLE
Story4	26	SISMO YR	0.001734			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30– Derivas del quinto piso en eje X

DERIVAS DEL QUINTO PISO						
NIVEL	NODOS	SISMO X	DERIVA X	D MAX	1.2*(DPROM)	EVALUACION
Story5	26	SISMO XR	0.001075	0.001075	0.00129	CUMPLE
Story5	30	SISMO XR	0.001075			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31– Derivas quinto piso en eje Y

DERIVAS DEL QUINTO PISO						
NIVEL	NODOS	SISMO Y	DERIVA Y	D MAX	1.2*(DPROM)	EVALUACION
Story5	1	SISMO YR	0.001099	0.001099	0.0013188	CUMPLE
Story5	26	SISMO YR	0.001099			

Fuente: Elaboración propia

No existe irregularidad por torsión.

Tipo 2 – Retroceso excesivos en las esquinas

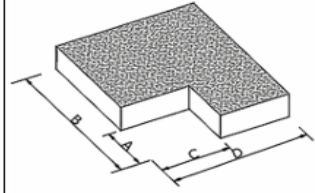
Figura 27 – Irregularidad Retroceso excesivo en las esquinas

Tipo 2 - Retroceso excesivos en las esquinas

$$\phi_{Pi} = 0.9$$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

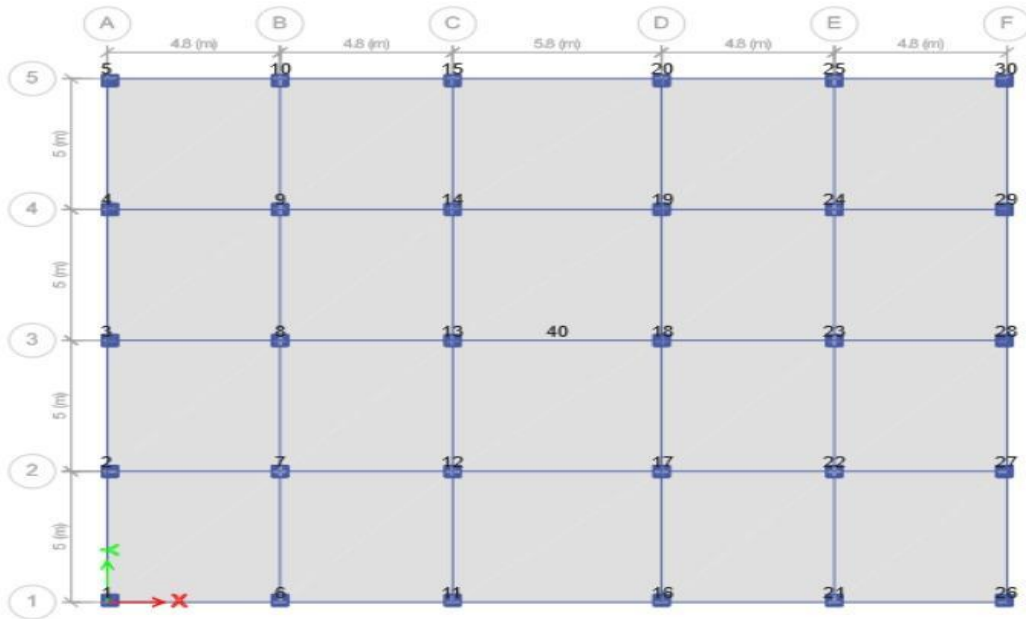
La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.



Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

No se presenta ningún retroceso excesivo en las esquinas, ya que la planta tiene una geometría completamente rectangular, como se muestra en la imagen siguiente:

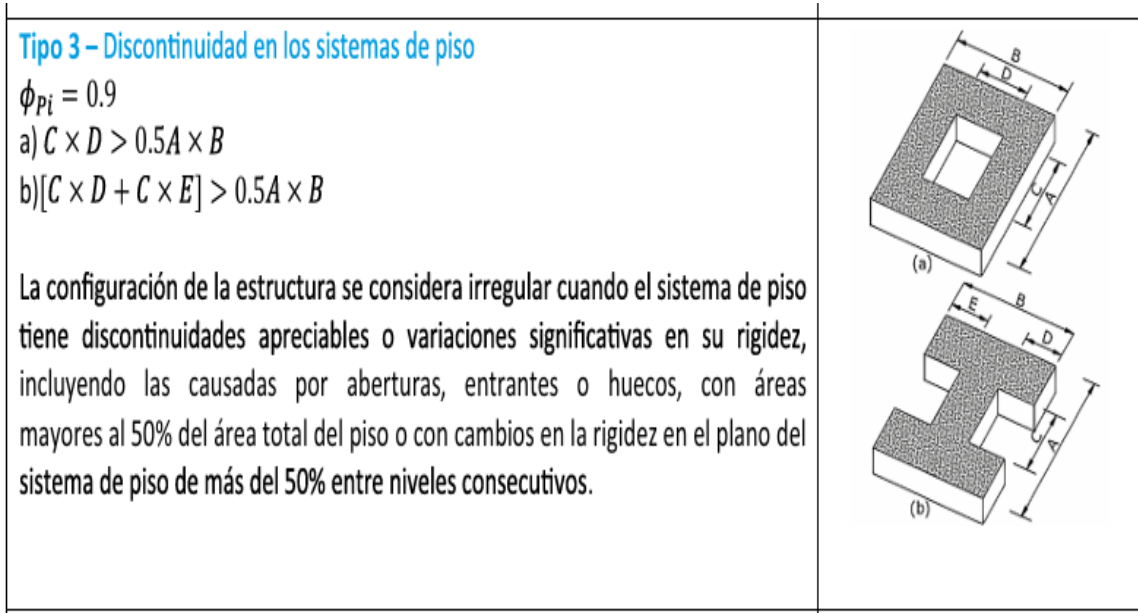
Figura 28- Planta rectangular



Fuente: ETABS V21

Tipo 3 – Discontinuidad en los sistemas de piso

Figura 29 – Irregularidad discontinuidad en los sistemas de piso

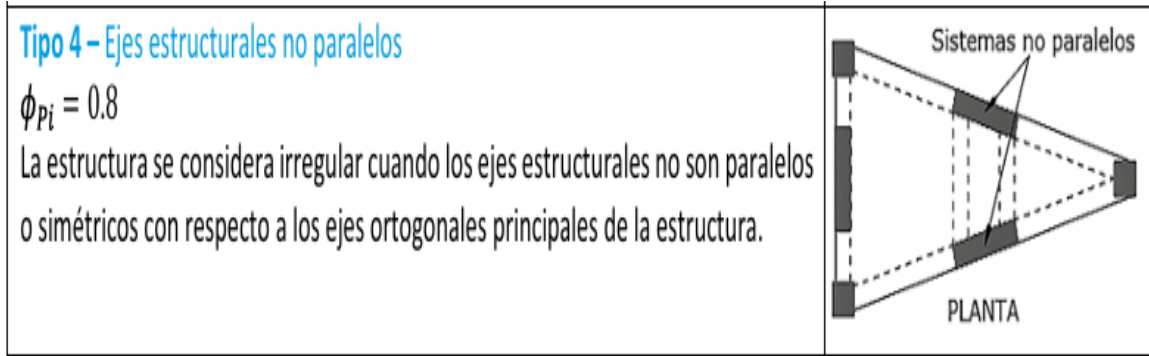


Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

Dado que todos los niveles comparten una misma configuración en planta y el edificio no presenta entrantes ni variaciones geométricas, no se considera la presencia de este tipo de irregularidad, manteniéndose una configuración completamente regular en planta.

Tipo 4 – Ejes estructurales no paralelos

Figura 30 – Irregularidad ejes estructurales no paralelos



Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

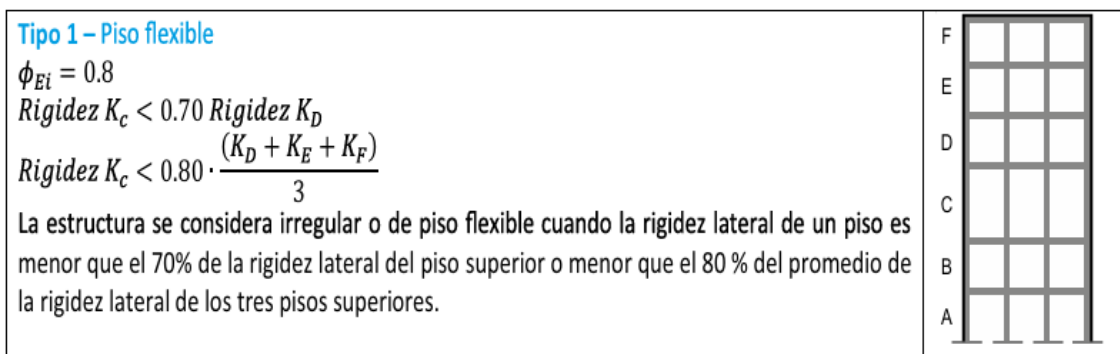
Al ser un edificio con forma rectangular, todos sus ejes son ortogonales.

Factores de irregularidad en elevación:

3.11.5.2. Irregularidad en elevación

Tipo 1 – Piso flexible

Figura 31 – Irregularidad piso flexible

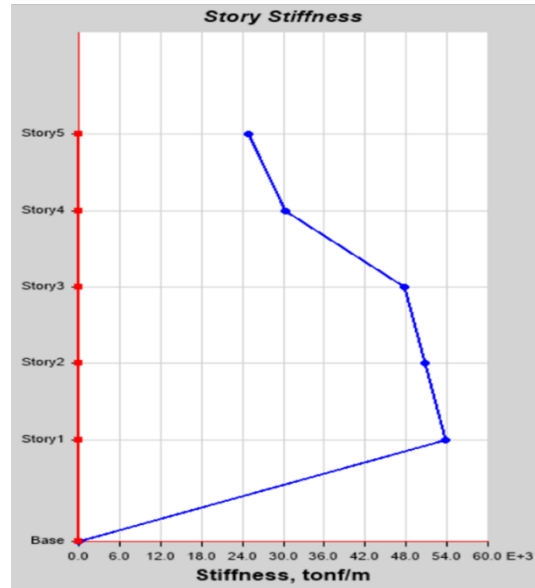


Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

Para determinar si una estructura posee irregularidad por piso flexible es necesario comparar las rigideces entre cada uno de los niveles del edificio. Esto

ocurre porque la rigidez del diafragma no es suficiente para distribuir las cargas laterales de manera uniforme entre los elementos verticales.

Figura 32– Rigidez en eje X



Fuente: ETABS V21

Figura 33– Rigidez en eje Y



Fuente: ETABS V21

La norma establece que para que se cumpla la irregularidad por piso flexible la rigidez lateral de un piso debe ser menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.

Figura 34– Piso flexible

PISO FLEXIBLE							
NIVEL	ELEVACION	X	Y	X	Y	X	Y
	m	tonf/m	tonf/m	$K_c < 0.70$ Rigidez K_D		$K_c < 0.80 \cdot \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$	
NIVEL 1	4	52713.29	51562.7				
NIVEL 2	7	49316.6	47549.93	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
NIVEL 3	10	46057.6	44072.29	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
NIVEL 4	13	29396.4	28464.49	NO APLICA	NO APLICA		
NIVEL 5	16	23822.18	23046.71	NO APLICA	NO APLICA		

Fuente: Elaboración propia

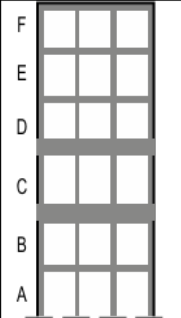
Tipo 2 – Distribución de masa

Figura 35 – Irregularidad distribución de masa

Tipo 2 – Distribución de masa

$\phi_{Ei} = 0.9$
 $m_D > 1.50m_E$ o
 $m_D > 1.50m_C$

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.



Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

Tabla 32– Distribución de masa

DISTRIBUCION DE MASA				
NIVEL	X	Y	X	Y
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	$m_D > 1.50m_E$ o $m_D > 1.50m_C$	$m_D > 1.50m_E$ o $m_D > 1.50m_C$
NIVEL 1	44.700	44.700		
NIVEL 2	43.138	43.138	NO APLICA	NO APLICA
NIVEL 3	42.146	42.146	NO APLICA	NO APLICA
NIVEL 4	39.483	39.483	NO APLICA	NO APLICA
NIVEL 5	31.218	31.218	NO APLICA	NO APLICA

Fuente: Elaboración propia

No se considera irregular debido a que la masa de cualquier piso no es mayor que el 1.5 veces de la masa de uno de los pisos adyacentes.

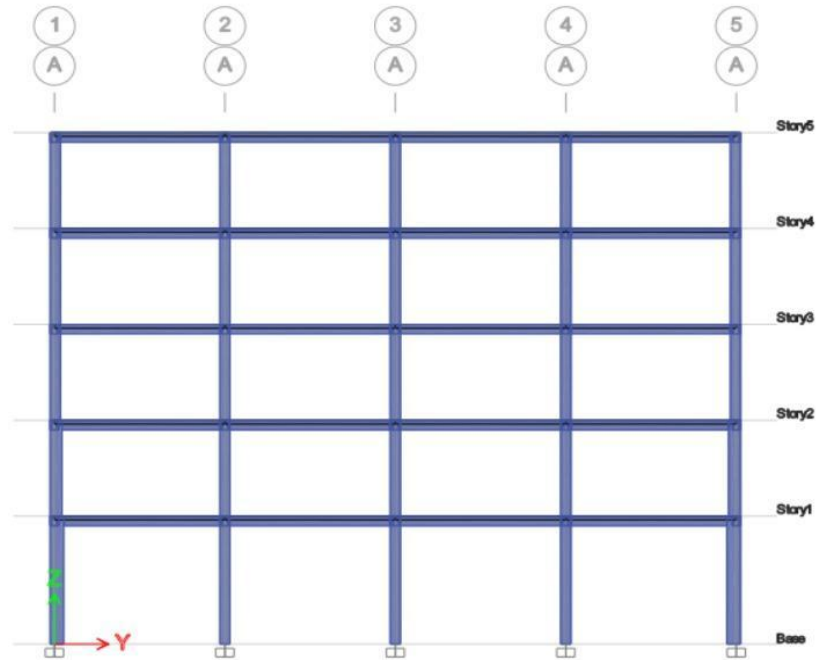
Tipo 3 – Irregularidad geométrica

Figura 36 – Irregularidad geométrica

<p>Tipo 3 – Irregularidad geométrica</p> <p>$\phi_{El} = 0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
---	--

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

Figura 37 - Vista en elevación del edificio



Fuente: ETABS V21

No existe variación en áreas entre pisos adyacentes.

Tipo 4 – Piso débil

Figura 38 Irregularidad piso débil

<p>Tipo 4 – Piso débil</p> <p>$\phi_{Ei} = 0.8$</p> <p>Fuerza de piso $F_{PB} < 0.7 F_{PC}$</p> <p>Fuerza de piso $F_{PB} < 0.80 \cdot \frac{(F_C + F_D + F_E)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular o de piso débil, cuando la resistencia lateral de un piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior o menor que el 80 % del promedio de la resistencia lateral de los tres pisos superiores. Entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.</p>	
---	--

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

Tabla 33– Cortante de piso en dirección X y Y

IRREGULARIDAD POR PISO DEBIL							
NIVEL	ELEVACION	FUERZA SISMICA		X		Y	
	m	SISMO X(tonf)	SISMO Y(tonf)	Fuerza de piso $F_{PB} < 0.7 F_{PC}$	Fuerza de piso $F_{PB} < 0.80 \cdot \frac{(F_C + F_D + F_E)}{3}$	Fuerza de piso $F_{PB} < 0.7 F_{PC}$	Fuerza de piso $F_{PB} < 0.80 \cdot \frac{(F_C + F_D + F_E)}{3}$
NIVEL 1	4	25.786	25.279				
NIVEL 2	7	43.367	42.579	APLICA	APLICA	APLICA	APLICA
NIVEL 3	10	56.260	55.347	NO APLICA	APLICA	NO APLICA	APLICA
NIVEL 4	13	73.212	72.057	NO APLICA		NO APLICA	
NIVEL 5	16	76.809	76.020	NO APLICA		NO APLICA	

Fuente: ETABS V21

La estructura se consideró irregular debido a que la resistencia lateral del nivel 1 en el eje X es inferior al 70% de la resistencia del piso inmediato superior. Asimismo, en los niveles 1 y 2, la resistencia lateral en el mismo eje resulta menor al 80% del promedio de la resistencia lateral de los tres pisos superiores. Este mismo comportamiento se presenta de manera constante en el eje Y.

3.11.5.3. Determinación del factor de regularidad

Se produce a evaluar los factores de regularidad conforme la tabla No. 5 presentada en el marco teórico.

Tabla 34 – Tabla de factor de regularidad

Tabla 5.4.1 - Factor de Regularidad

Factor de regularidad en planta	Factor de regularidad en elevación
$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$	$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$
Donde: D	onde:
Φ_P -- Factor de regularidad en planta	Φ_E -- Factor de regularidad en elevación
Φ_{PA} – Mínimo valor de ϕ_{Pi} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1,2 y/o 3.	Φ_{EA} – Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1 y 4.
Φ_{PB} – Mínimo valor de ϕ_{Pi} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 4.	Φ_{EB} – Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 2 y 3.
ϕ_{Pi} – Factor de irregularidad en planta	ϕ_{Ei} – Factor de irregularidad en elevación

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

Tabla 35– Tabla Factores de regularidad

IRREGULARIDAD EN PLANTA		IRREGULARIDAD EN ELEVACION	
ΦPA	1	ΦEA	0.8
ΦPB	1	ΦEB	1
ΦP	1	ΦE	0.8

Fuente: Elaboración propia

Por consecuencia, la estructura es irregular, por lo que el espectro de respuesta asignado anteriormente a la estructura debe ser cambiado.

3.11.6. Clasificación por material y sistema estructural

Mediante la tabla 5.5.1 de la Norma Sismorresistente de la Ciudad de Managua, “Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas” se seleccionó el tipo de marcos de momento especiales de concreto armado.

Tabla 36 - Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas

Sistema Estructural	Coeficiente de modificación respuesta, R^a	Factor de sobrerresistencia, Ω_o^b	Coeficiente de deflexión, C_d	Distorsión Máxima De piso γ_{max}	Incluyendo el límite de altura (m) ^c			
					Categoría de diseño sísmico			
					A	B	C	D
C. SISTEMAS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO								
1. Marcos de momento especiales de acero	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
2. Marcos de momento de cerchas especiales de acero	7	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	50
3. Marcos de momento intermedio de acero	4 ½	3	4	0.020	SL	SL	SL	9 ^f
4. Marcos de momento ordinario de acero	3 ½	3	3	0.015	SL	SL	SL	NP ^f
5. Marcos de momento especiales de concreto armado	8	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	SL
6. Marcos de momento intermedios de concreto armado	5	3	4 ½	0.015	SL	SL	SL	NP
7. Marcos de momento ordinarios de concreto armado	3	3	2 ½	0.010	SL	SL	NP	NP
8. Marcos de momento especiales compuestos ^d	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
9. Marcos de momento intermedio compuestos ^d	5	3	4 ½	0.020	SL	SL	SL	NP
10. Marcos de momento ordinario compuestos ^d	3	3	2 ½	0.015	SL	SL	NP	NP

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

3.11.7. Clasificación por tipo de suelo

Según la tabla ubicada en el apartado de anexos “14.4 Tabla de sitios con sus respectivas coordenadas y Vs30”, correspondiente al sector de estudio "Residencial Las Brisas", la velocidad de onda de corte (Vs30) es de 275 m/s. Con base en este dato, se pudo determinar la clasificación del tipo de suelo como Tipo D, es decir, suelo rígido. Esto se debe a que la velocidad de onda de corte se encuentra dentro del rango mayor a 180 m/s y menor a 360 m/s.

Tabla 37 – Tabla de sitios con sus respectivas coordenadas y Vs30

14.4 Tabla de sitios con sus respectivas coordenadas y Vs30

NOMBRE DEL SITIO	Coordenadas UTM			Vs30(m/s)	Color en Mapa
	Este	Norte	Vs30(m/s)		
Compañía Cervecería De Nicaragua	586866.2522	1344473.103	560		
LAURELES SUR	588119.1593	1340753.302	538		
Pista Cardenal Miguel Obando	579513.0318	1340143.889	529		
NIMAC	586335	1342717	516		
Pista Jean Paul Geniee	580573.6653	1338036.719	502		
Parque Luis Alfonso	579182	1343520	502		
Cementerio Villa Libertad	586502.9907	1341438.907	498		
UNI	579507.8	1341271	487		
Planta De La PARMALAT	583309.5039	1343776.24	476		
Villilib	587864	1339217	473		
Tipitapa	596849.6	1344502	473		
Parque Manuel Fernandez	587304	1339926	469		
Hotel Balmoral (SWM2)	579505	1343401	464		
UNI - RUPAP	583445.9257	1341817.823	459		
Parque Villa Dignidad	58806.84	1341456.82	454		
Anexo Villa Libertad	584936.7895	1341331.363	445		
Cofradía 2.1 km NW	593855.3	1341353	444		
Catedral Vieja	579382	1343726	440		
UNAN - RUCFA	580357.6646	1342707.3	437		
Hogar Zacarias Guerra	584369.4293	1339412.314	436		
Colonia Centroamérica (SWM4)	581667	1339247	434		
ZG	581880.3	1339321	424		
Parque Hugo Chavez	583594	1340722	420		
Campo Deportivo Sabana Grande	591174	1340063	418		
Instituto Nacional del Deporte	577825	1341197	414		
Cristo Rey	579917.0668	1341642.522	412		
Repto. Tipitapa	579162	1340939	411		
Americas 2	587881.5	1344155	397		
Escombros de Santo Domingo	579549.902	1343674.168	394		
DINSA Carretera Nueva a Leon	571642.9	1342936.767	394		
Parque el Dorado	581946.66	1341555.03	388		
Parque Batallón Norte	575873	1342416	386		
10. 5 A Carretera A Masaya	584170.4322	1335664.383	381		
Poli-deportivo España	581822	1340309	378		
Cancha deportiva Villa Nueva	575083.2	1338351.03	377		
Pista de Atletismo Gadalá María	576618	1344212	376		

NOMBRE DEL SITIO	Coordenadas UTM			Vs30(m/s)	Color en Mapa
	Este	Norte	Vs30(m/s)		
Escuela Rosa Saron	578052	1339201	373		
Cantera	587998	1342608	369		
Memorial Sandino	577594.5824	1338198.028	369		
UNI_IES	579380.4597	1341400.88	364		
Parque las Piedrecitas	574859.1276	1341302.07	361		
Estadio de Beisbol San Luis	582494	1343191	360		
Chico Pelon	581270.8	1343553	357		
Las Americas	584763	1341395	354		
Villilib2	586877.3	1340011	348		
Bo.La Curva	588913	1341582	346		
Dorado	581964.2	1341564	345		
Br. Santa Clara	583138	1343790	344		
Las Torrez	582135	1343957	338		
UNA	591421.3611	1342743.127	337		
INETER	581851.3	1343234	336		
Estadio de Football Kranshow	577995.571	1343111.381	333		
Terreno Cigeo Lab	579276	1338737	333		
Quinta Nina	581258	1343562	331		
Br. Georgino Adrade	584050	1341819	325		
Las Torres	582143.7	1343963	321		
Americas1	584759.8	1341366	311		
Pista Suburbana	575866	1338223	306		
Bo. CM	588637.2	1341719	305		
Las Colinas	586247.5452	1338177.081	294		
ESCO RESERVA (SWM4)	574094	1342087	290		
Res. Brisas	594152	1343705	275		
Villa Don Bosco	582499	1340876	272		
Teatro Ruben Dario (SWM3)	579116	1344107	268		
CNA	592669.3	1341650	265		
Repto Sn. Juan	579301	1339296	246		
N.A.A.C.S	590689.3	1343001	234		
Escuela Pierre y Marre Currie	584805	1336420	232		
Refinería ESSO	574829.5522	1344209	230		
UNAN-Managua	579304.8484	1338894.969	229		
Col. Xol_ENACAL	584924.6	1343018	208		

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

Tabla 38 – Tabla de clasificación por tipo de suelo

Tabla 6.3.1 - Clasificación por tipo de suelo

Clasificación del sitio	Descripción	Definición		
		Velocidad de onda de corte V_s (m/s)	Resistencia de penetración estándar \bar{N}	Resistencia al corte del suelo sin drenar S_u (kg/cm ²).
A	Roca rígida	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy Denso y Roca Blanda	$360 < V_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 1.0$
D	Suelo Rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.5 \leq S_u \leq 1.0$
E	Suelo Blando	$V_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_u < 0.5$
E	-	Además, se considerará un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3m que tenga las siguientes características. <ol style="list-style-type: none"> 1. Índice de Plasticidad $PI > 20$ 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$ 3. Resistencia al cortante sin drenar $S_u < 0.2 \text{ kg/cm}^2$ 		

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

3.11.8. Factores de amplificación por tipo de suelo

El factor de ampliación por tipo de suelo (FAS) depende de la zona sísmica correspondiente. En este estudio, la zona sísmica considerada es la Zona 4 (Z4), determinada según la figura 6.2.1, titulada "Mapa de zonificación sísmica para Nicaragua". Además, el tipo de suelo previamente definido es Tipo D, por lo que el valor obtenido para el factor de ampliación es de 1.4.

Tabla 39 – Tabla de factores de amplificación vertical por tipo de suelo

6.4
Factores de
amplificación por
tipo de suelo F_{as}

Tabla 6.4.1 - Factores de amplificación vertical por tipo de suelo

Zona Sísmica	Tipo de Suelo				
	A	B	C	D	E
Z_1	0.8	1	1.4	1.7	2.2
Z_2	0.8	1	1.4	1.6	2.0
Z_3	0.8	1	1.4	1.5	ver nota
Z_4	0.8	1	1.3	1.4	ver nota

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

3.11.9. Factor de ajuste espectral por comportamiento de los suelos

Debido a que la clasificación del sitio corresponde al tipo "D", los valores obtenidos para los factores de ajuste espectral son $FS_{TB} = 2$ y $FS_{TC} = 5/3$. Estos valores reflejan la influencia del suelo rígido en la amplificación de las ondas sísmicas, y son fundamentales para ajustar el diseño estructural a las condiciones específicas del terreno.

Tabla 40 – Tabla de factor de ajuste espectral F_s para T_b y T_c

6.5
Factor de ajuste
espectral por
comportamiento
de los suelos

Tabla 6.5.1 - Factor de ajuste espectral F_S para T_b y T_c

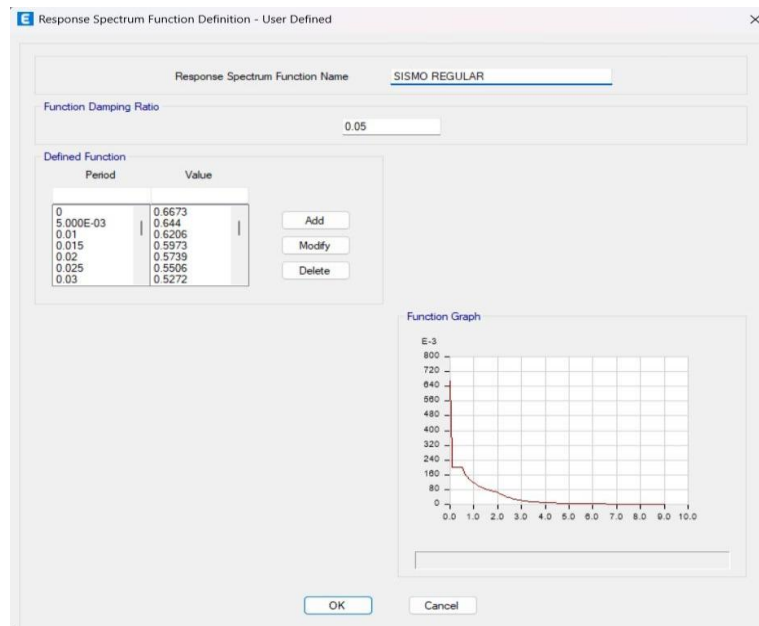
Clasificación del sitio	FS_{Tb}	FS_{Tc}
A	1	5/6
B	1	1
C	1	4/3
D	2	5/3

Fuente: Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

3.12. Espectro de diseño obtenido

Se logró realizar los cálculos correspondientes a la irregularidad de la estructura, siendo el resultado obtenido que la estructura posee irregularidad del tipo piso débil, debido a eso, se debe modificar el espectro que se había asignado al programa.

Figura 39- Espectro de respuesta considerando una estructura regular



Fuente: ETABS V21

3.13. Combinaciones de cargas

Las estructuras, sus componentes y cimentaciones deben ser proyectados de forma que la resistencia de diseño sea igual o superior a los efectos producidos por las cargas factorizadas, considerando las combinaciones establecidas en la normativa. De acuerdo con la Sección 7.5.1 – Combinaciones básicas LRFD de la NSCM-2022, no es necesario contemplar la acción simultánea de cargas de viento y sísmicas.

1. $1.4CM + H$
2. $1.2CM + 1.6CV + 0.5C_{VT} + C_{CV} + H$
3. $1.2CM + 1.6(C_{VT} \text{ o } C_{CV}) + (CV \text{ o } 0.5V) + H$
4. $1.2CM + V + CV + 0.5(C_{VT} \text{ o } C_{CV}) + H$
5. $0.9CM + V + H$

A continuación, la nomenclatura de las cargas para combinaciones de la norma.
 CM = Carga permanente, peso propio de estructura y carga adicional a la estructura que es fija o tenga carácter permanente (equipos, acabados, fachadas, etc.).

CV = Carga variable definida en sección 7.1

C_{VT} = Carga variable de techo

C_{CV} = Carga por Ceniza Volcánica (ver mapas de riesgo de INETER)

H = Empuje del suelo, presión lateral del agua o presión de material almacenado.

V = Carga por Viento

6. $1.2CM + Ev + 0.30Sx + Sy + CV$
7. $1.2CM + Ev - 0.30Sx + Sy + CV$
8. $1.2CM + Ev + 0.30Sx - Sy + CV$
9. $1.2CM + Ev - 0.30Sx - Sy + CV$
10. $1.2CM + Ev + Sx + 0.30Sy + CV$
11. $1.2CM + Ev - Sx + 0.30Sy + CV$
12. $1.2CM + Ev + Sx - 0.30Sy + CV$

$$13. 1.2CM + Ev - Sx - 0.30Sy + CV$$

$$14. 0.9CM - Ev + 0.30Sx + Sy$$

$$15. 0.9CM - Ev - 0.30Sx + Sy$$

$$16. 0.9CM - Ev + 0.30Sx - Sy$$

$$17. 0.9CM - Ev - 0.30Sx - Sy$$

$$18. 0.9CM - Ev + Sx + 0.30Sy$$

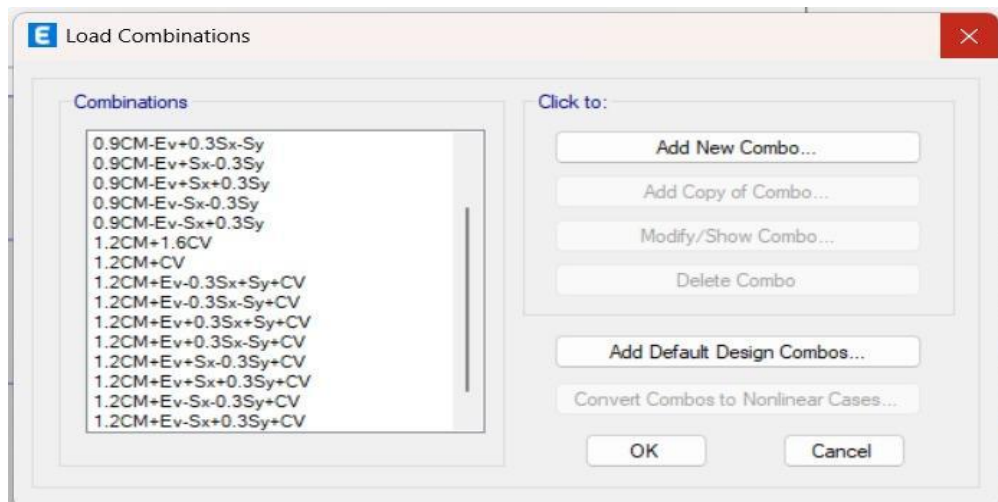
$$19. 0.9CM - Ev - Sx + 0.30Sy$$

$$20. 0.9CM - Ev + Sx - 0.30Sy$$

$$21. 0.9CM - Ev - Sx - 0.30Sy$$

El techo está destinado únicamente a cumplir su función como cubierta de protección, sin acceso peatonal ni uso público, y sin fines de almacenamiento. Por lo tanto, se considera un techo no accesible según los criterios establecidos en normas internacionales.

Figura 40- Combinaciones de carga s introducidas en el modelado



Fuente: ETABS V21

3.14. Número de modos en el método dinámico espectral (MDE)

Se efectuará un análisis modal para determinar los modos naturales de vibración de la estructura. Dicho análisis considerará tres modos de vibración por nivel, de manera que se garantice al menos un 90% de participación modal de la masa sísmica en cada una de las direcciones horizontales ortogonales.

Tabla 41– Determinación de modos de vibrar y porcentajes de participación de masas

COEFICIENTE DE PARTICIPACION DE MASA								
Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1	0.647	0.000	0.830	0.000	0.830	0.000	0.000
2	2	0.636	0.832	0.000	0.832	0.830	0.000	0.000
3	3	0.559	0.000	0.000	0.832	0.830	0.830	0.830
4	4	0.237	0.000	0.116	0.832	0.947	0.000	0.830
5	5	0.235	0.116	0.000	0.948	0.947	0.000	0.830
6	6	0.208	0.000	0.000	0.948	0.947	0.116	0.947
7	7	0.127	0.000	0.034	0.948	0.981	0.000	0.947
8	8	0.125	0.033	0.000	0.981	0.981	0.000	0.947
9	9	0.111	0.000	0.000	0.981	0.981	0.035	0.981
10	10	0.09	0.000	0.013	0.981	0.994	0.000	0.981
11	11	0.089	0.013	0.000	0.994	0.994	0.000	0.981
12	12	0.078	0.000	0.000	0.994	0.994	0.013	0.994
13	13	0.06	0.000	0.006	0.994	1.000	0.000	0.994
14	14	0.06	0.006	0.000	1.000	1.000	0.000	0.994
15	15	0.053	0.000	0.000	1.000	1.000	0.006	1.000

Fuente: ETABS V21

Se observa que en el segundo modo de vibración se logra alcanzar el 90% de la participación de las masas, que es el mínimo solicitado por la normativa en la sección 8.2.2.2. Por lo tanto, el periodo fundamental en X de la estructura es: 0.235seg, y en Y: 0.237seg.

3.15. Cálculo de fuerza sísmica

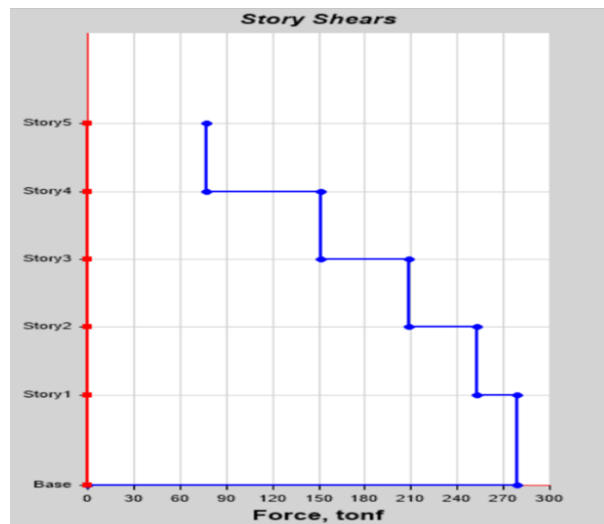
El software Etabs V21 proporciona el cortante de piso para ambas direcciones, se calcula fuerza sísmica con la resta del cortante inferior menos el superior.

Figura 41- Cortante de piso en eje X



Fuente: ETABS V21

Figura 42- Cortante de piso en eje X



Fuente: ETABS V21

Tabla 42– Tabla de cortante de piso y fuerza sísmica

FUERZA SISMICA					
NIVEL	ELEVACION	CORTANTE DE PISO		FUERZA SISMICA	
	m	SISMO X(tonf)	SISMO Y(tonf)	SISMO X(tonf)	SISMO Y(tonf)
NIVEL 1	4	275.435	271.282	25.786	25.279
NIVEL 2	7	249.648	246.002	43.367	42.579
NIVEL 3	10	206.281	203.423	56.260	55.347
NIVEL 4	13	150.021	148.077	73.212	72.057
NIVEL 5	16	76.809	76.020	76.809	76.020

Fuente: ETABS V21

3.16.Cálculo del periodo fundamentan aproximado

$$T_a = C_t * h_n^x \quad (Ec. 2)$$

Tabla 43– Coeficiente para el cálculo del periodo aproximado

C _t	0.0466
x	0.90
h _n	16.00 m

Fuente: Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

$$T_a = 0.565seg$$

3.17.Cálculo del periodo fundamental máximo

$$T_{m\acute{a}x} = C_u * T_a \quad (Ec. 3)$$

$$a_0 = 0.366670$$

$$F_{as} = 1.4$$

$$F_{as} * a_0 = 0.513338$$

Tabla 44– Coeficiente para límite superior del período máximo calculado

$F_{as} * a_0$	C_u
≥ 0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Fuente: Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

$$C_u = 1.4$$

$$T_a = 0.565 \text{ seg}$$

$$T_{m\acute{a}x} = 0.7910828 \text{ seg}$$

Debido a que el periodo fundamental extraído de la tabla 32 es mayor al periodo máximo calculado se usará $T_{m\acute{a}x}$ como periodo fundamental máximo en ambos ejes.

$$T_{m\acute{a}x}X = 0.235 \text{ seg}$$

$$T_{m\acute{a}x}Y = 0.237 \text{ seg}$$

3.18. Cálculo del coeficiente sísmico

Figura 43– Coeficiente sísmico

$$C_s = \begin{cases} \frac{\beta A_0}{R_o} & 0 \leq T \leq FS_{T_c} \cdot T_c \\ \frac{\beta A_0}{R_o} \left(\frac{F_s T_c}{T} \right)^p & FS_{T_c} \cdot T_c \leq T \leq T_d \\ \frac{\beta A_0}{R_o} \left(\frac{F_s T_c}{T} \right)^p \left(\frac{T_d}{T} \right)^q & T_d \leq T \end{cases}$$

Fuente: Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

$$T \leq FS_{Tc} * T_c$$

$$0.235seg \leq 1.6667 * 0.3seg = 0.5seg$$

$$0.237seg \leq 1.6667 * 0.3seg = 0.5seg$$

Tabla 45– Factores de espectro de respuesta

FS _{Tc}	5/3
FS _{Tb}	2
T _b	0.05 seg
T _c	0.3 seg
T _d	2 seg
B	2.4
a ₀	0.36667
F _{as}	1.4
I	1.3

Fuente: Norma sismorresistente para la Ciudad de Managua 2022

$$A_0 = a_0 * F_{as} * I \quad (Ec. 4)$$

$$A_0 = 0.6673394seg$$

$$C_s X = \frac{\beta * A_0}{R_0} \quad (Ec.5)$$

$$R_0 = R * \emptyset \quad (Ec. 6)$$

$\emptyset =$ Factor de regularidad

$$R_0 = 6.4$$

$$C_s X, Y = 0.25025$$

3.18.1. Cálculo del coeficiente sísmico mínimo

$$C_{smin} = F_{STc} * \beta * \frac{A_0}{2 * R_0} \quad (Ec. 7)$$

$$C_{smin} = 0.2085436$$

Se utiliza el valor más alto de los coeficientes sísmicos calculados:

$$C_s X, Y = 0.25025$$

3.19. Cálculo del cortante basal estático

De la tabla 31 se extrae el valor del peso del edificio

$$W = 1968.055 \text{ tonf}$$

$$V_{be} = W * C_s \quad (Ec. 8)$$

$$V_{be} X, Y = 492.5101 \text{ tonf}$$

3.20. Cálculo del cortante dinámico

Tabla 46– Tabla de cortante basal dinámico

CORTANTE BASAL DINAMICO		
SISMO	tonf	tonf
X	344.3192	0
Y	0	339.119

Fuente: ETABS V21

$$V_{bD} X = 344.3192 \text{ tonf}$$

$$V_{bD} Y = 339.1190 \text{ tonf}$$

3.21.Relación de cortantes

$$\frac{V_{bD^{X,Y}}}{V_{be^{X,Y}}} \quad (Ec. 9)$$

$$\frac{V_{bD^X}}{V_{be^X}} = 0.6991$$

$$\frac{V_{bD^Y}}{V_{be^Y}} = 0.6886$$

Ambas relaciones dan menor al 100% que menciona la norma en la sección 8.2-1 por lo cual es necesario aplicar factor de escalamiento para incrementar las fuerzas ya que la cortante dinámica es menor al cortante estático.

3.22.Cálculo factor de escalamiento

$$\frac{V_{be^{X,Y}}}{V_{bD^{X,Y}}} \quad (Ec. 10)$$

$$\frac{V_{be^X}}{V_{bD^X}} = 1.43$$

$$\frac{V_{be^Y}}{V_{bD^Y}} = 1.45$$

Se propone un factor de escalamiento de 1.5 para ambos ejes.

3.23.Recalculando de cortante basal dinámico

El programa arroja el cortante de piso para ambas direcciones y se multiplican por el factor de escalamiento, Se obtiene:

Tabla 47– Cortante basal dinámico factorado

SISMO	CORTANTE BASAL
	tonf
X	344.3192
Y	339.119

Fuente: ETABS V21

El cortante basal dinámico es igual al cortante basal estático calculado.

3.24. Cálculo de las derivas de piso

El valor de los desplazamientos y de las derivas deberán ser multiplicador por C_d/I , con el objetivo de obtener los desplazamientos máximos.

$$\Delta_{x,y} = \frac{\Delta_{x,y} * C_d}{I} \quad (\text{Ec. 11})$$

$$\Delta_{x1} = \Delta_{x1} * \frac{C_d}{I} = 9.799 \text{ mm} * \frac{5.5}{1.3} = 41.457 \text{ mm}$$

$$\Delta_{x2} = (\Delta_{x2} - \Delta_{x1}) * \frac{C_d}{I} = (19.272 \text{ mm} - 9.799 \text{ mm}) * \frac{5.5}{1.3} = 40.078 \text{ mm}$$

$$\Delta_{x3} = (\Delta_{x3} - \Delta_{x2}) * \frac{C_d}{I} = (27.584 \text{ mm} - 19.272 \text{ mm}) * \frac{5.5}{1.3} = 35.3166 \text{ mm}$$

$$\Delta_{x4} = (\Delta_{x4} - \Delta_{x3}) * \frac{C_d}{I} = (36.854 \text{ mm} - 27.584 \text{ mm}) * \frac{5.5}{1.3} = 389.219 \text{ mm}$$

$$\Delta_{x5} = (\Delta_{x5} - \Delta_{x4}) * \frac{C_d}{I} = (42.578 \text{ mm} - 36.854 \text{ mm}) * \frac{5.5}{1.3} = 24217 \text{ mm}$$

$$\Delta_{y1} = \Delta_{y1} * \frac{C_d}{I} = 9.866 \text{ mm} * \frac{5.5}{1.3} = 41.741 \text{ mm}$$

$$\Delta_{y2} = (\Delta_{y2} - \Delta_{y1}) * \frac{C_d}{I} = (19.547 \text{ mm} - 9.866 \text{ mm}) * \frac{5.5}{1.3} = 40.958 \text{ mm}$$

$$\Delta_{y3} = (\Delta_{y3} - \Delta_{y2}) * \frac{C_d}{I} = (28.112 \text{ mm} - 19.547 \text{ mm}) * \frac{5.5}{1.3} = 36.237 \text{ mm}$$

$$\Delta_{y4} = (\Delta_{y4} - \Delta_{y3}) * \frac{C_d}{I} = (37.557 \text{ mm} - 28.112 \text{ mm}) * \frac{5.5}{1.3} = 39.960 \text{ mm}$$

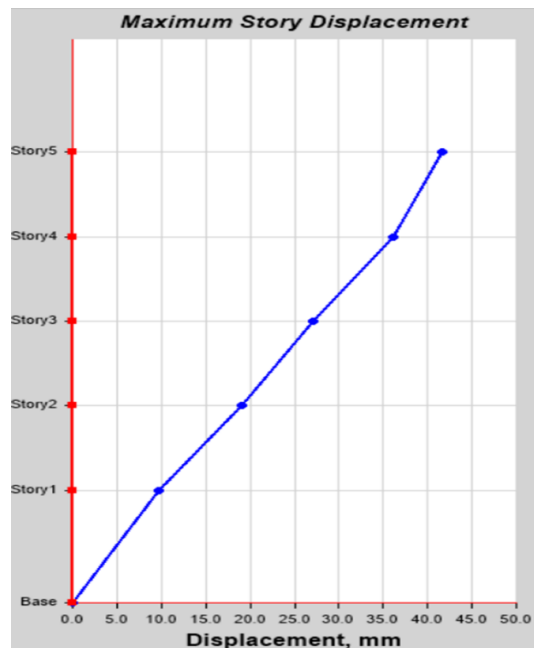
$$\Delta_{y5} = (\Delta_{y5} - \Delta_{y4}) * \frac{C_d}{I} = (43.407 \text{ mm} - 37.557 \text{ mm}) * \frac{5.5}{1.3} = 24.750 \text{ mm}$$

3.25.Cálculo de distorsión de piso máxima permitida

En el apartado 10.4 de la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua nos indica que: “Para estructuras con categorías de riesgo I y II, la distorsión máxima $\gamma_{m\acute{a}x}$ se especifica en la tabla 5.5.1- Para la categoría de riesgo III, la distorsión máxima no será mayor que el 75% del valor especificado en dicha tabla, y para la categoría de riesgo IV, la distorsión máxima no será mayor que el 50% del valor de la misma tabla”.

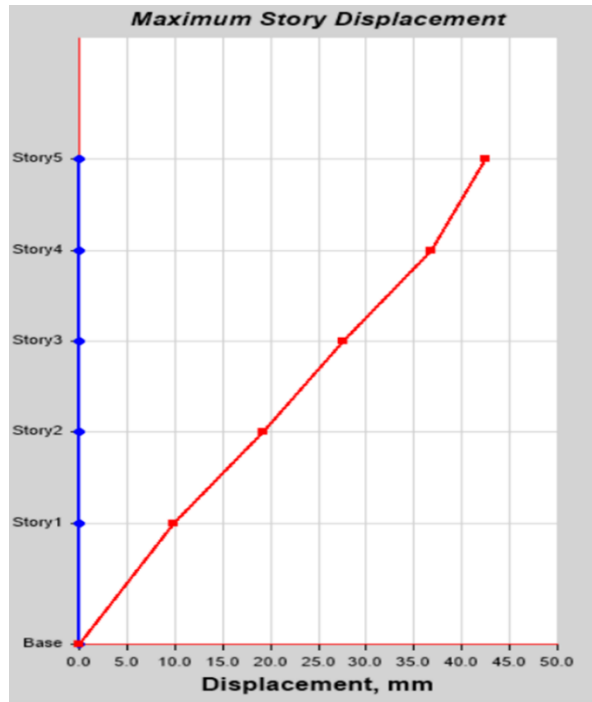
$$\gamma_{m\acute{a}x} = 0.02 * 75\% = 0.015$$

Figura 44– Desplazamientos máximos en eje X



Fuente: ETABS V21

Figura 45- Desplazamientos máximos en eje Y



Fuente: ETABS V21

Tabla 48 - Tabla para el cálculo de distorsiones máximas permitidas en dirección X e Y

DISTORSIONES MAXIMAS PERMITIDAS									
Nivel	Elevación (mm)	Δx (mm)	Δy (mm)	Deriva x (mm)	Deriva y (mm)	$\delta_{max x}$	Comentarios	$\delta_{max y}$	Comentarios
Nivel 1	4000	9.7990	9.8660	41.4573	41.7408	0.0104	Cumple	0.0104	Cumple
Nivel 2	3000	19.2720	19.5470	40.0781	40.9581	0.0134	Cumple	0.0137	Cumple
Nivel 3	3000	27.5840	28.1120	35.1662	36.2365	0.0117	Cumple	0.0121	Cumple
Nivel 4	3000	36.8540	37.5570	39.2192	39.9596	0.0131	Cumple	0.0133	Cumple
Nivel 5	3000	42.5780	43.4070	24.2169	24.7500	0.0081	Cumple	0.0082	Cumple

Fuente: Elaboración propia

3.26. Cálculo de la distorsión el efecto P – DELTA

La Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua define el efecto P- como: “efecto secundario producido por las cargas verticales y los desplazamientos

laterales, sobre las solicitaciones en los miembros de la estructura deformada” (ibidem, p.9).

Los efectos P- Δ se deberán tomar en cuenta en las dos direcciones principales de la estructura para determinar el factor de incremento y la evaluación de la estabilidad global de esta. Cuando el coeficiente de estabilidad (θ) expresión sea igual o menor que 0.1 no será necesario hacer un análisis P-Δ (ibidem, p.103).

$$\theta = \frac{P_i * \Delta_i * I}{V_i * h_i * C_d} \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde:

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i.

Δ_i : Deriva del piso i calculada según la sección 10.2

I: Factor de importancia de la sección 5.2

V_i : Cortante sísmico del piso i

h_i : Altura del piso i

C_d : Coeficiente de deflexión según sección 5.5

Tabla 49– Tabla para el cálculo de Efecto de segundo orden P – Delta eje X

COEFICIENTE DE ESTABILIDAD EN EJE X							
NIVEL	PESO (tonf)	DERIVA (mm)	I	Vd (tonf)	H (mm)	CD	θ
1	438.361	9.799	1.3	516.482	4000	5.5	0.0005
2	423.043	19.272	1.3	468.045	3000	5.5	0.0014
3	413.312	27.584	1.3	386.741	3000	5.5	0.0023
4	387.194	36.854	1.3	281.271	3000	5.5	0.0040
5	306.144	42.578	1.3	143.990	3000	5.5	0.0071

Fuente: ETABS V21

Tabla 50- Tabla para el cálculo de Efecto de segundo orden P – Delta eje Y

COEFICIENTE DE ESTABILIDAD EN EJE Y							
NIVEL	PESO (tonf)	DERIVA (mm)	I	Vd (tonf)	H (mm)	CD	θ
1	438.361	9.866	1.3	508.681	4000	5.5	0.0005
2	423.043	19.547	1.3	461.195	3000	5.5	0.0014
3	413.312	28.112	1.3	381.371	3000	5.5	0.0024
4	387.194	37.557	1.3	277.618	3000	5.5	0.0041
5	306.144	43.407	1.3	142.507	3000	5.5	0.0073

Fuente: ETABS V21

En ambos ejes cumple la condición ya que el coeficiente de estabilidad es menor a 0.10.

3.27.Consideraciones de diseño

Esta sección se divide en dos apartados: el diseño de elementos estructurales (vigas y columnas) y el diseño de cimentaciones.

El diseño de vigas se llevará a cabo considerando los métodos de flexión, cortante y torsión, y columnas considerando los métodos cumpliendo con los criterios establecidos por el ACI 318-19 para estructuras sismorresistentes de concreto reforzado, marcos resistentes a momento (SMF). Por su parte, el diseño de las cimentaciones se realizará utilizando zapatas aisladas, adecuadas para las cargas del edificio y las características del terreno, garantizando estabilidad y control de asentamientos.

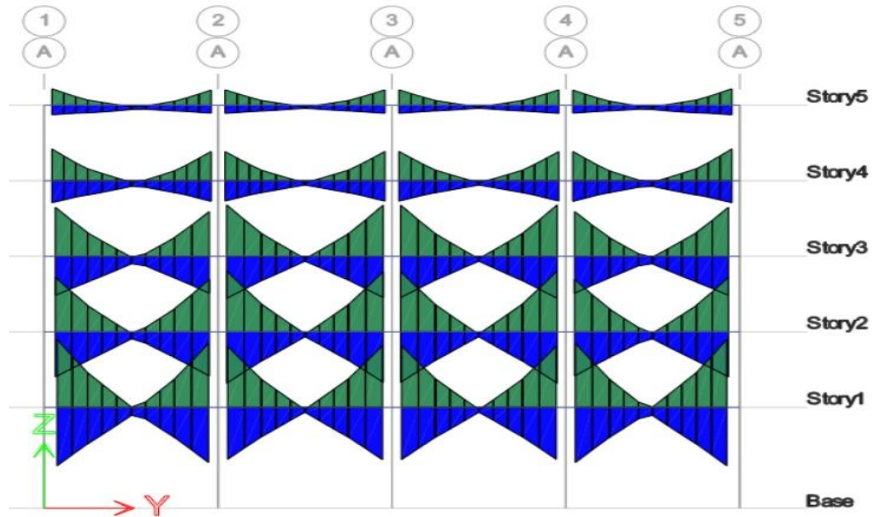
3.28.Diseño de vigas

3.28.1. Consideraciones de dimensionamiento

Mediante el uso del programa ETABS se obtuvo la tabla mostrada, la cual presenta un resumen de los principales resultados del diseño estructural de la viga ubicada en el primer nivel. Esta tabla integra los valores finales calculados por el software para la flexión (momentos últimos), el corte (cortante último), el momento torsor último, así como la carga axial última asociada al elemento. Estos

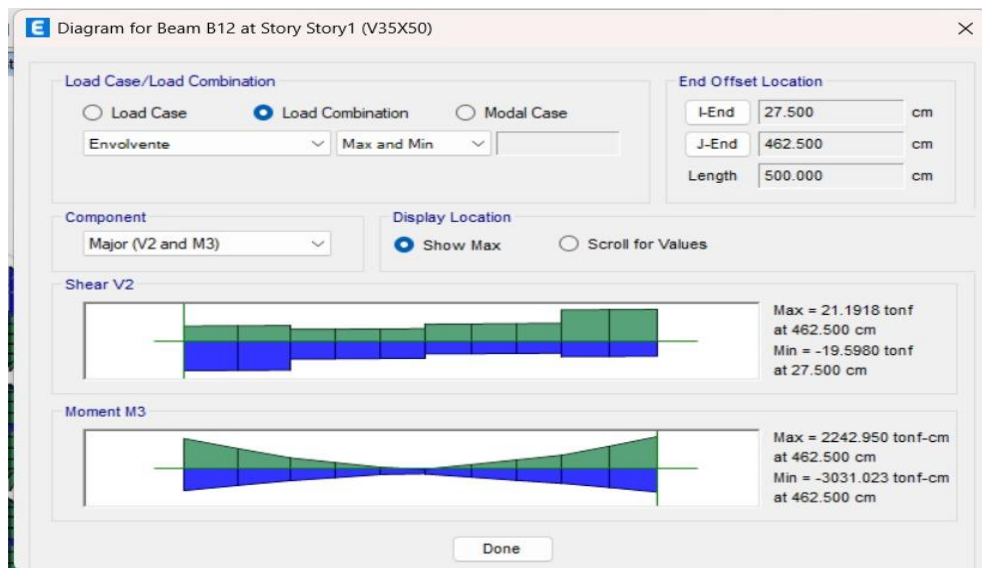
parámetros son fundamentales para verificar la resistencia de la sección, determinar el refuerzo requerido y garantizar que la viga cumpla con los criterios de diseño establecidos por la normativa ACI 318-19.

Figura 46 – Diagrama de momento



Fuente: ETABS V21

Figura 47 – Diagrama de momento sección de viga B12



Fuente: ETABS V21

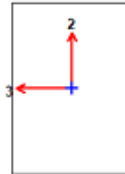
Tabla 51 – Resumen de diseño de viga nivel I

ETABS 21.2.0

License #*1ARQU5H2NPN9ZGZ

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Beam Section Design (Summary)



Beam Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	B12	437	V35X50	Erwolvente	462.5	500	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{cl} (cm)	d _{cb} (cm)
35	50	35	0	6	6

Material Properties

E _c (tonf/cm ²)	f _c (tonf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (tonf/cm ²)	f _{ys} (tonf/cm ²)
218.82	0.211	1	4.218	4.218

Design Code Parameters

φ _r	φ _{Ctied}	φ _{Cspiral}	φ _{Vns}	φ _{Vs}	φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment tonf-cm	Design P _u tonf	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-3031.023	0	21.53	0	5.13	21.53
Bottom (-2 Axis)	2242.95	0	0.96	15.19	5.13	15.19

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} tonf	Shear φV _c tonf	Shear φV _s tonf	Shear V _p tonf	Rebar A _v /s cm ² /cm
23.8934	0	23.8934	15.6499	0.1716

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u (Part 1 of 2)

T _u tonf-cm	φT _{th} tonf-cm	φT _{cr} tonf-cm	Rebar A _t /s cm ² /cm	Rebar A _t cm ²	Cover cm	Area A _{cp} cm ²	Area A _{oh} cm ²	Area A _o cm ²
94.661	52.029	208.117	0.0164	5.78	4.445	1750	1073.4	912.4

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u (Part 2 of 2)

Perimeter, p _{cp} cm	Perimeter, p _h cm
170	134.44

Fuente: ETABS V21

A continuación, se detalla de forma explícita el desarrollo de cada uno de los diseños realizados. Para el nivel I y para los siguientes niveles, se presentará una tabla con los resultados obtenidos, con el fin de facilitar la interpretación y comparación de los valores utilizados en el proceso de diseño.

Tabla 52- Datos de los materiales

Datos de los materiales			
F_c	210	kg/cm ²	Resistencia del concreto
F_y	4200	kg/cm ²	Fluencia del acero longitudinal
E_a	2000000	kg/cm ²	Modulo de elasticidad del acero
E_c	218819.79	kg/cm ²	Modulo de elasticidad del concreto

Fuente: Elaboración propia

Tabla 53– Datos geométricos

Datos geometricos		
h	50 cm	Altura de la viga
b	35 cm	Ancho de la viga
db	19.05 mm	Diametro de las barras longitudinales
dest	10 mm	Diametro de los estribos
r_{libre}	4 cm	Recubrimiento libre
d	44.0475 cm	-
dt	44.0475 cm	-
Etabs	5.9525 cm	-
	0.06 m	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 54– Solicitaciones para el diseño de la sección

Solicitaciones para el diseño de la sección			
Mu₊	2242.95 tonf*cm	2242950 kg*cm	Momento último de diseño positivo
Mu₋	-3031.023 tonf*cm	3031023 kg*cm	Momento último de diseño negativo
Vu	23.8934 tonf	23893.4 kgf	Cortante última
Tu	94.661 tonf*cm	94661 kgf	Momento torsor último
Nu	0 tonf	0 kgf	Carga axial última

Fuente: Elaboración propia

Diseño de viga por flexión

Diseño de momento positivo y negativo

a. Cálculo de acero requerido:

Tabla 55– Valores de B1

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Fuente: Elaboración propia

$$\Phi = 0.9$$

$$B1 = 0.85$$

b. Cálculo de la profundidad del bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} \quad (\text{Ec. 13})$$

Tabla 56– Profundidad del bloque de compresión

	Momento positivo	Momento negativo
a	10.2485 cm	14.68674 cm

Fuente: Elaboración propia

c. Cálculo de la profundidad del eje neutro.

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (\text{Ec. 14})$$

Tabla 57– Profundidad del eje neutro

	Momento positivo	Momento negativo
c	12.05710413	17.27852345

Fuente: Elaboración propia

d. Cálculo de las deformaciones en el acero:

$$E_{cu} = 0.003 \text{ ACI 318.19 R21. 2.2}$$

$$E_{ty} = \frac{F_y}{E_a} \quad (\text{Ec. 15})$$

$$E_{ty} = 0.0021$$

$$E_t = E_{cu} \frac{d \cdot c}{c} \quad (\text{Ec. 16})$$

Tabla 58 – Deformación del acero

	Momento positivo	Momento negativo
E_t	0.0080	0.0046

Fuente: Elaboración propia

e. Cálculo del coeficiente de minoración:

Tabla 59– Factor de reducción de resistencia

Tabla 21.2.2 — Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción, ϵ_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transición ⁽¹⁾	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

⁽¹⁾ Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

Fuente: ETABS V21

Se confirma que el factor de reducción de resistencia es controlado por tracción en el caso de momento positivo, debido a que E_t es mayor que $E_{ty} + 0.003$.

En cambio, para el momento negativo, la deformación E_t resulta mayor que E_{ty} , pero menor que $E_{ty} + 0.003$; por lo tanto, el factor Φ debe determinarse mediante la siguiente expresión:

$$\Phi = 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(E_t - E_{ty})}{0.003} \quad (\text{Ec. 17})$$

$$\Phi = 0.8623$$

f. Cálculo del área del acero:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot F_y \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad (\text{Ec. 18})$$

Tabla 60– Área de acero

	Momento positivo	Momento negativo
As	15.2447 cm ²	22.8013 cm ²

Fuente: Elaboración propia

g. Cálculo de acero mínimo y máximo:

$$A_{smin} = \max \left(\frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{F_y} \cdot b \cdot d, \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \right) \quad (\text{Ec. 19})$$

$$A_{smax} = \frac{3 \cdot 0.85 \cdot B1}{1000 \cdot E_{ty} + 6} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 20})$$

Tabla 61– Acero mínimo y máximo

	Momento positivo	Momento negativo
Asmin	5.1389 cm ²	5.1389 cm ²
Asmax	20.6269	cm ²

Fuente: Elaboración propia

h. Acero que se debe proporcionar:

$$As_{(+)} = 15.2447 \text{ cm}^2, As_{(-)} = 22.8013 \text{ cm}^2$$

i. Distribución de aceros:

$$A_{barra} = \frac{\pi db^2}{4} \quad (Ec. 21)$$

$$A_{barra} = 2.8502 \text{ cm}^2$$

Tabla 62– Número de barras

	Momento positivo	Momento negativo
nbarras	6	8
Aprov	17.10141741 cm ²	22.80189 cm ²

Fuente: Elaboración propia

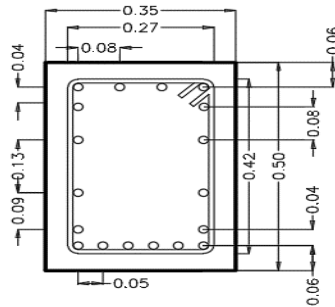
$$\Phi Mn = \Phi * A_{prov} * f_y * (d - \frac{a}{2}) \quad (Ec. 22)$$

$$\Phi Mn_{(+)} = 2516128.3322 \text{ kgf*cm}, \Phi Mn_{(-)} = 3031107.6056 \text{ kgf*cm}$$

Se verifica que el diseño a flexión, para momento positivo y momento negativo cumple con los requerimientos de resistencia, ya que el momento último aplicado M_u es menor que la capacidad resistente ΦMn . Por lo tanto, la sección resulta adecuada y segura frente a la flexión.

Asimismo, se propone la colocación de 6 barras de diámetro 19.05 mm para resistir el momento positivo y 8 barras del mismo diámetro para el momento negativo.

Figura 48-Distribución de acero longitudinal nivel I



VIGA 35X50
 14 var #6
 Ref torsion 4 var #6
 Ref #3 8 @ 15cm
 Rest @20cm

Fuente: Elaboración propia

Diseño de viga por cortante

a. Acero de refuerzo a flexión existentes:

$$A_s = A_{prov(+)} + A_{prov(-)} \quad (Ec. 23)$$

$$A_s = 39.9033 \text{ cm}^2$$

Resistencia máxima que pueden aportar los estribos y el concreto:

Tabla 63– Factores de reducción

Φ	0.75
λ	1
b_w	35 cm
A_g	1750 cm ²
p_v	0.0259

Fuente: Elaboración propia

b. Resistencia máxima que pueden aportar los estribos:

$$V_{smax} = 2.2\sqrt{f'c} b_w d \quad (Ec. 24)$$

$$V_{sm\acute{a}x} = 49149.79 \text{ kgf}$$

c. Resistencia máxima que puede aportar el concreto:

$$V_{cmax} = 1.33 \cdot \lambda \sqrt{f'c} b_w d \quad (\text{Ec. 25})$$

$$V_{cm\acute{a}x} = 29713.28 \text{ kgf}$$

d. Cortante que aporta el concreto:

$$V_{c1} = \left(0.53 \lambda \sqrt{f'c} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 26})$$

$$V_{c1} = 11840.63 \text{ kgf}$$

$$V_{c2} = \left(2.1 \cdot \lambda \cdot p_w^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'c} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 27})$$

$$V_{c2} = 13877.93 \text{ kgf}$$

$$\lambda_s = \min \left(\sqrt{\frac{2}{1+0.04d}}, 1 \right) \quad (\text{Ec. 28})$$

$\lambda_s = 0.8510$ (Factor de modificación por efecto de tamao)

$$V_{c3} = \left(2.1 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot p_w^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'c} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 29})$$

$$V_{c3} = 11809.62 \text{ kgf}$$

$$V_u > \phi \cdot 0.27 \cdot \lambda \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 30})$$

$$4524.014 \text{ kgf}$$

$$V_c = \min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 13877.93 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c = 10408.45 \text{ kgf}$$

e. Cortante máximo que puede resistir la sección:

$$V_{umax} = \phi \cdot (V_c + 2.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) \quad (\text{Ec. 31})$$

$$V_{umax} = 47270.79 \text{ kgf}$$

f. Refuerzo mínimo a corte:

Debido a que $V_u < \phi \cdot 0.27 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ se requiere al menos A_v/s .

$$A_{vmin}/s = \text{máx} \cdot \left(0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}}, 3.5 \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} \right) \quad (\text{Ec. 32})$$

$$A_{vmin} / s = 0.0292 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

g. Cálculo de refuerzo a corte:

Cortante que debe resistir el acero.

$$V_u - \phi V_c = 13484.95 \text{ kgf}$$

$$A_v/s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi \cdot f_{yt} \cdot d} \quad (\text{Ec. 33})$$

$$A_v/s = 0.0972 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

h. Fuerza cortante que resiste la sección con el refuerzo con el refuerzo proporcionado:

$$V_s = \left(\frac{A_v}{s} \right) \cdot f_{yt} \cdot d \quad (\text{Ec. 34})$$

$$V_s = 17979.93 \text{ kgf}$$

$$\phi V_s = 13484.95 \text{ kgf} \text{ (Resistencia que está aportando el refuerzo)}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot V_s + \phi \cdot V_c \quad (\text{Ec. 35})$$

$$\phi V_c = 10408.45 \text{ kgf} \text{ (Resistencia que está aportando el concreto)}$$

$$\phi V_n = 23893.40 \text{ kgf} \text{ (Resistencia que tiene la sección en conjunto)}$$

i. Espaciamiento máximo entre estribos S_{max} (separación longitudinal):

$$V_s \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 36})$$

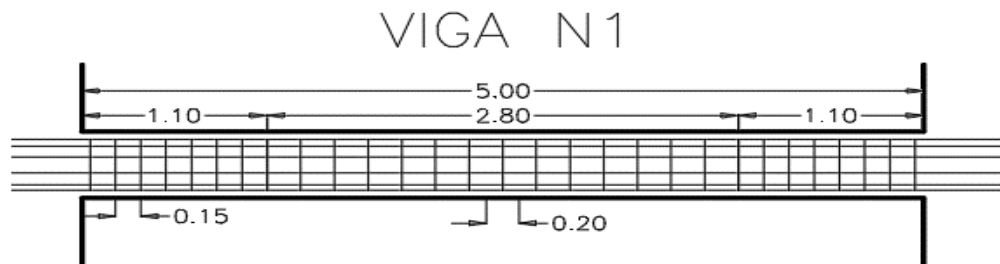
Tabla 64– Espaciamiento

$1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	24574.89 kgf
$d/2$	22.02375 cm
$d/4$	11.01188 cm
S_{max}	20 cm

Fuente: Elaboración propia

Se propone utilizar estribos de diámetro N°10, colocados cada 20 cm.

Figura 49– Distribución de acero de refuerzo nivel I



Fuente: Elaboración propia

Diseño de viga por torsión

Tabla 65– Valores que dependen de la geometría de la sección

Φ	0.75
λ	1
θ	45
$rcen_estr$	4.5 cm
A_{oh}	1066 cm ²
A_o	906.1 cm ²
P_h	134 cm
P_{cp}	170 cm
A_{cp}	1750 cm ²
A_g	1750 cm ²

Fuente: Elaboración propia

a. Cálculo del umbral de torsión:

$$T_{th} = 0.27 \cdot \theta \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{Acp^2}{Pcp} \quad (Ec. 37)$$

$$T_{th} = 70485.6303 \text{ kgf*cm}$$

$$\Phi T_{th} = 52864.2227 \text{ kgf*cm}$$

b. Cálculo de la torsión de agrietamiento o fisura:

$$T_{cr} = \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right) \cdot \sqrt{1 + \frac{Nu}{4 \cdot Ag \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}}} \quad (Ec. 38)$$

$$T_{cr} = 261057.89 \text{ kgf*cm}$$

$$\Phi T_{cr} = 195793.417 \text{ kgf*cm}$$

c. Verificación de los límites de la sección 22.7.7.1

$$Ec1 = \sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \cdot Ph}{1.7 \cdot Ach^2}\right)^2} \quad (Ec. 39)$$

$$Ec1 = 16.8320 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Ec2 = \phi \cdot \left(\frac{Vc}{bw \cdot d} + 8 \cdot \sqrt{f'c}\right) \quad (Ec. 40)$$

$$Ec2 = 33.3609 \text{ kgf/cm}^2$$

Debido a que Ec1 es menor que Ec2 por lo cual **“La sección cumple”**.

d. Cálculo de refuerzo por torsión para resistir Tu:

$$\frac{At}{s} = \frac{Tu}{\phi \cdot 2 \cdot Ao \cdot fyt \cdot \cot(\theta)} \quad (Ec. 41)$$

$$At/s = 0.0166 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$Ai = \frac{Ph \cdot Tu}{\phi \cdot 2 \cdot Ao \cdot fyt \cdot \tan(\theta)} \quad (Ec. 42)$$

$$A_i = 2.2221 \text{ cm}^2$$

e. Refuerzo mínimo por torsión:

$$\frac{A_v + 2 A_t}{s} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (\text{Ec. 43})$$

$$E_{c1} = 0.0242 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_v + 2 A_t}{s} \geq \frac{3.5 b_w}{f_{yt}} \quad (\text{Ec. 44})$$

$$E_{c2} = 0.0292 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{t\min}/s = 0.0292 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

f. Refuerzo mínimo longitudinal:

$$A_{t\min} \leq \frac{1.33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (\text{Ec. 45})$$

$$E_{c1} = 5.8086 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} \leq \frac{1.33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{1.75 \cdot b_w}{f_{yt}}\right) P_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (\text{Ec. 46})$$

$$E_{c2} = 6.0765 \text{ cm}^2$$

$$A_{i\min} = 5.8086 \text{ cm}^2$$

g. Refuerzo que se debe proporcionar

$$A_t/s \text{ (máx)} = 0.0292 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_i \text{ (máx)} = 5.8086 \text{ cm}^2$$

h. Espaciamiento longitudinal máximo por torsión:

$$S_{\text{máx}} = \left(\frac{P_h}{8}, 30\text{cm}\right) \quad (\text{Ec. 47})$$

$S_{\text{máx}} = 16.75 \text{ cm}$

i. Armado del refuerzo a torsión:

$$n = \frac{A_i}{\frac{\rho_i \cdot d b^2}{4}} \quad (\text{Ec. 48})$$

$$S = \frac{2 \cdot \frac{d e s t^2}{4}}{A t / s} \quad (\text{Ec. 49})$$

$S = 17.1429 \text{ cm}$, $S_{\text{prop}} = 15 \text{ cm}$

A continuación, se presenta la tabla de resultados correspondientes a los niveles II, III, IV y V, tomando en cuenta que en los niveles IV y V las dimensiones de la viga son de 40 x 35 cm.

Diseño por flexión

En lo siguiente se consideran las vigas representativas de cada nivel; es importante destacar que se seleccionaron aquellas que presentan los mayores momentos, con el fin de garantizar un diseño estructural adecuado. Además, las vigas correspondientes al cuarto y quinto nivel presentan un cambio en sus dimensiones respecto a los demás pisos, proponiéndose para estos dos niveles una sección de 35 x 40 cm.

Tabla 66– Resumen de cada nivel momento positivo

Momento positivo										
Niveles	a (cm)	c	Et	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Asmax (cm ²)	Abarra (cm ²)	nbarras	Aprov (cm ²)	ΦMn (kgf*cm)
Nivel II	8.8887	10.4573	0.0096	13.2219	5.1389	20.6269	2.8502	5	14.2512	2133400.9564
Nivel III	7.4569	8.7728	0.0121	11.0922	5.1389	20.6269		4	11.4009	1737572.1608
Nivel IV	4.3192	5.0814	0.0171	6.4248	3.9722	15.9440		3	8.5507	1030670.6177
Nivel V	2.3411	2.7542	0.0341	3.4824	3.9722	15.9440		2	5.7005	708425.4266

Fuente: Elaboración propia

Tabla 67– Resumen de cada nivel momento negativo

Momento negativo										
Niveles	a (cm)	c	Et	As (cm2)	Asmin (cm2)	Asmax (cm2)	Abarra (cm2)	nbarras	Aprov (cm2)	ΦMn (kgf*cm)
Nivel II	12.906	15.1835	0.0057	5.1389	5.1389	20.6269	2.8502	7	19.9517	2835274.0568
Nivel III	9.3273	10.9733	0.0090	5.1389	5.1389	20.6269		5	14.2512	2121586.2343
Nivel IV	9.3835	11.0394	0.0063	3.9722	3.9722	15.9440		5	14.2512	1581378.3321
Nivel V	4.8694	5.7288	0.0148	7.2433	3.9722	15.9440		3	8.5507	1021778.0904

Fuente: Elaboración propia

Diseño por cortante

Tabla 68– Resumen de cada nivel por cortante

Niveles	As (cm2)	Vsmáx (kgf)	Vcmáx (kgf)	Vc1 (kgf)	Vc2 (kgf)	Vc3 (kgf)	Vc (kgf)	ΦVc (kgf)	Vumáx (kgf)	Avmin/s (cm2/cm)	Avmin/s (cm2/cm)	Avmax/s (cm2/cm)	Vs (kgf)	ΦVs (kgf)	ΦVn (kgf)	Sprop (cm)
Nivel II	34.2028	49149.7866	29713.2801	11840.6304	13182.8461	11218.1232	13182.8461	9887.1346	46749.4745	0.0242	0.0292	0.0292	14211.6872	10658.7654	20545.9000	20
Nivel III	25.6521	49149.7866	29713.2801	11840.6304	11977.4106	10192.3413	11977.4106	8983.0579	45845.3979				8017.1228	6012.8421	14995.9000	20
Nivel IV	22.8019	37991.4265	22967.5442	9152.4800	9699.6204	8925.6321	9699.6204	7274.7153	35768.2852				4041.4463	3031.0847	10305.8000	15
Nivel V	14.2512	37991.4265	22967.5442	9152.4800	8293.0588	7631.3081	9152.4800	6864.3600	35357.9299				4170.8188	3128.1141	9992.4741	15

Fuente: Elaboración propia

Diseño por torsión

Tabla 69– Resumen de cada nivel por torsión

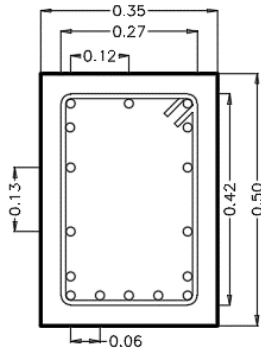
Niveles	ϕ	T _{th} (kgf*cm)	Φ T _{th} (kgf*cm)	T _{cr} (kgf*cm)	Φ T _{cr} (kgf*cm)	Ec1 (kgf/cm ²)	Ec2 (kgf/cm ²)	At/s (cm ² /cm)	Ai (cm ²)	Ec1 (cm ² /cm)	Ec2 (cm ² /cm)	Ec1 (cm ²)	Ec2 (cm ²)	Aimin (cm ²)	At/s (cm ² /cm)	Ai (cm ²)	S _{máx} (cm)	n	S (cm)	S _{prop} (cm)		
Nivel II	0.75	70485.6303	52864.2227	261057.8899	195793.4174	14.5534	31.7324	0.0148	1.9788	0.0242	0.0292	6.0518	6.0765	6.0518	0.0292	6.0518	16.7500	3	17.1429	17		
Nivel III		70485.6303	52864.2227	261057.8899	195793.4174	12.9136	29.0324	0.0215	2.8744			5.1562	6.0765	5.1562	6.0765	5.1562	0.0292	5.1562	16.7500	2	17.1429	17
Nivel IV		51125.5772	38344.1829	189353.9895	142015.4921	10.5716	28.2233	0.0136	1.5557			4.8688	4.7620	4.7620	4.7620	4.7620	0.0292	4.7620	14.2500	2	17.1429	17
Nivel V		51125.5772	38344.1829	NO SE CONSIDERA TORSION																		

Fuente: Elaboración propia

En el quinto nivel no se considera el diseño a torsión, ya que el momento torsión último aplicado (T_u) resulta menor que la capacidad resistente a torsión (Φ T_{th}). Por lo tanto, la sección es capaz de resistir el esfuerzo torsional sin requerir refuerzo adicional, y no es necesario efectuar el diseño por torsión en este nivel.

A continuación, se detallan las figuras correspondientes a las diferentes distribuciones de acero estructural, mostrando la disposición, cantidad y ubicación de las barras según el diseño establecido.

Figura 50– Distribución de acero longitudinal nivel II

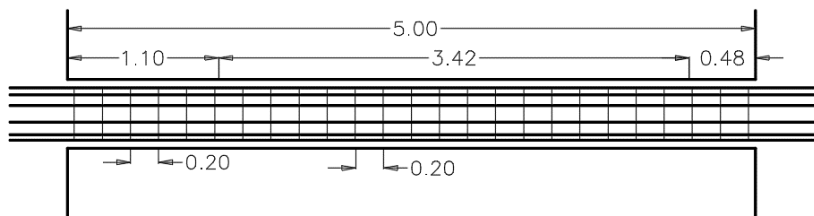


VIGA 35X50
12 var #6
Ref torsion 4 var #6
Ref #3 @ 20cm

Fuente: Elaboración propia

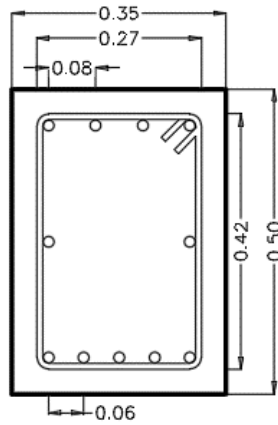
Figura 51– Distribución de acero de refuerzo nivel II

VIGA N2



Fuente: Elaboración propia

Figura 52– Distribución de acero longitudinal nivel III

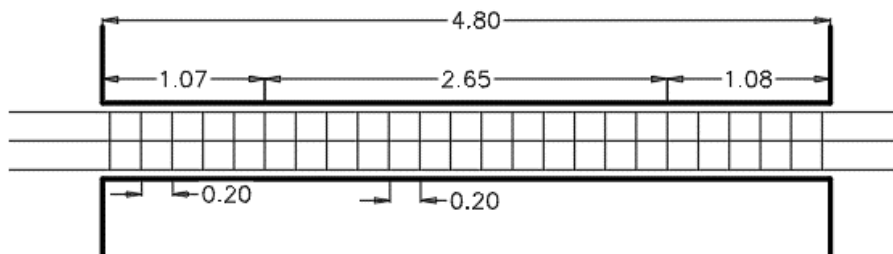


VIGA 35X50
 9 var #6
 Ref torsion 2 var #6
 Ref #3 @ 20cm

Fuente: Elaboración propia

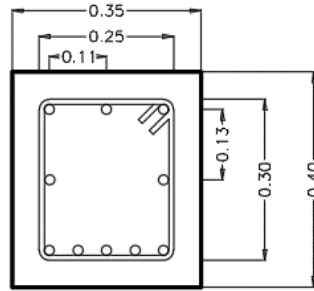
Figura 53– Distribución de acero de refuerzo nivel III

VIGA N3



Fuente: Elaboración propia

Figura 54– Distribución de acero longitudinal nivel IV

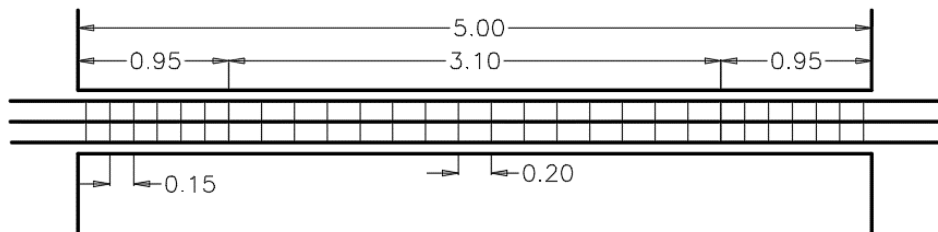


VIGA 35X40
 8 var #6
 Ref torsion 4 var #6
 Ref #3 7 @ 15cm
 Rest @20cm

Fuente: Elaboración propia

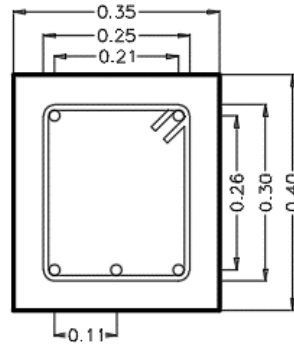
Figura 55– Distribución de acero de refuerzo nivel IV

VIGA N4



Fuente: Elaboración propia

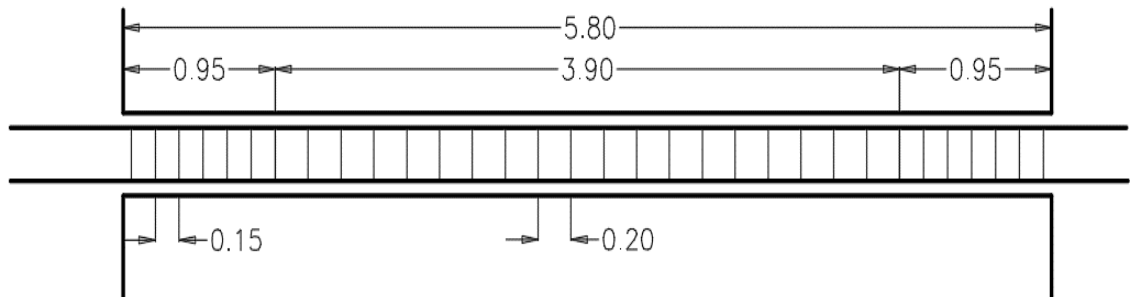
Figura 56- Distribución de acero longitudinal nivel V



VIGA 35X40
5 var #6
Ref #3 7 @ 15cm
Rest @20cm

Fuente: Elaboración propia

Figura 57- Distribución de acero de refuerzo nivel V



Fuente: Elaboración propia

3.29. Diseño de columnas

A continuación, mediante el uso del software ETABS v21, se desarrolló el procedimiento detallado para el diseño de las columnas. Asimismo, se llevará a cabo la verificación de los límites mínimos y máximos de los parámetros

requeridos, con el fin de asegurar el cumplimiento de las disposiciones normativas y la eficiencia estructural del elemento.

Diseño a flexión de columna

Se selecciona la opción “Reinforcement to be Designed” para obtener los parámetros de diseño, como se observa en la siguiente imagen.

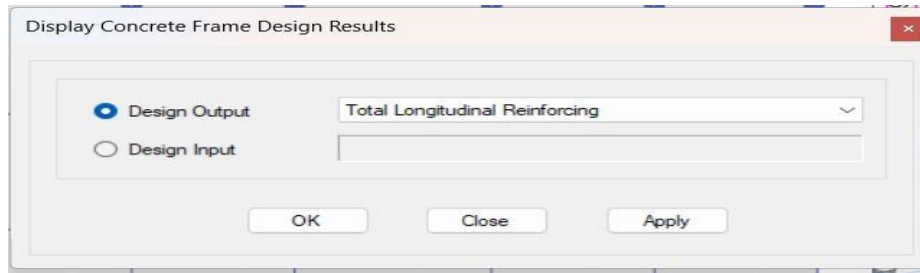
Figura 58– Propiedades de la sección

The image shows a software dialog box titled "Frame Section Property Reinforcement Data". It is divided into several sections for configuring reinforcement parameters. The "Design Type" section has "P-M2-M3 Design (Column)" selected. The "Rebar Material" section has "ACERO DE REFUERZO GR60" selected for both "Longitudinal Bars" and "Confinement Bars (Ties)". The "Reinforcement Configuration" section has "Rectangular" selected. The "Confinement Bars" section has "Ties" selected. The "Check/Design" section has "Reinforcement to be Designed" selected. The "Longitudinal Bars" section includes: "Clear Cover for Confinement Bars" (5 cm), "Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face" (3), "Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face" (3), "Longitudinal Bar Size and Area" (#9, 6.45 cm²), and "Corner Bar Size and Area" (#9, 6.45 cm²). The "Confinement Bars" section includes: "Confinement Bar Size and Area" (#4, 1.29 cm²), "Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)" (15 cm), "Number of Confinement Bars in 3-dir" (3), and "Number of Confinement Bars in 2-dir" (3). "OK" and "Cancel" buttons are at the bottom.

Fuente: ETABS V21

En la opción “Display Concrete Design Results”, se selecciona “Total Longitudinal Reinforcing”, herramienta que permite visualizar la cantidad total de acero longitudinal requerida en cada elemento estructural.

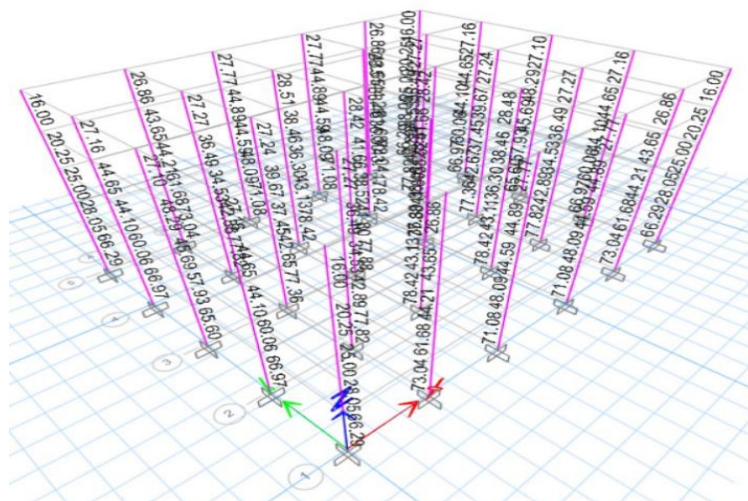
Figura 59– Visualización de resultados del diseño



Fuente: ETABS V21

A continuación, se analizan las solicitaciones de acero correspondientes a cada columna. En algunos casos, el programa muestra la indicación “O/S” (Overstressed), lo que significa que dichas columnas no cumplen con los límites establecidos de refuerzo máximo o mínimo. En consecuencia, se recomienda modificar las dimensiones de la sección transversal de la columna para garantizar un diseño adecuado. En este caso, todas las columnas poseen el dimensionamiento correcto, por lo que solo se propondrá la cantidad de acero necesaria que solicita el programa.

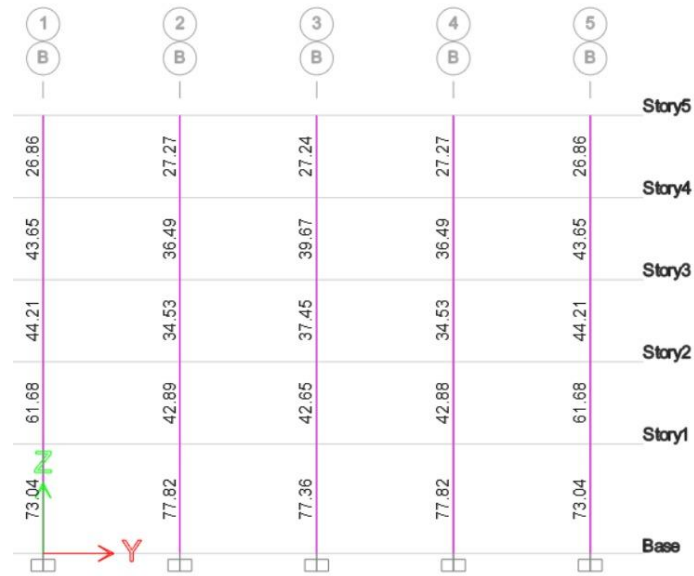
Figura 60– Solicitación del acero necesario



Fuente: ETABS V21

Para el proceso de asignación de acero de refuerzo longitudinal, se selecciona la columna con la mayor demanda de acero de refuerzo según cada sección de columna de la estructura.

Figura 61– Solicitación del acero requerido para diseño



Fuente: ETABS V21

Para colocar de manera correcta el acero longitudinal, el ACI 318-19 en el apartado 10.7.3 nos propone una cantidad de acero mínima y una cantidad de acero máxima, por lo que para proponer el número de varillas a colocar se debe de tomar en cuenta este parámetro.

Requerimiento del refuerzo longitudinal:

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot d \cdot b \quad (Ec. 51)$$

$$\rho_{min} = 0.01$$

$$A_{smáx} = \rho_{máx} \cdot d \cdot b \quad (Ec. 52)$$

$$\rho_{máx} = 0.08$$

Como se mencionó anteriormente, se selecciona el valor máximo del área de acero requerido para cada sección de columna.

Además, se utilizará acero longitudinal #9, acero de refuerzo #4 y un recubrimiento de 5cm.

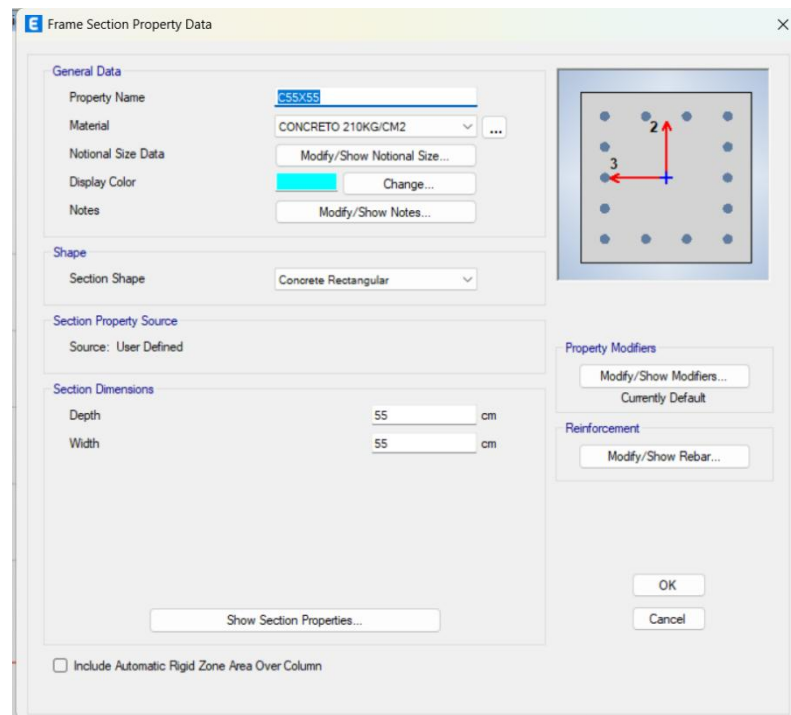
Tabla 70– Acero provisto

Niveles	Sección (cm)	Acero mínimo (cm ²)	Acero máximo (cm ²)	Acero requerido (cm ²)	Número de barras	Acero provisto (cm ²)
Nivel I	55 x 55	30.25	242.00	77.88	14	90.3
Nivel II y III	50 x 50	25.00	200.00	61.68	12	77.4
Nivel IV	45x45	20.25	162.00	48.29	12	77.4
Nivel V	40x40	16	128.00	28.51	8	51.6

Fuente: Elaboración propia

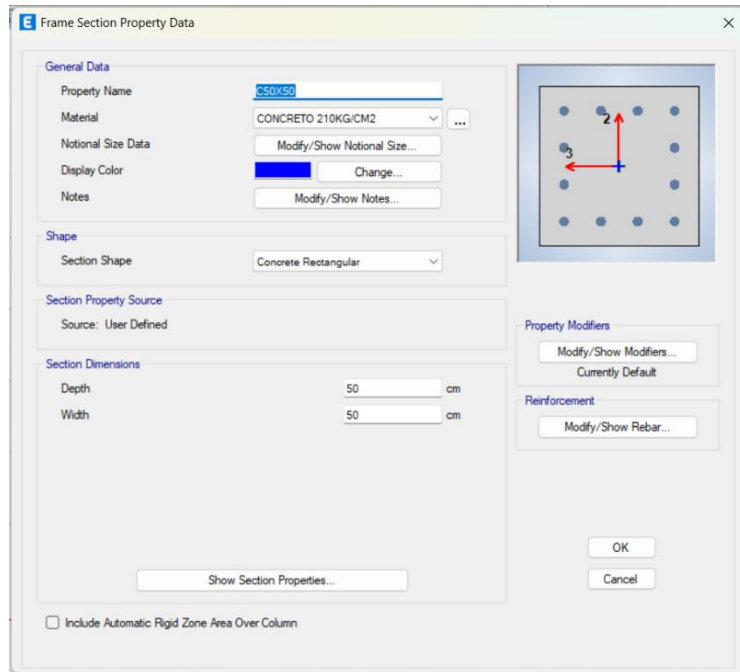
En el caso de las columnas 40x40, se propuso más de lo que requiero para evitar tener separaciones de varilla mayores a 15 cm.

Figura 62– Acero de refuerzo nivel I



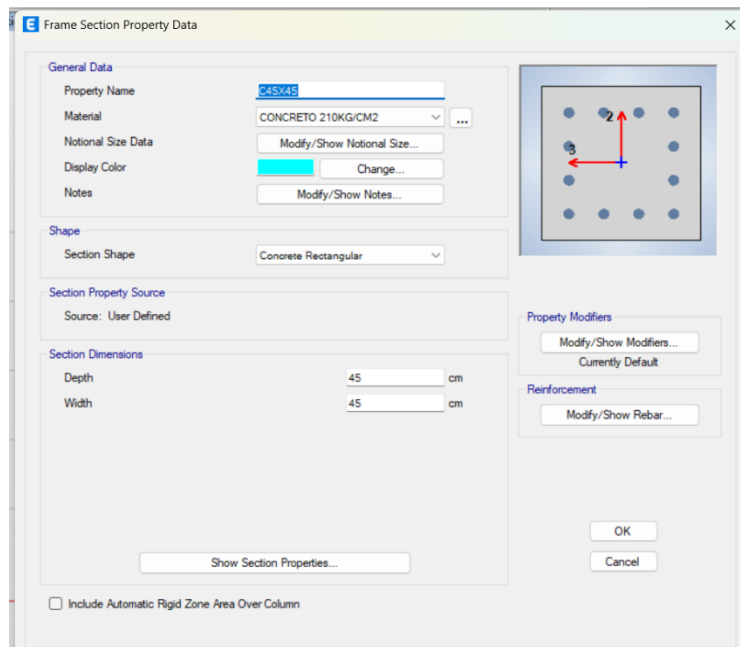
Fuente: ETABS V21

Figura 63– Acero de refuerzo nivel II y III



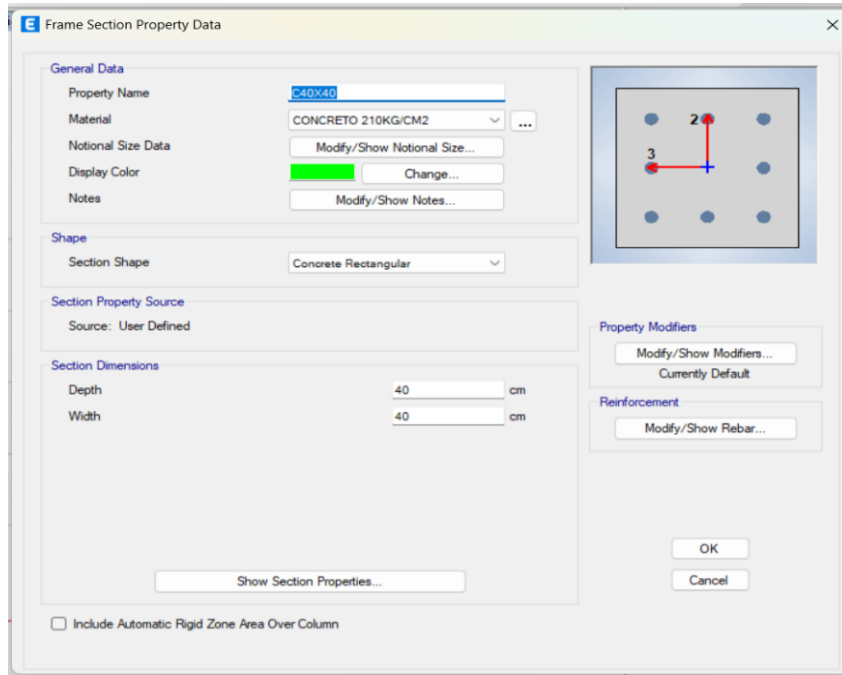
Fuente: ETABS V21

Figura 64- Acero longitudinal del nivel IV



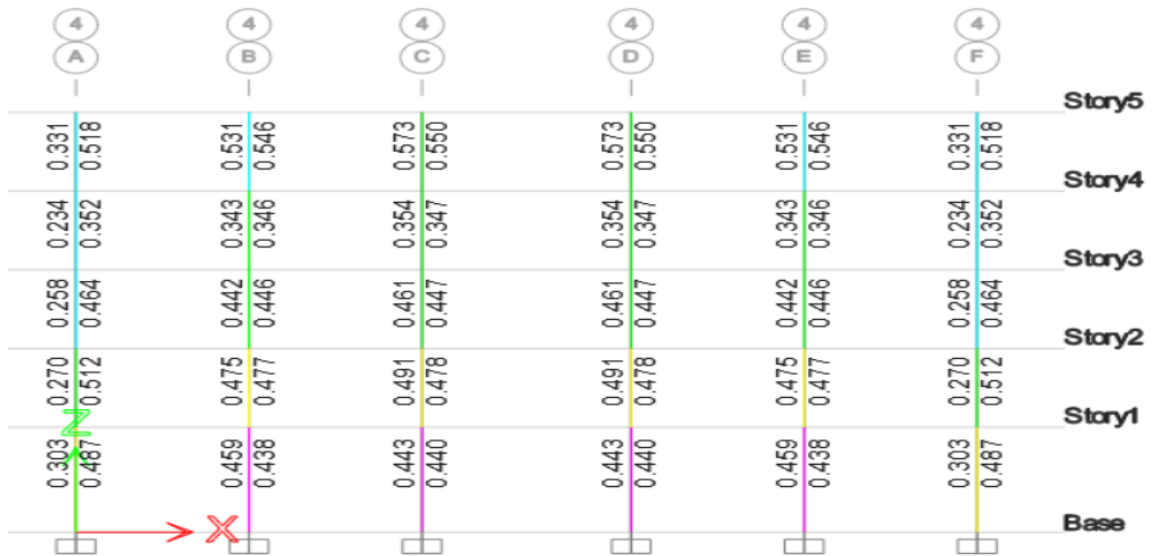
Fuente: ETABS V21

Figura 65– Acero longitudinal de nivel V



Fuente: ETABS V21

Figura 66– Ratios de demanda – capacidad por nivel



Fuente: ETABS V21

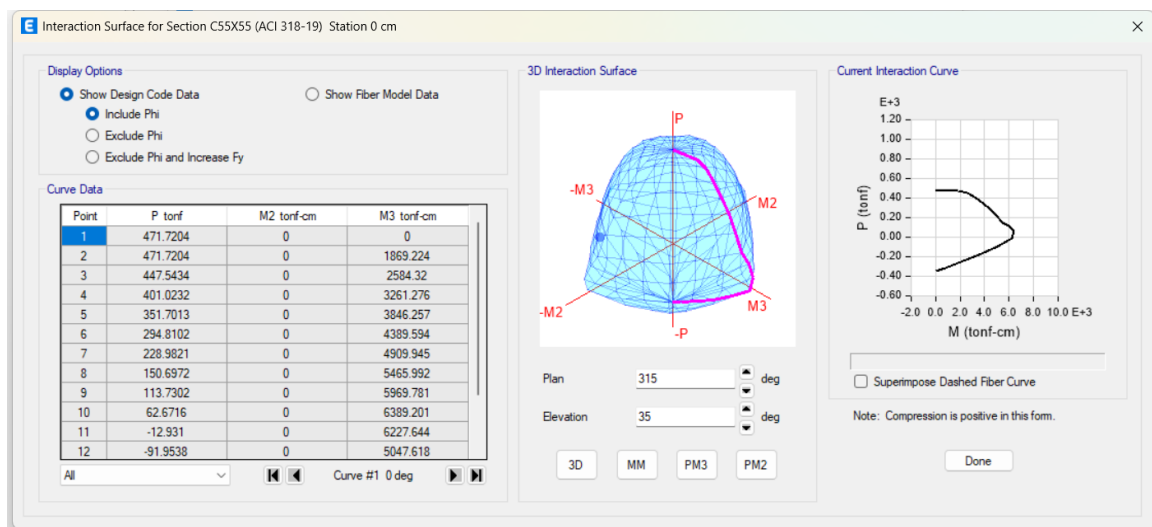
3.29.1. Diseño por Flexo compresión

3.29.1.1. Diagrama de interacción

Una vez obtenido las cantidades de acero propuestas y de haber comprobado que el ratio demanda/capacidad cumple, es momento de verificarlo mediante el uso del software Excel.

Para ello, se debe seleccionar una columna para poder conocer el diagrama de interacción.

Figura 67– Diagrama de interacción del programa



Fuente: ETABS V21

Del cual vamos a extraer las curvas horizontales, donde la curva #1 y #13 corresponden a los puntos que se graficarán los momentos M33. Y la curva #7 y #19 nos proporcionarán los datos para los momentos M22.

Tabla 71– Componentes para el diagrama de interacción del M33

PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	ΦP_n	ΦM_n	ΦP_n	ΦM_n
1	445.5935	0	445.5935	0
2	445.5935	1711.237	445.5935	-1711.237
3	426.5856	2409.751	426.5856	-2409.751
4	382.537	3057.834	382.537	-3057.834
5	336.0727	3609.066	336.0727	-3609.066
6	283.0815	4106.847	283.0815	-4106.847
7	222.3842	4567.264	222.3842	-4567.264
8	150.9456	5040.917	150.9456	-5040.917
9	118.0193	5492.841	118.0193	-5492.841
10	72.942	5868.444	72.942	-5868.444
11	5.4674	5713.976	5.4674	-5713.976
12	-66.8266	4631.643	-66.8266	-4631.643
13	-146.3539	3216.081	-146.3539	-3216.081
14	-265.5239	778.272	-265.5239	-778.272
15	-295.6889	0	-295.6889	0

Fuente: ETABS V21

Tabla 72 – Componente para el diagrama de interacción del M22

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	ΦP_n	ΦM_n	ΦP_n	ΦM_n
1	445.5935	0	445.5935	0
2	445.5935	1848.929	445.5935	-1848.929
3	423.512	2554.192	423.512	-2554.192
4	379.7999	3233.673	379.7999	-3233.673
5	332.4563	3836.67	332.4563	-3836.67
6	281.2928	4375.436	281.2928	-4375.436
7	221.294	4901.03	221.294	-4901.03
8	149.5193	5464.284	149.5193	-5464.284
9	125.641	5934.581	125.641	-5934.581
10	81.7622	6362.393	81.7622	-6362.393
11	28.9336	6226.21	28.9336	-6226.21
12	-49.2685	5114.138	-49.2685	-5114.138
13	-124.1027	3656.598	-124.1027	-3656.598
14	-265.5239	778.272	-265.5239	-778.272
15	-295.6889	0	-295.6889	0

Fuente: ETABS V21

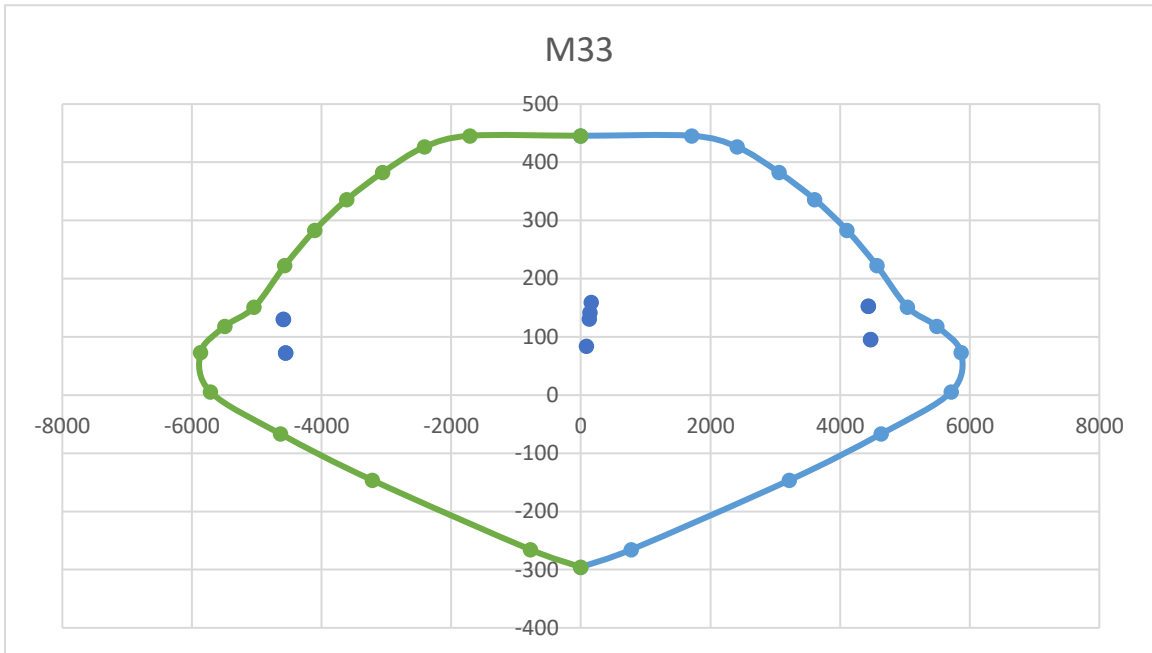
Una vez extraídos los datos, se obtienen del programa ETABS los valores correspondientes a las fuerzas ejercidas en la columna de estudio. Estos valores son Carga viva, carga muerta, sismo en x y sismo en y, además del sismo vertical. Con estos valores se hará los cálculos para poder conocer las diferentes combinaciones de cargas y poder ingresarlas dentro del diagrama de interacción construido con los valores anteriores.

Tabla 73– Tabla de fuerzas ejercidas en la columna

Story	Column	Output Case	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-cm	M2 tonf-cm	M3 tonf-cm
Story1	C13	Dead	-75.4314	-0.2661	-3.343E-06	0	-0.001	-34.311
Story1	C13	Live	-29.3954	-0.1494	-7.19E-07	0	-0.0001581	-19.267
Story1	C13	CSM	-18.038	-0.0932	0	0	-9.501E-05	-12.015
Story1	C13	SISMO XIF	11.3928	18.7265	0.0001	0.004	0.018	4511.799
Story1	C13	SISMO YIF	2.42E-06	0	19.0324	0	4564.918	2.681E-05
Story1	C13	Ev	0	0	0	0	0	0

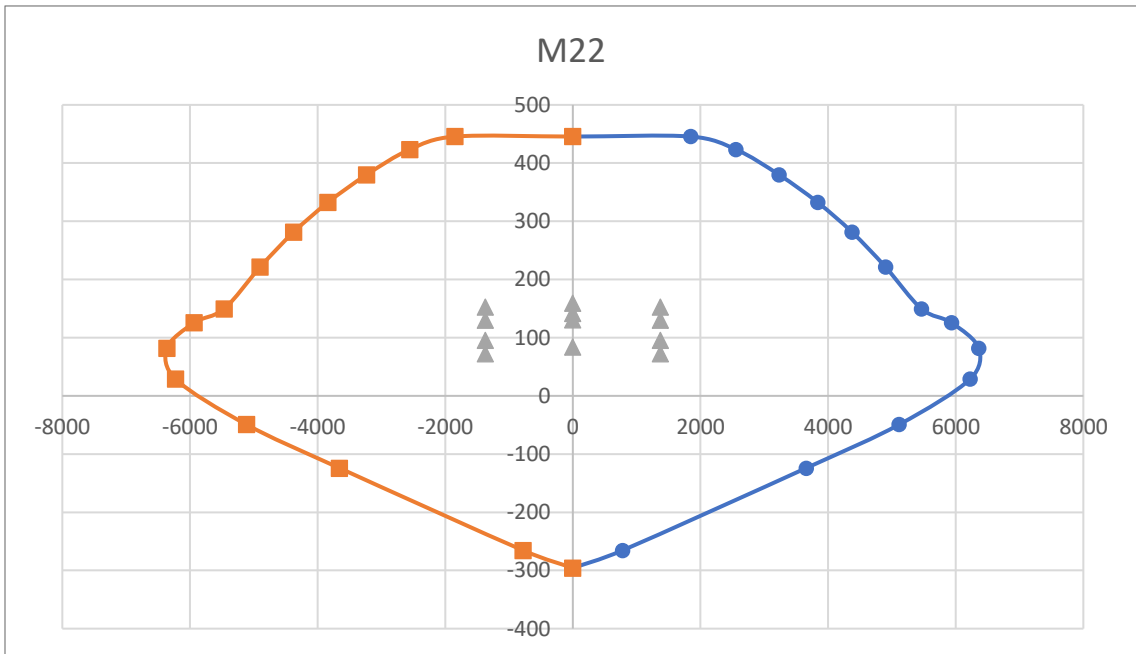
Fuente: ETABS V21

Figura 68– Diagrama de interacción M33 en el Eje X



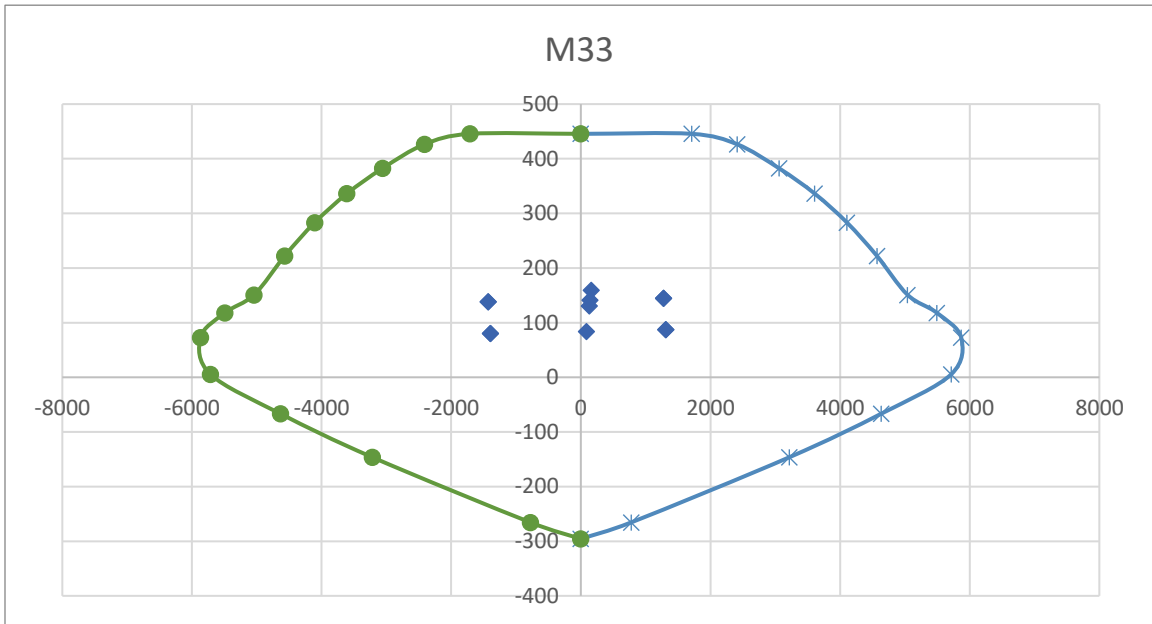
Fuente: ETABS V21

Figura 69 - Diagrama de interacción M22 en el eje X



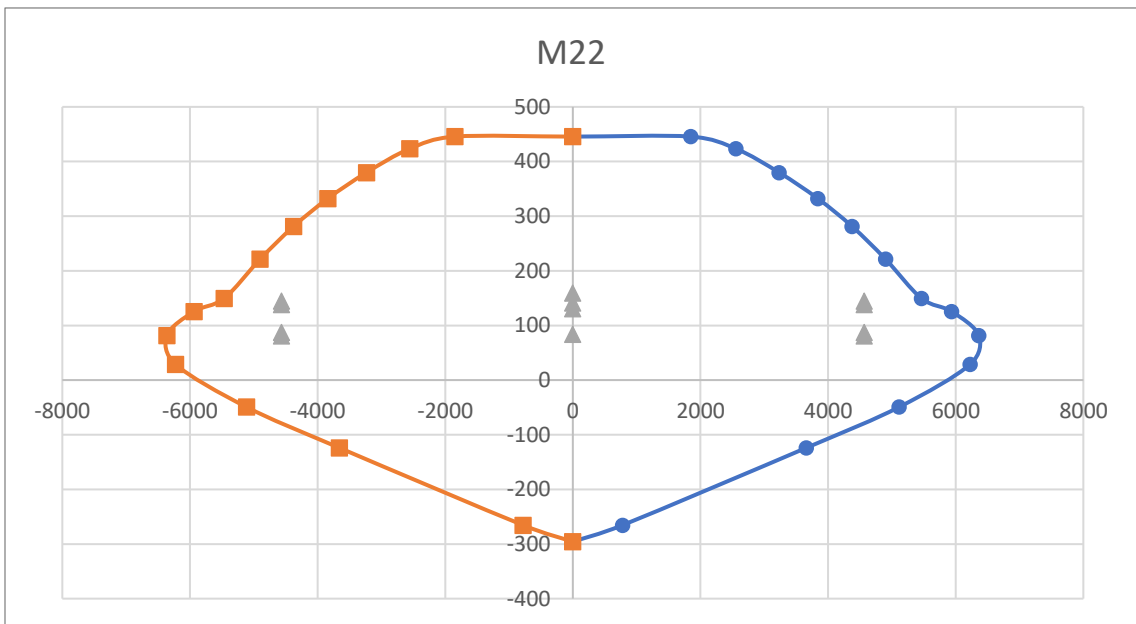
Fuente: ETABS V21

Figura 70 – Diagrama de interacción M33 en el eje Y



Fuente: ETABS V21

Figura 71– Diagrama De interacción M22 en el eje Y



Fuente: ETABS V21

Como se puede observar en las figuras, todos los puntos correspondientes a los momentos obtenidos según las combinaciones de carga de estudio se encuentran por dentro del diagrama de interacción, por lo que se concluye que el acero de refuerzo longitudinal es correcto.

3.29.2. Diseño de columnas por cortante

3.29.2.1. Cortante de Diseño

Para este diseño se tomarán en cuenta las gráficas empleadas en flexo compresión, con la diferencia que se utilizarán los valores de momento y carga axial nominal de las curvas.

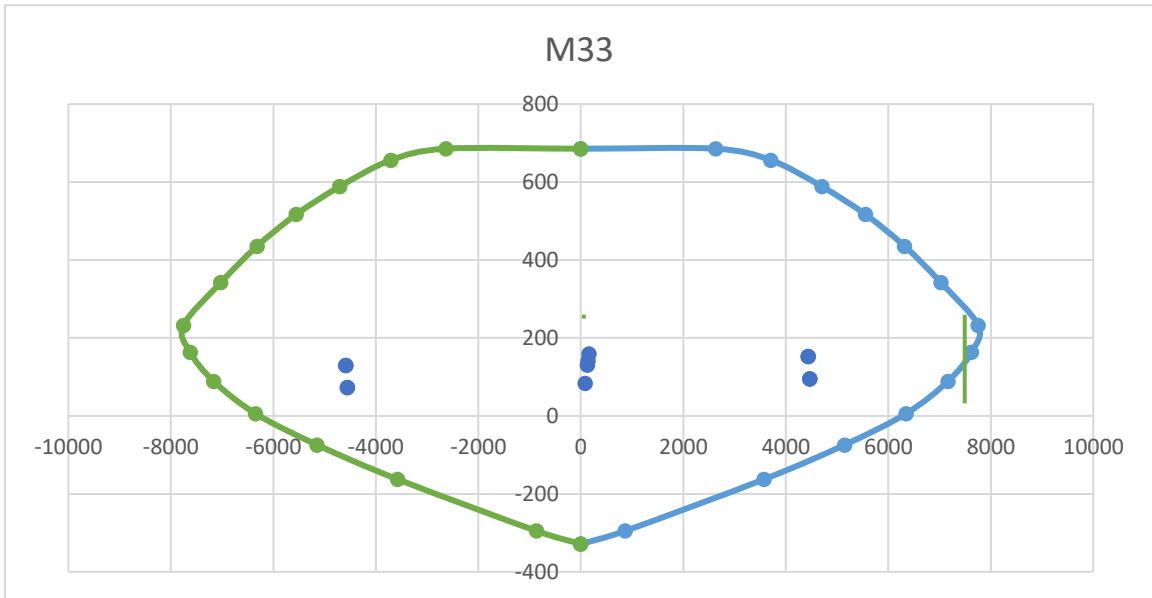
Con ayuda de los puntos hacemos proyecciones hacia el diagrama de interacción y se considera aquel donde el momento sea mayor. Para M33 se utiliza el momento en X, y para el M22 se usa el sismo en y. Se aplicará un factor de amplificación de 2.5 para las fuerzas obtenidas en sismo en x y sismo en y.

Tabla 74 Tabla de fuerzas aplicadas a la columna con un factor de 2.5 aplicado a los sismos

Story	Column	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-cm	tonf-cm	tonf-cm
Story1	C13	Dead	-75.4314	-0.2661	0.0000	0.0000	-0.0010	-34.3110
Story1	C13	Live	-29.3954	-0.1494	0.0000	0.0000	-0.0002	-19.2670
Story1	C13	CSM	-18.0380	-0.0932	0.0000	0.0000	-0.0001	-12.0150
Story1	C13	SISMO XIF	28.4820	46.8163	0.0003	0.0100	0.0450	11279.4975
Story1	C13	SISMO YIF	0.0000	0.0000	47.5810	0.0000	11412.2950	0.0001
Story1	C13	Ev	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

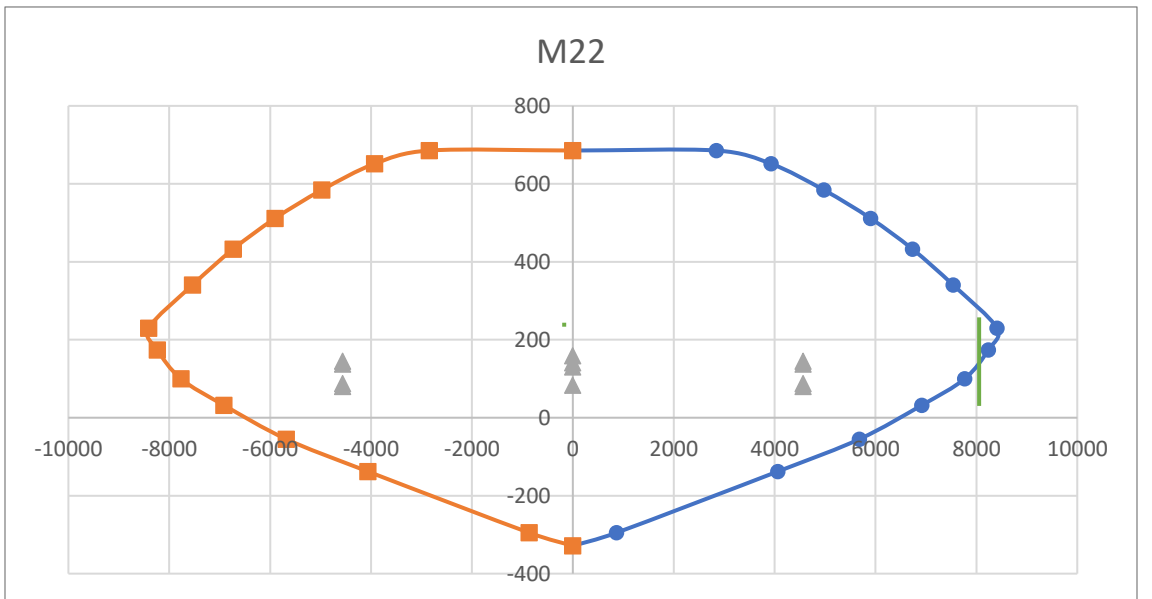
Fuente: Elaboración propia

Figura 72 – Proyección para obtener el momento M33



Fuente: ETABS V21

Figura 73 – Proyección para obtener el momento M22



Fuente: ETABS V21

Los valores proyectados para cada momento son aproximadamente:

M22=8050 tonf.cm

M33=7800 tonf.cm

A partir de estos momentos se calculan los cortantes últimos mediante la siguiente fórmula

$$V = \frac{M_{inf} + M_{sup}}{H_n}$$

Siendo Minf igual al Msup, y Hn la longitud de las columnas menos la altura de la viga. Dando como resultado

Vu22=46 tonf

Vu33=44.57 tonf

Se extrae el mayor valor de cortante obtenidos por medio de la aplicación de las combinaciones de carga.

Tabla 75– Combinaciones de carga aplicadas para calcular V2

SISMO XX	COMBINACIONES DE DISEÑO				
	P	M2	M3	V2	V3
0.9CM	84.1225	-0.0010	84.1225	-0.3234	0.0000
1.2CM+1.6CV	159.1959	-0.0016	159.1959	-0.6702	0.0000
1.2CM+CV	141.5587	-0.0015	141.5587	-0.5806	0.0000
1.4CM	130.8572	-0.0015	130.8572	-0.5030	0.0000
0.9CM+Ev+Sx+0.3SY	112.6045	3423.7325	11237.8041	46.4929	14.2745
0.9CM+Ev+Sx-0.3SY	112.6045	-3423.6445	11237.8041	46.4929	-14.2741
0.9CM+Ev-Sx-0.3SY	55.6405	-3423.7345	-11321.1909	-47.1396	-14.2746
0.9CM+Ev-Sx+0.3SY	55.6405	3423.6425	-11321.1909	-47.1396	14.2740
1.2CM+Ev+Sx+0.3Sy+CV	170.0407	3423.7320	11204.6393	46.2357	14.2745
1.2CM+Ev+Sx-0.3Sy+CV	170.0407	-3423.6450	11204.6393	46.2357	-14.2741
1.2CM+Ev-Sx-0.3Sy+CV	113.0767	-3423.7350	-11354.3557	-47.3968	-14.2746

Fuente: Elaboración propia

Tabla 76 - Combinaciones de carga aplicadas para calcular V3

SISMO YY	COMBINACIONES DE DISEÑO				
	P	M2	M3	V2	V3
0.9CM	84.1225	-0.0010	84.1225	-0.3234	0.0000
1.2CM+1.6CV	159.1959	-0.0016	159.1959	-0.6702	0.0000
1.2CM+CV	141.5587	-0.0015	141.5587	-0.5806	0.0000
1.4CM	130.8572	-0.0015	130.8572	-0.5030	0.0000
0.9CM+Ev+0.3Sx+SY	92.6671	11412.3075	3342.1559	13.7215	47.5811
0.9CM+Ev+0.3Sx-SY	92.6671	-11412.2825	3342.1558	13.7215	-47.5809
0.9CM+Ev-0.3Sx-SY	75.5779	-11412.3095	-3425.5427	-14.3682	-47.5811
0.9CM+Ev-0.3Sx+SY	75.5779	11412.2805	-3425.5426	-14.3682	47.5809
1.2CM+Ev+0.3Sx+Sy+CV	150.1033	11412.3070	3308.9911	13.4643	47.5811
1.2CM+Ev+0.3Sx-Sy+CV	150.1033	-11412.2830	3308.9910	13.4643	-47.5809
1.2CM+Ev-0.3Sx-Sy+CV	133.0141	-11412.3100	-3458.7075	-14.6254	-47.5811
1.2CM+Ev-0.3Sx+Sy+CV	133.0141	11412.2800	-3458.7074	-14.6254	47.5809

Fuente: Elaboración propia

De los cortantes obtenidos: V2, V3, V22 y V33 se ocupa el mayor calculado, siendo este el cortante de diseño equivalente a 47.58 tonf.

3.29.2.2. Aporte del concreto al cortante

Para el cálculo del Vc se tomará en cuenta las ecuaciones planteadas en la tabla 22.5.5.1 del ACI 318-19.

$$V_{c1} = \left(0.53\lambda\sqrt{f'c} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \cdot bw \cdot d$$

$$V_{c1} = 19.99 \text{ tonf}$$

$$V_{c2} = \left(2.1 \cdot \lambda \cdot p_w^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'c} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \cdot bw \cdot d$$

$$V_{c2} = 7.73 \text{ tonf}$$

$$\lambda_s = \min \left(\sqrt{\frac{2}{1+0.04d}}, 1 \right)$$

$$\lambda_s = 0.6917 \text{ (Factor de modificación por efecto de tamaño)}$$

$$V_{c3} = \left(2.1 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot p_w^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6 \cdot Ag} \right) \cdot bw \cdot d$$

$$V_{c3} = 5.35 \text{ tonf}$$

$$V_c = \min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 5.35 \text{ tonf}$$

3.29.2.3. Aporte del acero al cortante

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = 50.63 \text{ tonf}$$

3.29.2.4. Cálculo de acero de refuerzo

3.29.2.4.1. Separación máxima

$$S_{max} = \frac{A_{sv} * f_{yt} * d}{V_s}$$

$$S_{max} = 44.95 \text{ cm}$$

3.29.2.4.2. Zona de confinamiento

Se debe de tomar la mayor de:

$$L_0 = \max \left(\frac{l_n}{6}, l_{max}(columna), 50 \text{ cm} \right)$$

$$L_0 = 58.33 \text{ cm}$$

La separación máxima en esta zona se calcula como la menor de:

$$S_{max} = \min \left(\frac{l_{max}(columna)}{3}, 6\phi_b, 10 \text{ cm} \right)$$

$$S_{max} = 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, en la zona de confinamiento se debe de proveer de 6 ref #4 @10cm.

3.29.2.4.3. Luz libre

La separación máxima en la luz libre de la columna se toma la menor de:

$$S_{max} = \min (10\phi_b(\text{long}), 25\text{cm})$$

Smax= 25cm

Por lo tanto, en la luz libre de la columna se debe de proveer de 9 ref #4 @25cm.

En resumen:

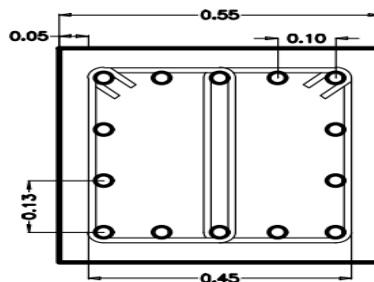
Tabla 77– Acero de refuerzo para columnas

Seccion	Vc (tonf)	Vs (tonf)	Refuerzo en zona de confinamiento	Refuerzo en luz libre
55x55	5.3506	50.6271	6 ref #9 @ 10 cm	9 ref #9 @ 25 cm
50x50	0.0055	55.2920	5 ref #9 @ 10 cm	8 ref #9 @ 25 cm
45x45	0.0025	32.1143	5 ref #9 @ 10 cm	8 ref #9 @ 25 cm
40x40	0.0021	18.2083	5 ref #9 @ 10 cm	8 ref #9 @ 25 cm

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentan gráficos representativos de la distribución de columnas, los cuales permiten visualizar de manera ordenada la ubicación, separación y configuración estructural de estos elementos.

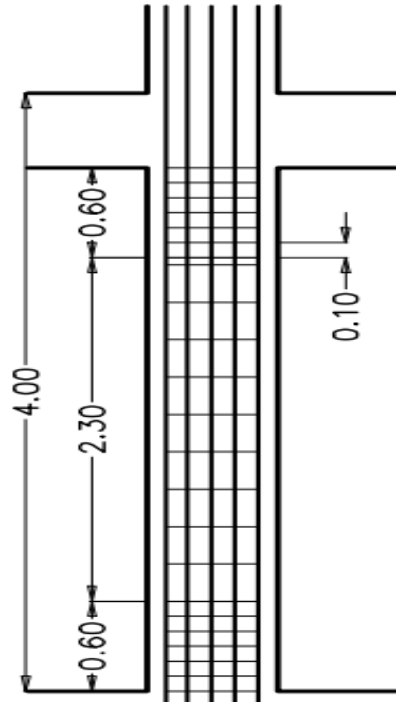
Figura 74– Distribución de acero longitudinal Columna 55 x 55cm



COL 55X55
 14 var #9
 Ref #4 7 @ 10cm
 Rest @25cm

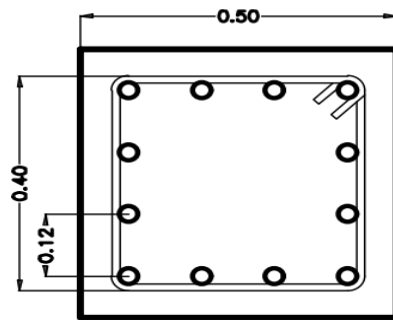
Fuente: Elaboración propia

Figura 75– Distribución de acero de refuerzo Columna 55 x 55cm



Fuente: Elaboración propia

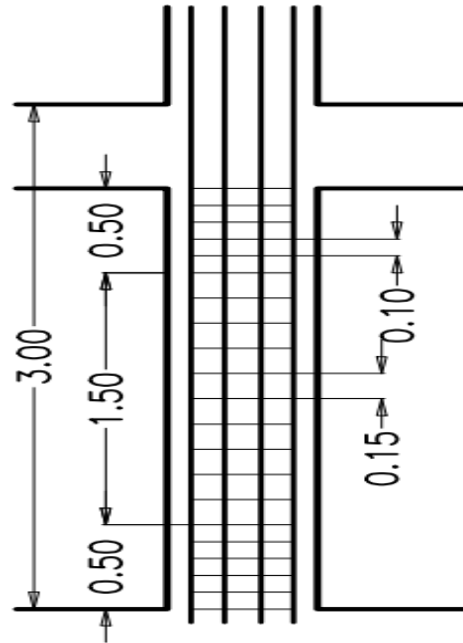
Figura 76– Distribución de acero longitudinal Columna 50 x 50 cm



COL 50X50
12 var #9
Ref #4 6 @ 10cm
Rest @15cm

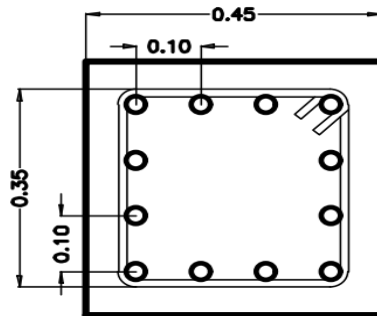
Fuente: Elaboración propia

Figura 77– Distribución de acero de refuerzo Columna 50 x 50cm



Fuente: Elaboración propia

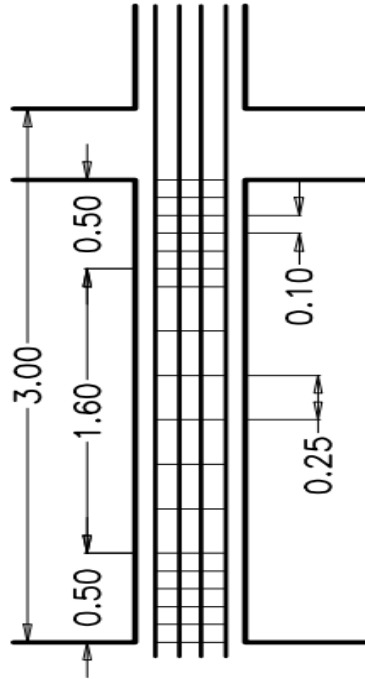
Figura 78- Distribución de acero longitudinal Columna 45 x 45 cm



COL 45X45
12 var #9
Ref #4 6 @ 10cm
Rest @25cm

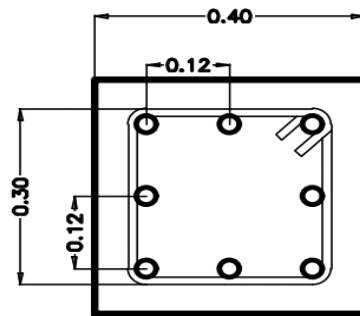
Fuente: Elaboración propia

Figura 79– Distribución de acero de refuerzo Columna 45 x45cm



Fuente: Elaboración propia

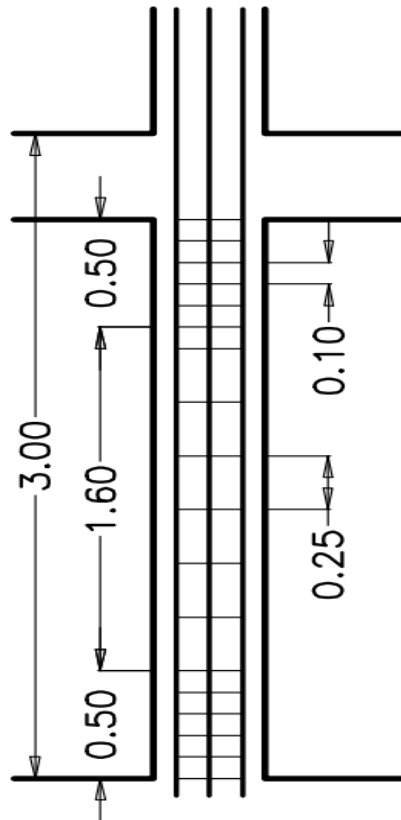
Figura 80– Distribución de acero longitudinal Columna 40x40cm



COL 40X40
8 var #9
Ref #4 6 @ 10cm
Rest @25cm

Fuente: Elaboración propia

Figura 81- Distribución de acero de refuerzo Columna 40 x40cm



Fuente: Elaboración propia

3.30. Diseño de conexiones viga-columna

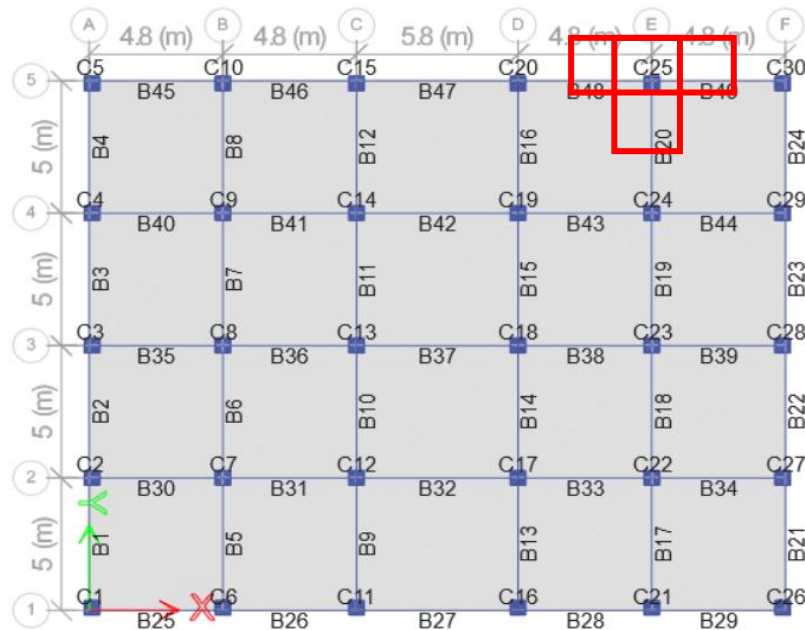
3.30.1. Diseño de conexión viga-columna externa

Se realizará el diseño de dos tipos de conexiones viga columna, donde se tomarán en cuenta las conexiones exteriores y las conexiones interiores, esto para cada nivel de la estructura.

En el caso del primer nivel se tomará en cuenta aquella columna cuyo momento en el nivel inmediato superior (positivo) sea mayor y se tomará el momento en la parte superior de la columna en el nivel de estudio. Esto en la estructura ocurre en la columna C25.

La primera estimación se hará tomando en cuenta el sentido Norte-Sur donde se tomará datos de la viga B20 y posteriormente se evaluará el sentido Este-Oeste con las cargas que se presentan en las vigas B48 y B49, tal como se observa en la siguiente ilustración.

Figura 82 - Columna diseñada para la unión viga-columna con las columnas adyacentes



Fuente: ETABS V21

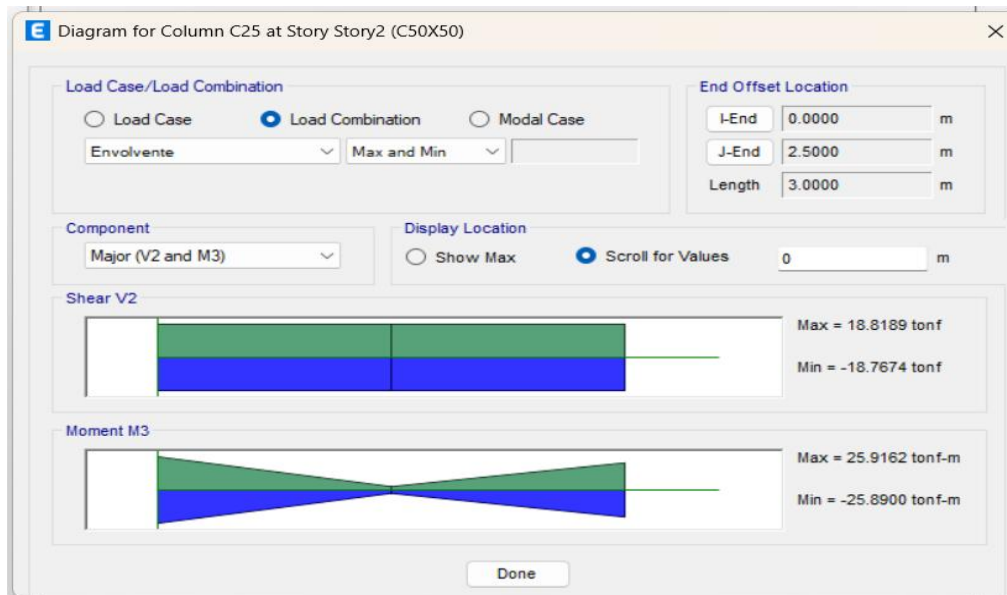
3.30.1.1. Refuerzo Transversal

Se tomará en mismo refuerzo por cortante que se estimó en el área de confinamiento de la columna.

3.30.1.2. Verificación de la resistencia al cortante (Norte-Sur)

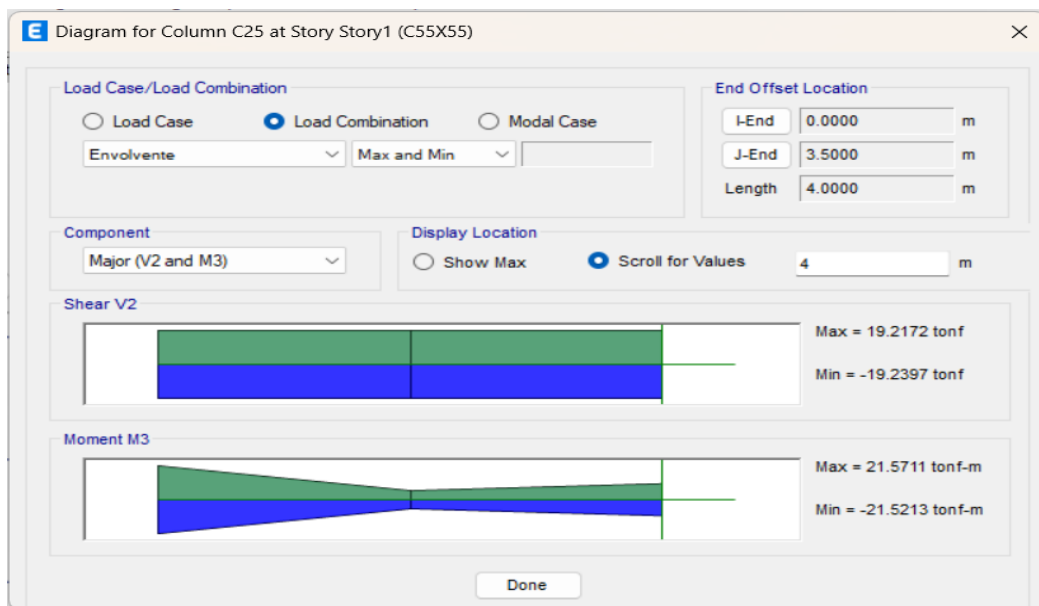
Los datos que se ocuparán para poder realizar los cálculos (Cortantes y momento) se extraerán del programa etabs.

Figura 83 - Momento y cortante superior para diseño de unión viga - columna



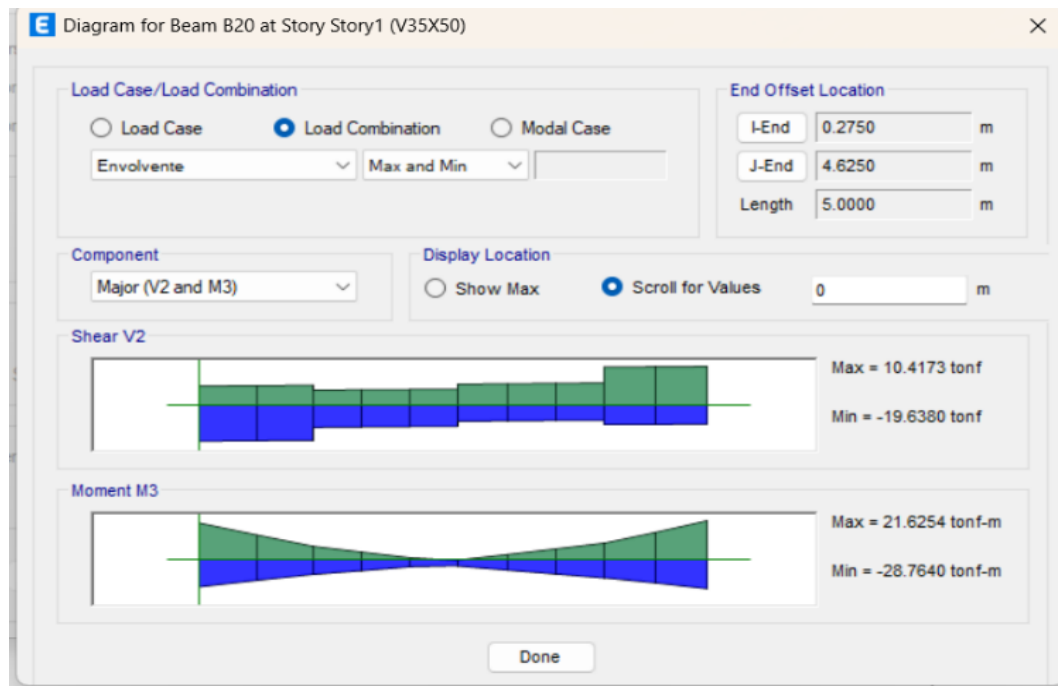
Fuente: ETABS V21

Figura 84 – Momento y cortante inferior para diseño de unión viga - columna



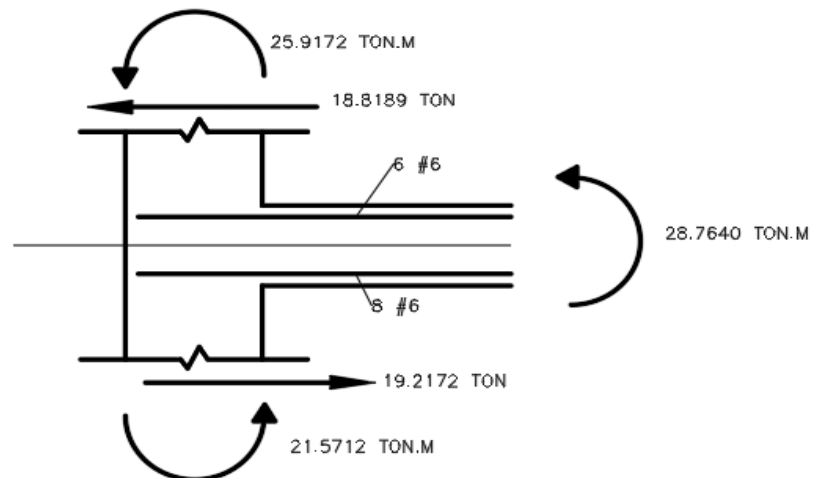
Fuente: ETABS V21

Figura 85 - Momento lateral para diseño de unión viga-columna



Fuente: ETABS V21

Figura 86 - Datos obtenidos para el diseño de unión viga-columna en dirección Norte-Sur



Fuente: Elaboración propia

3.30.1.2.1. Fuerza de Tracción del refuerzo.

Se considera el acero de refuerzo longitudinal en la parte superior de la viga

$$T = A_s * 1.25f_y$$

$$T = (6 * 2.2805\text{cm}^2) * (1.25 * \frac{4200\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$T = 89.7813\text{tonf}$$

3.30.1.2.2. Cortante horizontal

Una estimación del corte horizontal V_h de la columna puede ser calculado asumiendo que las vigas en los pisos adyacentes también están deformadas de modo que las rótulas plásticas se forman en sus uniones con las columnas... Además, suponiendo que los momentos en los extremos de las vigas que son resistidos por las columnas que se encuentran por encima y por debajo de la junta, son inversamente proporcionales a la longitud de la columna, el corte promedio horizontal en la columna es aproximadamente. Delgado y Barboza (2014, p. 375)

$$V_h = \frac{2 * 28.7670\text{tonf} \cdot \text{m}}{(4\text{m} + 3.5\text{m})} = 7.6704\text{tonf}$$

Por lo tanto, el cortante resultante sería:

$$V_u = 89.7813\text{tonf} - 7.6704\text{tonf} = 82.1109\text{tonf}$$

3.30.1.2.3. Cortante nominal

Según el ACI 318-19 en la tabla 18.8.4.3, el cortante nominal para nodos se calcula como:

$$V_n = 5.3\lambda\sqrt{f'_c} * A_j \text{ en nodos confinados}$$

$$V_n = 4\lambda\sqrt{f'_c} * A_j \text{ en nodos no confinados}$$

En el caso de estudio el nodo se determina como no confinado, debido a que la base de la viga (35cm) es menor que $\frac{3}{4}$ de la altura de la columna (55cm)

$$V_n = 4(1) \sqrt{\frac{210kg}{cm^2}} * (55cm * 55cm) = 175.3457tonf$$

Para calcular la reducción de resistencia se hace con $\phi=0.85$, de acuerdo con el apartado 21.2.4.4 del ACI 318-19

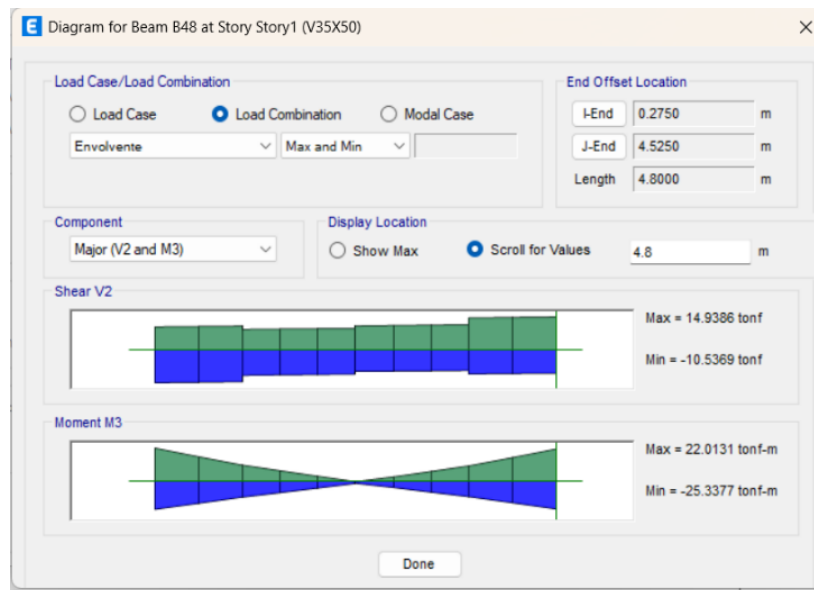
$$\phi V_n = 0.85 * 175.3457tonf = 149.0438tonf$$

Como el V_u es menos que el ϕV_n , el nodo se considera aceptable.

3.30.1.3. Verificación de la resistencia al cortante (Este-Oeste)

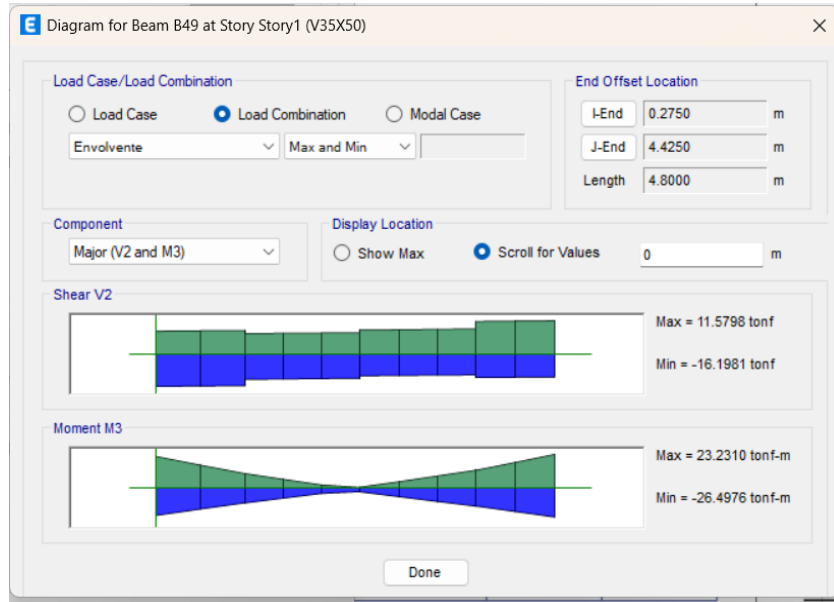
Para los momentos superior e inferior, se toma en cuenta los mismos valores colocados para la verificación de resistencia en la dirección Norte-Sur. En el caso de las vigas adyacentes, se tomará en consideración los momentos obtenidos de la viga B48 y B49.

Figura 87 – Momento de viga B48 para diseño de unión viga - columna



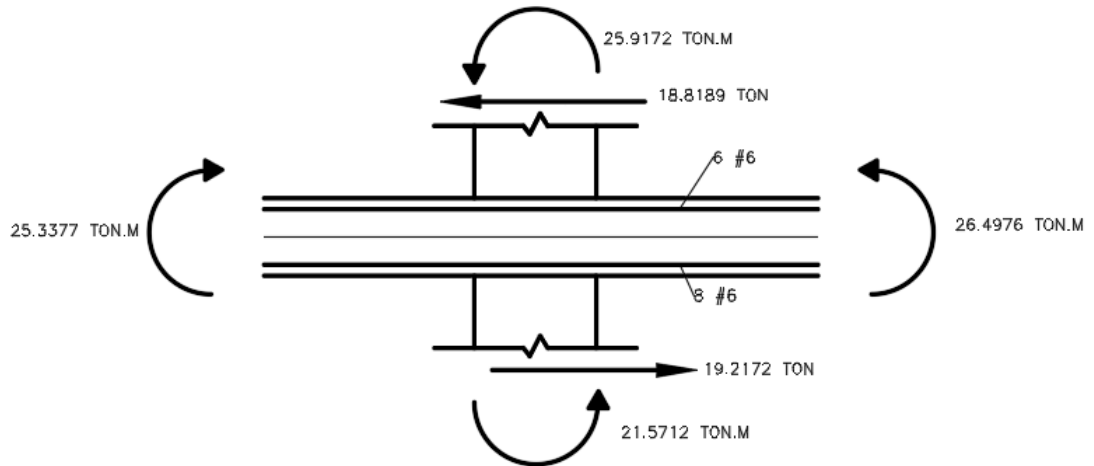
Fuente: ETABS V21

Figura 88 - Momento de Viga B49 para diseño de unión viga-columna



Fuente: ETABS V21

Figura 89 – Datos obtenidos para el diseño de unión viga – columna en dirección Este - Oeste



Fuente: Elaboración propia

3.30.1.3.1. Fuerza de Tracción del refuerzo.

$$T = (8 * 2.2805 \text{cm}^2) * (1.25 * \frac{4200 \text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$T = 119.7084 \text{tonf}$$

3.30.1.3.2. Cortante horizontal

$$V_h = \frac{2 * (25.3377 \text{tonf} \cdot \text{m} + 26.4976 \text{tonf} \cdot \text{m})}{(4 \text{m} + 3.5 \text{m})} = 13.8227 \text{tonf}$$

El cortante último, para este caso, se estimará como dos veces T, debido a que el nodo posee conexiones con igual sección de acero para ambos lados de la columna.

$$V_u = 2 * 119.7084 - 13.8227 \text{tonf} = 225.5940 \text{tonf}$$

3.30.1.3.3. Cortante nominal

$$V_n = 4(1) \sqrt{\frac{210 \text{kg}}{\text{cm}^2}} * (55 \text{cm} * 55 \text{cm}) = 175.3457 \text{tonf}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 175.3457 \text{tonf} = 149.0438 \text{tonf}$$

Como el V_u es mayor que el ϕV_n , se debe proponer una mayor sección de columna para poder dar un mayor cortante, o bien, aumentar la resistencia del concreto.

Para no aumentar mucho la sección de la columna, con un concreto de $f'_c=280 \text{kg/cm}^2$ y una sección de 65x65, el nudo cumple con la resistencia solicitada.

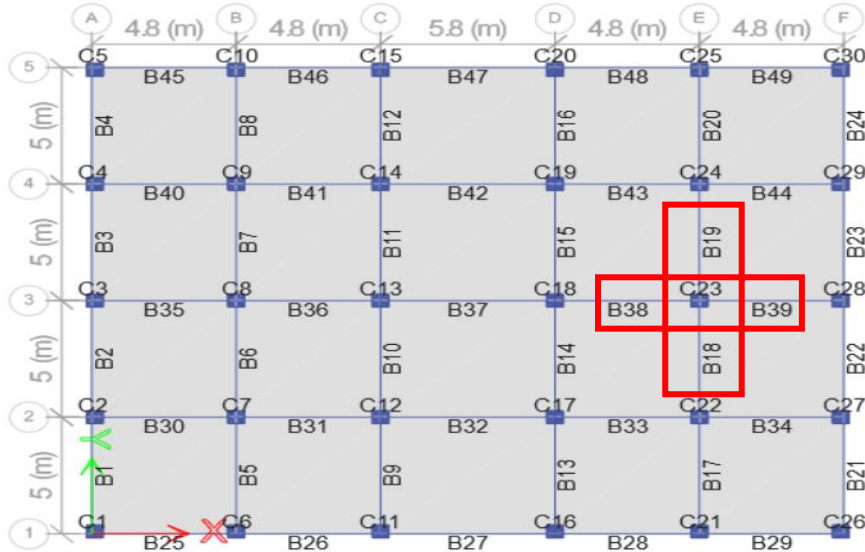
$$\phi V_n(\text{bajo condiciones anteriores}) = 240.3724 \text{tonf}$$

3.30.2. Diseño de unión viga-columna interior

3.30.2.1. Verificación de resistencia al cortante en dirección Norte-Sur

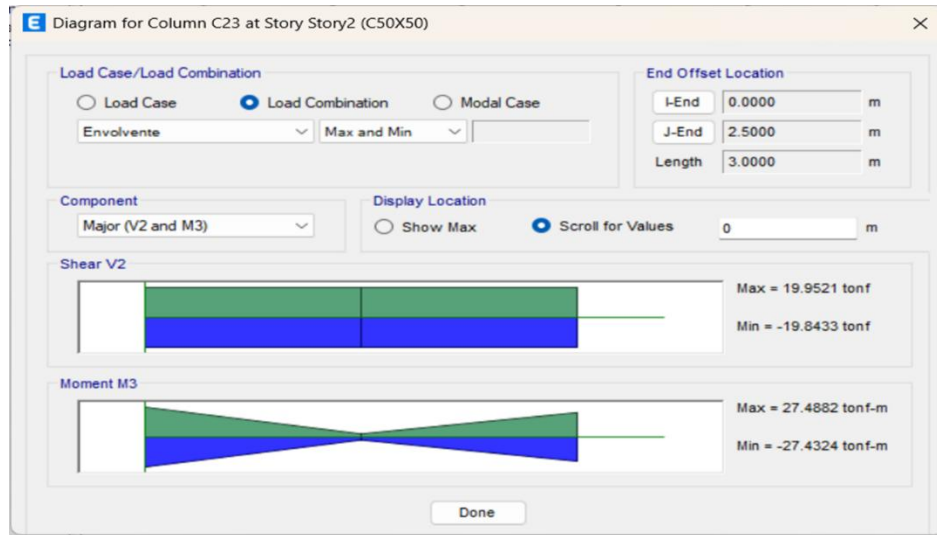
Para las uniones interiores se realizó el mismo proceso de selección que en columnas exteriores, dando como resultado la columna de diseño la columna C23.

Figura 90 – Columna interior a diseñar y vigas adyacentes



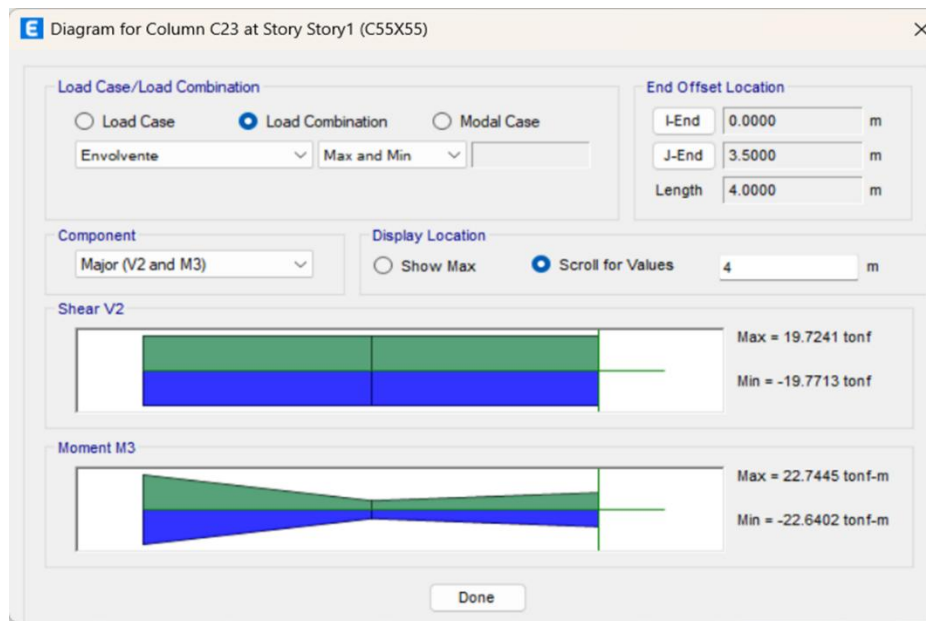
Fuente: ETABS V21

Figura 91 – Momento y cortante superior para diseño de unión viga-columna



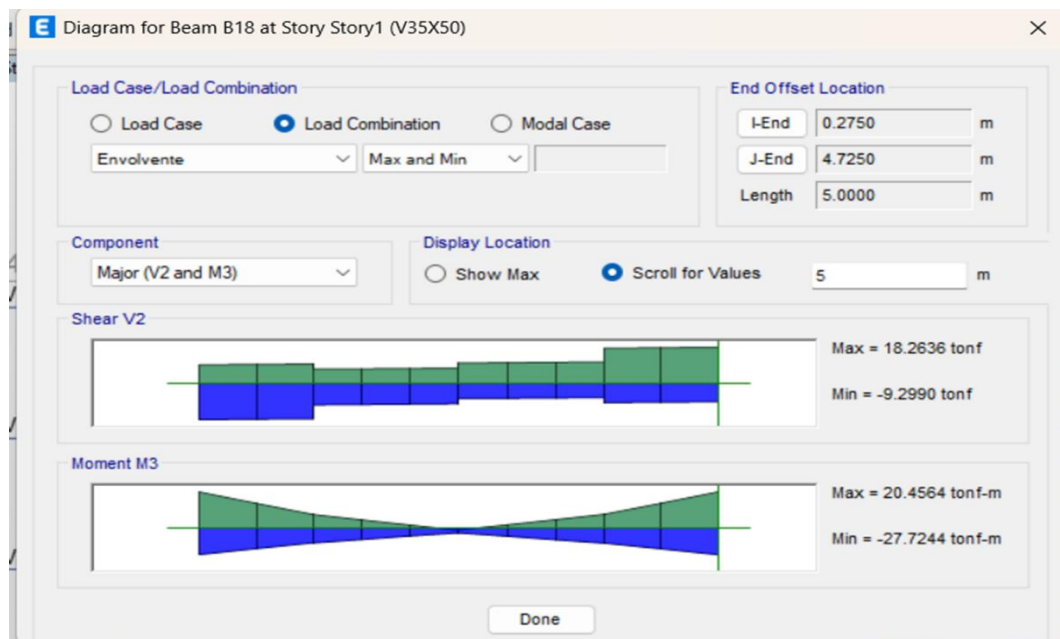
Fuente: ETABS V21

Figura 92 - Momento y cortante inferior para diseño de unión viga-columna



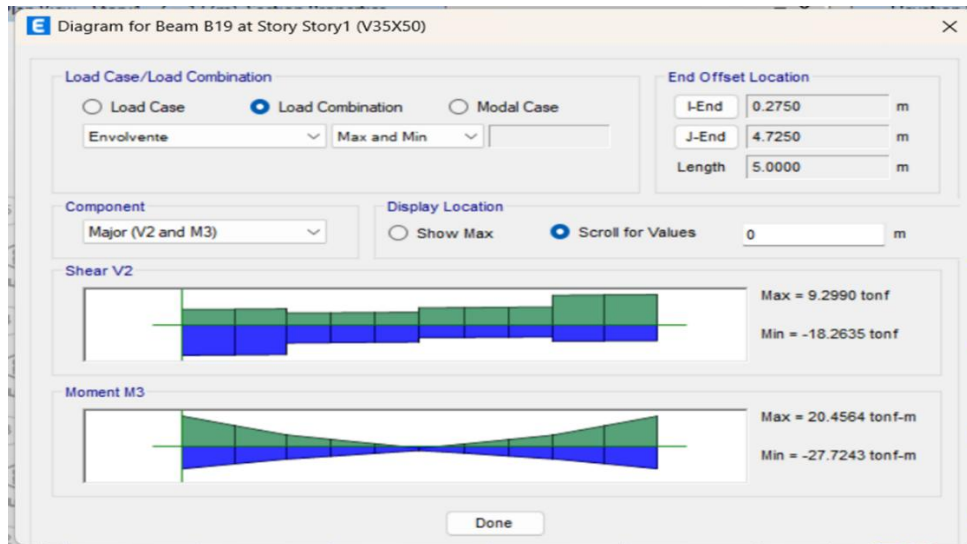
Fuente: ETABS V21

Figura 93 - Momento lateral para diseño de unión viga-columna en dirección Norte-Sur



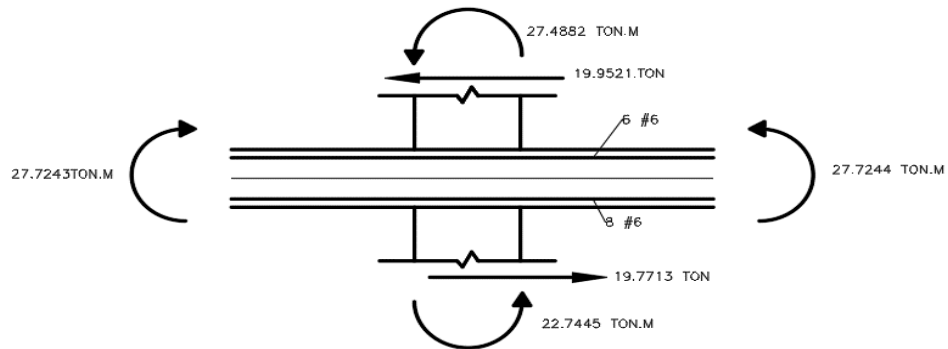
Fuente: ETABS V21

Figura 94 - Momento lateral para diseño de unión viga-columna en dirección Norte-Sur



Fuente: ETABS V21

Figura 95 - Datos obtenidos para el diseño de unión viga-columna en dirección Norte-Sur



Fuente: Elaboración propia

3.30.2.1.1. Fuerza de Tracción del refuerzo.

$$T = (6 * 2.2805 \text{ cm}^2) * (1.25 * \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2})$$

$$T = 89.7813 \text{ tonf}$$

3.30.2.1.2. Cortante horizontal

$$V_h = \frac{2 * (27.7243 \text{tonf} \cdot \text{m} + 27.7244 \text{tonf} \cdot \text{m})}{(4\text{m} + 3.5\text{m})} = 14.7863 \text{tonf}$$

El cortante último, para este caso, se estimará como dos veces T, debido a que el nodo posee conexiones con igual sección de acero para ambos lados de la columna.

$$V_u = 2 * 89.7813 \text{tonf} - 14.7863 \text{tonf} = 164.7763 \text{tonf}$$

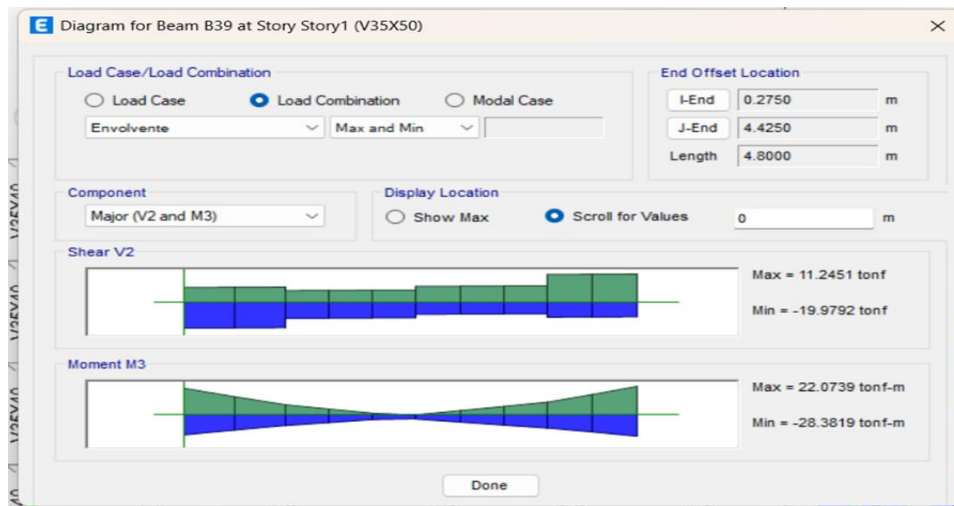
3.30.2.1.3. Cortante nominal

$$V_n = 4(1) \sqrt{\frac{210 \text{kg}}{\text{cm}^2}} * (55 \text{cm} * 55 \text{cm}) = 175.3457 \text{tonf}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 175.3457 \text{tonf} = 149.0438 \text{tonf}$$

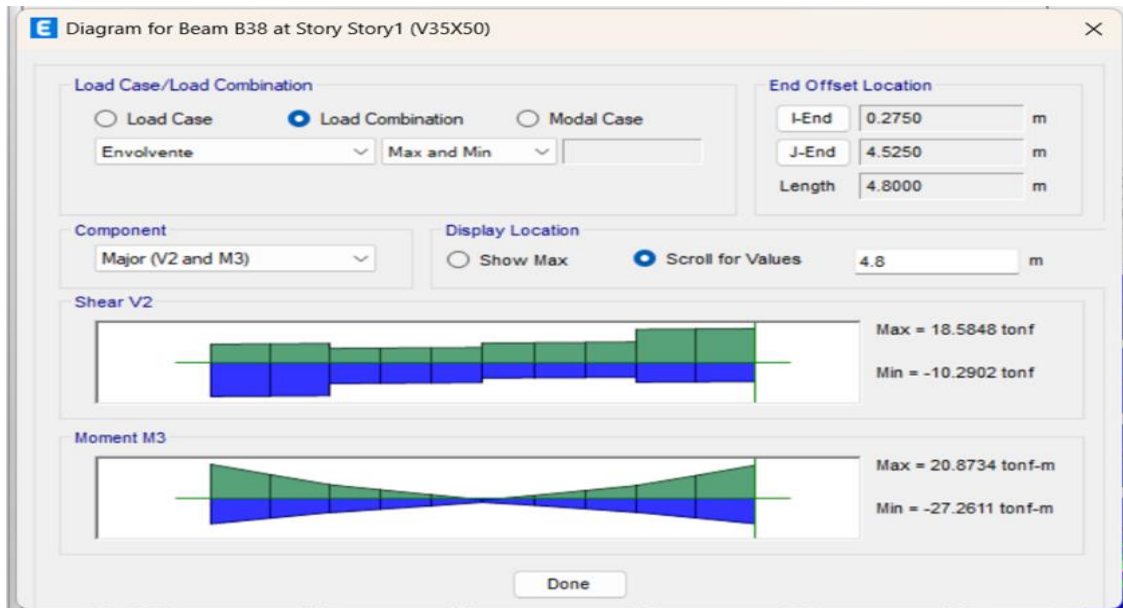
Como el V_u es mayor que el ϕV_n , se debe proponer una mayor sección de columna para poder dar un mayor cortante, o bien, aumentar la resistencia del concreto.

Figura 96 - Verificación de resistencia al cortante en dirección Este-Oeste



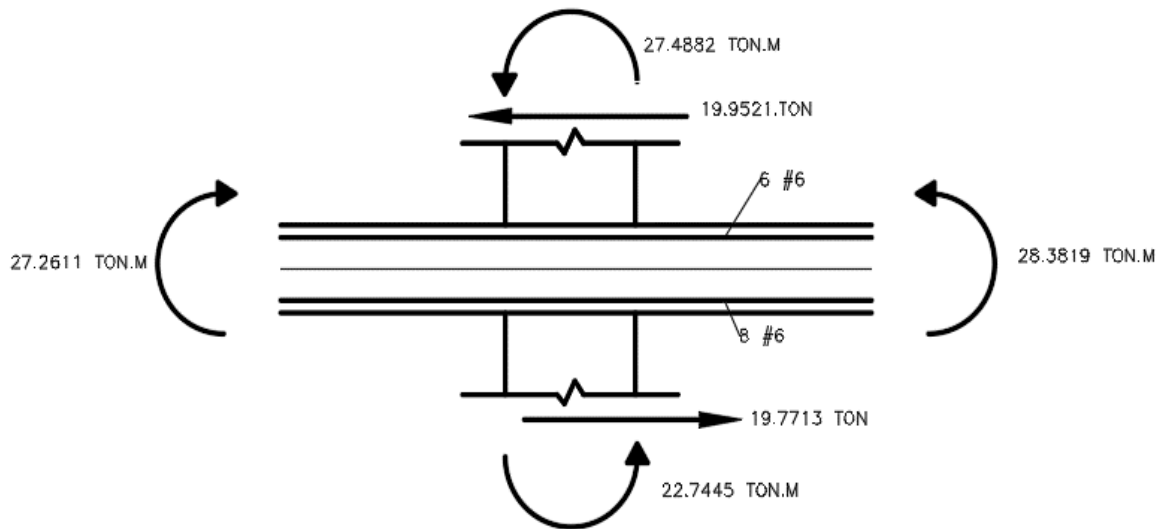
Fuente: ETABS V21

Figura 97 - Momento lateral para diseño de unión viga-columna en dirección Este-Oeste



Fuente: ETABS V21

Figura 98 - Datos obtenidos para el diseño de unión viga-columna en dirección Norte-Sur



Fuente: Elaboración propia

3.30.2.1.4. Fuerza de Tracción del refuerzo.

$$T = (8 * 2.2805 \text{cm}^2) * (1.25 * \frac{4200 \text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$T = 119.7084 \text{tonf}$$

3.30.2.1.5. Cortante horizontal

$$V_h = \frac{2 * (28.3819 \text{tonf} \cdot \text{m} + 27.2611 \text{tonf} \cdot \text{m})}{(4 \text{m} + 3.5 \text{m})} = 14.8381 \text{tonf}$$

El cortante último, para este caso, se estimará como dos veces T, debido a que el nodo posee conexiones con igual sección de acero para ambos lados de la columna.

$$V_u = 2 * 119.7084 \text{tonf} - 14.8381 \text{tonf} = 224.5787 \text{tonf}$$

3.30.2.1.6. Cortante nominal

$$V_n = 4(1) \sqrt{\frac{210 \text{kg}}{\text{cm}^2}} * (55 \text{cm} * 55 \text{cm}) = 175.3457 \text{tonf}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 175.3457 \text{tonf} = 149.0438 \text{tonf}$$

Como el V_u es mayor que el ϕV_n , se debe proponer una mayor sección de columna para poder dar un mayor cortante, o bien, aumentar la resistencia del concreto.

Se dispone una tabla de resumen de los valores obtenidos para cada tipo de nodo en cada nivel de la estructura:

Tabla 78 – Tabla de resumen de valores

NIVEL	TIPO	DIRECCION	T	Vh	Vu	ϕV_n	OBSERVACION
1	LATERAL	N-S	89.78	7.67	82.11	149.04	CUMPLE
		E-O	119.71	13.82	225.59	149.04	NO CUMPLE
	CENTRAL	N-S	89.78	14.79	164.78	149.04	NO CUMPLE
		E-O	119.71	14.84	224.58	149.04	NO CUMPLE
2	LATERAL	N-S	74.82	6.65	68.17	123.18	CUMPLE
		E-O	89.78	12.79	165.87	123.18	NO CUMPLE
	CENTRAL	N-S	74.82	13.69	135.94	123.18	NO CUMPLE
		E-O	89.78	13.69	165.87	123.18	NO CUMPLE
3	LATERAL	N-S	59.85	5.98	53.87	123.18	CUMPLE
		E-O	74.82	10.87	138.77	123.18	NO CUMPLE
	CENTRAL	N-S	59.85	11.66	108.05	123.18	CUMPLE
		E-O	74.82	11.66	137.98	123.18	NO CUMPLE
4	LATERAL	N-S	44.89	4.14	40.75	99.77	CUMPLE
		E-O	74.82	6.37	143.27	99.77	NO CUMPLE
	CENTRAL	N-S	44.89	7.56	82.22	99.77	CUMPLE
		E-O	74.82	7.56	142.08	99.77	NO CUMPLE
5	LATERAL	N-S	29.93	2.08	27.85	78.83	CUMPLE
		E-O	44.89	3.30	86.48	78.83	NO CUMPLE
	CENTRAL	N-S	29.93	4.05	55.80	78.83	CUMPLE
		E-O	44.89	4.05	85.73	78.83	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

3.31. Diseño de zapata aislada

La zapata aislada es un elemento estructural encargado de transmitir las cargas de una columna hacia el terreno de manera segura y uniforme, evitando asentamientos diferenciales o fallas en el suelo. En este diseño, se valoraron tres aspectos fundamentales: el punzonamiento, el cortante y la flexión, los cuales garantizan la capacidad resistente y la estabilidad del elemento. Para el desarrollo del análisis se utilizaron los datos obtenidos del programa ETABS V21, tales como los momentos, las cargas vivas y las cargas muertas, los cuales permitieron determinar los esfuerzos y dimensionar adecuadamente la zapata conforme a los criterios establecidos en el ACI 318-19.

Es importante mencionar que no se cuenta con un estudio geotécnico específico que permita determinar con precisión las propiedades del suelo, se adoptaron valores de referencia del libro “Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica” de Karl Terzaghi y Ralph B. Peck, segunda edición. Para efectos del diseño preliminar de las cimentaciones, se utilizó la tabla de esfuerzos admisibles

propuesta por los autores, seleccionando de forma conservadora el valor mínimo correspondiente al tipo de suelo clasificado como arena gruesa muy firme, cuyo esfuerzo admisible es de 3 kg/cm².

Tabla 79 – Presiones admisibles usuales

	<i>q_s</i> en kg/cm ²
1 Arena fluida	0,5
8 Arena mojada	2
11 Arena fina, firme y seca	2,5–3
14 Arena fluida drenada	3
17 Arena gruesa muy firme	3–6
24 Grava y arena gruesa en mantos espesos	5–8

Fuente: Mecánica de suelos en la ingeniería practica

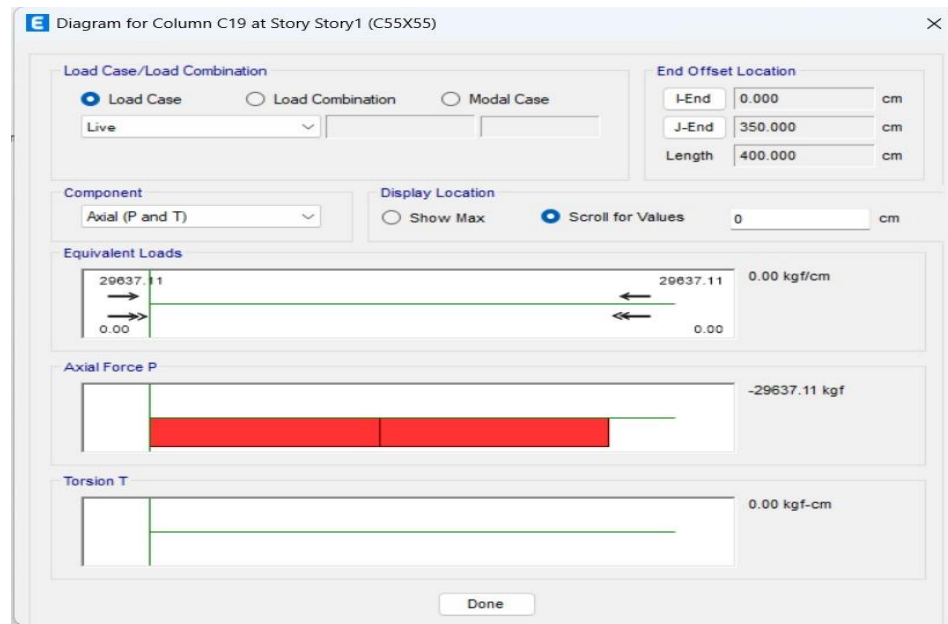
Con base en los lineamientos expuestos en “Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica” de Karl Terzaghi y Ralph B. Peck (segunda edición), se establece que las cimentaciones superficiales deben disponerse a una profundidad de desplante típica comprendida entre 1.5 m y 2.0 m, con el fin de garantizar que la base de la zapata se ubique por debajo de la zona afectada por variaciones estacionales de humedad, posibles procesos de erosión superficial y estratos de baja compacidad. Considerando este rango recomendado por los autores y aplicando un criterio conservador acorde con las condiciones locales del sitio, se adoptó una profundidad de desplante de 1.80 m, valor que permite asegurar un adecuado confinamiento del suelo portante y una transmisión eficiente de cargas sin comprometer la estabilidad ni la capacidad portante del estrato de apoyo.

Tabla 80– Tabla de datos generales

Datos generales		
F'c	210 kg/cm2	Resistencia a la compresión del concreto
Fy	4200 kg/cm2	Esfuerzo de fluencia del acero
Wprom concreto y suelo	1500 kg/m3	Peso promedio del concreto y del suelo
Sobrecarga	220 kg/m2	Sobrecarga
Ea	3 kg/cm2	Esfuerzo admisible del suelo
L	55 cm	Longitud de la columna
B	55 cm	Ancho de la columna
Df	1.80 m	Profundidad de desplante
PL	29637.11 kgf	Carga viva
Pd	75809.16 kgf	Carga muerta
Mdx	19995.10 kgf*cm	Momento en x para carga viva
Mdx	35291.83 kgf*cm	Momento en x para carga muerta
Mdy	1279.26 kgf*cm	Momento en y para carga viva
Mdy	218.43 kgf*cm	Momento en y para carga muerta
db	15.90 mm	Diámetro de la varilla
ab	198.556974 mm2	Área de la varilla

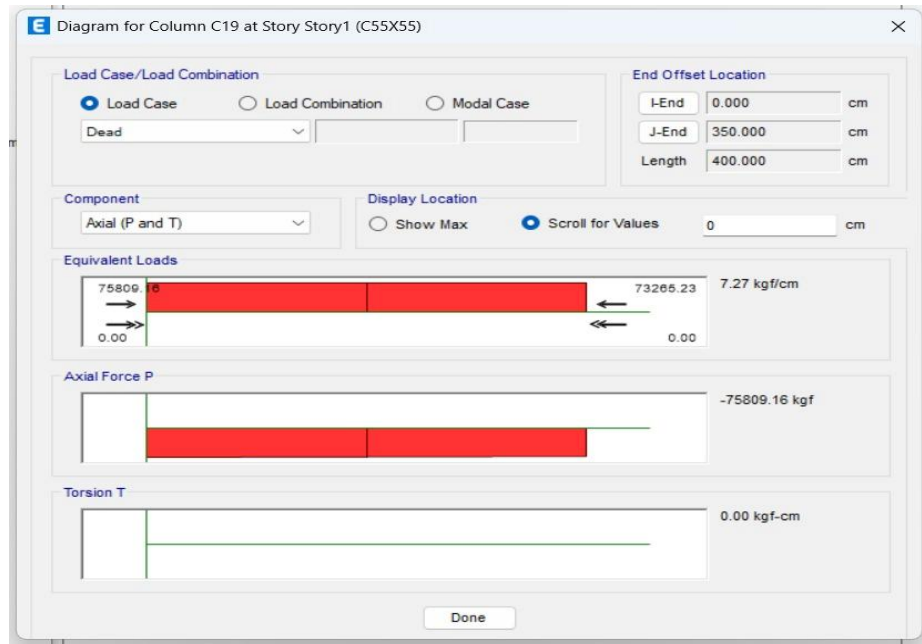
Fuente: Elaboración propia

Figura 99 – Diagrama de cortante carga viva



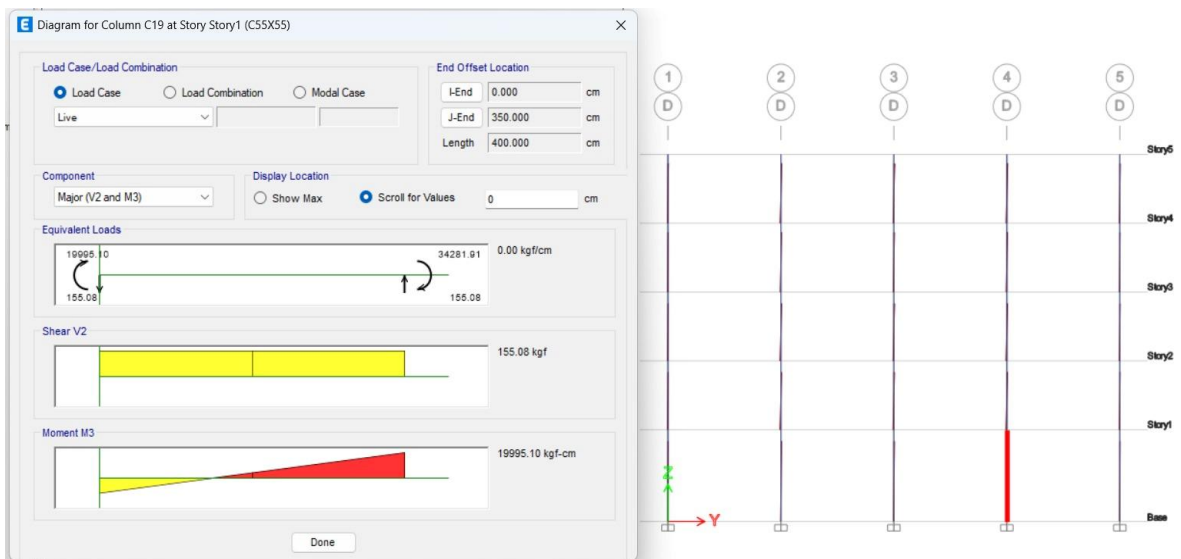
Fuente: ETABS V21

Figura 100 – Diagrama de cortante carga muerta



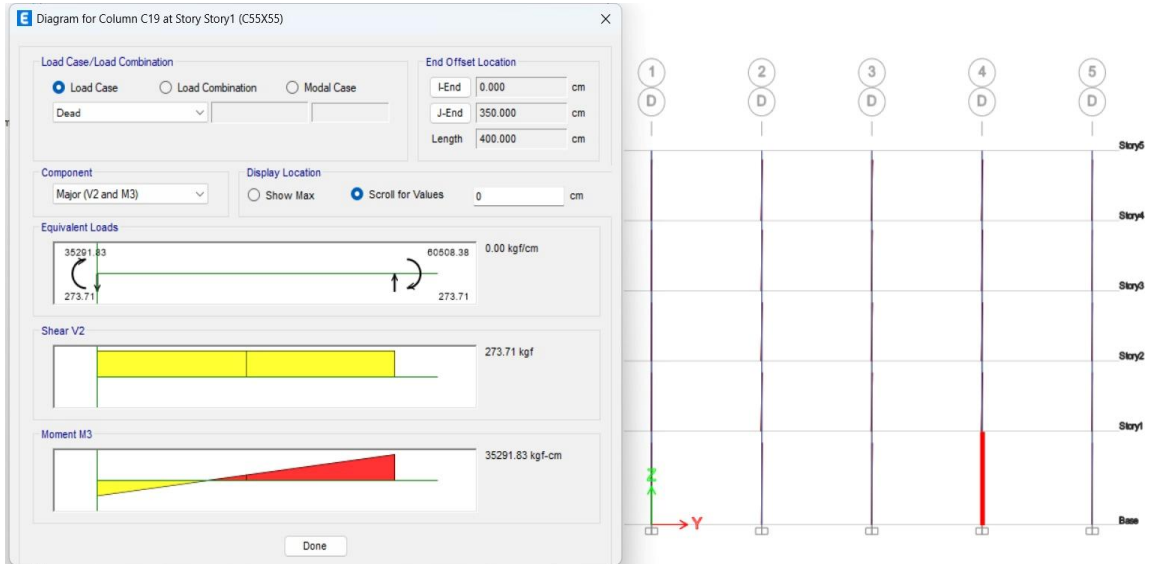
Fuente: ETABS V21

Figura 101 – Diagrama de momento en eje X para carga viva



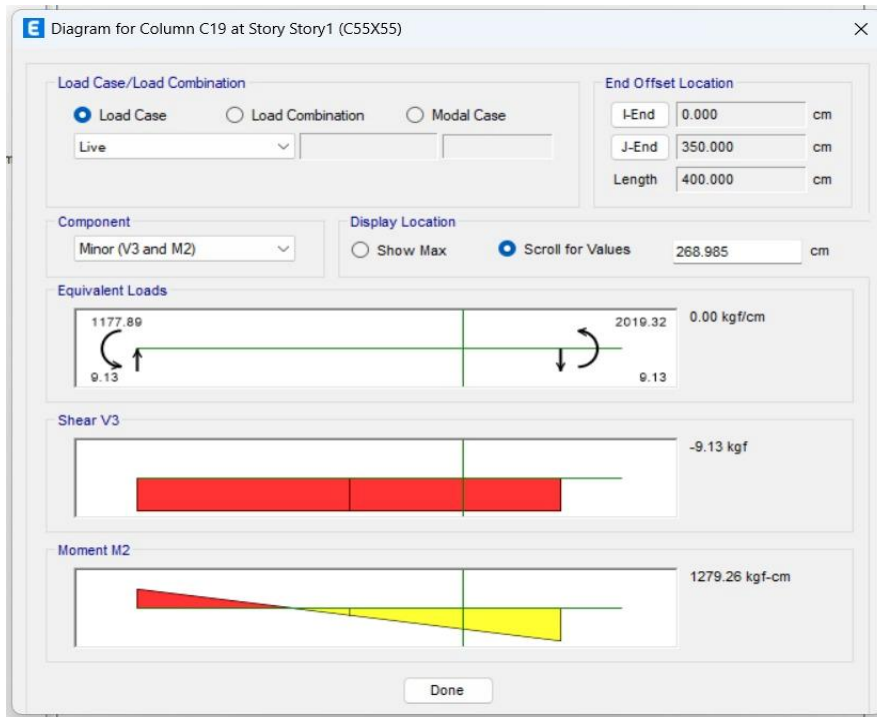
Fuente: ETABS V21

Figura 102 – Diagrama de momento en eje X para carga muerta



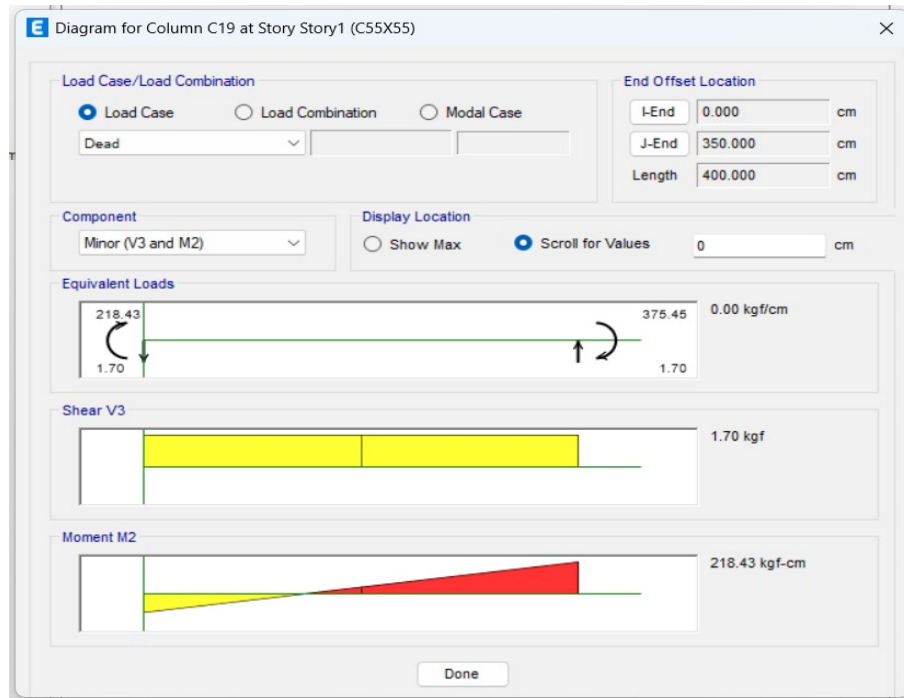
Fuente: ETABS V21

Figura 103 – Diagrama de momento en eje Y para carga viva



Fuente: ETABS V21

Figura 104 – Diagrama de momento en eje Y para carga muerta



Fuente: ETABS V21

a. Dimensiones en planta

$$q_n = E_a - (\text{sobrecarga} + D_f + W_p) \quad (\text{Ec. 53})$$

$$q_n = 28278.20 \text{ kg/m}^2$$

$$P = P_d + P_L \quad (\text{Ec. 54})$$

$$P = 105446.27 \text{ kgf}$$

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} \quad (\text{Ec. 55})$$

$$M_x = 552.87 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} \quad (\text{Ec. 56})$$

$$M_y = 14.98 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$\sigma \frac{P}{LB} + \frac{6Mx}{LB^2} + \frac{6My}{BL^2} \quad (\text{Ec. 57})$$

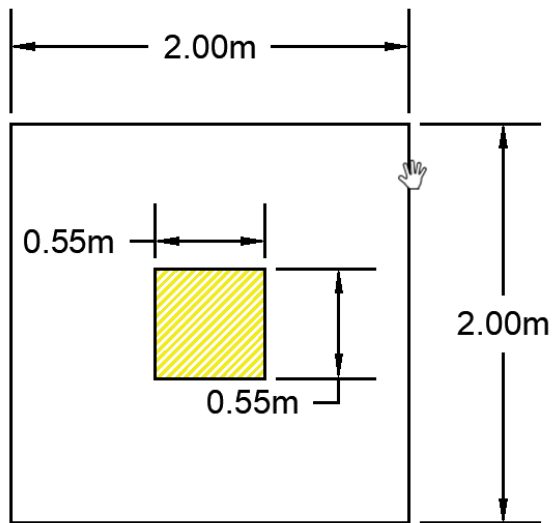
$$\sigma \frac{P}{L^2} + \frac{6Mx}{L^3} + \frac{6My}{L^3} \quad (\text{Ec. 58})$$

Se utilizará la segunda fórmula para el cálculo de los esfuerzos de contacto, ya que la zapata es cuadrada ($L = B$). En este caso, las dimensiones en ambas direcciones son iguales, por lo que la distribución de presiones bajo la zapata es simétrica.

$$28278.2L^3 - 105446.27L - 3401.75 = 0$$

$$L = 1.95\text{m} \approx 2.00\text{m}$$

Figura 105– Dimensiones de la zapata



Fuente: Elaboración propia

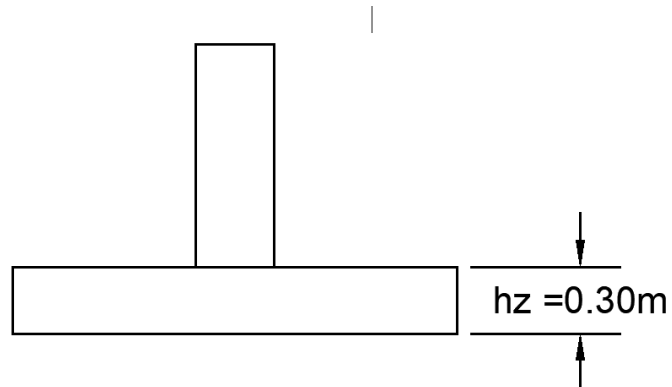
b. Cálculo de espesor de la zapata

$$h_z \geq 25\text{db}$$

$$h_z = 39.75\text{cm} \approx 40.00\text{cm}$$

d = 30cm

Figura 106– Peralte



Fuente: Elaboración propia

c. Cálculo de presión de diseño

$$P_u = 1.2 P_d + 1.6 P_L \quad (\text{Ec. 59})$$

$$P_u = 138390.3680 \text{kgf}$$

$$M_{ux} = 1.2 M_{dx1} + 1.6 M_{dx2} \quad (\text{Ec. 60})$$

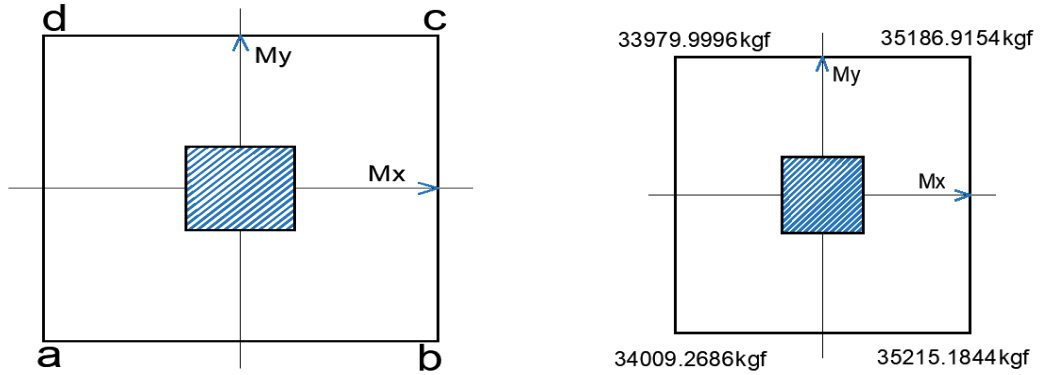
$$M_{ux} = 804.6105 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy} = 1.2 M_{dy1} + 1.6 M_{dy2} \quad (\text{Ec. 61})$$

$$M_{uy} = 18.8460 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_u = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{LB^2} \quad (\text{Ec. 62})$$

Figura 107– Representación de esfuerzos combinados



Fuente: Elaboración propia

Tabla 81– Esfuerzos combinados

$\sigma u(a)$	34008.2686 kgf/m ²
$\sigma u(b)$	35215.1844 kgf/m ²
$\sigma u(c)$	35186.9154 kgf/m ²
$\sigma u(d)$	33979.9996 kgf/m ²

Fuente: Elaboración propia

$$Dp = \frac{L-d}{2} - d \quad (\text{Ec. 63})$$

$$Dp = 0.55m$$

$$\sigma u = \sigma u(a) + \frac{\sigma u(b) - \sigma u(a)}{L} (L - Dp) \quad (\text{Ec. 64})$$

Tabla 82– Tabla de esfuerzos

$\sigma u(e)$	34883.2825 kgf/m ²
$\sigma u(f)$	34855.0135 kgf/m ²

Fuente: Elaboración propia

Diseño por cortante

$$Vud = qprom * b * (Lv - Dp) \quad (Ec. 65)$$

$$Vud = 38538.6088 \text{kgf}$$

$$\phi Vc = 0.53 * \lambda \sqrt{f'c} * bw * d \quad (Ec. 66)$$

$$\phi Vc = 39170.1913 \text{kgf}$$

$$\phi Vc \geq Vud \text{ "Cumple"}$$

Diseño por punzonamiento

$$\sigma = \frac{Pu}{BL} \pm \frac{MuyX}{I*Y} \pm \frac{MuxY}{I*X} \quad (Ec. 67)$$

$$I = \frac{B*H^3}{12} \quad (Ec. 68)$$

$$I = 1.33 \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{138528.99}{4} \pm \frac{17.78x}{1.33} \pm \frac{804.49y}{1.33}$$

Tabla 83 – Esfuerzos combinados

σu (g)	35033.5895 kgf/m ²
σu (h)	35054.7845 kgf/m ²
σu (i)	34149.5945 kgf/m ²
σu (j)	34128.3995 kgf/m ²

Fuente: Elaboración propia

$$Vud1 = \sigma uprom * Ap \quad (Ec. 69)$$

$$Vud1 = 24992.4252 \text{kgf}$$

$$Vu = Pu - Vud1 \quad (Ec. 70)$$

$$Vu = 113397.9428 \text{kgf}$$

$$\phi Vc = 1.06 \lambda \sqrt{f'c} bo * d \quad (Ec. 71)$$

$$\phi V_c = 133178.6510 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c \geq V_u \text{ "Cumple"}$$

Diseño de flexión

$$\sigma_u = 34591.592 \pm 14.13x \pm 603.4600y$$

$$X = D_p, y = L/2$$

x	0.55	cm
y	1.00	cm

Tabla 84– Esfuerzos combinados

σ_u (k)	34597.6301 kgf/m ²
σ_u (l)	34585.5609 kgf/m ²

Fuente: Elaboración propia

$$V_u = \sigma_{uprom} * L_{ef} * L \quad (Ec. 72)$$

$$L_{ef} = \frac{L-B}{2} \quad (Ec. 73)$$

$$L_{ef} = 0.725 \text{ m}$$

$$V_u = 49829.6796 \text{ kgf}$$

$$x_{1,2} = \frac{L_{ef}}{3} \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) \quad (Ec. 74)$$

$$X_1 = 0.3614\text{m}, X_2 = 0.3615\text{m}$$

$$x = \frac{x_1 + x_2}{2} \quad (Ec. 75)$$

$$X = 0.3615 \text{ m}$$

$$M_u = V_u (L_{ef} - X) \quad (Ec. 76)$$

$$Mu = 18115.8369 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$As(c) = \frac{Mu}{0.85 \cdot Fy \cdot d} \quad (\text{Ec. 77})$$

$$As(c) = 16.9343 \text{ cm}$$

$$a = \frac{As \cdot Fy}{0.85 \cdot f'c \cdot L} \quad (\text{Ec. 78})$$

$$a = 1.9923 \text{ cm}$$

$$As(a) = \frac{Mu}{0.9 \cdot Fy \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad (\text{Ec. 79})$$

$$As(a) = 16.5428 \text{ cm}$$

$$a = 1.9462 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{As(a)}{L \cdot d} \quad (\text{Ec. 80})$$

$$\rho = 0.002757$$

$$\rho \geq 0.0018 \text{ "Cumple"}$$

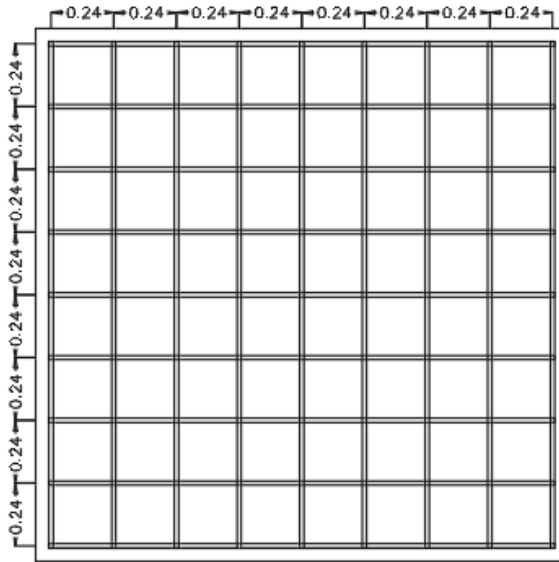
$$S = \left(\frac{ab}{As}\right)(Sw) \quad (\text{Ec. 81})$$

$$Sw = L$$

$$S = 24.00 \text{ cm}$$

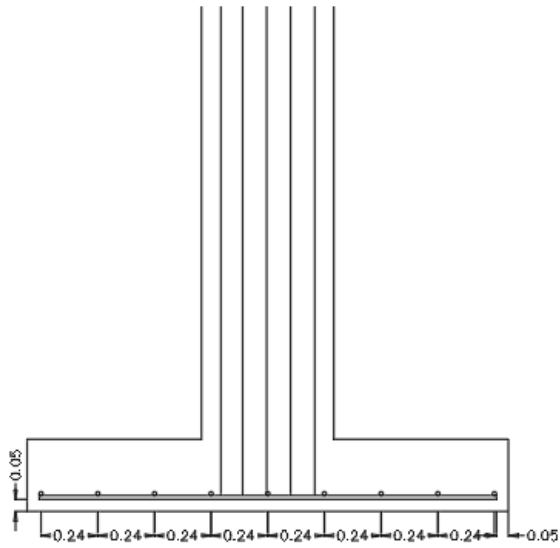
El diseño de la zapata aislada con refuerzo de barras N°5 a cada 24 cm satisface los requisitos de resistencia a flexión, corte y punzonamiento, cumpliendo la normativa vigente y garantizando un comportamiento seguro y adecuado para la sección de columna considerada.

Figura 108 - Vista de planta de refuerzo para zapata



Fuente: Elaboración propia

Figura 109 - Vista de perfil de refuerzo para zapata



Fuente: Elaboración propia

4. CONCLUSIONES.

- El análisis dinámico modal espectral realizado al edificio de uso administrativo (oficinas) y 16 m de altura total arrojó cortantes basales dinámicos de 344.32 tonf en el eje X y 339.12 tonf en el eje Y, valores que resultan inferiores al cortante basal estático equivalente de 492.51 tonf, cumpliendo con el criterio de comparación y control sísmico establecido por la normativa vigente. Asimismo, los periodos fundamentales de 0.235 s en X y 0.237 s en Y son coherentes con la altura y rigidez del sistema estructural. Las derivas máximas de entrepiso, que alcanzan valores de 0.001701 en X y 0.001734 en Y, representan aproximadamente el 25 % del límite normativo permitido, confirmando que la estructura presenta un adecuado control de deformaciones y un desempeño sísmico satisfactorio conforme a la Normativa Sismorresistente de la Ciudad de Managua.
- El diseño de las vigas del pórtico especial, conforme al ACI 318-19, se realizó considerando momentos últimos de diseño positivos que varían desde 2242.95 tonf·cm en el nivel I hasta 432.77 tonf·cm en el nivel V, y momentos negativos máximos de -3031.02 tonf·cm en el nivel I, disminuyendo progresivamente hacia los niveles superiores. Estas demandas fueron adecuadamente resistidas mediante la disposición de estribos N°10 cada 20 cm en los niveles I, II y III, y cada 15 cm en los niveles IV y V, garantizando la capacidad a cortante y el confinamiento requerido. En las columnas, se obtuvieron momentos últimos de diseño de 8050 tonf·cm en el eje M22 y 7800 tonf·cm en el eje M33, disponiéndose refuerzo transversal N°9 cada 10 cm, lo que permitió que la capacidad resistente de las columnas sea superior a la de las vigas, cumpliéndose el criterio de columna fuerte – viga débil y asegurando un comportamiento dúctil del sistema estructural.

- El sistema de fundaciones fue diseñado mediante zapatas aisladas de 2.00 m × 2.00 m, reforzadas con barras N°5 espaciadas cada 24 cm, dimensiones que resultaron suficientes para transmitir las cargas provenientes de la superestructura al terreno de fundación. Las verificaciones de flexión, corte unidireccional y punzonamiento demostraron que la zapata cumple con los estados límite de resistencia establecidos por el ACI 318-19, manteniendo un nivel de seguridad adecuado y garantizando un comportamiento estructural estable y seguro para la sección de columna considerada.

5. RECOMENDACIONES.

En base a la investigación realizada se recomienda lo siguiente:

- Mantener la aplicación estricta de los criterios establecidos por la Normativa Sismorresistente de Managua (2022), asegurando una correcta evaluación de las cargas impuestas, la clasificación del sitio, los parámetros sísmicos y la demanda estructural. Se recomienda revisar periódicamente actualizaciones normativas para garantizar que los diseños se mantengan vigentes y compatibles con nuevas exigencias.
- Complementar el uso de Excel con herramientas especializadas para validar el diseño estructural de los elementos, tales como, vigas, columnas y cimentaciones.
- Reevaluar la resistencia al cortante nominal de los nodos de la estructura, ya que en algunos niveles y direcciones no se cumple con los requisitos establecidos en el ACI 318-19. Para mejorar esta condición, se sugiere incrementar la resistencia a la compresión del concreto de 210 kg/cm² a 280 kg/cm², lo cual aumenta la contribución del concreto al cortante. Adicionalmente, se recomienda aumentar las dimensiones de las columnas con el fin de incrementar el área efectiva del nodo y, en consecuencia, su capacidad resistente al cortante.

6. BIBLIOGRAFÍA

Ministerio de Transporte e Infraestructura – MTI. (2022). Norma sismorresistente para la ciudad de Managua 2022

American Concrete Institute. (2019). ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute

Cerda Ortiz, L. J., Medrano Álvarez, N. E., & Membreño Pérez, R. C. (2018). Diseño estructural sismo-resistente a base de marcos dúctiles de concreto reforzado aplicado en edificio de baja altura ubicado en la ciudad de Managua.

Moehle, J., & Hooper, J. (2016). Seismic design of reinforced concrete special moment frames. National Institute of Standards and Technology.

Salazar, E., & Benavides, J. (2015). Análisis y diseño sísmico de estructuras. Editorial Universitaria.

Delgado, J., & Barboza, A. (2014). Concreto armado, aspectos fundamentales. Detallado sísmico de pórticos y muros dúctiles. Editorial Astro Dalia S.A.

Cerda Ortiz, L. J.; Medrano Álvarez, N. E.; & Membreño Pérez, R. C. (2018). Diseño estructural sismo-resistente a base de marcos dúctiles de concreto reforzado aplicado en edificio de baja altura ubicado en la ciudad de Managua.

Mora Lumbi, A. Stefany; & Pérez Soza, E. Fernanda. (2022). Determinación del factor de reducción de respuesta sísmica (R) para marcos dúctiles de concreto reforzado. ¶

Rose Portillo, T. E. (2019). Diseño estructural de edificio multiusos de 4 niveles con pórticos especiales de concreto reforzados resistentes a momento, ubicado en la ciudad de Granada, Nicaragua (Tesina para optar al grado de Especialista en Obras Verticales). Universidad Nacional de Ingeniería

e-Construir. (2025). *Marcos rígidos*. <https://e-construir.com/estructuras/marcos-rigidos.html>

Salazar Montiel, L. J. (2024). Evaluación comparativa de zapatas aisladas sobre pilotes de un edificio de 30 pisos en Managua diseñadas de manera convencional versus el diseño considerando los efectos de interacción suelo-estructura [Trabajo monográfico para optar al título de Ingeniero Civil]. Universidad Nacional de Ingeniería.

¶

7. ANEXOS.

Tabla 7.7.1 – Cargas Variables Mínimas kg/m²

CUBIERTAS DE TECHO (INCLUYE MATERIAL FIJADO)			
Conceptos	Peso (kg/m ²)	Conceptos	Peso (kg/m ²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6	Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Zinc corrugado calibre 26	5.4	Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Zinc corrugado calibre 24	6.1	Autoportante tipo maxiplac	15
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9	Teja de barro tipo española nacional, saturada. Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbrera y de limatesas	50
Cartón asfáltico de 3 capas	35	Lámina metálica cal.26 con núcleo de poliestireno tipo sándwich de 2" de peraltes	15

CIELOS RASOS			
Conceptos	Peso (kg/m ²)	Conceptos	Peso (kg/m ²)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14	Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Cielo raso de Plywood de ¼" con estructura de madera	16	Machihembre de ½"	7
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18	Yeso con perfiles de aluminio	8
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22	Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5	Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

CUBIERTA DE PISOS.			
Conceptos	Peso (kg/m ²)	Conceptos	Peso (kg/m ²)
Ladrillo de cemento	83	Ladrillo de Cerámica	30
Ladrillo de barro	58	Fibrocemento de 20 mm	22

PAREDES			
Concepto	Peso (Kg/m ²)	Conceptos	Peso(Kg/m ²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110	Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	10	Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood ¼"	10	Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de concreto de 10 x 20 x 40	140	Bloque de concreto de 15 x 20 x 40	200
Bloque de concreto de 20 x 20 x 40	230	Mampostería Reforzada Bloque de concreto de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de concreto de 20 x 20 x 40	300	Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poliestireno expandido (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de arcilla de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172	Bloque sólido de arcilla de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255	Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20	Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

MATERIALES ALMACENABLES			
Rocas	(kg/m3)	Rocas	(kg/m3)
Arenisca	2,600	Granito, sienita, diabasa, pórfido	2,800
Arenisca porosa y caliza porosa	2,400	Gneis	3,000
Basalto, diorita	3,000	Mármol	2,700
Calizas compactas y mármoles	2,800	Pizarra	2,800
Maderas	(kg/m3)	Maderas	(kg/m3)
Pochote	530	Cortez	960
Pino Costeño	801	Guayabo	738
Pino Ocote	660	Guayacán	1,240
Genízaro	513	Laurel	565
Cedro Macho	615	Comenegro	950
Cedro Real	481	Guapinol	930
Laurel hembra	561	Nispero	1,010
Almendro	770	Madero Negro	960
Bálsamo	960	Mora	920
Roble	745	Melón	930
Caoba	500	Ñambar	1,100
Materiales Diversos	(kg/m3)	Materiales Diversos	(kg/m3)
Alquitrán	1,200	Papel	1,100
Asfalto	1,300	Plástico en plancha	2,100
Caucho en plancha	1,700	Vidrio plano	2,600
Yeso	1000		
Metales	(kg/m3)	Metales	(kg/m3)
Acero	7,850	Bronce	8,500
Hierro dulce	7,800	Zinc	6,900
Fundición	7,250	Estaño	7,400
Aluminio	2,700	Latón	8,500
Plomo	11,400	Mercurio	13,600
Cobre	8,900	Niquel	9,000
Otros	(kg/m3)	Otros	(kg/m3)
Vidrios	2,500	Losetas	2,400
Concreto asfáltico	2,400	Cartón bituminado	600
Concreto estructural	2,400	Asbesto - cemento	2,500
Mortero	2,200	Leña	600
Tierra	1,800	Parquet	800
Plafón colgado con malla metálica y enyesado	50	Plafón de Metal troquelado	10

MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN			
Material	(kg/m3)	Material	(kg/m3)
Arena	1,500	Cemento en sacos	1,600
Arena de Pómez	700	Cemento en polvo	1,200
Cal en polvo	1,000	Grava 1"	1,700
Cal en terrón	1,000	Piedra cantera	1,440
Acero Estructural	7,850	Hormigón armado	2,400

PRODUCTOS AGRÍCOLAS			
Producto	(kg/m ³)	Producto	(kg/m ³)
Avena	450	Harina y salvado	500
Azúcar	750	Maiz	750
Cebada	650	Papas	700
Centeno	800	Pastos secos	400
Frutas	650	Sal	1,000
Trigo, frijoles, arroz	750		

LÍQUIDOS			
Material	(kg/m ³)	Material	(kg/m ³)
Aceite de Creosota	1,100	Agua de mar	1,030
Aceite de Linaza	940	Alcohol etílico	800
Aceite de Ricino	970	Anilina	1,040
Aceite Mineral	930	Bencina	700
Acetona	790	Benzol	900
Ácido clorhídrico al 40%	1,200	Cerveza	1,030
Ácido nítrico al 40%	1,250	Gasolina	750
Ácido sulfúrico al 50%	1,400	Leche	1,030
Ácido Muriático	1,200	Petróleo	800
Agua	1,000	Soda Cáustica	1,700
Sulfuro de carbono	1,290		

Tabla 7.4.1 – Cargas Permanentes