



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**COMPARACIÓN DE COSTOS A TRAVÉS DE CAMBIO DE MATERIALES DE
ACERO ESTRUCTURAL A HORMIGÓN ARMADO EN UNA NUEVA PROPUESTA
ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE PARA UN EDIFICIO DE PARQUEADEROS
DE 8 PISOS**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingenieros Civiles

AUTORES: Kevin Damián Raura Timbila
Kevin Andrés Trujillo Herrera

TUTOR: Daniel Armando Valverde Castillo

Quito – Ecuador

2025

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Kevin Damián Raura Timbila con documento de identificación N° 1751161983 y Kevin Andrés Trujillo Herrera con documento de identificación N° 1753856861; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 01 de agosto del 2025

Atentamente,



Kevin Damián Raura Timbila
1751161983



Kevin Andrés Trujillo Herrera
1753856861

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Kevin Damián Raura Timbila con documento de identificación N° 1751161983 y Kevin Andrés Trujillo Herrera con documento de identificación N° 1753856861; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Comparación de costos a través de cambio de materiales de acero estructural a hormigón armado en una nueva propuesta estructural sismorresistente para un edificio de parqueaderos de 8 pisos”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

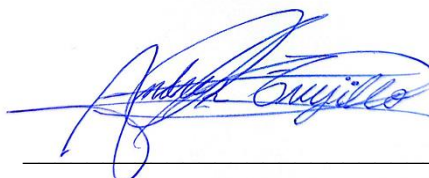
Quito, 01 de agosto del 2025

Atentamente,



Kevin Damián Raura Timbila

1751161983



Kevin Andrés Trujillo Herrera

1753856861

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Daniel Armando Valverde Castillo con documento de identificación N° 1900467869, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: COMPARACIÓN DE COSTOS A TRAVÉS DE CAMBIO DE MATERIALES DE ACERO ESTRUCTURAL A HORMIGÓN ARMADO EN UNA NUEVA PROPUESTA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE PARA UN EDIFICIO DE PARQUEADEROS DE 8 PISOS, realizado por Kevin Damián Raura Timbila con documento de identificación N° 1751161983 y Kevin Andrés Trujillo Herrera con documento de identificación N° 1753856861, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 01 de agosto del 2025

Atentamente,



Ing. Daniel Armando Valverde Castillo MSc.

1900467869

DEDICATORIA

Dedico este proyecto a mis padres, Ignacio y Mirian, quienes han sido pilares fundamentales en mi formación, inculcándome valores esenciales como el respeto, la responsabilidad y la humildad. Su amor y apoyo incondicional han sido determinantes para superar cada desafío enfrentado durante este proceso educativo. Sin su respaldo, no habría alcanzado este logro, y gracias a ellos, me siento preparado para enfrentar retos aún mayores con confianza y determinación.

A mi amada hija, Kianne que es mi mayor fuente de inspiración desde el día que llegaste a mi vida no ha sido más que mi motivo para cada día ser mejor, este proyecto de grado está dedicado a ti hija como un símbolo de mi esfuerzo y compromiso por brindarte un futuro mejor y lleno de posibilidades, cada paso en este proceso fue pensado en ti, con la esperanza de ser un ejemplo de perseverancia y amor.

A mis hermanos Jessica, Mabel, Joseth, Alex y Jenifer, agradezco profundamente su presencia, consejos, palabras de ánimo y constante motivación. Su apoyo incondicional ha sido un motor que me impulsó a esforzarme cada vez más, con el objetivo de que su respaldo se viera recompensado al alcanzar mis metas. A mis hermanos mayores, les agradezco especialmente por ser piezas clave en mi desarrollo personal, guiándome con su ejemplo. A mi hermano menor, que desde el cielo estará mirando este logro y sintiéndose muy orgulloso al saber que algún día deje mis estudios por cuidarlo y ahora por su memoria estoy logrando esta gran meta, este proyecto y mi título te los dedico a ti hermano Joseth Raura.

Con toda mi fe y amor, dedico este logro a Dios y a la Virgen del Quinche. Desde el inicio de mis estudios, les pedí con humildad que me permitieran culminar este camino, y hoy puedo afirmar con gratitud que su guía y protección estuvieron presentes en cada paso del proceso. Estoy convencido de que, en los momentos más difíciles, cuando sentía que no podría continuar, ellos estuvieron ahí, brindándome la fortaleza necesaria para alcanzar este objetivo.

- Kevin Damian Raura Timbila -

DEDICATORIA

Quiero dedicar este proyecto final, con profundo cariño y gratitud, a cada una de las personas que me han apoyado a lo largo de este camino para la obtención de mi título profesional.

Primero, agradezco a Dios por haberme dado la vida y permitirme alcanzar este momento tan importante en mi formación profesional. A mis dos madres, Jacqueline y Elizabeth, por su incansable trabajo y sacrificio durante todos estos años, por apoyarme en todo momento con sus consejos, valores, motivación constante y amor incondicional.

A mi hermana, Melany, por estar siempre presente en cada paso, mi compañera y cómplice de alegrías y apoyo incondicional en momentos difíciles. Eres más que mi hermana, mi compañera de vida. Al Sr. Miguel Proaño, por el sacrificio y acompañamiento en este proceso.

A mi tío, Edison, cuyo apoyo me permitió cursar esta carrera y perseguir mis sueños, por su ejemplo de perseverancia y constancia, quien me ha demostrado que los obstáculos pueden ser superados con esfuerzo y valor, para salir adelante, es y siempre será mi fuente de inspiración en mi vida y quien me lo ha infundido.

A mis tíos, Katherine, Luis y Miriam, mis primas (Anita, Adriana), que me han permitido sentirme acompañado en este camino y que, ante cualquier dificultad, siempre han estado ahí para mí.

A mi hija, Maite, quien ha sido mi gran motivación para nunca rendirme, a quien trato de enseñarle que con esfuerzo y determinación que los sueños se pueden alcanzar, en cada paso que doy deseo convertirme en un ejemplo para ella. A Karla, quien de una u otra forma siempre encontró la manera de motivarme a seguir este camino.

A mis amigos y a todas las personas que me han acompañado en los momentos difíciles, y que de una u otra manera han contribuido a la consecución de mis objetivos. Sin sus palabras de aliento, hoy no estaría culminando esta meta propuesta hace años atrás. Este logro es compartido, son esenciales en mí vida y quienes me impulsan a ser mejor.

- Kevin Andrés Trujillo Herrera -

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, quiero dar gracias a Dios por darme la oportunidad de alcanzar una de mis más grandes metas y sueños. Reconozco que, sin su bendición y protección en cada paso de este proceso, nada de esto habría sido posible. Gracias por todas las bendiciones recibidas y por otorgarme la capacidad intelectual para convertirme en el profesional que siempre anhelé ser. A ti, Virgen del Quinche, te agradezco profundamente, pues semestre a semestre me encomendé a ti. Reconozco tu mano guía y tu sabiduría divina, que se hicieron evidentes en cada momento. Me reafirmo en la certeza de que soy amado y protegido por ti.

Expreso mi más profundo agradecimiento a mis padres, cuyo esfuerzo extraordinario y dedicación incondicional han sido fundamentales a lo largo de este proceso. Reconozco y valoro profundamente su determinación por apoyarme en el cumplimiento de mi meta de convertirme en un profesional. Aunque el camino fue arduo y desafiante, estoy plenamente consciente de que, sin su respaldo constante, este logro no habría sido posible. Por ello, me comprometo a estar a su lado en todo momento, brindándoles el apoyo y la fortaleza que siempre me ofrecieron. Su amor y sacrificio han sido mi mayor inspiración, y mi mayor anhelo es retribuir todo lo que hicieron por mí con la misma entrega y dedicación.

Agradezco profundamente a mis hermanos, amigos de trabajo, compañeros de la universidad y a mis primos dedicados a la noble profesión de la construcción civil. Su constante motivación y confianza han sido fundamentales para mí, especialmente en los momentos en los que ni siquiera creía en mí mismo. Han sido piezas clave para alcanzar mis objetivos, y juntos hemos compartido tanto las alegrías como las dificultades de este proceso.

A mi querida esposa, Karen, a quien dedico este proyecto con todo mi amor y gratitud. Gracias por tu apoyo incondicional, por tu paciencia y por ser mi mayor fuente de fortaleza durante este proceso. Tu comprensión y aliento me han impulsado a seguir adelante, incluso en los momentos más difíciles. Este logro es tan tuyo como mío, ya que, sin tu amor y compromiso, no habría sido posible alcanzar esta meta. Me siento afortunado de compartir mi vida y este éxito contigo.

- Kevin Damian Raura Timbila -

AGRADECIMIENTO

Al finalizar este trabajo de titulación, me gustaría expresar mi más profundo agradecimiento a todas las personas que han contribuido de manera significativa a lo largo de este trayecto.

En primer lugar, extiendo mi gratitud a la Universidad Politécnica Salesiana, una entidad educativa de gran excelencia académica, y a la Facultad de Ingeniería, que me ha permitido formarme como un profesional y de la cual llevo un sinfín de recuerdos.

Quiero expresar mi agradecimiento a todos y cada uno de los miembros del equipo de Ingenieros, quienes han sido parte fundamental de mi formación académica y me han brindado su valiosa experiencia profesional.

Agradezco al director y asesor de tesis por su colaboración y orientación en la realización de este trabajo de titulación. Sus aportes han sido fundamentales para su desarrollo.

A mis compañeros de estudio, por su apoyo incondicional. Compartir este proceso con ustedes ha sido una experiencia enriquecedora y gratificante.

A mis profesores de niveles inferiores, quienes, a pesar de su partida, dejaron una huella imborrable, me inculcaron que el rendirse no era una opción y que siempre al esforzarme me abriría puertas y proyectarme hacia un mejor futuro. Su legado vivirá en cada uno de mis logros y siempre recordare cada palabra como guía en mi camino.

- Kevin Andrés Trujillo Herrera -

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. PROBLEMA DE ESTUDIO	2
1.2.1. <i>Antecedentes</i>	2
1.2.2. <i>Importancia y Alcance</i>	4
1.2.3. <i>Delimitaciones</i>	5
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	5
1.4. OBJETIVOS.....	7
1.4.1. <i>Objetivo General</i>	7
1.4.2. <i>Objetivo Específico</i>	7
CAPÍTULO II	8
MARCO TEÓRICO	8
2.1. DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE PARQUEADEROS.....	8
2.1.1. <i>Tipología y función de los edificios de parqueaderos</i>	8
2.1.2. <i>Requisitos estructurales particulares de los edificios de parqueaderos</i>	9
2.1.3. <i>Normativa vigente para edificios de uso mixto (parqueadero + restaurante)</i>	9
2.2. COMPARACIÓN ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES: HORMIGÓN ARMADO VS ACERO ESTRUCTURAL.....	10
2.2.1. <i>Características mecánicas y constructivas de ambos sistemas</i>	10
2.2.2. <i>Ventajas y desventajas en edificaciones de mediana altura</i>	11
2.2.3. <i>Costos asociados a cada sistema estructural</i>	12
2.2.4. <i>Mantenibilidad y durabilidad a largo plazo</i>	14
2.3. ANÁLISIS DEL CONTEXTO CONSTRUCTIVO EN QUITO.....	15
2.3.1. <i>Estadísticas actuales de edificaciones en Quito por tipo de material estructural</i> ...15	
2.3.2. <i>Factores que influyen en la elección del sistema estructural</i>	16
2.4. VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	18
2.4.1. <i>Nivel de amenaza sísmica en Quito y normativa aplicable</i>	18
2.4.2. <i>Comportamiento sísmico del hormigón armado vs acero estructural</i>	20

2.4.3.	<i>Sistemas estructurales recomendados por la normativa para zonas sísmicas</i>	22
2.4.4.	<i>Importancia del diseño sismorresistente en edificaciones de parqueaderos</i>	24
2.5.	MODELADO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON SOFTWARE ESPECIALIZADO	25
2.5.1.	<i>Rol del modelado estructural en la ingeniería civil moderna</i>	27
2.5.2.	<i>Características y ventajas del software ETABS en análisis dinámico y diseño sísmico</i>	28
CAPÍTULO III		31
METODOLOGÍA		31
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	31
3.1.1.	<i>Investigación analítica y comparativa</i>	31
3.2.	MÉTODO INVESTIGATIVO	32
3.2.1.	<i>Método cuantitativo</i>	32
3.2.2.	<i>Método Cualitativo</i>	32
3.2.3.	<i>Software de análisis estructural y dimensionamiento ETABS</i>	32
3.2.4.	<i>Software AutoCAD</i>	33
3.2.5.	<i>Método comparativo</i>	34
3.3.	TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	34
3.4.	PROCESO TÉCNICO DE INGENIERÍA CIVIL	35
3.5.	NORMATIVA VIGENTE	37
CAPÍTULO IV		40
PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS, COMBINACIONES DE CARGAS Y ESTUDIO DE SUELOS		40
4.1.	DESCRIPCIÓN DE PLANTAS TIPO Y CORTES ARQUITECTONICOS	40
4.1.1.	<i>Cortes y Fachadas</i>	43
4.2.	CUANTIFICACIÓN DE CARGAS	46
4.2.1.	<i>Análisis de cargas</i>	46
4.2.2.	<i>Carga Viva</i>	46
4.2.3.	<i>Carga Muerta</i>	47
4.2.4.	<i>Sobrecarga permanente</i>	50

4.2.5.	<i>Resumen de cargas</i>	51
4.2.6.	<i>Combinaciones de carga</i>	52
4.3.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO	53
4.3.1.	<i>Clasificación de losas Unidireccional o Bidireccional</i>	53
4.3.2.	<i>Predimensionamiento de losa</i>	55
4.3.3.	<i>Espesor mínimo</i>	56
4.3.4.	<i>Altura de losa equivalente</i>	57
4.3.5.	<i>Pre-dimensionamiento de Vigas</i>	59
4.3.6.	<i>Pre-dimensionamiento de Columnas</i>	60
4.4.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO ESTRUCTURAL.....	62
4.4.1.	<i>Prediseño Losa maciza</i>	63
4.4.2.	<i>Prediseño de Vigas secundarias o viguetas</i>	63
4.4.3.	<i>Prediseño de Vigas Principales</i>	66
4.4.4.	<i>Prediseño de Columnas</i>	71
4.5.	ESTUDIOS GEOTÉCNICOS Y MECÁNICA DE SUELOS	72
4.5.1.	<i>Ubicación del estudio de suelos.</i>	72
4.5.2.	<i>Capacidad portante del suelo</i>	74
4.5.3.	<i>Condiciones del sitio</i>	74
4.6.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....	75
4.6.1.	<i>Carga sísmica</i>	75
4.7.	CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN (S_a).....	75
4.7.1.	<i>Determinación del parámetro F_a</i>	76
4.7.2.	<i>Determinación del parámetro F_d</i>	76
4.7.3.	<i>Determinación del parámetro F_s</i>	77
4.7.4.	<i>Determinación del parámetro (n)</i>	77
4.7.5.	<i>Determinación del parámetro (r)</i>	77
4.7.6.	<i>Determinación del parámetro (T)</i>	78
4.7.7.	<i>Determinación del parámetro (k)</i>	79
4.8.	CORTANTE BASAL.....	81
4.8.1.	<i>Determinación de ϕ_p</i>	81

4.8.2.	<i>Determinación del parámetro ϕE</i>	82
4.8.3.	<i>Determinación del parámetro R</i>	83
4.8.4.	<i>Determinación del parámetro I</i>	83
4.9.	MEJORAMIENTO DE SUELO	85
4.9.1.	<i>Condición del Suelo</i>	85
CAPÍTULO V		87
DISEÑO Y MODELADO DE LA ESTRUCTURA EN HORMIGÓN ARMADO		87
5.1.	INGRESO DE PROPIEDADES DE LOS MATERIALES EN EL PROGRAMA ETABS V.21	87
5.1.1.	<i>Creación de propiedades de los materiales (hormigón armado)</i>	87
5.1.2.	<i>Creación de propiedades de los materiales (Acero de refuerzo)</i>	88
5.2.	INGRESO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL PROGRAMA ETABS V.21	88
5.2.1.	<i>Creación de elemento estructural (Columna)</i>	88
5.2.2.	<i>Creación de elemento estructural (Viga)</i>	89
5.2.3.	<i>Creación de elemento estructural (losa)</i>	93
5.2.4.	<i>Creación de elemento estructural (Muros de corte)</i>	94
5.3.	EVIDENCIA DE CARGAS	95
5.3.1.	<i>Evidencia de Carga viva</i>	96
5.3.2.	<i>Evidencia de Carga muerta</i>	98
5.3.3.	<i>Evidencia de combinación de cargas según la NEC-SE-CG</i>	100
5.4.	EVIDENCIA DEL ESPECTRO DE DISEÑO	100
5.4.1.	<i>Evidencia de espectro de respuesta (Response Spectrum)</i>	102
5.4.2.	<i>Evidencia de patrones de carga (Load Patterns)</i>	103
5.5.	CÁLCULOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	105
5.5.1.	<i>Cálculo y análisis en viga</i>	105
5.5.2.	<i>Cálculo y análisis en columna</i>	115
5.5.3.	<i>Cálculo y análisis en losa</i>	120
5.5.4.	<i>Cálculo y análisis en muro de corte</i>	125
5.6.	PRESENTACIÓN Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS ESTRUCTURALES OBTENIDOS DEL ANÁLISIS Y MODELADO EN ETABS	127

5.6.1.	<i>Derivas de piso</i>	127
5.6.2.	<i>Modos de vibración T</i>	129
5.6.3.	<i>Peso de la estructura en hormigón armado</i>	132
5.6.4.	<i>Irregularidad torsional</i>	134
5.7.	CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN HORMIGÓN ARMADO	135
5.7.1.	<i>Verificaciones de acuerdo a la normativa NEC-15</i>	136
5.8.	PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA EN HORMIGÓN ARMADO	140
5.8.1.	<i>Presentación del presupuesto del proyecto</i>	140
CAPÍTULO VI		143
DISEÑO DE LA PROPUESTA DEL EDIFICIO EN ACERO ESTRUCTURAL		143
6.1.	INGRESO DE LOS MATERIALES AL SOFTWARE	143
6.1.1.	<i>Creación de los materiales para el Acero Estructural</i>	143
6.1.2.	<i>Creación del material de relleno en columnas (hormigón armado)</i>	144
6.2.	ELEMENTOS ESTRUCTURALES	145
6.2.1.	<i>Creación de Losa</i>	145
6.2.2.	<i>Creación de Vigas Secundarias</i>	145
6.2.3.	<i>Creación de Viga Principal</i>	147
6.2.4.	<i>Creación de Columnas</i>	148
6.2.5.	<i>Creación de Rigidizadores</i>	150
6.3.	EVIDENCIA DE CARGAS	151
6.3.1.	<i>Evidencia de Carga Viva</i>	151
6.3.2.	<i>Evidencia Carga Muerta</i>	153
6.3.2.	<i>Evidencia de combinaciones de Carga según la NEC-15</i>	155
6.4.	EVIDENCIA DEL ESPECTRO DE DISEÑO	156
6.4.1.	<i>Evidencia de espectro de respuesta (Response Spectrum)</i>	158
6.4.2.	<i>Evidencia de patrones de carga (Load Patterns)</i>	159
6.5.	CÁLCULO DE ELEMENTOS DE ESTRUCTURALES DE ACERO ESTRUCTURAL 161	
6.5.1.	<i>Diseño de Viga secundaria o Vigueta</i>	161
6.5.2.	<i>Diseño de Viga Principal</i>	167
6.5.3.	<i>Diseño de Columna</i>	173

6.6. PRESENTACIÓN Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS ESTRUCTURALES OBTENIDOS DEL ANÁLISIS Y MODELADO EN ETABS DE ACERO ESTRUCTURAL 177	
6.6.1. <i>Derivas de piso</i>	178
6.6.2. <i>Modos de Vibración</i>	179
6.6.3. <i>Peso de la estructura</i>	182
6.6.4. <i>Irregularidad Torsional</i>	183
6.7. CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ACERO ESTRUCTURAL	184
6.7.1. <i>Verificaciones de acuerdo a la normativa NEC – 15</i>	185
6.8. PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA EN ACERO ESTRUCTURAL	189
6.8.1. <i>Presentación de presupuesto en Acero estructural</i>	189
CAPÍTULO VII	191
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LAS ESTRUCTURAS	191
7.1. ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO ENTRE EL HORMIGÓN ARMADO Y EL ACERO ESTRUCTURAL	191
7.1.1. <i>Análisis comparativo técnico</i>	191
CONCLUSIONES	200
RECOMENDACIONES	202
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	203

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Costos y tiempo en sistemas estructurales</i>	13
Tabla 2. <i>Características</i>	15
Tabla 3. <i>Comportamiento del hormigón armado vs acero estructural</i>	21
Tabla 4. <i>Sistemas estructurales y su idoneidad sísmica según la NEC</i>	23
Tabla 5. <i>Funcionalidades del Software ETABS en análisis sísmico</i>	30
Tabla 6. <i>Carga Viva</i>	46
Tabla 7. <i>Diseño de un metro cuadrado de losa</i>	47
Tabla 8. <i>Propiedades del casetón para el alivianamiento</i>	47
Tabla 9. <i>Peso losa alivianada</i>	48
Tabla 10. <i>Pesos de los materiales para la mampostería</i>	48
Tabla 11. <i>Pesos de mampostería por m²</i>	49
Tabla 12. <i>Carga muerta</i>	50
Tabla 13. <i>Cuadro de áreas y pesos</i>	50
Tabla 14. <i>Sobrecargas permanentes</i>	51
Tabla 15. <i>Resumen de Cargas</i>	51
Tabla 16. <i>Clasificación de Losas en Unidireccionales o Bidireccionales</i>	54
Tabla 17. <i>Fórmulas para h mínimo, según el ACI</i>	56
Tabla 18. <i>Predimensionamiento de Vigas</i>	59
Tabla 19. <i>Ejemplo de Cálculo de Columnas</i>	61
Tabla 20. <i>Cuadro de Resumen Columnas</i>	62
Tabla 21. <i>Propiedades del Perfil de acero</i>	66
Tabla 22. <i>Propiedades del Perfil de acero</i>	69
Tabla 23. <i>Propiedades del elemento</i>	72
Tabla 24. <i>Momento y cuantía de acero</i>	106
Tabla 25. <i>Verificación del cumplimiento de $A_s > A_{s.min}$</i>	109
Tabla 26. <i>Cálculo de A_s</i>	112
Tabla 27. <i>Cálculo de a</i>	112
Tabla 28. <i>Momento M_p</i>	112
Tabla 29. <i>Cortante V_a en Ton</i>	113
Tabla 30. <i>Cortante V_u en Ton</i>	114
Tabla 31. <i>Cálculo de A_v en m²</i>	114
Tabla 32. <i>Cuadro de resumen en Ton</i>	115
Tabla 33. <i>Momento y carga P en columna C39</i>	116
Tabla 34. <i>Chequeo del A_s</i>	124
Tabla 35. <i>Valores de ΔM máximos</i>	127
Tabla 36. <i>Modos de vibración</i>	131
Tabla 37. <i>Peso de la estructura en hormigón armado</i>	132
Tabla 38. <i>Presupuesto de la estructura de hormigón armado</i>	141

Tabla 39. <i>Propiedades del Perfil de acero</i>	163
Tabla 40. <i>Propiedades del Perfil de acero</i>	170
Tabla 41. <i>Propiedades del elemento</i>	175
Tabla 42. <i>Modos de vibración</i>	182
Tabla 43. <i>Elementos que componen la estructura de acero estructural</i>	182
Tabla 44. <i>Rubros correspondientes al presupuesto de Acero Estructural</i>	190
Tabla 45. <i>Derivas en X</i>	192
Tabla 46. <i>Derivas en Y</i>	193
Tabla 47. <i>Modos de vibración en Hormigón armado y Acero estructural</i>	195
Tabla 48. <i>Irregularidad torsional en Hormigón Armado y Acero Estructural en “x” y “y”</i>	197

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. <i>Edificio de Parquaderos (Colombia)</i>	18
Figura 2. <i>Plano arquitectónico Segundo Piso</i>	40
Figura 3. <i>Plano arquitectónico Planta Tipo</i>	41
Figura 4. <i>Plano arquitectónico Terraza</i>	42
Figura 5. <i>Losa Inaccesible</i>	43
Figura 6. <i>Corte Transversal B-B</i>	44
Figura 7. <i>Corte Transversal A-A</i>	44
Figura 8. <i>Fachadas Sur y Este</i>	45
Figura 9. <i>Fachadas Norte y Oeste</i>	45
Figura 10. <i>Combinaciones de Carga</i>	52
Figura 11. <i>Trazado de Ejes</i>	54
Figura 12. <i>Diseño de losa aligerada</i>	57
Figura 13. <i>Verificación de los cálculos</i>	65
Figura 14. <i>Panel (A,B – 1,2)</i>	66
Figura 15. <i>Representación de las cargas puntuales</i>	67
Figura 16. <i>Verificación de Cálculos</i>	68
Figura 17. <i>Elemento a flexión</i>	69
Figura 18. <i>Elemento a flexión del alma</i>	70
Figura 19. <i>Ubicación</i>	73
Figura 20. <i>Valores de Z</i>	75
Figura 21. <i>Factor “Fa”</i>	76
Figura 22. <i>Factor “Fd”</i>	76
Figura 23. <i>Factor “Fs”</i>	77
Figura 24. <i>Tipo de estructura</i>	78
Figura 25. <i>Valor de k</i>	79
Figura 26. <i>Condiciones de (Sa)</i>	79
Figura 27. <i>Irregularidad en planta</i>	81
Figura 28. <i>Irregularidad en elevación</i>	82
Figura 29. <i>Factor R en Hormigón Armado</i>	83
Figura 30. <i>Factor I</i>	84
Figura 31. <i>Hormigón de 240 kgf/cm²</i>	87
Figura 32. <i>Acero de refuerzo Fy=4200 kgf/cm²</i>	88
Figura 33. <i>Columna de 90x90 cm</i>	89
Figura 34. <i>Viga 35x45 cm</i>	90
Figura 35. <i>Viga 35 x 50 cm</i>	90
Figura 36. <i>Viga 35x55 cm</i>	91
Figura 37. <i>Viga 40x65 cm</i>	91

Figura 38. <i>Viga 50x70 cm</i>	92
Figura 39. <i>Viga de 60x80 cm</i>	92
Figura 40. <i>Losa de 25 cm</i>	93
Figura 41. <i>Muros de corte de 35 cm de espesor</i>	94
Figura 42. <i>Modelo creado en ETABS</i>	95
Figura 43. <i>Carga viva en Ton/m2 en losa nivel +3.24</i>	96
Figura 44. <i>Carga viva en Ton/m2 en losa nivel +16.20</i>	96
Figura 45. <i>Carga viva en Ton/m2 en losa nivel +22.68</i>	97
Figura 46. <i>Carga viva en Ton/m2 en losa nivel +25.92</i>	97
Figura 47. <i>Carga muerta en Ton/m2 en losa nivel + 3.24</i>	98
Figura 48. <i>Carga muerta en Ton/m2 en losa nivel + 16.2</i>	98
Figura 49. <i>Carga muerta en Ton/m2 en losa nivel + 22.68</i>	99
Figura 50. <i>Carga muerta en Ton/m2 en losa nivel + 25.92</i>	99
Figura 51. <i>Combinaciones de carga</i>	100
Figura 52. <i>Espectro de diseño</i>	101
Figura 53. <i>Response Spectrum SDx</i>	102
Figura 54. <i>Response Spectrum SDy</i>	103
Figura 55. <i>Patrones de carga</i>	104
Figura 56. <i>Valor del cortante basal en dirección SX</i>	104
Figura 57. <i>Valor del cortante basal en dirección SY</i>	105
Figura 58. <i>Viga B89, pórtico 4, piso 3</i>	106
Figura 59. <i>Áreas de acero para la viga</i>	106
Figura 60. <i>Verificación de momento</i>	107
Figura 61. <i>Viga 70 x 50 cm</i>	107
Figura 62. <i>Verificación del momento</i>	108
Figura 63. <i>Viga B89, pórtico 4, piso 3</i>	110
Figura 64. <i>Verificación del cortante</i>	113
Figura 65. <i>Columna seleccionada para análisis C39, eje 4-B</i>	115
Figura 66. <i>Diagrama de Interacción de la combinación “Comb5-Sx”</i>	118
Figura 67. <i>Diagrama de Interacción para el diseño de columnas</i>	119
Figura 68. <i>Columna con configuración de acero</i>	120
Figura 69. <i>Losa P2 Niv. +3.24 m</i>	120
Figura 70. <i>Corte Losa nervada en 1 dirección</i>	121
Figura 71. <i>Detalle de losa alivianada</i>	124
Figura 72. <i>Muros de Concreto Armado Ubicados en Eje 5 en dirección perpendicular a Y</i>	125
Figura 73. <i>Muros de concreto armado Ubicados en Eje 5 en dirección perpendicular a Y</i>	126
Figura 74. <i>Derivas de piso en Sx (Max Story drifts)</i>	128
Figura 75. <i>Derivas de piso en Sy (Max Story drifts)</i>	129
Figura 76. <i>Modo de vibración 1</i>	130

Figura 77. <i>Modo de vibración 2</i>	131
Figura 78. <i>Modal Participating Mass Ratios</i>	131
Figura 79. <i>Irregularidad torsional con carga S_x y S_y</i>	134
Figura 80. <i>Cimentación de la estructura de hormigón armado vista 3D</i>	136
Figura 81. <i>Verificación de asentamiento con cargas de servicio $CM+CV$</i>	137
Figura 82. <i>Presión del suelo con combinación $D+L+S_x$</i>	138
Figura 83. <i>Presión del suelo con combinación $D+L+S_y$</i>	138
Figura 84. <i>Presión del suelo con carga de servicio $D+L$</i>	139
Figura 85. <i>Punzonamiento con carga de servicio $D+L$</i>	140
Figura 86. <i>Perfiles Metálicos F_y de 36 Ksi equivalente a 2500 Kg/cm²</i>	143
Figura 87. <i>Perfiles Metálicos F_y de 50 Ksi equivalente a 3515 Kg/cm²</i>	144
Figura 88. <i>Hormigón de relleno para columnas</i>	144
Figura 89. <i>Losa maciza</i>	145
Figura 90. <i>Datos de la Viga 240 x 120 mm en el Software</i>	146
Figura 91. <i>Datos de la Viga 270 x 135 mm en el Software</i>	146
Figura 92. <i>Datos de la Viga 360 x 1 170 mm en el Software</i>	147
Figura 93. <i>Datos de la Viga 500 x 300 mm en el Software</i>	148
Figura 94. <i>Elemento de acero para columna 300 x 300 x 15 mm</i>	149
Figura 95. <i>Elemento de acero para columna 350 x 350 x 12 mm</i>	149
Figura 96. <i>Elemento de acero para columna 400 x 400 x 16 mm</i>	150
Figura 97. <i>Elemento de acero rigidizador 150 x 150 x 10 mm</i>	151
Figura 98. <i>Carga Viva en Ton/m² en el Niv. +3.24 m</i>	151
Figura 99. <i>Carga Viva en Ton/m² en el Niv. +16.20 m</i>	152
Figura 100. <i>Carga Viva en Ton/m² en el Niv. +22.68 m</i>	152
Figura 101. <i>Carga Viva en Ton/m² en el Niv. +25.92 m</i>	153
Figura 102. <i>Carga Muerta en Ton/m² en el Niv. +3.24 m</i>	153
Figura 103. <i>Carga Muerta en Ton/m² en el Niv. +16.20 m</i>	154
Figura 104. <i>Carga Muerta en Ton/m² en el Niv. +22.68 m</i>	154
Figura 105. <i>Carga Muerta en Ton/m² en el Niv. +25.92 m</i>	155
Figura 106. <i>Combinaciones de carga</i>	156
Figura 107. <i>Espectro de Diseño</i>	157
Figura 108. <i>Response Spectrum SD_x</i>	158
Figura 109. <i>Response Spectrum SD_y</i>	158
Figura 110. <i>Patrones de carga</i>	159
Figura 111. <i>Valores del cortante basal en dirección S_x</i>	160
Figura 112. <i>Valores del cortante basal en dirección S_y</i>	160
Figura 113. <i>Panel de diseño (A; B – 1; 2)</i>	161
Figura 114. <i>Elementos a flexión</i>	164
Figura 115. <i>Elementos a flexión del alma</i>	165

Figura 116. <i>Viga de diseño Eje A – tramo (1;2)</i>	167
Figura 117. <i>Representación de cargas puntuales</i>	167
Figura 118. <i>Elementos a flexión</i>	171
Figura 119. <i>Elementos a flexión del alma</i>	172
Figura 120. <i>Elementos a compresión</i>	175
Figura 121. <i>Derivas de piso (Max story drifts) en Sx</i>	178
Figura 122. <i>Derivas de piso (Max story drifts) en Sy</i>	179
Figura 123. <i>Primer modo de vibración</i>	180
Figura 124. <i>Segundo modo de vibración</i>	181
Figura 125. <i>Irregularidad torsional considerando Sx y Sy</i>	184
Figura 126. <i>Cimentación de la estructura de Acero Estructural vista 3D</i>	185
Figura 127. <i>Verificación de asentamientos con carga de servicio CM+CV</i>	186
Figura 128. <i>Presión del suelo con combinación D+L+Sx</i>	187
Figura 129. <i>Presión del suelo con combinación D+L+Sy</i>	187
Figura 130. <i>Presión del suelo con carga de servicio D+L</i>	188
Figura 131. <i>Punzonamiento con carga de servicio D+L</i>	189
Figura 132. <i>Derivas de piso en X en 3D</i>	192
Figura 133. <i>Derivas de piso en Y en 3D</i>	194
Figura 134. <i>Modos de vibración en 3D</i>	195
Figura 135. <i>Pesos de los sistemas estructurales en 3D</i>	196
Figura 136. <i>Irregularidades torsionales en 3D por cada piso en “x”</i>	198
Figura 137. <i>Irregularidades torsionales en 3D por cada piso en “y”</i>	198
Figura 138. <i>Cortante Basal de los Sistemas Estructurales</i>	199

RESUMEN

El presente trabajo de titulación tiene como objetivo analizar y comparar dos alternativas estructurales para un edificio de ocho pisos destinado principalmente a parqueaderos y el último nivel para uso comercial (restaurante), ubicado en la Ciudad de Quito. La comparación se enfoca en los dos sistemas constructivos: Acero Estructural y Hormigón Armado, evaluando su comportamiento estructural y viabilidad económica. Para lo cual se realizó el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales considerando las cargas establecidas en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción en el apartado (NEC-SE-CG). Posteriormente, se efectuó el análisis dinámico lineal mediante el software ETABS v21, tanto en el sistema de Acero Estructural como en Hormigón Armado, asegurando el cumplimiento de los requisitos normativos y seguridad estructural sismorresistente. A partir de los resultados obtenidos del modelado estructural y la verificación de los elementos estructurales, se procedió con la evaluación geotécnica y el diseño de cimentación conforme a los parámetros establecidos por la normativa vigente. En base a toda la información se generaron planos estructurales en (AutoCAD), para cuantificar los volúmenes de obra y establecer el presupuesto referencial mediante el análisis de precios unitarios (APUS) según la (CAMICON). Los resultados evidencian diferencias significativas en comportamiento estructural, peso propio, tiempos de ejecución y costos globales entre ambos sistemas. La comparación obtenida permite identificar ventajas y limitaciones de cada alternativa, brindando insumos útiles para la toma de decisiones en proyectos similares, en donde se busca un equilibrio entre desempeño estructural y viabilidad económica.

Palabras Clave: Acero Estructural, Concreto Armado, Diseño Sismorresistente, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Diseño de Cimentaciones.

ABSTRACT

This final project aims to analyze and compare two structural alternatives for an eight-story building primarily intended for parking, with the rooftop designated for commercial use, located in the city of Quito. The comparison focuses on two construction systems: Structural Steel and Reinforced Concrete, evaluating their structural behavior and economic feasibility. To this end, preliminary sizing of the structural elements was carried out based on the loads established in the Ecuadorian Building Code NEC-SE-CG section. Subsequently, a linear dynamic analysis was performed using ETABS v21 for both systems, ensuring compliance with regulatory requirements and seismic structural safety. Based on the results obtained from structural modeling results and the verification of the structural elements, a geotechnical evaluation and foundation design were carried out according to the parameters established by current regulations. Using all this information, structural drawings were developed in AutoCAD to quantify the work volumes and establish a reference budget through unit price analysis (APUs) according to CAMICON. The results present significant differences in structural behavior, self-weight, execution time, and overall costs between the two systems. The comparison allows the identification of advantages and limitations of each alternative, providing useful input for decision-making in similar projects where a balance between structural performance and economic viability is sought.

Keywords: Structural Steel, Reinforced Concrete, Seismic Design, Ecuadorian Building Code, Foundation Design.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, los materiales de construcción para edificaciones han evolucionado significativamente, adaptándose a múltiples propósitos. Uno de los aspectos más relevantes en este ámbito es garantizar un adecuado desempeño estructural frente a eventos extremos.

Sin embargo, los sistemas estructurales capaces de garantizar un desempeño sísmico adecuado suelen conllevar costos de construcción elevados. Ante esta problemática, diversas investigaciones se han enfocado en la búsqueda de alternativas constructivas más económicas sin comprometer la seguridad. En este estudio, se realiza una comparación entre dos modelos estructurales para un edificio de ocho niveles destinado principalmente a estacionamientos, con un nivel superior destinado a un restaurante. El modelo de referencia, ya diseñado en estructura de acero, se contrasta con una nueva propuesta en hormigón armado. En este caso se va a evaluar las ventajas y desventajas de ambos sistemas constructivos, considerando aspectos como costos y desempeño sísmico. Los resultados de este análisis aportarán valiosa información para la toma de decisiones en proyectos similares, permitiendo la selección de materiales y sistemas constructivos.

Para llevar a cabo este estudio, se ha utilizado el software de análisis estructural ETABS 21 para modelar y analizar el comportamiento del edificio en concreto armado. Así mismo, se han empleado herramientas informáticas como Excel para realizar los cálculos detallados de costos y AutoCAD para generar representaciones gráficas precisas de los elementos estructurales.

1.2. PROBLEMA DE ESTUDIO

Debido a la alta demanda de propuestas por partes de las empresas constructoras, y a la necesidad de adaptación de cada estructura al máximo para satisfacer al cliente y asegurar rentabilidad económica del proyecto, los requerimientos arquitectónicos también son importantes para ofrecer soluciones estructurales optimas.

Por ello se ha llevado a cabo un estudio de comparación de costos mediante el cambio de materiales en elementos estructurales. En un edificio diseñado en acero estructural, se utilizará el hormigón armado como alternativa comparativa, para determinar cuál de estas opciones resulta más beneficiosa desde el punto de vista económico.

1.2.1. Antecedentes

Actualmente, los edificios se construyen con hormigón armado y acero estructural, ya que estos materiales son los más útiles en la industria de la construcción. Es fundamental realizar un análisis de los materiales para evaluar la rentabilidad, de construir con estos dos materiales.

El análisis de los aspectos económicos representa un papel fundamental en la ejecución de proyectos profesionales, debido a que permite optimizar costos asociados a la construcción de estructuras de hormigón armado y acero estructural. A través de una evaluación se detallarán los recursos, materiales y procesos para maximizar la eficiencia y minimizar gastos lo que resulta esencial para garantizar su viabilidad financiera. Por lo cual tendrá dos enfoques: el optimizar costos y tener una configuración estructural que tenga un buen desempeño estructural ante un evento sísmico.

El planteamiento de cambio de materiales, de acero estructural a hormigón armado para nueva propuesta estructural sismorresistente de un edificio de ocho pisos, los cuales siete pisos son parqueaderos y uno destinado a uso de un restaurante; permite conocer la factibilidad entre los materiales y la comparación entre los costos totales. Durante años se ha explorado diversas innovaciones siendo representados en costos y procesos en el ámbito de la construcción; sin embargo, las opciones más empleadas en estructuras de edificaciones hoy en día siguen siendo la estructura de acero estructural y el hormigón armado. Cada una de las opciones al construir tiene ventajas y desventajas que se debe considerar al momento de seleccionar un sistema constructivo.

Las regiones de América Sur y parte de América Central presentan gran actividad sísmica según (Cunalata & Caiza , 2022), por lo que es frecuente la actividad sísmica llegando a alcanzar grandes magnitudes, dejando pérdidas humanas y daños materiales. Parte de Ecuador se encuentra en la placa Sudamericana, misma que interacciona con otras placas como Nazca, Cocos, etc. Lo que ha provocado un sistema de fallas.

Por tal razón, es importante fortalecer el conocimiento técnico en el ámbito del diseño y análisis de estructuras sismorresistente, con la finalidad de optimizar la calidad de las edificaciones.

La ejecución de ambas alternativas en la construcción de Obra Civil, siguiendo las normas correspondientes a los diseños estructurales, es muy importante para la comparación entre los dos materiales y sus costos. El análisis estructural de edificaciones destinadas al uso como parqueaderos de mediana altura, como lo es una estructura de ocho pisos, es esencial para garantizar la estabilidad, funcionalidad y seguridad durante su vida útil. En este contexto, la comparación entre propuestas estructurales basadas en perfiles de acero estructural y elementos de hormigón armado permite evaluar el cumplimiento de los estados límite últimos y de servicio,

conforme a lo establecido en normativas como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), el ACI 318 para estructuras de hormigón armado y el ANSI/AISC 360 para estructuras de acero. Esta evaluación técnica resulta especialmente relevante en zonas de alta sismicidad, en donde el comportamiento dinámico de ambos sistemas estructurales puede influir significativamente en el desempeño sísmico global; así como en los costos directos e indirectos de construcción, mantenimiento y tiempo de ejecución del proyecto.

También se debe considerar los tiempos de ejecución de obra, con el objetivo de identificar diferencias significativas entre los dos materiales acero estructural y hormigón armado.

Se han observado daños en las construcciones asociados con grandes terremotos en todo el mundo, lo que genera preocupación sobre los materiales más adecuados para la construcción de edificios en Ecuador.

1.2.2. Importancia y Alcance

Los costos estructurales reflejan impactos económicos y requerimientos arquitectónicos, impulsando la construcción en una ciudad sísmica activa. Esto exige diseños más eficientes que mejoren seguridad y economía en edificaciones de mediana altura.

La referencia principal de este estudio es la comparación entre dos sistemas estructurales: acero estructural y hormigón armado. Se busca determinar cuál de ellos es más eficiente en términos económicos y técnicos.

Cuando se menciona "eficiencia estructural", se abarca el desempeño sísmico, estabilidad, resistencia y durabilidad de cada material bajo condiciones específicas. El análisis también incluye

el costo de materiales, mano de obra y tiempos de construcción, evaluados a través de escenarios simulados que replican condiciones reales de obra.

En resumen, el estudio no solo compara costos, sino también la viabilidad técnica de cada sistema, considerando factores estructurales y económicos para la toma de decisiones en construcción sismorresistente.

1.2.3. Delimitaciones

Este estudio técnico-económico compara el uso de acero estructural y hormigón armado en la construcción de un edificio sismorresistente de ocho pisos en Quito, Pichincha. Se excluyen edificaciones en otras zonas debido a la variabilidad del suelo, así como estructuras de distinto tamaño y factores ambientales. El análisis empleará un enfoque cuantitativo y cualitativo para evaluar costos y eficiencia estructural.

1.3. JUSTIFICACIÓN

El análisis comparativo de propuestas estructurales en base a hormigón armado y acero estructural constituyen un componente esencial en la optimización de diseños sismorresistentes en edificaciones de mediana altura; como edificios destinados a parqueaderos. La elección de los materiales incide directamente en la capacidad de disipar energía sísmica, controlar desplazamientos y cumplir con los estados límites establecidos por normas (NEC), el Código ACI 318 en el caso de hormigón armado y la especificación AISC 360 para acero estructural. Por lo cual, una evaluación técnica rigurosa de estas alternativas resulta indispensable para garantizar la integridad estructural y el cumplimiento funcional durante la vida útil del proyecto.

Desde una perspectiva económica la selección del sistema estructural representa una decisión estratégica que afecta los costos directos de materiales y mano de obra, como costos indirectos relacionados con el tiempo de construcción, necesidades logísticas y mantenimiento. En zonas de acceso limitado a perfiles metálicos o con disponibilidad significativa de agregados de calidad para el concreto, el hormigón armado podría representar una solución más rentable. Sin embargo, el acero estructural puede ofrecer ventajas competitivas en términos de eficiencia constructiva y reducción de plazos. En este sentido, la presente investigación busca aportar evidencia técnica que respalde la toma de decisiones en función del contexto local, promoviendo así soluciones estructurales sostenibles, seguras y económicamente viables.

Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alta amenaza sísmica, lo que exige que las edificaciones cumplan con estrictos criterios de desempeño estructural. En este contexto, la selección del sistema constructivo no solo debe responder a criterios económicos, sino también a la capacidad del material para disipar energía, controlar derivas y evitar mecanismos de colapso progresivo. La comparación entre estructuras de acero y de hormigón armado permite identificar cuál de estas alternativas ofrece un mejor comportamiento ante eventos sísmicos, considerando parámetros como la ductilidad, la rigidez lateral y la redundancia estructural, en concordancia con lo establecido por la norma ASCE 7 y el NEC.

En la actualidad, la sostenibilidad y la eficiencia en el uso de recursos son factores clave en el desarrollo de proyectos de infraestructura. La elección entre acero y hormigón armado implica también una evaluación del impacto ambiental, la huella de carbono y la eficiencia energética durante el ciclo de vida del edificio. El acero, al ser reciclable y permitir construcciones más limpias y rápidas, puede representar una alternativa más sostenible en ciertos contextos. Por su parte, el

hormigón armado, al utilizar materiales disponibles localmente, puede reducir costos de transporte y fomentar la economía regional. Esta investigación busca aportar criterios técnicos que integren la sostenibilidad con la eficiencia estructural y económica.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

Comparar los costos y comportamiento sismorresistente a través del cambio de materiales de un edificio de acero estructural a una nueva propuesta en hormigón armado para una edición de parqueaderos de 8 pisos.

1.4.2. Objetivo Específico

Plantear una alternativa de sistema constructivo al edificio de acero estructural a un sistema Dual de Hormigón Armado.

Realizar el modelado y análisis estructural del edificio de Hormigón Armado, utilizando el software ETABS V21, para la revisión de parámetros mínimos requeridos por la normativa vigente.

Realizar el diseño sismorresistente de la estructura de hormigón armado, aplicando los capítulos de Seguridad Estructural de la NEC.

Calcular los volúmenes de obra y los precios unitarios (APUS) de la estructura en hormigón armado para la comparación con el edificio en acero estructural.

Realizar el análisis comparativo, de los sistemas estructurales enfocados en la parte económica y su comportamiento sismorresistente acorde a los capítulos de Seguridad Estructural correspondientes.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE PARQUEADEROS

2.1.1. Tipología y función de los edificios de parqueaderos

En entornos urbanos con alta densidad poblacional, los edificios destinados para parqueaderos verticales representan una respuesta funcional y espacial eficiente frente a la escasez de terrenos disponibles. Este tipo de estructura se concibe para maximizar el uso del suelo, especialmente en ciudades con restricciones de espacio o normativas de uso de suelo mixto.

Existen múltiples tipologías estructurales de parqueaderos: desde los sistemas de rampas helicoidales hasta las plataformas con ascensores mecánicos, incluyendo configuraciones abiertas o cerradas dependiendo de su ubicación o clima. En cada una de estas configuraciones se prioriza la accesibilidad vehicular, la ventilación natural y la seguridad estructural durante la operación del edificio (Fonseca A., Rojas C., & Millan, 2021)

Además de servir como zonas de estacionamiento, estas edificaciones pueden integrar actividades complementarias como locales comerciales, oficinas o restaurantes. Esto ha incrementado el diseño de edificaciones multifuncionales, exigiendo soluciones técnicas que respondan simultáneamente a las necesidades operativas del parqueadero y a las exigencias arquitectónicas del uso comercial (Sotelo M., 2022).

2.1.2. Requisitos estructurales particulares de los edificios de parqueaderos

A nivel técnico, los edificios para parqueaderos están sometidos a cargas cíclicas y concentradas debido al movimiento continuo de vehículos. Esto exige una estructura capaz de resistir esfuerzos repetitivos, vibraciones, cargas puntuales y, en zonas sísmicas, aceleraciones laterales significativas. Por esta razón, deben considerarse elementos estructurales rígidos, resistentes a impactos, que permitan grandes luces libres para maniobra vehicular y que minimicen los elementos obstructivos como columnas intermedias (Briceño, 2021).

Uno de los retos fundamentales en el diseño estructural de parqueaderos es garantizar la durabilidad del sistema frente a agentes como humedad, gases corrosivos, aceites y carga térmica. Estas condiciones requieren un cuidadoso tratamiento de recubrimientos, drenajes y juntas constructivas. En zonas sísmicamente activas como Quito, se suman requisitos adicionales relacionados con desplazamientos laterales admisibles, control de derivas y evaluación torsional, lo que incrementa la importancia del análisis dinámico (Quimi L. & Sánchez G., 2024).

Asimismo, el diseño debe contemplar luces entre 5 a 7 metros como mínimo para circulación vehicular eficiente, lo que condiciona la elección del sistema estructural. Tanto el acero estructural como el hormigón armado pueden adaptarse a estas necesidades; sin embargo, su comportamiento ante cargas laterales varía, influyendo en la selección final del sistema.

2.1.3. Normativa vigente para edificios de uso mixto (parqueadero + restaurante)

Las edificaciones de uso mixto deben cumplir múltiples normativas que regulan tanto aspectos estructurales como condiciones de habitabilidad y operación. En Ecuador, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) exige el cumplimiento de capítulos específicos como el

NEC-SE (Seguridad Estructural), NEC-HS (Habitabilidad y Seguridad) y NEC-AEJ (Acciones en Edificaciones por Sismo). La NEC establece que las estructuras deben diseñarse con un nivel de desempeño mínimo que asegure la funcionalidad post-sismo para edificaciones con alta ocupación pública.

Los edificios con parqueaderos en los primeros niveles y comercios o restaurantes en plantas superiores deben cumplir criterios de resistencia sísmica reforzada, principalmente por la condición de planta libre inferior que incrementa el riesgo de colapso por efecto de piso blando. La norma prohíbe expresamente configuraciones con discontinuidades verticales significativas sin el uso de sistemas de rigidez lateral como muros de corte o pórticos especiales con disipación de energía (Guerrero Cuasapaz,2019).

Adicionalmente, las normativas locales municipales de Quito imponen requisitos de accesibilidad universal, eficiencia energética, alturas mínimas, salidas de emergencia y ventilación natural en zonas de parqueo. Estos aspectos normativos tienen una repercusión directa en la configuración estructural y en la viabilidad económica de optar por hormigón armado o estructuras metálicas.

2.2. COMPARACIÓN ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES: HORMIGÓN ARMADO VS ACERO ESTRUCTURAL

2.2.1. Características mecánicas y constructivas de ambos sistemas

El hormigón armado y el acero estructural son los materiales predominantes en el diseño de edificaciones de mediana altura. Cada uno posee propiedades mecánicas y comportamientos estructurales particulares que los hacen adecuados para ciertos tipos de proyectos.

El acero estructural presenta alta resistencia a tracción, ductilidad elevada y una relación peso-resistencia favorable. Este material permite estructuras más ligeras, con menor sección transversal y gran capacidad de deformación sin colapso inmediato, lo que mejora su respuesta sísmica (Abril C., Abril C., Cadena N., & Pérez M., 2023). Además, su montaje en obra es más rápido, gracias a sistemas prefabricados y conexiones atornilladas o soldadas.

En contraste, el hormigón armado combina concreto con acero de refuerzo, lo que mejora su capacidad de resistir cargas combinadas. Este sistema destaca por su rigidez y resistencia a compresión, con menor mantenimiento en ambientes expuestos. Su comportamiento es favorable ante cargas permanentes y su respuesta térmica lo hace más estable ante variaciones climáticas (García Pombosa & Maldonado Guallichico, 2021).

A nivel constructivo, el acero requiere maquinaria especializada para montaje y soldadura, pero permite una ejecución más limpia y rápida. En cambio, el hormigón necesita encofrados, curado y tiempos de fraguado, lo que extiende la duración de la obra. Esta diferencia incide en los costos indirectos y en la planificación del cronograma del proyecto (Cruz C, 2018).

2.2.2. Ventajas y desventajas en edificaciones de mediana altura

Para edificios de entre 5 y 10 niveles, como es el caso de parqueaderos o usos mixtos, ambos sistemas ofrecen ventajas comparativas relevantes. El acero estructural es más liviano, permite mayores luces libres y favorece diseños con planta abierta, ideal para circulación vehicular. También facilita modificaciones o ampliaciones futuras con menor impacto estructural (Lituma V. & Cañizares O, 2021)

Sin embargo, el costo por tonelada instalada suele ser superior al del hormigón, y requiere un control estricto frente a la corrosión. Su comportamiento ante incendios también exige protecciones adicionales, como pinturas intumescentes o recubrimientos con mortero proyectado.

Por su parte, el hormigón armado ofrece una solución masiva, con alta resistencia al fuego, excelente aislamiento acústico y menor dependencia de procesos industriales. Su menor costo por volumen ejecutado lo hace competitivo en estructuras donde el peso propio no es un factor limitante. No obstante, su mayor rigidez puede generar concentraciones de esfuerzos en zonas sísmicas si no se diseña adecuadamente (Aliaga V., 2022).

En proyectos de mediana altura, el hormigón armado puede resultar más económico en ejecución directa, mientras que el acero puede optimizar tiempos y pesos. La elección debe considerar la interacción con otros elementos: tipo de fundación, cargas horizontales, y uso previsto del inmueble.

2.2.3. Costos asociados a cada sistema estructural

El análisis económico es una de las variables determinantes para seleccionar el sistema estructural de una edificación. En estructuras de mediana altura, como los edificios de parqueaderos, el impacto financiero varía significativamente entre el uso de hormigón armado y acero estructural, tanto en costos directos como en indirectos.

El hormigón armado presenta una ventaja en términos de costo unitario de materiales, especialmente en zonas donde los agregados son accesibles. No obstante, su proceso constructivo implica mayores requerimientos de mano de obra, así como un tiempo de ejecución más prolongado por etapas como el encofrado, vaciado y curado (Farfán L., 2024).

En contraposición, el acero estructural demanda una inversión inicial más alta debido a su precio por tonelada y al uso de componentes industrializados. A pesar de ello, se compensa con una ejecución rápida, reducción en el uso de encofrados y menor cantidad de personal en obra, lo que a menudo reduce costos indirectos y acelera la entrega del proyecto (Quimi L. & Sánchez G., 2024)

Adicionalmente, los costos de transporte y montaje influyen más en estructuras metálicas, mientras que los materiales del hormigón suelen fabricarse in-situ, reduciendo el impacto logístico. La optimización depende del tipo de proyecto, ubicación y recursos disponibles.

Tabla 1.

Costos y tiempos en sistemas estructurales

Concepto	Hormigón Armado	Acero Estructural
Costo de materiales	Bajo a medio. Depende de la disponibilidad local de agregados.	Alto. Acero estructural procesado con precio por tonelada elevado.
Costo de mano de obra	Alto. Necesita más personal por procesos como encofrado, curado y vaciado.	Medio. Mano de obra calificada, pero menos numerosa y rápida.
Tiempo de ejecución	Lento. Mayor duración por procesos húmedos y secado del concreto.	Rápido. Montaje prefabricado y conexiones eficientes.
Costos indirectos	Mayores por prolongación de obra y equipos de encofrado.	Menores al reducir tiempo total del proyecto.
Mantenimiento	Bajo. Buena resistencia a agentes externos sin necesidad de recubrimientos.	Medio. Requiere protección contra la corrosión e incendios.
Adaptabilidad en obra	Menor. Modificaciones implican demoliciones y ajustes estructurales complejos.	Alta. Facilidad para realizar cambios o ampliaciones.

Nota. Comparación entre sistemas estructurales. Elaborado por: Los autores.

2.2.4. Mantenibilidad y durabilidad a largo plazo

La vida útil de una estructura depende de múltiples factores como el entorno, el mantenimiento aplicado y la naturaleza de los materiales. Tanto el acero estructural como el hormigón armado presentan ventajas y desafíos particulares en términos de durabilidad y conservación a lo largo del tiempo.

El acero estructural posee una gran resistencia mecánica y versatilidad en el diseño. No obstante, su exposición directa a ambientes húmedos, salinos o contaminados puede acelerar la corrosión si no cuenta con protección adecuada. El mantenimiento periódico —como el repintado con recubrimientos anticorrosivos o inspecciones no destructivas— es indispensable para asegurar su longevidad (Torres G., 2025).

En contraste, el hormigón armado, ofrece mayor resistencia frente a condiciones externas como humedad o calor. Su durabilidad puede superar los 50 años con un diseño adecuado de recubrimientos del acero de refuerzo, uso de aditivos y control de fisuración. Sin embargo, si el concreto se agrieta o se emplea un recubrimiento insuficiente, el acero de refuerzo puede corroerse silenciosamente, comprometiendo la estructura sin señales visibles tempranas (Yáñez Albán, 2024).

Ambos sistemas pueden alcanzar una alta durabilidad si se diseñan y ejecutan correctamente. Sin embargo, la frecuencia y costo del mantenimiento varía considerablemente, lo que influye en el costo de ciclo de vida del edificio.

Tabla 2.*Características*

Aspecto	Hormigón Armado	Acero Estructural
Durabilidad esperada	Alta. 50–75 años con recubrimiento adecuado y baja exposición a agentes agresivos.	Alta. 40–60 años, si se mantiene con protección anticorrosiva periódica.
Vulnerabilidades	Fisuración por retracción o carga excesiva. Corrosión oculta del refuerzo.	Corrosión superficial visible. Sensible a humedad, sales y exposición industrial.
Mantenimiento requerido	Bajo a medio. Inspección ocasional, reparación de fisuras y sellado superficial.	Alto. Pintado, inspección frecuente y tratamientos con inhibidores de corrosión.
Costos de mantenimiento	Bajos si la ejecución es adecuada.	Moderados a altos, especialmente en climas húmedos o costeros.
Restauración	Compleja. Requiere demolición parcial en zonas afectadas.	Alta. Facilidad para desmontar, reforzar o reemplazar componentes dañados.
Evaluación a largo plazo	Estable, si se controla la permeabilidad y calidad del concreto.	Estable con mantenimiento preventivo continuo y vigilancia estructural periódica.

Nota. Características entre los sistemas estructurales. Elaborado por: Los autores.

2.3. ANÁLISIS DEL CONTEXTO CONSTRUCTIVO EN QUITO

2.3.1. Estadísticas actuales de edificaciones en Quito por tipo de material estructural

En el entorno urbano de Quito, la elección del sistema estructural está fuertemente influenciada por factores como la disponibilidad de materiales, la mano de obra local, el costo y la normativa sísmica vigente. Aunque no existen estadísticas públicas consolidadas que detallen el porcentaje exacto de construcciones según tipo de material estructural, se ha documentado que el hormigón armado representa más del 75% de las estructuras construidas en la ciudad en las últimas dos décadas (Abril C., Abril C., Cadena N., & Pérez M., 2023).

Este predominio del concreto obedece a diversas razones: es un material ampliamente conocido por profesionales locales, sus insumos son de producción nacional y cumple con los estándares sísmicos exigidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE). Además,

los diseños estructurales en hormigón permiten una mayor percepción de robustez y estabilidad, cualidad altamente valorada en una ciudad expuesta a actividad sísmica frecuente.

Por otro lado, las estructuras de acero estructural han ido ganando terreno en edificaciones de tipo comercial, industrial y en soluciones modulares, debido a su rapidez de ejecución y peso liviano. Sin embargo, su participación aún es menor al 20% del total de edificaciones nuevas, según estimaciones de empresas constructoras locales y gremios técnicos (Quimi L. & Sánchez G., 2024). Las razones principales de esta menor adopción incluyen el alto costo del acero importado, la escasez de soldadores calificados y la necesidad de mantenimiento anticorrosivo frecuente.

Esta tendencia se mantiene relativamente estable en edificaciones de mediana altura, como parqueaderos, oficinas o edificios mixtos, donde el hormigón armado continúa siendo la opción predilecta. No obstante, en proyectos que priorizan tiempos de entrega reducidos y flexibilidad estructural, el acero estructural es cada vez más considerado como alternativa viable.

2.3.2. Factores que influyen en la elección del sistema estructural

La selección del sistema estructural en proyectos urbanos en Quito responde a una combinación de factores técnicos, económicos, normativos y sociales. Esta decisión no depende exclusivamente del ingeniero estructural, sino también del arquitecto, del promotor inmobiliario y de las condiciones geográficas y normativas del entorno.

En primer lugar, la normativa sísmica vigente en Ecuador tiene un peso determinante en el tipo de sistema adoptado. La Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE exige que las edificaciones en zonas de alta peligrosidad sísmica, como la capital, se diseñen con sistemas resistentes a cargas laterales, preferentemente sistemas duales o marcos especiales. Esto favorece

el uso del hormigón armado, que permite incorporar muros de corte fácilmente y proporciona mayor rigidez (INEC, 2023).

En segundo lugar, la disponibilidad de materiales y mano de obra especializada influye de forma directa. En Quito, el hormigón se produce localmente con agregados y cemento distribuidos por industrias regionales; mientras que el acero estructural suele importarse o fabricarse bajo pedido. Además, existe una mayor cantidad de personal capacitado en técnicas tradicionales de construcción con hormigón que en montaje o soldadura de acero (Quimi L. & Sánchez G., 2024).

Un tercer factor importante es el costo total de ejecución y mantenimiento, que depende del tipo de proyecto. Las estructuras metálicas, aunque más ligeras y rápidas de instalar, presentan un mayor costo inicial por tonelada instalada y requieren mantenimiento preventivo frecuente. En cambio, el hormigón armado ofrece una alternativa más económica a corto y mediano plazo, especialmente en edificaciones de tipo habitacional o de uso mixto. Adicionalmente, la cultura constructiva local y la percepción de seguridad juegan un rol psicológico importante. Muchos promotores asocian el concreto con solidez y permanencia, lo que puede condicionar la elección del sistema estructural, incluso cuando otras opciones técnicas serían viables.

Debe considerarse el tipo de edificación y su funcionalidad. En el caso específico de edificios de parqueaderos, se privilegia el uso de materiales que permitan grandes luces, poca interferencia vertical y facilidad de montaje, lo que posiciona al acero como opción competitiva. Sin embargo, en construcciones mixtas o con requerimientos sísmicos elevados, el hormigón armado suele imponerse por razones de rigidez y resistencia.

Figura 1.

Edificio de Parquaderos (Colombia)



Nota. Visualización del edificio de parquaderos. Fuente: Edificio de Aparcamientos de (ArchDaily, 2025)

2.4. VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.

2.4.1. Nivel de amenaza sísmica en Quito y normativa aplicable

La ciudad de Quito se encuentra ubicada en una de las zonas con mayor actividad sísmica de América del Sur, influenciada por la interacción entre las placas tectónicas Nazca y Sudamericana. Esta condición geológica convierte a la capital ecuatoriana en un entorno de alta amenaza sísmica, donde los eventos telúricos pueden tener impactos severos sobre la infraestructura urbana.

Según (Ordoñez Calero, 2022) la zonificación sísmica del Distrito Metropolitano de Quito, recogida en los planes de ordenamiento territorial 2020–2024, evidencia que la mayor parte del suelo urbano se encuentra clasificado como zona de amenaza sísmica alta o muy alta, lo cual implica la necesidad de adoptar normas de diseño estrictas en edificaciones nuevas. “La normativa vigente como la NEC regula las condiciones de diseño estructural frente a escenarios de amenaza

sísmica activa, en correspondencia con la zonificación del subsuelo y el nivel de riesgo esperado” (Ordoñez Calero, 2022, pág. 5). Este dato resalta la importancia de adoptar criterios de diseño sismorresistente desde las etapas iniciales de proyecto, no como opción técnica, sino como una obligación normativa en Quito.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE, en su versión más actual, establece que todas las edificaciones deben ser diseñadas considerando fuerzas sísmicas equivalentes, tomando en cuenta parámetros como aceleración sísmica, tipo de suelo, sistema estructural y categoría de uso. La NEC define cuatro zonas de amenaza sísmica (A, B, C y D), siendo la zona D la de mayor peligrosidad, categoría en la que se ubican gran parte de las parroquias urbanas de Quito. Además, el código exige análisis dinámico espectral para edificaciones mayores a cuatro niveles, lo que obliga al uso de software especializado y al cumplimiento de derivas máximas controladas.

El capítulo NEC-SE-DS "Diseño Sismorresistente" también diferencia entre sistemas estructurales permitidos según su nivel de ductilidad y redundancia. Por ejemplo, los sistemas duales con muros de corte y pórticos especiales son preferidos por su desempeño ante desplazamientos laterales, lo que se ajusta a la tipología de edificaciones como parqueaderos o usos mixtos.

Además, se considera obligatoria la clasificación de las estructuras según su importancia. Edificios que combinan uso público como restaurantes o estacionamientos masivos entran en la categoría C, lo que incrementa el factor de importancia sísmica aplicado en el análisis estructural. Esto se traduce en mayores exigencias para asegurar funcionalidad post-sismo. La aplicación estricta de la NEC no solo eleva los estándares de seguridad, sino que también condiciona la

elección del sistema estructural. El hormigón armado, por su rigidez inherente y capacidad de incorporar muros de corte, ofrece ventajas normativas en estos contextos.

2.4.2. Comportamiento sísmico del hormigón armado vs acero estructural

En el análisis estructural sismorresistente, tanto el acero estructural como el hormigón armado presentan comportamientos distintos frente a las cargas dinámicas generadas por eventos sísmicos. La selección del sistema adecuado depende del nivel de ductilidad, rigidez, masa y disipación de energía que puede aportar cada material.

El acero estructural destaca por su alta ductilidad, lo cual le permite soportar deformaciones significativas sin pérdida de capacidad resistente. Esta propiedad es crítica en zonas sísmicas porque permite que las estructuras absorban y disipen energía sin colapsar repentinamente. Según Tapia Hernández y García Carrera (2019), el comportamiento de las estructuras de acero en sismos de mediana y gran magnitud ha demostrado menor cantidad de daños estructurales permanentes en comparación con sistemas de concreto armado. Esta evidencia posiciona al acero como una alternativa confiable para edificaciones que requieren alto desempeño bajo sollicitaciones laterales severas, como ocurre en Quito.

Por otro lado, el hormigón armado ofrece mayor rigidez estructural, lo que reduce las derivas y desplazamientos horizontales. Este material tiende a concentrar la energía en zonas críticas, especialmente si incorpora muros de corte. En ese sentido, las estructuras de concreto son eficientes para limitar los desplazamientos, aunque su comportamiento sísmico depende fuertemente del detallado adecuado de las armaduras y del confinamiento en zonas de momento (Heresi & Vásquez, 2023).

Estudios recientes han demostrado que los sistemas duales (que combinan pórticos y muros de corte en hormigón armado) pueden igualar e incluso superar en ciertos casos la respuesta sísmica de sistemas metálicos simples, especialmente en edificaciones de mediana altura. La combinación de elementos de rigidez (muros) con elementos dúctiles (pórticos) permite que las estructuras de concreto respondan con estabilidad ante movimientos sísmicos severos (Camino et al., 2023). Este enfoque mixto fortalece la viabilidad del hormigón en proyectos donde el control de derivas es tan importante como la disipación de energía.

No obstante, la masa estructural mayor del hormigón incrementa la demanda sísmica base. Es decir, estructuras más pesadas atraen mayores fuerzas sísmicas. En comparación, el acero, al ser más ligero, reduce las fuerzas inerciales generadas durante un terremoto, lo cual resulta favorable desde el punto de vista del diseño dinámico.

Tabla 3.

Comportamiento del hormigón armado vs acero estructural

ASPECTO	HORMIGÓN ARMADO	ACERO ESTRUCTURAL
Ductilidad	Media. Mejora con confinamiento y armado adecuado.	Alta. Admite grandes deformaciones sin colapso.
Rigidez estructural	Alta. Controla bien desplazamientos laterales.	Baja a media. Depende del sistema estructural adoptado.
Masa sísmica	Alta. Genera mayor fuerza sísmica.	Baja. Reducción significativa de cargas inerciales.
Disipación de energía	Moderada. Mejora con diseño sismorresistente.	Alta. Natural por deformación plástica controlada.
Daño estructural típico	Grietas, fisuras y fallas frágiles si no se detalla correctamente.	Deformaciones en conexiones, posible pandeo local.
Recuperación post-sismo	Lenta. Requiere evaluación técnica y posibles demoliciones parciales.	Rápida. Posibilidad de refuerzo o reemplazo modular.
Comportamiento frente a derivas	Muy eficiente con sistemas duales o muros de corte.	Requiere refuerzos o contraventeos para controlar desplazamientos.

Nota. Comportamiento de los sistemas estructurales. Elaborado por: Los autores.

2.4.3. Sistemas estructurales recomendados por la normativa para zonas sísmicas

La Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE-DS establece lineamientos claros sobre los sistemas estructurales apropiados para zonas de alta amenaza sísmica, como el caso de Quito. Estos lineamientos no solo definen los métodos de análisis, sino también los tipos de sistemas que pueden usarse según su desempeño sísmico y nivel de ductilidad.

Entre los sistemas más recomendados se encuentran los marcos resistentes a momento (MRM), los sistemas de muros estructurales, los arriostramientos especiales y, particularmente, los sistemas duales. Cada uno ofrece un grado distinto de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía.

Los marcos resistentes a momento están formados por vigas y columnas rígidamente conectadas, que trabajan en conjunto para resistir cargas laterales mediante flexión. Este sistema es altamente dúctil, pero sufre grandes desplazamientos si no se combina con otros elementos. Según (Guapi A. & Pilatasig Ch., 2022), los marcos especiales a momento son adecuados para edificios de altura media a alta por su buen comportamiento no lineal, aunque requieren detallado exhaustivo. Este tipo de sistema, aunque eficaz, es exigente en diseño y en el control de calidad de las conexiones, lo cual incrementa la responsabilidad estructural en proyectos urbanos complejos.

Por otro lado, los sistemas de muros estructurales brindan alta rigidez y control de desplazamientos laterales. Son ideales para zonas con alta peligrosidad sísmica, aunque su uso excesivo puede generar estructuras poco dúctiles si no se combinan adecuadamente con marcos resistentes.

En este contexto, la NEC sugiere con frecuencia el uso de sistemas duales, que combinan la ductilidad de los marcos con la rigidez de los muros de corte. Esta configuración permite un balance adecuado entre control de derivas y disipación de energía, especialmente en edificaciones de mediana altura como los parqueaderos. (Cordero C. & Saldaña H., 2024) señalan que el sistema dual cumple con la filosofía de diseño por capacidad, ya que concentra las mayores demandas sísmicas en los elementos más robustos de la estructura. Este enfoque mixto no solo mejora el comportamiento sísmico, sino que también facilita la adaptación arquitectónica sin sacrificar la seguridad estructural.

Además, la NEC clasifica los sistemas estructurales según su factor de reducción sísmica R , el cual mide la capacidad de disipar energía. Los marcos especiales tienen valores de R mayores, mientras que los sistemas rígidos como muros portantes tienen valores menores. Esta clasificación influye directamente en la magnitud de las fuerzas sísmicas consideradas en el análisis estructural.

Tabla 4.

Sistemas estructurales y su idoneidad sísmica según la NEC

SISTEMA ESTRUCTURAL	DESCRIPCIÓN	VENTAJAS SÍSMICAS	LIMITACIONES
Marcos resistentes a momento	Vigas y columnas unidas rígidamente.	Alta ductilidad, deformación controlada.	Derivas elevadas, requiere conexiones complejas.
Muros estructurales	Elementos verticales rígidos que resisten cortante y momento.	Alta rigidez, control efectivo de desplazamientos.	Baja ductilidad si se usan de forma aislada.
Sistemas arriostrados	Elementos diagonales que refuerzan el marco.	Buena disipación de energía y eficiencia material.	Menor flexibilidad arquitectónica.
Sistemas duales	Combinación de marcos y muros resistentes.	Equilibrio entre rigidez y ductilidad, desempeño superior en sismos.	Mayor complejidad de diseño y coordinación estructural.

Nota. Sistemas estructurales y su idoneidad bajo la normativa vigente. Elaborada por: Los autores.

2.4.4. Importancia del diseño sismorresistente en edificaciones de parqueaderos

Las edificaciones destinadas a parqueaderos, especialmente aquellas de mediana o gran altura, presentan condiciones estructurales singulares que las hacen vulnerables ante la acción sísmica. Uno de los factores más relevantes es la configuración de plantas libres o semiabiertas, condición que, si no es correctamente tratada, puede provocar efectos de piso blando y fallas estructurales concentradas.

Durante eventos sísmicos, las estructuras con poca rigidez lateral en los primeros niveles, como sucede con frecuencia en parqueaderos, tienden a concentrar deformaciones en estas zonas, aumentando el riesgo de colapso local o total. Según Cordero y Saldaña (2024), el diseño sismorresistente en edificios de parqueo debe garantizar la continuidad estructural entre niveles y el adecuado confinamiento de los elementos que no están protegidos por muros de corte. Esta observación resalta la necesidad de reforzar los primeros pisos de uso vehicular, donde las aperturas funcionales reducen la cantidad de elementos resistentes verticales.

Además, este tipo de edificios alberga una alta carga dinámica por el tránsito vehicular y se ve sometido a vibraciones recurrentes que, combinadas con movimientos sísmicos, pueden generar aceleraciones estructurales peligrosas si no se diseñan correctamente. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) clasifica a estos edificios como estructuras de importancia media a alta, en función del volumen de ocupación y del uso público del inmueble.

A esto se suma que muchos parqueaderos integran usos mixtos, como restaurantes, oficinas o comercio, en niveles superiores. Esta condición exige que la estructura resista de forma eficiente las combinaciones de carga sísmica y gravitacional sin comprometer la funcionalidad post-sismo. (Flores C. & Reyes V., 2019) destacan que el sistema estructural de los parqueaderos debe ser

verificado no solo por derivas admisibles, sino también por posibles efectos torsionales debido a la distribución asimétrica de masas y rigideces. Este enfoque es particularmente importante en entornos como Quito, donde la topografía irregular acentúa estos efectos, aumentando las exigencias de diseño.

El uso de sistemas estructurales duales o mixtos, que combinan rigidez y ductilidad, es especialmente beneficioso para este tipo de infraestructura. Además, la aplicación de análisis dinámicos espectrales en programas como ETABS permite identificar zonas críticas de deformación, lo cual favorece la toma de decisiones preventivas. El diseño sismorresistente no solo debe cumplir con parámetros normativos, sino también garantizar la seguridad de las personas y la integridad de los vehículos, considerando que muchos parqueaderos operan incluso como infraestructura estratégica durante emergencias.

2.5. MODELADO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON SOFTWARE ESPECIALIZADO

La ingeniería estructural contemporánea exige herramientas precisas y versátiles que permitan simular el comportamiento real de las edificaciones ante cargas gravitacionales y dinámicas. En este contexto, el modelado digital de estructuras mediante software especializado se ha consolidado como una práctica estándar para garantizar la seguridad estructural, optimizar materiales y cumplir con las normativas vigentes.

El uso de programas como ETABS, SAP2000 o CSI SAFE, permite realizar análisis estructurales detallados, incorporando variables complejas como espectros de respuesta sísmica, factores de reducción por ductilidad, rigidez efectiva de elementos, y comportamiento no lineal de materiales. Según (Tapia H. & García C., 2020), la simulación estructural mediante software

permite prever zonas de mayor demanda sísmica, ajustar derivas laterales, y diseñar elementos estructurales conforme a lo estipulado por la NEC. Esta afirmación demuestra que el análisis digital ya no es un recurso complementario, sino un componente esencial del proceso de diseño, especialmente en ciudades con alta sismicidad como Quito.

Uno de los aspectos más valorados del software ETABS es su capacidad de modelar con precisión estructuras tridimensionales, representando pórticos, placas, muros de corte, y condiciones de frontera de manera realista. Además, permite realizar análisis modales y espectrales, requeridos por la NEC-SE-DS en edificaciones mayores a cuatro pisos o con irregularidades geométricas o de masa.

En el caso de edificios de parqueaderos, donde existen grandes luces libres, cargas concentradas y poca redundancia estructural en los primeros niveles, el modelado digital adquiere aún mayor relevancia. (García Pombosa & Maldonado Guallichico, 2021) indican que los programas de análisis estructural no solo calculan las solicitaciones, sino que permiten evaluar las derivas, la estabilidad global, y el modo de falla esperable, optimizando la propuesta estructural antes de su ejecución. Esto aporta claridad y previsibilidad a proyectos estructuralmente complejos, donde los errores de diseño pueden tener consecuencias críticas durante un sismo.

El software también facilita el cumplimiento de normas internacionales como ACI 318 para concreto y AISC para estructuras metálicas, integradas dentro del entorno de cálculo. En el caso ecuatoriano, los módulos de ETABS permiten adaptar los factores y parámetros establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), asegurando coherencia normativa en los diseños.

Además del cálculo, estos programas también generan memorias de cálculo, planos estructurales y reportes automáticos, que favorecen la revisión técnica, la coordinación

multidisciplinaria y la documentación oficial del proyecto. El modelado estructural, más que una etapa del proceso de diseño constituye una herramienta de verificación continua, que permite tomar decisiones informadas, reducir errores, y diseñar estructuras seguras, eficientes y normativamente válidas.

2.5.1. Rol del modelado estructural en la ingeniería civil moderna

La evolución tecnológica ha transformado radicalmente los procesos de diseño y verificación en la ingeniería civil. En la actualidad, el modelado estructural computacional no solo es una herramienta de apoyo, sino un pilar central en el desarrollo de edificaciones seguras, funcionales y normativamente viables.

A través de plataformas digitales como ETABS, SAP2000 y similares, los ingenieros pueden replicar con precisión el comportamiento estructural de un edificio bajo diversas condiciones de carga, incluyendo sismos, viento, y cargas vivas. Según (Al-Shaar et al, (2024), el modelado estructural permite tomar decisiones informadas en fases tempranas del proyecto, optimizando la configuración de elementos y evitando sobrecostos o sobre diseños. Este aporte es crucial para proyectos como parqueaderos de varios pisos, en donde los márgenes de error deben minimizarse desde la concepción misma del diseño estructural.

El modelado también ha permitido una integración más fluida entre disciplinas. El entorno tridimensional facilita la coordinación entre arquitectura, instalaciones y estructura, reduciendo interferencias durante la ejecución. Además, permite realizar simulaciones de comportamiento ante sismos, lo que es esencial en regiones de alta amenaza sísmica como Quito.

Por otra parte, los softwares estructurales actuales no solo permiten cálculos rápidos, sino que también incorporan análisis no lineales, efectos de segundo orden, control de derivas y deformaciones. Esto proporciona una visión más realista del desempeño estructural, superando los métodos tradicionales basados en simplificaciones manuales. (Hashemi et al, 2025) afirman que el uso de modelos estructurales reduce la incertidumbre en el diseño y mejora la toma de decisiones al validar cada componente antes de su construcción. Esta validación anticipada es una ventaja competitiva, especialmente en edificaciones que deben cumplir con estándares de seguridad y tiempos de entrega exigentes.

El modelado ha permitido aplicar conceptos de diseño por desempeño, en el cual la estructura no solo se calcula para resistir, sino para funcionar después de eventos extremos. Esta filosofía, adoptada por códigos modernos como la NEC, es imposible de aplicar de forma efectiva sin el uso de herramientas computacionales.

2.5.2. Características y ventajas del software ETABS en análisis dinámico y diseño sísmico

El software ETABS ha sido diseñado específicamente para el modelado, análisis y diseño estructural de edificaciones. Su precisión y versatilidad lo han convertido en una herramienta indispensable en proyectos de ingeniería civil moderna, particularmente en zonas sísmicamente activas como Quito.

Una de las principales ventajas de ETABS es su capacidad para simular estructuras tridimensionales con elementos complejos como pórticos, muros de corte, losas rígidas, diafragmas y sistemas duales. Estas representaciones permiten un análisis más realista del comportamiento global de la edificación bajo cargas estáticas y dinámicas. Según (Castillo B. & Quispe Quispe,

2025), ETABS permite evaluar el comportamiento sísmico de edificaciones en función de parámetros normativos, ofreciendo resultados inmediatos y gráficamente interpretables. Esta funcionalidad resulta especialmente útil en la etapa de diseño conceptual, donde se pueden comparar alternativas estructurales en tiempo real.

Otro de los puntos fuertes de ETABS es su capacidad para realizar análisis dinámicos modales y espectrales, requeridos por la normativa ecuatoriana (NEC-SE-DS) para edificaciones de más de cuatro pisos. Estos análisis permiten evaluar el comportamiento vibratorio de la estructura, identificar modos de falla, y ajustar los desplazamientos laterales mediante técnicas de control estructural.

El programa también integra verificación normativa automática, tanto para concreto armado como acero estructural, con códigos internacionales (ACI, AISC, NCh, entre otros) y locales. Esto garantiza el cumplimiento técnico sin necesidad de cálculos manuales extensos. Además, ETABS permite exportar planos estructurales, memorias de cálculo y tablas de cargas, facilitando la integración del diseño estructural con la documentación técnica de obra.

Asimismo, su interfaz gráfica amigable y su capacidad de generar reportes detallados hacen que el software no solo sea poderoso desde lo técnico, sino también eficiente desde lo operativo. (Alva S. & Carrillo F., 2025) afirman que el uso de ETABS en diseños con dispositivos disipadores ha permitido simular respuestas sísmicas más cercanas al comportamiento real de la estructura, optimizando la toma de decisiones. Esta posibilidad de evaluar respuestas realistas posiciona al software como una herramienta clave para estructuras sismorresistentes exigentes como los parqueaderos de varios niveles.

Tabla 5.*Funcionalidades del Software ETABS en análisis sísmico*

FUNCIONALIDAD	DESCRIPCIÓN TÉCNICA	VENTAJAS PRÁCTICAS
Modelado 3D de estructuras complejas	Simulación de marcos, muros, losas, vigas, diafragmas y conexiones estructurales.	Representación fiel de la geometría real de la edificación.
Análisis dinámico modal y espectral	Evaluación del comportamiento vibracional por frecuencias y modos propios.	Cumple con NEC y detecta posibles fallas sísmicas.
Verificación normativa integrada	Códigos ACI, AISC, NEC-SE-DS, entre otros.	Garantiza cumplimiento normativo automático.
Reportes estructurales automáticos	Exporta memorias de cálculo, tablas de cargas, derivas y esfuerzos.	Ahorra tiempo en documentación y revisión técnica.
Simulación de comportamiento no lineal	Evaluación de plasticidad, deformaciones inelásticas y redistribución de esfuerzos.	Permite diseño por desempeño y validación sísmica avanzada.
Integración con otros softwares (SAFE, SAP)	Interoperabilidad con programas para cimentaciones y estructuras especiales.	Mejora la eficiencia del flujo de diseño completo.

Nota. Funciones que provee el software estructural ETABS. Elaborada por: Los autores.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. Investigación analítica y comparativa

A través del método investigativo, que tendrá el enfoque de recopilar información más relevante, el cual implica un análisis entre dos o más elementos, usando conceptos, sistemas o fenómenos que permitan encontrar las similitudes o diferencias entre las estructuras. De manera que permita alcanzar los objetivos propuestos.

Dando paso a una comprensión más profunda de las características y propiedades de los elementos a tratar. En el proyecto se desarrollará un análisis, aplicado al impacto económico y la eficiencia estructural.

Se debe tener en cuenta que el impacto económico está influenciado por costos directos e indirectos. Entre ellos están: costo de los materiales y la mano de obra respectiva, la disponibilidad de los materiales (ubicación y transporte), y su tiempo de ejecución.

La construcción de estructuras de hormigón armado y metálicas desempeña un papel fundamental en el desarrollo socioeconómico de un país. El crecimiento acelerado de la población ha generado una demanda creciente de edificaciones costo-eficientes, impulsando la optimización de materiales y técnicas constructivas para garantizar viabilidad y sostenibilidad en el sector.

Al cambiar de acero estructural a una propuesta en hormigón armado en ciudades con alta actividad sísmica, se tratará de un proyecto cuantitativo que ayudará a establecer conclusiones y recomendaciones.

También se podría considerar que se utilizará una metodología mixta, porque se combinan herramientas cuantitativas y cualitativas para realizar el análisis técnico y económico de las estructuras en acero y hormigón.

3.2. MÉTODO INVESTIGATIVO

El trabajo contara con métodos cuantitativos y cualitativos.

3.2.1. Método cuantitativo

Consiste en la recopilación de datos numéricos, con el objetivo de establecer parámetros de estudio, con el propósito de facilitar el análisis estadístico y matemático, procurando resultados objetivos.

3.2.2. Método Cualitativo

Evaluación de los datos recopilados o datos obtenidos de los distintos procesos matemáticos, donde se busca interpretar y comprender el contexto ante distintas situaciones.

3.2.3. Software de análisis estructural y dimensionamiento ETABS

Para el análisis estructural y el diseño del edificio, se utilizó el software ETABS, una herramienta ampliamente reconocida por su capacidad para modelar estructuras tridimensionales de manera eficiente y precisa. Este programa permite definir con exactitud las secciones

transversales de los elementos estructurales, así como los tipos de materiales empleados, y facilita la incorporación del espectro de diseño sísmico correspondiente.

Una vez realizado el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, se procederá al modelado en ETABS, ingresando todos los datos necesarios conforme a los requerimientos del proyecto. El software realiza un análisis detallado del comportamiento estructural, permitiendo identificar posibles inconsistencias o incumplimientos normativos. En caso de detectar errores o desviaciones, se efectuaron las correcciones pertinentes hasta lograr que el modelo cumpla con los criterios establecidos por la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS.

El proceso de validación incluyó la verificación de parámetros clave como derivas laterales, torsión, y el período fundamental de vibración, asegurando que el modelo estructural se encuentre dentro de los límites permisibles y, por tanto, sea considerado adecuado para su posterior análisis y diseño definitivo.

3.2.4. Software AutoCAD

Para la elaboración de los planos arquitectónicos del proyecto, se emplea el software Autodesk AutoCAD, una herramienta profesional ampliamente utilizada en arquitectura, ingeniería y construcción. Este programa permite la creación precisa de geometría en 2D y modelos en 3D mediante sólidos, superficies y objetos de malla. Además, facilita la automatización de tareas como la inserción inteligente de objetos, la comparación de planos, la generación de planificaciones y la preparación de presentaciones gráficas.

AutoCAD también permite personalizar el entorno de trabajo mediante herramientas como AutoLISP, API y aplicaciones adicionales, lo que contribuye a optimizar los flujos de trabajo y aumentar la productividad del usuario (Autodesk, 2023).

3.2.5. Método comparativo

El método comparativo es una estrategia de investigación que implica la comparación sistemática de casos o fenómenos con el objetivo de identificar patrones y regularidades. A través de este proceso, se construyen teorías y explicaciones más generales sobre los fenómenos estudiados. Al contrastar casos con características similares y diferentes, los investigadores pueden aislar las variables clave que influyen en los resultados observados, lo que permite generar conocimiento más confiable.

3.3. TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Para la obtención de información relevante, se recurrió a la aplicación de técnicas cualitativas mediante la formulación de consultas puntuales dirigidas a profesionales con experiencia en el diseño y la construcción de estructuras sismorresistentes tanto en hormigón armado como en acero estructural. Estas interacciones permitieron recoger observaciones e impresiones técnicas sobre el comportamiento, ventajas y limitaciones de cada sistema estructural frente a eventos sísmicos, sin constituir entrevistas formales estructuradas. Además, se emplearán herramientas de modelado y software de análisis comercial para evaluar los diseños de los edificios seleccionados y su comportamiento bajo cargas sísmicas. Se realizará un análisis técnico de cada edificio, utilizando estas herramientas con el fin de comprender como responden las estructuras ante cargas sísmicas y comparar las soluciones de diseño en acero y hormigón.

Se llevarán a cabo varias etapas. Como la identificación y selección de los modelos de edificios a analizar en acero y hormigón. Luego, se realizará un estudio previo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para establecer los parámetros de diseño y los requisitos de seguridad sísmica. A continuación, se llevará a cabo un análisis sísmico de los modelos seleccionados utilizando software comercial especializado en análisis estructural. Se compararán los resultados obtenidos en el análisis sísmico, como desplazamientos, aceleraciones y fuerzas internas, entre los modelos en acero y hormigón. Se evaluará el comportamiento estructural de cada modelo ante eventos sísmicos, mediante el análisis de los resultados obtenidos. También se realizará un análisis económico comparativo de los costos de construcción de los modelos en acero y hormigón, incluyendo materiales y mano de obra con el uso de diferentes hojas de cálculo para obtener sus precios unitarios (APUS) con el fin de comparar sus diferencias de costos entre estructuras. Finalmente, se elaborará un informe final con los resultados obtenidos y las conclusiones del análisis técnico y económico.

3.4. PROCESO TÉCNICO DE INGENIERÍA CIVIL

En el proyecto se desarrollará un análisis, aplicado al impacto económico y desempeño estructural sismorresistente para (Almánzar & Perozo, 2016) la elaboración de estructuras de hormigón armado y metálicas en nuestra época tienen una notable influencia en el desarrollo de un país, debido a un aumento desproporcionado de la población lo que conlleva hoy en día a la creación de obras económicas. Además, se tratará de un proyecto cuantitativo, debido a que se recopilarán datos numéricos y se analizarán estadísticamente para establecer conclusiones y recomendaciones. También se podría considerar que se utilizará una metodología mixta, porque se combinan herramientas cuantitativas y cualitativas para realizar el análisis técnico y económico de las estructuras en hormigón armado y acero estructural.

En el inicio del presente proyecto técnico, se establecerán las distintas cargas a las que estará sometida la estructura respetando la configuración de los planos arquitectónicos, para proseguir con la modelación en las estructuras en acero estructural y hormigón armado. El edificio estará distribuido de la siguiente manera 7 pisos para parqueadero y uno para restaurante, que se tomará como el caso de estudio en la ciudad de Quito. Del mismo modo, se usaran datos geotécnicos representativos correspondientes de la zona. Esta información será incorporada al desarrollo del proyecto, con la finalidad de proveer una visión más realista, junto a simulaciones ante distintos eventos sísmicos, para así establecer el análisis comparativo entre las alternativas constructivas, de tal manera que sea más factible comparar los costos de la construcción y su comportamiento sismorresistente.

Partiendo de una revisión del estado del arte de trabajos similares y así tener una visión amplia para la realización de nuestro proyecto.

En el caso estático se recurre a la normativa vigente para el análisis de la carga muerta como la carga viva que se encuentra estipulada en la NEC-SE-CG, de la normativa vigente. A través de métodos empíricos se establece las primeras dimensiones de los elementos estructurales y así obtener el prediseño de la estructura para modelar el edificio en hormigón armado en tres dimensiones se hará el uso del software ETABS V21, con los datos geotécnicos se puede establecer la interacción suelo-estructura para el análisis modal espectral y realizar el respectivo diseño sismorresistente para posteriormente realizar el análisis estructural revisando que cumpla los parámetros mínimos sismorresistentes estipulada en la normativa NEC-SE-DS que es el capítulo de peligro sísmico.

Luego, se procede a realizar el diseño de los distintos elementos estructurales en base NEC-SE-HM, que hace referencia la ACI 318-14 una vez finalizado el modelo y el respectivo análisis, se hace uso de los datos que nos proporciona el programa y poder exportar a un software de uso comercial el cual ayude a representar gráficamente y obtener nuestros planos de ingeniería de detalle.

A partir de los planos de ingeniería de detalle, es posible cuantificar los volúmenes de obra con alta precisión, lo que permite la estructuración del análisis de precios unitarios (APU) para una evaluación rigurosa de costos y recursos en el proyecto.

En la industria de la construcción existen distintos tipos de presupuestos, cada uno con un propósito específico. Este estudio comparará los resultados del análisis sísmico - desplazamientos, modos de vibración, derivas de piso, participación modal de la masa, aceleraciones y fuerzas internas entre estructuras de acero estructural y hormigón armado. Se evaluará el desempeño estructural de ambos modelos ante eventos sísmicos mediante el procesamiento de datos obtenidos. Además, se efectuará un análisis comparativo de costos, considerando materiales y mano de obra, para identificar las diferencias económicas entre ambas opciones constructivas. Finalmente, se presentará un informe con los hallazgos, conclusiones y recomendaciones derivadas del estudio técnico-económico.

3.5. NORMATIVA VIGENTE

El marco teórico de este estudio se basa en la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-DS, 2015) y se centra en los conceptos y teorías que sustenta la importancia de diseño estructural sísmicos de las edificaciones en el Ecuador. Se revisarán las normativas nacionales e internacionales, Además se revisará la literatura relacionada con la selección y uso de materiales

estructurales como el hormigón y su comportamiento ante actividades sísmicas. También se explorará las ventajas del cambio de material para la su construcción como la resistencia, durabilidad y costos. Finalmente, se discutirá estudios previos sobre temas relacionados con el análisis técnico y económico de edificaciones sismorresistente.

El análisis técnico del proyecto busca determinar la opción más viable y costo-efectiva para Ecuador. La selección se realizará mediante un estudio comparativo de los sistemas constructivos, evaluando sus ventajas y desventajas para identificar la alternativa más eficiente en términos económicos.

La construcción experimenta cambios en la industria en cual se realice los costos unitarios para las obras civiles. Para (Rosas, 2015) concluye que la alternativa más económica y que mejor se adapta a las condiciones del proyecto es la alternativa del hormigón en cual debe determinarse comparando los costos totales. Para realizar el modelado de la estructura de hormigón armado en el software comercial especializado el análisis estructural sismo resistente, es necesario aplicar las mayoraciones de cargas y analizar los desplazamientos que genera la estructura en diseño estático y sísmico.

Se debe seguir y cumplir el proceso estipulado en el capítulo de seguridad estructural (NEC-SE-HM, 2015), donde se establece las directrices y requerimiento técnicos para el diseño y construcción de estructuras de hormigón en Ecuador (NEC-15, 2015) las normas garantizan la seguridad, durabilidad y funcionalidad de las estructuras. En la NEC-SC-HM establece los métodos y procedimientos para el análisis y diseño de estructuras, así como el cumplimiento de esta normativa para evitar riesgos y desastres provocados por eventos sísmicos o de otra índole. Las normas indican la correcta colocación y anclaje del acero refuerzo con el objetivo de garantizar la

integridad estructural y repartir las transferencias de cargas adecuadas a la estructura sísmo resistente, se debe tener en cuenta las disposiciones que se debe seguir para las construcciones de edificios en acero (NEC-SE-AC, 2015) esta norma establece los conceptos y definiciones que se deben emplear durante todo el proceso de diseño de estructuras en acero. Ofrece directrices sobre el montaje adecuado de los perfiles estructurales de acero, incluye la soldadura y colocación correcta de las piezas, así como el control de calidad durante el proceso para asegurar que cumpla los requisitos de diseño estructural.

En el Ecuador, en la industria de la construcción civil de hormigón armado que se ha venido rigiendo y desarrollándose las obras civiles es la Guía práctica de diseño estructural de hormigón (Guía de Diseño², 2016) este es un manual orientado a ingenieros y profesionales del campo de la construcción, que ofrece una explicación detallada de los pasos necesarios para diseñar estructuras de hormigón armado en el siguiendo los lineamientos de la (NEC-15, 2015).

En la actualidad para los salarios mínimos que se debe pagar a un trabajador de las diferentes ocupaciones existe la Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON, 2024) cada año que pasa se va actualizando los salarios que son establecidos como referencia obligatoria para los trabajadores según los roles y responsabilidades en diferentes proyectos de la Construcción civil. Con los Costos horarios que nos brinda la CAMICON podemos obtener los rubros y realizar los presupuestos de Obra para así comparar cuál de las dos estructuras es más económica y factible.

CAPÍTULO IV

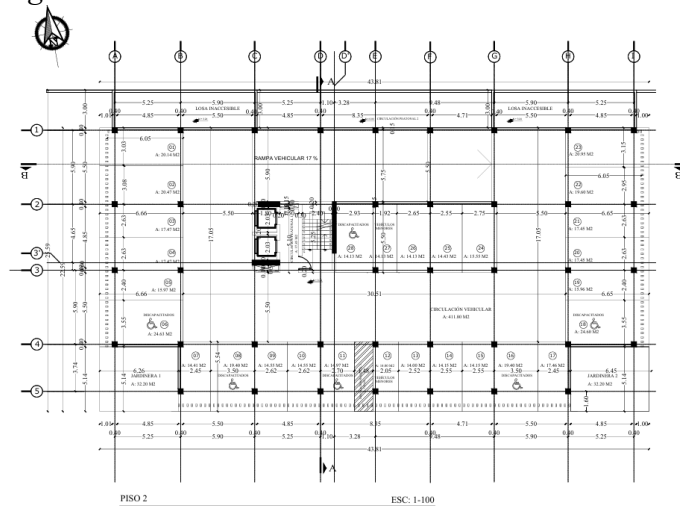
PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS, COMBINACIONES DE CARGAS Y ESTUDIO DE SUELOS

4.1. DESCRIPCIÓN DE PLANTAS TIPO Y CORTES ARQUITECTONICOS

El segundo piso del edificio, con una superficie total de 1011.38 metros cuadrados, se distingue por ser el nivel más extenso de la construcción. Dedicado principalmente a funciones de soporte, esta planta alberga un conjunto de elementos diseñados para facilitar la circulación vertical y horizontal. Los planos arquitectónicos revelan una distribución estratégica que incluye rampas vehiculares, escaleras y ascensores, los cuales garantizan una movilidad eficiente y segura entre los diferentes niveles. A diferencia de los demás pisos, el segundo nivel ha sido concebido para ayudar al flujo de personas y vehículos, convirtiéndolo en un elemento clave en la funcionalidad general del edificio.

Figura 2.

Plano arquitectónico Segundo Piso

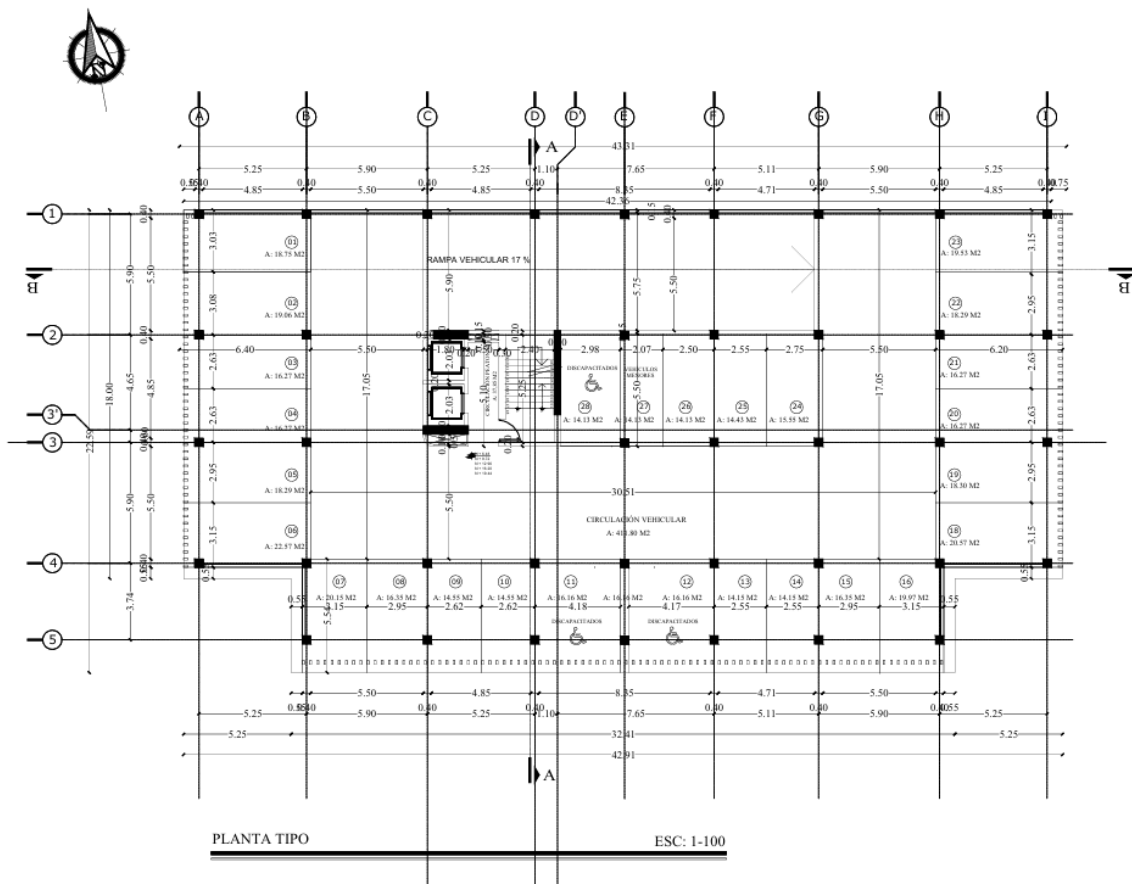


Nota. Distribución de los parqueaderos y otras áreas para el segundo piso (Mayor detalle en el anexo 1). Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD, 2024.

Los niveles del tercero al séptimo presentan una configuración estandarizada, ocupando cada uno un área de 989.84 metros cuadrados. La circulación vertical en estas plantas se encuentra facilitada por un sistema integrado de rampas vehiculares, escaleras y ascensores, diseñados para garantizar una movilidad eficiente y segura. Esta infraestructura no solo conecta los distintos niveles entre sí, sino que también proporciona acceso al restaurante ubicado en las plantas superiores.

Figura 3.

Plano arquitectónico Planta Tipo

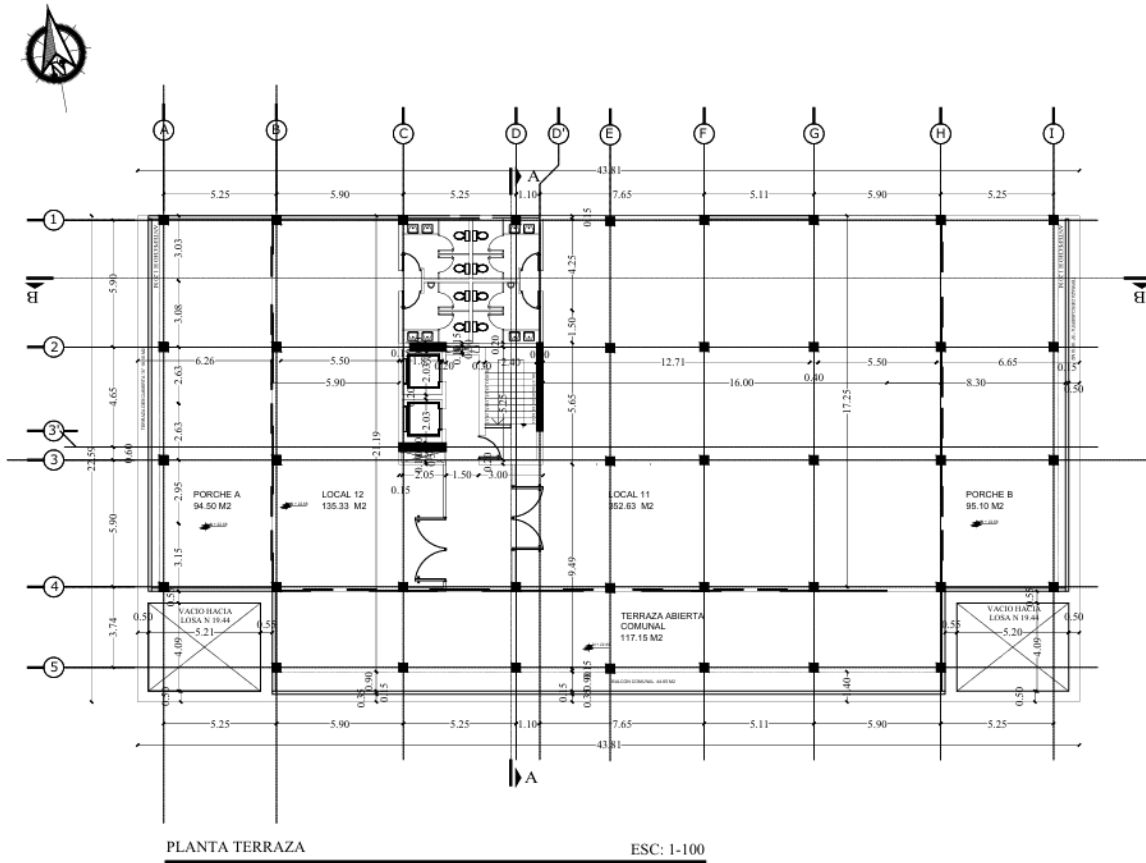


Nota. Distribución de los parqueaderos y otras áreas para pisos superiores. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD, 2024.

El último piso se tendrá un restaurante tal y como se muestra en el plano arquitectónico, este contará con espacios donde podrá caminar los peatones. Es decir, losas accesibles con un área de 967.08 metros cuadrados.

Figura 4.

Plano arquitectónico Terraza

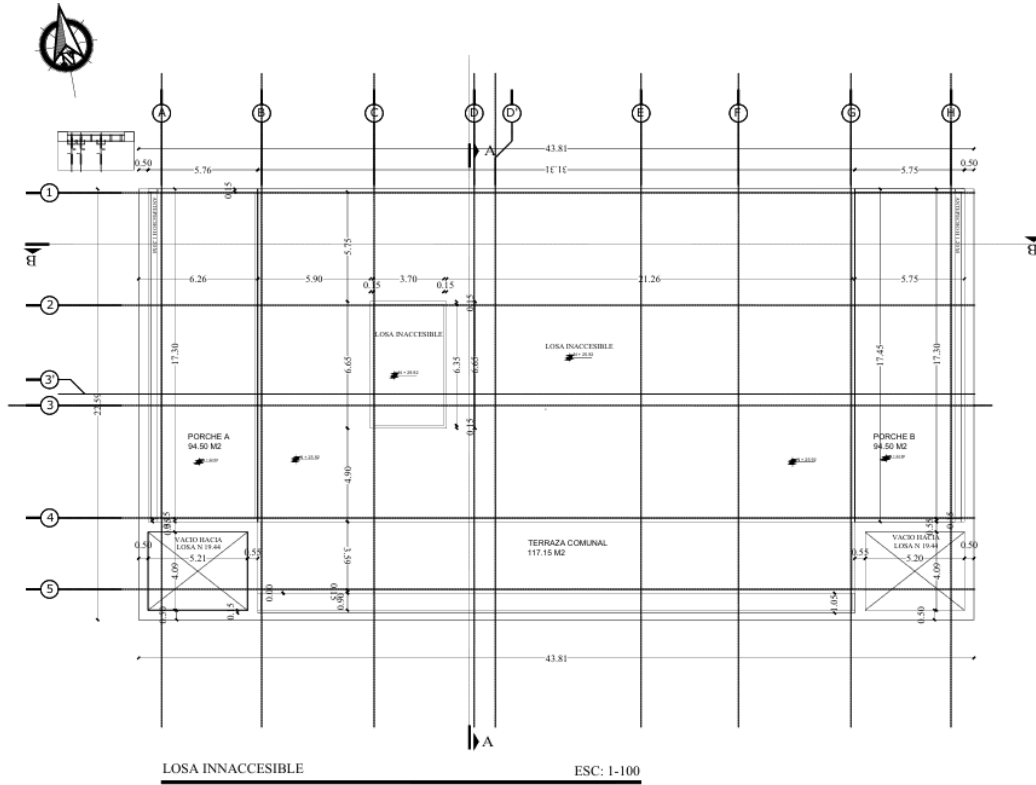


Nota. Distribución de los locales y las distintas áreas a ser ocupadas en el último piso. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD, 2024.

Por último, se considera la tapa grada, que será una alosa inaccesible con un área de 546.41 metros cuadrados, que también constará en el análisis de carga.

Figura 5.

Losa Inaccesible



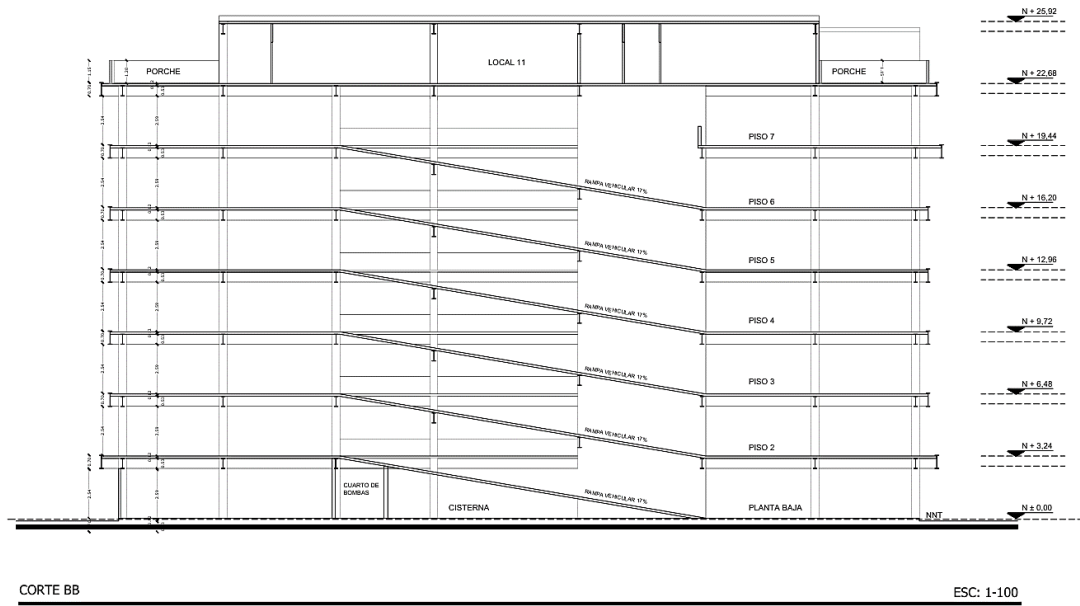
Nota. Losa inaccesible. Fuente: Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD, 2024.

4.1.1. Cortes y Fachadas

4.1.1.1. Cortes. Los cortes transversales ofrecen una representación visual interna de un objeto o sistema, revelando detalles estructurales y funcionales que no son evidentes en una vista exterior. Esta técnica permite a los observadores comprender la composición interna, las relaciones entre las diferentes partes y la forma en que interactúan entre sí. Los cortes son fundamentales en diversos campos, desde la arquitectura y la ingeniería, facilitando la visualización y el análisis de estructuras complejas.

Figura 6.

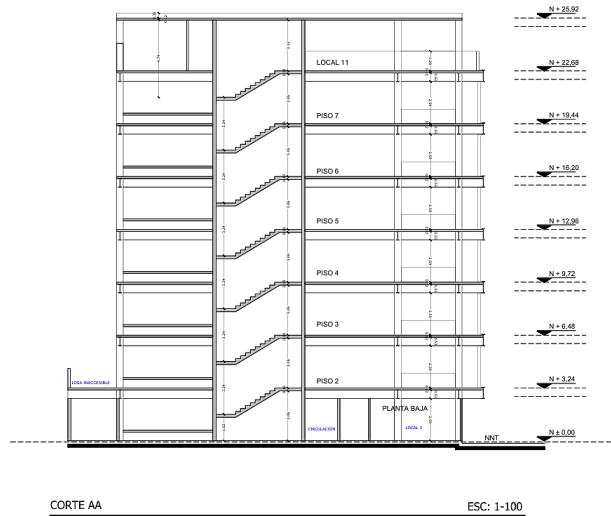
Corte Transversal B-B



Nota. Vista surrealista al interior del edificio a la mayor longitud. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD, 2024.

Figura 7.

Corte Transversal A-A

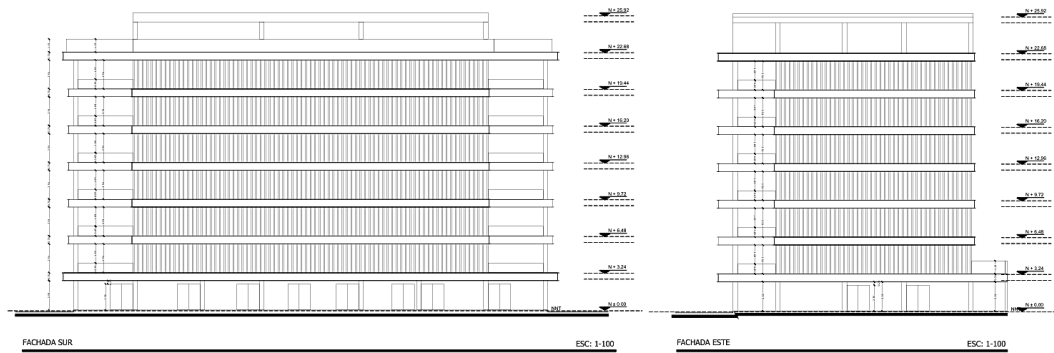


Nota. Vista surrealista al interior del edificio a la menor longitud. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD, 2024.

4.1.1.2. Fachadas. Representación conceptual y surrealista de la apariencia del edificio tras su construcción, para su visualización arquitectónica y herramienta de exploración.

Figura 8.

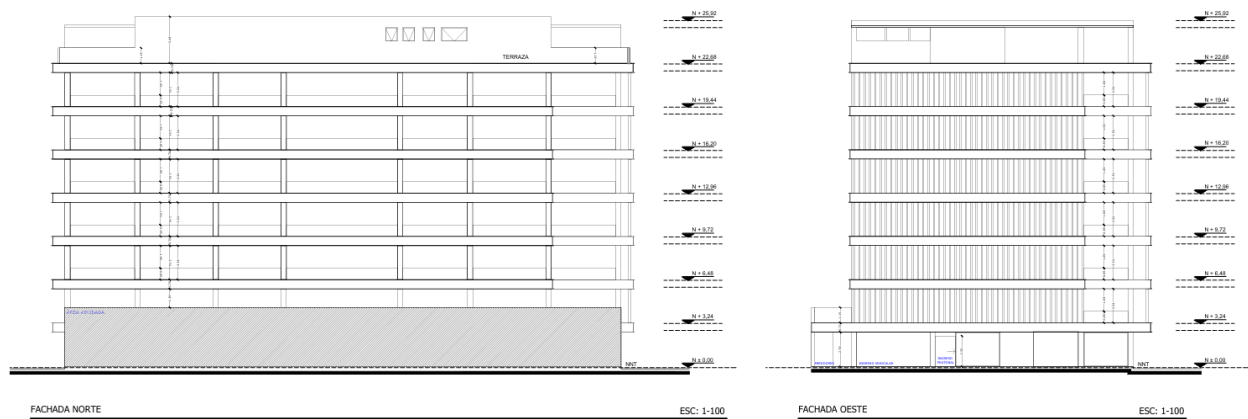
Fachas Sur y Este



Nota. Visualización desde el exterior del edificio. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD, 2024.

Figura 9.

Fachadas Norte y Oeste



Nota. Visualización desde el exterior del edificio. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD, 2024.

4.2. CUANTIFICACIÓN DE CARGAS

4.2.1. Análisis de cargas

El análisis estructural de una edificación se fundamenta en la identificación precisa de las cargas a las que estará sometida. Estas cargas, definidas en la normativa vigente (NEC), son factores determinantes en el cálculo de las secciones estructurales y en la evaluación del comportamiento general de la estructura. En el presente proyecto, se considerarán las cargas muertas, vivas y sobrecargas permanentes como las principales acciones a las que estará expuesta la construcción.

4.2.2. Carga Viva

“Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras” (NEC-SE-CG, 2015)

Además, la NEC cuenta con un apéndice donde presenta valores a las distintas cargas uniformes y cargas concentradas de acuerdo a la ocupación o uso en unidades de (KN/m²) o (KN).

Para el proyecto se usarán las siguientes cargas:

Tabla 6.

Carga Viva.

CARGA VIVA			
Garaje - Vehicular	0,2	Ton/m ²	
Comedores y restaurantes	0,48	Ton/m ²	
Terrazas Peatonales	0,48	Ton/m ²	Normativa NEC-SE-CG cargas no sísmicas.
Losa Inaccesible	0,07	Ton/m ²	

Nota. Se presentan las cargas que se utilizaran para el cálculo y análisis del peso de la estructura.
Elaborado por: Los autores.

4.2.3. Carga Muerta

“Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura” (NEC-SE-CG, Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas (NO SÍSMICAS), 2015).

Se realizaron diferentes análisis para cada piso del edificio, dado que no todos tendrán la misma ocupación, por lo cual se basó en los distintos pesos proporcionado por la NEC. Dando como resultado la siguiente tabla donde se resume los datos más relevantes en cada nivel.

Tabla 7.

Diseño de un metro cuadrado de losa

Un m2 de losa			
B (m)	L (m)	h.losa (m)	Volumen (m3)
1	1	0,25	0,25

Nota. Diseño de un metro cuadrado de losa maciza. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD, 2024.

Tabla 8.

Propiedades del casetón para el alivianamiento

B (m)	L (m)	h.c (m)	Volumen (m3)	N. de casetones	Volumen por (m3)	V.l.m - V.c
0,4	0,4	0,2	0,032	4	0,128	0,122

Nota. Características del casetón en un metro cuadrado. Elaborado por: Los autores.

Tabla 9.

Peso losa alivianada

PESO LOSA ALIVIANADA						
Volumen (m3)	Espesor (m)	Descripción	Peso Unitario (Ton/m3)	Peso (Ton)	Peso (Ton/m2)	Detalles
0,122	0,25	Losa	2,4	0,2928	0,2928	
0,02	0,02	Masillado	2,0	0,04	0,04	
0,02	0,02	Cerámica	1,8	0,036	0,036	Normativa NEC-SE-
0,01	0,01	Bondex	0,1	0,001	0,001	CG cargas no
0,0064	0,0064	Cielorrasos	0,055	sísmicas
.....	Instalaciones	0,015
Total=					0,4398	

Nota. Pesos considerados para la cuantificación de cargas, para la losa alivianada. Elaborado por: Los autores.

Tabla 10.

Pesos de los materiales para la mampostería

PESOS DE MATERIALES PARA LA MAMPOSTERÍA					
Espesor (m)	Descripción	Peso Unitario (Ton/m3)	Peso (Ton)	Peso (Ton/m2)	Detalles
0,2	Bloques	0,850	0,0089	0,0089	
0,015	Mortero de pega horizontal	2,200	0,00033	0,0003	Normativa NEC-SE-CG cargas no sísmicas
0,015	Mortero de pega vertical	2,200	0,0006	0,0006	
0,015	Enlucido	2,200	0,033	0,033	
0,01	Empastado	1,000	0,010	0,010	
.....	Instalaciones	0,015

Nota. Pesos de los materiales que conforman la mampostería. Elaborado por: Los autores.

$$P_{total\ del\ material} = P_{material} * Cant_{.material}$$

Ejemplo:

Peso del material de enlucido = 0.033 Ton/m²

Cantidad 2 veces (a cada lado)

$$P_{total\ del\ material} = 0.033 \frac{Ton}{m^2} * 2 = 0.066 \frac{Ton}{m^2}$$

Tabla 11.

Pesos de mampostería por m2

	Cantidad	Ton/m2
PARED	Número de Bloques	13
	Mortero de Pega Horizontal	5
	Mortero de Pega Vertical	10
	Enlucido	2
	Instalaciones	1
	Empastado	2
	Total =	0,224

Nota. Pesos de la mampostería por metro cuadrado. Elaborado por: Los autores.

- Cálculo del peso de paredes.

$$C_{paredes} = P_{total\ del\ material} * \text{Área}_{paredes}$$

Ejemplo:

Área de paredes = 263.78 m²

Peso total de materiales = 0.224 Ton/m²

$$C_{paredes} = P_{total\ del\ material} * \text{Área}_{paredes}$$

$$C_{paredes} = 0.224 \frac{Ton}{m^2} * 263.78 m^2 = 59.11 Ton$$

Cálculo de carga muerta

Ejemplo:

Carga muerta Piso 2

Carga de paredes = 59.11 Ton

Área de la planta = 1011,38 m²

$$P_{paredes} = \frac{59.11 Ton}{1011.38 m^2} = 0.0597 \frac{Ton}{m^2}$$

La suma de los pesos restantes para el piso 2.

$$WD = P_{paredes} + Losa_{Aliviada} + Cielorraso + Instalaciones + Peso mamposteria$$

$$WD = 0,0597 + 0,4398 + 0,0550 + 0,0150 + 0,2241 = 0,65 \frac{Ton}{m^2}$$

Tabla 12.*Carga muerta*

CARGA MUERTA PISO 2		
Descripción	Cantidad	Unidad
Peso de Paredes en área	0,0597	
Losa alivianada	0,4398	
Cielorrasos	0,0550	Ton/m2
Instalaciones	0,0150	
Peso mampostería	0,2241	
Total (WD)	0,65	Ton/m2

Nota: Cálculo de la carga muerta. Elaborado por: Los autores.

Se utiliza el mismo procedimiento previamente aplicado para determinar la carga muerta en los demás pisos.

Tabla 13.*Cuadro de áreas y pesos.*

	Área planta (m2)	Área de Paredes (m2)	Peso Paredes (Ton)	Peso (WD) (Ton/m2)
PISO 2	1011,38	263,78	59,11	0,65
PISO TIPO (3-7)	989,84	263,78	59,11	0,59
TERRAZA	967,08	511,22	114,56	0,74
LOSA INACCESIBLE	546,41	19,51	1,66	0,48

Nota. Se realiza cálculo de cargas mediante de los distintos pesos y la geometría, para determinar el peso por metro cuadrado. Elaborado por: Los autores.

4.2.4. Sobrecarga permanente

Consideradas a lo largo del tiempo, elementos que estarán en la estructura, pero no forman parte de ella. En su mayoría hacen mención al tipo de acabados y el peso que pueden influir en la estructura, pero son colocados al final de la construcción.

Tabla 14.*Sobrecargas permanentes*

SOBRECARGA PERMANENTE	
Descripción	Peso (PP) (Ton/m2)
PISO 2	0,35
PISO TIPO (3-7)	0,30
TERRAZA	0,44
LOSA INACCESIBLE	0,18

Nota. Cálculo de la sobrecarga permanente mediante los acabados y otros elementos que influyan en la estructura a lo largo del tiempo. Elaborado por: Los autores.

4.2.5. Resumen de cargas

Una vez realizadas las estimaciones de las diferentes cargas que actuarán sobre los elementos estructurales durante el prediseño. Se procede a organizar y recopilar la información obtenido de los procesos matemáticos en un cuadro de resumen, permitiendo una visión clara y precisa de las cargas que influirán en la estructura, facilitando el análisis y asegurar que cada componente este diseñado para cumplir las solicitudes que se verá sometido a lo largo de su vida útil.

Tabla 15.*Resumen de Cargas*

	CUADRO DE RESUMEN		
	Peso (WL) (Ton/m2)	Peso (WD) (Ton/m2)	Peso (SCP) (Ton/m2)
PISO 2	0,20	0,65	0,35
PISO TIPO (3-7)	0,20	0,59	0,30
TERRAZA	0,48	0,74	0,44
LOSA INACCESIBLE	0,10	0,48	0,18

Nota. Se realiza una recopilación de la información de todas las cargas que serán aplicadas para cada piso. Elaborado por: Los autores.

4.2.6. Combinaciones de carga

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC) establece las distintas combinaciones de carga que deben ser consideradas para el diseño estructural, tomando en cuenta las condiciones específicas del lugar y posibles escenarios o eventos a presentarse. Para garantizar la seguridad y estabilidad de la estructura, se aplican coeficientes de mayoración a dichas cargas, lo que permitirá un enfoque conservador durante el análisis.

Este procedimiento asegura que el diseño sea capaz de cumplir las solicitaciones de forma adecuada tomando la situación más crítica, minimizando los riesgos y mejorando el rendimiento estructural ante las diversas eventualidades que puedan presentarse.

Figura 10.

Combinaciones de Carga

Combinación 1

$$1.4 D$$

Combinación 2

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r ; S ; R]$$

Combinación 3*

$$1.2 D + 1.6 \max[L_r ; S ; R] + \max[L ; 0.5 W]$$

Combinación 4*

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[L_r ; S ; R]$$

Combinación 5*

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$$

Combinación 6

$$0.9 D + 1.0 W$$

Combinación 7

$$0.9 D + 1.0 E$$

Nota: Combinaciones de carga proporcionadas para la norma. Fuente: (NEC-15, 2015, pág. 19).

Para el desarrollo del proyecto se analizaron cada una de las combinaciones con el fin de garantizar efectividad estructural. Tras una evolución detallada, se determinó que la combinación dos es la más adecuada ya que cumple con los rangos y parámetros establecidos en función de las cargas calculadas previamente. Esta selección permite asegurar que el diseño estructural responda de manera eficiente las exigencias previstas, maximizando el desempeño y reduciendo las posibles vulnerabilidades.

4.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO

4.3.1. Clasificación de losas Unidireccional o Bidireccional

4.3.1.1. Losa Unidireccional. También conocidas como losas macizas se caracteriza por tener vigas principales encargadas de transmitir las cargas hacia muros o columnas de soporte.

- Para determinar una losa unidireccional debe cumplir la condición:

$$S/L > 2$$

Donde:

S: Distancia de mayor longitud.

L: Distancia de menor longitud.

4.3.1.2. Losa Bidireccional. Es una losa aligerada lo que consiste en reducir el peso propio de losa de igual manera permite que actúe en dos o más direcciones, lo cual con lleva a que su distribución sea eficiente y en toda dirección dependiendo de las luces.

- Para determinar una losa bidireccional debe cumplir la condición:

$$S/L < 2$$

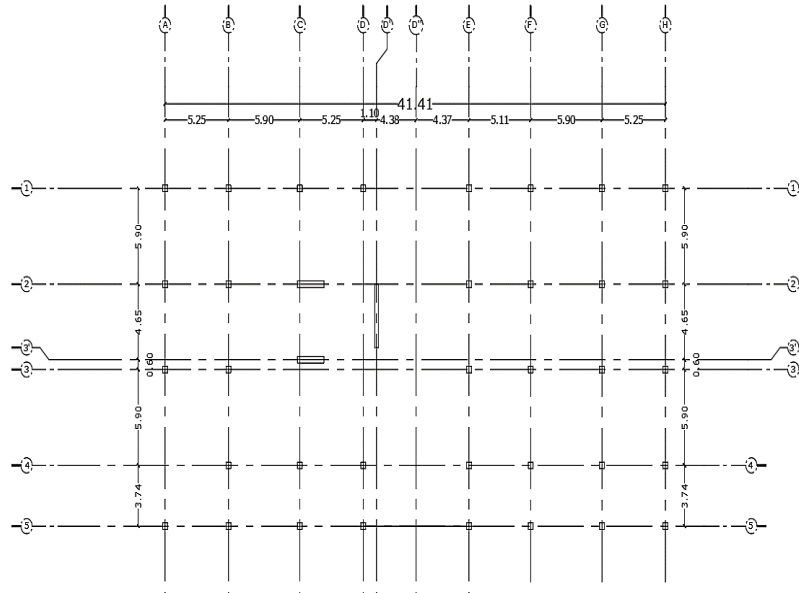
Donde:

S: Distancia de mayor longitud.

L: Distancia de menor longitud.

Figura 11.

Trazado de Ejes



Nota. Se trazo ejes principales y secundarios basados en los planos arquitectónicos. Elaborado por los autores a través del AutoCAD, 2024.

Tabla 16.

Clasificación de Losas en Unidireccionales o Bidireccionales.

CLASIFICACIÓN DE LOSAS

LOSA	Distancia "S"	Distancia "L"	S/L	Una o Dos Direcciones
A1-A2; B1-B2	5,90	5,25	1,12	Bidireccional
A2-A3; B2-B3	5,25	5,25	1,00	Bidireccional
A3-A4; B3-B4	5,90	5,25	1,12	Bidireccional
A4-A5; B4-B5	5,25	3,74	1,40	Bidireccional
B1-B2; C1-C2	5,90	5,90	1,00	Bidireccional
B2-B3; C2-C3	5,90	5,25	1,12	Bidireccional
B3-B4; C3-C4	5,90	5,90	1,00	Bidireccional
B4-B5; C4-C5	5,90	3,74	1,58	Bidireccional
C1-C2; D1-D2	5,90	5,25	1,12	Bidireccional
C2-C3; D2-D3	5,25	5,25	1,00	Bidireccional
C3-C4; D3-D4	5,90	5,25	1,12	Bidireccional
C4-C5; D4-D5	5,25	3,74	1,40	Bidireccional

D1-D2; D1"-D2"	5,90	4,38	1,35	Bidireccional
D2-D3; D2"-D3"	5,25	4,38	1,20	Bidireccional
D3-D4; D3"-D4"	5,90	4,38	1,35	Bidireccional
D4-D5; D4"-D5"	4,38	3,74	1,17	Bidireccional
D1"-D2"; E1-E2	5,90	4,37	1,35	Bidireccional
D2"-D3"; E2-E3	5,25	4,37	1,20	Bidireccional
D3"-D4"; E3-E4	5,90	4,37	1,35	Bidireccional
D4"-D5"; E4-E5	4,37	3,74	1,17	Bidireccional
E1-E2; F1-F2	5,90	5,11	1,15	Bidireccional
E2-E3; F2-F3	5,25	5,11	1,03	Bidireccional
E3-E4; F3-F4	5,90	5,11	1,15	Bidireccional
E4-E5; F4-F5	5,11	3,74	1,37	Bidireccional
F1-F2; G1-G2	5,90	5,90	1,00	Bidireccional
F2-F3; G2-G3	5,90	5,25	1,12	Bidireccional
F3-F4; G3-G4	5,90	5,90	1,00	Bidireccional
F4-F5; G4-F5	5,90	3,74	1,58	Bidireccional
G1-G2; H1-H2	5,90	5,25	1,12	Bidireccional
G2-G3; H2-H3	5,25	5,25	1,00	Bidireccional
G3-G4; H3-H4	5,90	5,25	1,12	Bidireccional
G4-G5; H4-H5	5,25	3,74	1,40	<i>Bidireccional</i>
MÁXIMOS	5,90	5,90		

Nota. Análisis del tipo de losas para el proyecto. Elaborado por: Los autores.

El análisis estructural ha determinado que la implementación de losas bidireccionales proporciona una gran versatilidad en el diseño de la estructura. Esta solución constructiva permite adaptar la configuración del refuerzo a las necesidades específicas de cada nivel, reduciendo así el uso de materiales y mejorando el desempeño estructural.

4.3.2. Predimensionamiento de losa

De acuerdo a lo indicado en el libro de "Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado" de Antonio Blanco Blasco recomienda lo siguiente:

- Cálculo de espesor mínimo de losa
- Altura de losa Equivalente

4.3.3. Espesor mínimo

Es el grosor de material a colocar del elemento mismo que estará comprometido con la capacidad de carga, generalmente este se encuentra medido desde la cara superior hasta la parte inferior.

El ACI establece la siguiente fórmula:

Tabla 17.

Fórmulas para h mínimo, según el ACI

α_{fm} ^[1]	Espesor mínimo, h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[1],[2]}
		125	(c)

Nota. Fórmulas para determinar el “h mínimo” o espesor de losa. Fuente: ACI 318-19 (2019).

Donde:

α_{fm} : Es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

l_n : Corresponde a la luz mayor medida cara a cara de las vigas.

β : Es la relación de luz libre en la dirección mayor a la luz libre en la dirección corta de la losa.

4.3.3.1. Cálculo del espesor mínimo de losa. Al ser un pre-dimensionamiento algunas variables tomaran el valor de cero.

Datos:

$$\alpha_{fm} = 0 \quad \beta = 0 \quad l_n = 5.9 \text{ m} \quad fy = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$h_{\text{minimo}} = \frac{5.9 * \left(0.8 + \frac{4200 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)}{1400} \right)}{36 + 5 * 0 * (0 - 0.2)} = \frac{5.9 * (1.1)}{36 + 0}$$

$$h = 0.1803 \text{ m}$$

4.3.4. Altura de losa equivalente

Altura que deberá tener el elemento para cumplir con las solicitaciones en donde será ejecutada sus propiedades y comportamientos deberá ser similar, solo se diferenciará en sus dimensiones.

Se usará la siguiente ecuación.

$$h_{\text{equivalente}} = \sqrt[3]{\frac{I_{ct} \times 12}{b}}$$

Donde:

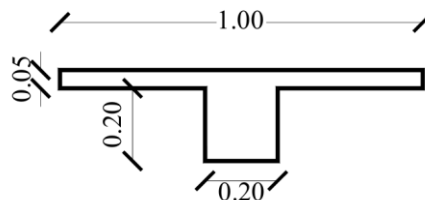
I_{ct} : Inercia de la viga con respecto al eje x.

b : Base de la viga.

4.3.4.1. Cálculo de la altura de losa equivalente. Es necesario el diseño de una losa en forma “T” para continuar con cálculos matemáticos.

Figura 12.

Diseño de losa aligerada.



Nota. Diseño de la losa aligerada en forma de “T” en unidades de metros, para calcular la inercia respecto al eje x. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD, 2024.

Datos Obtenidos:

$$I_{ct} = 0.0004909 \text{ m}^4 \quad b = 1 \text{ m} \quad y_{raya} = 0.1694 \text{ m} \quad h = 0.25 \text{ m}$$

$$h_{equivalente} = \sqrt[3]{\frac{0.0004909 \text{ m}^4 \times 12}{1 \text{ m}^2}} = 0.1806 \text{ m}$$

Una vez calculado el espesor mínimo, como la altura equivalente se procede a comparar. Donde la altura equivalente deberá ser mayor al espesor mínimo. Es decir que se cumpla la condición:

Una vez determinado el espesor mínimo requerido (h.min), se procede a verificar que la altura de losa equivalente (h.eq) cumpla con dicha exigencia. Esta verificación consiste en comprobar que la relación geométrica sea conforme al criterio normativo de proporcionalidad, de modo que se satisfaga la condición:

$$h_{equivalente} > h_{minimo}$$

Este cumplimiento garantiza que el elemento estructural mantiene las dimensiones mínimas necesarias para resistir las sollicitaciones actuantes, evitando fallas locales por delgadez excesiva o falta de rigidez.

$$0.1806 \text{ m} > 0.1803 \text{ m}$$

∴ Se cumple la condición

Por lo tanto, se asume que la altura de losa para el proyecto es de 0.25 m.

4.3.5. Pre-dimensionamiento de Vigas

4.3.5.1. Cálculo del prediseño de vigas. El prediseño de vigas de hormigón armado consiste en un análisis preliminar que permite determinar las dimensiones generales de la sección transversal de la viga. A través de cálculos simplificados basados en la normativa NEC-SE-CG, se obtienen valores aproximados de los momentos flectores y esfuerzos cortantes, lo cual permite seleccionar una sección inicial que cumpla con los requisitos de resistencia y rigidez. Este proceso proporciona una base sólida para un análisis estructural más detallado y preciso.

Tabla 18.

Predimensionamiento de Vigas

PREDISEÑO DE VIGAS				
Piso	Nivel	DIMENSIONES		
		Viga	Base (cm)	Altura (cm)
2	+3,24	Eje 1	25	40
		Eje 3	30	45
		Eje5	25	35
		Eje A	25	40
		Eje E	25	45
2-4-5-6-7	+6,48	Eje 1	25	35
	+9,72	Eje 3	25	45
	+12,96	Eje5	25	35
	+16,20	Eje A	25	35
	+19,44	Eje E	25	45
8	+22,68	Eje 1	25	45
		Eje 3	30	55
		Eje5	25	45
		Eje A	30	45
		Eje E	30	55
Terraza inaccesible	+25,92	Eje 1	25	35
		Eje 3	30	45
		Eje4	25	40
		Eje B	25	40
		Eje E	30	45

Nota. Tabla de cálculos de las vigas. Elaborado por: Los autores.

4.3.6. *Pre-dimensionamiento de Columnas*

El pre-dimensionamiento de las columnas se llevó a cabo empleando fórmulas empíricas que permiten obtener una estimación inicial de las dimensiones requeridas para garantizar la estabilidad y resistencia estructural. “Se puede dimensionar buscando una sección total de modo que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo de compresión del orden de $0.45 f'c$ ” (Blanco B., 1994, pág. 41). Este procedimiento, que toma en cuenta las cargas actuantes, las propiedades de los materiales y las condiciones de diseño, proporciona una base sólida para el desarrollo detallado del proyecto estructural.

El uso de estas ecuaciones facilita el desarrollo del diseño, asegurando que las columnas cumplan con los requisitos de seguridad y funcionalidad desde las primeras etapas.

- **Combinación de carga**

$$Pa = CV + CM$$

Donde:

CV: Carga Viva (Ton/m²).

CM: Carga Muerta (Ton/m²)

$$Ag = \frac{Pa \text{ (Cargas de servicio)}}{0.45 * f'c}$$

$Pa = \text{Área Coperante} \times \text{Número de pisos} \times \text{Combinacion de Cargas}$

$$\text{Área Coperante} = Lx \times Ly$$

Donde:

Pa: Cargas de servicio “No mayoradas” (Peso: Ton, Kg, kN).

f'c: Resistencia la compresión simple.

Lx: Longitud en x (m).

Ly: Longitud en y (m).

4.3.4.1. Cálculo de pre-dimensionamiento de columnas. Bajo las condiciones previamente establecidas, considerando los parámetros y requisitos estructurales necesarios para garantizar la seguridad y estabilidad de la edificación. A partir de estos criterios comenzamos con los procesos matemáticos que permiten determinar las dimensiones iniciales de las columnas.

Estos cálculos incluyen la aplicación de fórmulas que integran las cargas actuantes, las propiedades del material y las condiciones de diseño específicas. A través de tal procedimiento, se obtendrán las primeras estimaciones del tamaño de columnas, las cuales servirán como base del análisis del diseño estructural.

Tabla 19.

Ejemplo de Cálculo de Columnas

Columna	Longitud Cooperante		Área cooperante	Pisos	CM (Ton/m ²)	CV (Ton/m ²)	P (Ton)	Ag (cm ²)	b (cm)	h (cm)	Ag colocada (cm ²)
	Lx	Ly									
A – 1	2,63	2,95	7,74375	1	0,88	0,20	59,90	1197,93	34,6	35	1225
				5	0,82	0,20					
				1	0,97	0,58					
A – 2	2,63	5,58	14,634375	1	0,88	0,20	113,19	2263,88	47,6	50	2500
				5	0,82	0,20					
				1	0,97	0,58					
A – 3	2,63	5,58	14,634375	1	0,88	0,20	113,19	2263,88	47,6	50	2500
				5	0,82	0,20					
				1	0,97	0,58					
A – 4	2,63	4,82	12,6525	1	0,88	0,20	97,86	1957,30	44,2	45	2025
				5	0,82	0,20					
				1	0,97	0,58					
A – 5	2,63	1,87	4,90875	1	0,88	0,20	37,97	759,37	27,6	30	900
				5	0,82	0,20					
				1	0,97	0,58					

Nota. Se realiza el mismo procedimiento para el resto de columnas. Elaborado por: Los autores.

Cuadro de resumen. Proporciona una visión general y organizada de las principales columnas de la estructura. Facilitando la revisión y el control, para que cumpla los requisitos técnicos y normativos.

Tabla 20.

Cuadro de Resumen Columnas

CUADRO DE RESUMEN				
Tipo	Ejes	DIMENSIONES		Ag (cm²)
		b (cm)	h (cm)	
Esquineras	(A - 1, A - 5); (H - 1, H - 5)	35	35	1225
Borde	(A - 2; A - 4); (H - 2; H - 4)	40	40	1600
Centrales	(B - 2; B - 4); (G - 2; G - 4)	85	85	7225

Nota. Se toma la dimensión más amplia para ser conservadores. Elaborado por: Los autores.

4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO ESTRUCTURAL

El pre-dimensionamiento de los elementos estructurales de acero constituye una etapa preliminar de edificaciones de acero, ya que permite establecer dimensiones aproximadas que respondan a los requisitos preliminares de resistencia y rigidez andes de efectuar el análisis estructural.

Esta fase se basa en criterios normativos, parámetros de cargas gravitacionales y sísmica, así como las condiciones geométricas y funcionalidades del proyecto, su correcta aplicación permite orientar la sección del perfil que sea eficiente ya sean (laminados o armados) optimizando

el comportamiento global y asegurando la viabilidad técnica y económica del sistema portante desde etapas tempranas del diseño.

En el presente capítulo se abordan los procedimientos aplicados para el pre-dimensionamiento de columnas, vigas y losas, tomando como referencia las disposiciones de la normativa nacional (NEC-SE-DS) y la normativa ((AISC 360)), en concordancia con las exigencias estructurales del proyecto de estudio.

4.4.1. Prediseño Losa maciza

En el presente proyecto se ha adoptado por una losa maciza como elemento representativo entrepiso, asumiendo que será igual a la losa equivalente del apartado 4.3.4., esta decisión se basa en la similitud de rigidez, condiciones de apoyo y capacidad de transmisión de cargas, lo que permite una representación adecuada del diafragma rígido dentro del modelo analítico.

Mencionar que esta debe cumplir con los criterios establecidos en la (NEC-15) y contribuye a la coherencia global del análisis sin comprometer la respuesta estructural ante acciones gravitacionales y sísmicas.

$$h. losa = 18cm$$

4.4.2. Prediseño de Vigas secundarias o viguetas

Para el prediseño de vigas secundarias se considera las cargas distribuidas y las luces libres.

Carga Muerta

- Peso propio de la losa (PP)

$$Espesor = 18 cm$$

Peso Específico del hormigón: $2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

$$PP = \text{Espesor} * \text{Peso específico} = 18 \text{ cm} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} * 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0,432 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Otros

$$\text{Mamposteria} = 0,35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$WD = PP + \text{Mamposteria} = 0,432 + 0,35 = 0,782 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Carga Viva

$$WL = 0,2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$Wu = 1.2 * WD + 1.6 * WL = 1.2 * 0.782 + 1.6 * 0.2 = 1,26 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Viga simplemente apoyada

$$\text{Ancho Colaborante} = 1.9 \text{ m}$$

$$W = 1,26 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 1.9 \text{ m} = 2,394 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

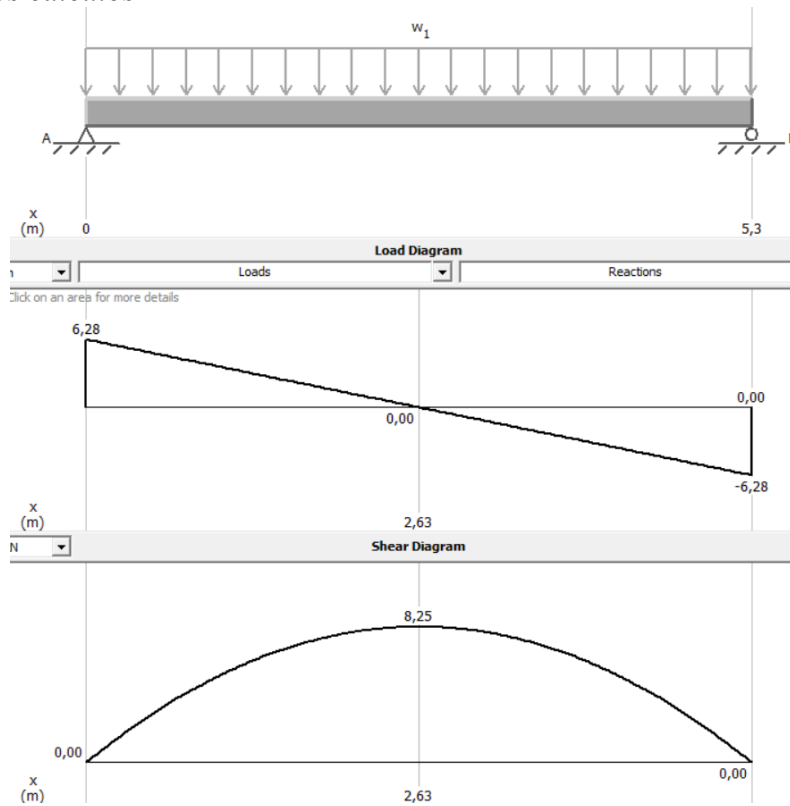
$$\text{Longitud} = 5.25 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{W * L^2}{8} = \frac{2,394 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * (5.25 \text{ m})^2}{8} = 8,24808 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$Vu = \frac{W * L}{2} = \frac{2,394 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 5.25 \text{ m}}{2} = 6,284 \text{ Ton}$$

Figura 13.

Verificación de los cálculos



Nota. Representación de los diagramas de momento y corte, verificación de los cálculos manuales en el software de uso público. Elaborado por: Los autores a través del software MDSoilds.

Mediante la siguiente expresión se calcula el valor del módulo plástico requerido Z_x requerido

$$Z_x.req = \frac{Mu}{\phi_b * F_y} = \frac{8.24808 * 10^5 \frac{Kg * cm}{cm^2}}{0.9 * 2500 \frac{Kg}{cm^2}} = 218.2 cm^3$$

Se adopta el perfil IPE 240

Tabla 21.

Propiedades del Perfil de acero

PARÁMETRO	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Altura total del perfil	h	240	mm
Ancho del ala	b	120	mm
Espesor del ala	tw	9.8	mm
Espesor del alma	tf	6.2	mm
Peso por metro lineal	p	30,7	Kg/m
Momento de inercia eje X-X	I _x	3890	cm ⁴
Módulo de sección eje X-X	W _x	324	cm ³
Momento de inercia eje Y-Y	I _y	284	cm ⁴
Módulo de sección eje Y-Y	W _y	47,3	cm ³
Radio de giro eje X-X	i _x	9,97	cm
Radio de giro eje Y-Y	i _y	2,69	cm

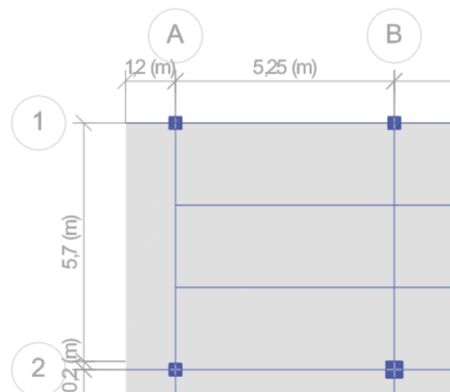
Nota. Propiedades del Perfil. Elaborado por: Los autores a través de catálogos de distribuidores.

4.4.3. Prediseño de Vigas Principales

El prediseño de las vigas principales es clave en el dimensionamiento preliminar estructural, ya que permite estimar las secciones transversales necesarias para resistir las solicitaciones requeridas del proyecto. E

Figura 14.

Panel (A,B - 1,2)



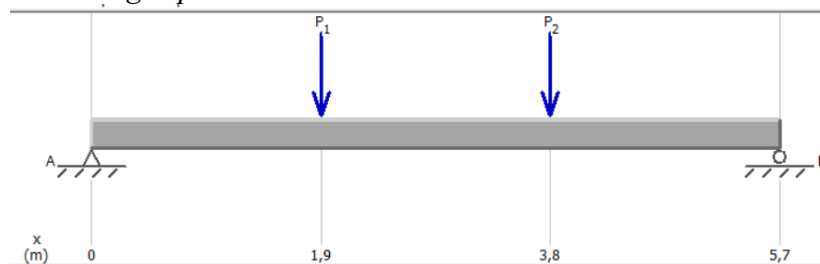
Nota. Representación de la planta para el prediseño de vigas. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

En el presente análisis estructural, se consideran dos viguetas o vigas secundarias cuya acción sobre las vigas principales se representa mediante cargas puntuales de 6,284 Ton concentradas a 1.9 m de distancia, aplicadas en los puntos de intersección respectivos.

$$\text{Longitud} = 5.7 \text{ m}$$

Figura 15.

Representación de las cargas puntuales.



Nota. Representación de la viga principal con las cargas puntuales. Elaborado por: Los autores en el software MDSoilds.

$$P_1 = P_2 = 6,284 \text{ Ton}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$-6,284 \text{ Ton} * 1.9 \text{ m} - 6,284 \text{ Ton} * 3.8 \text{ m} = R_B * 5.7 \text{ m}$$

$$R_B = 6,284 \text{ Ton}$$

$$\sum F_x = 0$$

$$-6,284 \text{ Ton} - 6,284 \text{ Ton} + R_B = R_A$$

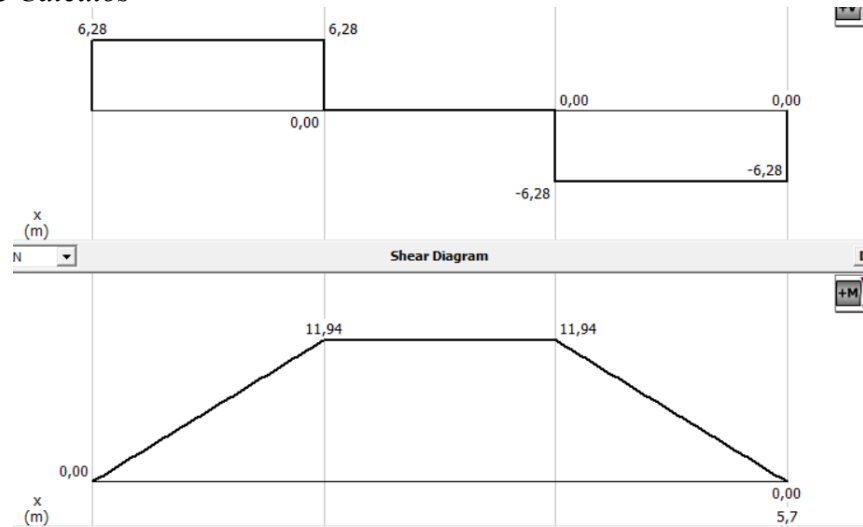
$$-6,284 \text{ Ton} - 6,284 \text{ Ton} + 6,284 \text{ Ton} = R_A$$

$$R_A = -6,284 \text{ Ton}$$

$$M_u = M_{max} = 6,284 \text{ Ton} * 1.9 \text{ m} = 11,94 \text{ Ton} * \text{m}$$

Figura 16.

Verificación de Cálculos



Nota: Representación de los diagramas de momento y corte, verificación de los cálculos manuales a través del software de uso público. Elaborado por: Los autores en el software MDSoilds.

Cálculo del momento debido al sismo

- Pisos bajos: $f=1.2$ a $f=1.6$
- Pisos intermedios: $f=0.8$ a $f=1.1$
- Pisos altos: $f=0.4$ a $f=0.7$

$$M_{sismo} = f * Mu = 1.4 * 11,94 \text{ Ton} * m = 16,716 \text{ Ton} * m$$

$$M_{diseño} = Mu + M_{sismo} = 11,94 \text{ Ton} * m + 16,716 \text{ Ton} * m = 28,656 \text{ Ton} * m$$

Cálculo del valor del módulo plástico requerido Z_x requerido

$$Z_x.req = \frac{M_{diseño}}{\phi_b * F_y} = \frac{28,656 * 10^5 \text{ Kg} * cm}{0.9 * 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 758.1 \text{ cm}^3$$

Tabla 22.

Propiedades del perfil de acero

PARÁMETRO	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Altura total del perfil	d	360	mm
Ancho del ala	bf	170	mm
Espesor del ala	tf	12.7	mm
Espesor del alma	tw	8	mm
Peso por metro lineal	p	58.53	Kg/m
Momento de inercia eje X-X	I _x	16,270	cm ⁴
Módulo de sección eje X-X	W _x	904	cm ³
Momento de inercia eje Y-Y	I _y	1,040	cm ⁴
Módulo de sección eje Y-Y	W _y	123	cm ³
Radio de giro eje X-X	i _x	15	cm
Radio de giro eje Y-Y	i _y	3.79	cm

Nota. Propiedades del Perfil. Elaborado por: Los autores a través de catálogos de distribuidores.

Verificación de Relación ancho-espesor o Esbeltez

- Alas

Figura 17.

Elementos a flexión

TABLA 9.1 Relaciones ancho a espesor: elementos de compresión en miembros sujetos a flexión.					
Caso	Descripción del elemento	Relación ancho a espesor	Relaciones limitantes ancho a espesor		Ejemplo
			λ_r compacto/ no compacto	λ_r no compacto/ esbelto	
10	Patines de secciones laminadas de perfiles I, canales y tes	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota. Relación de ancho-espesor: Elementos de compresión en miembros sujetos a flexión. Fuente: (McCormac & Csernak, 2012, pág. 292).

Módulo de Elasticidad 2.0×10^6 Kg/cm²

$$b = \frac{bf}{2} = \frac{170 \text{ mm}}{2} = 85 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{tf} = \frac{85 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 8.5$$

$$0.36 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}{2500 \frac{Kg}{cm^2}}} = 10.18 \qquad 1 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}{2500 \frac{Kg}{cm^2}}} = 28.28$$

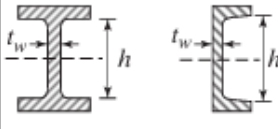
$$8.125 < 10.18 < 28.28$$

∴ Alas del Elemento No rigidizadas no esbelta

- Alma

Figura 18.

Elementos a flexión del alma

rigidizados	15	Almas de secciones de perfil I con simetría doble y canales	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota: Relación ancho–espesor: Elementos de compresión en miembros sujetos a flexión. Fuente: (McCormac & Csernak, 2012, pág. 292).

$$h = d - 2tf = 360 - 2(12.7) = 334.6 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{334.6 \text{ mm}}{12.7 \text{ mm}} = 26.35$$

$$3.36 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}{2500 \frac{Kg}{cm^2}}} = 42.14 \qquad 5.70 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}{2500 \frac{Kg}{cm^2}}} = 161.22$$

$$26.35 < 42.14 < 161.22$$

∴ Alma del Elemento Rigidizada no esbelta

- Longitud Limite para comportamiento plástico Lp

Ecuación F2-5 del LRFD ((AISC 360), 2016)

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 3.79 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}{2500 \frac{Kg}{cm^2}}} = 188.67 \text{ cm}$$

- Verificación del momento plástico

Ecuación F2-5 del LRFD ((AISC 360), 2016)

$$M_p = F_y * Z_x = 2500 \frac{Kg}{cm^2} * 904 cm^3 = 2260000 Kg * cm = 22.60 Ton * m$$

- Resistencia de cortante de diseño

$$\text{Área del alma: } A_w = h * t_w = 33,46 cm * 1,27 cm = 42,494 cm^2$$

$$\phi V_n = 0.6 * F_y * A_w =$$

$$\phi V_n = 0.6 * 2500 \frac{Kg}{cm^2} * 42,494 cm^2 = 63741 Kg = 63,741 Ton$$

4.4.4. Prediseño de Columnas

El pre-dimensionamiento de columnas se basa en su longitud efectiva, condiciones de carga axial combinada con momento flector, y control de esbeltez.

$$A_{g_{min}} = \frac{P_u}{\phi_t * F_y}$$

$$WD = \text{Numero de pisos} * (PP + Mamposteria) =$$

$$WD = (0,432 + 0,35) + 5 * (0,432 + 0,3) + (0,432 + 0,44) = 5,314 \frac{Ton}{m^2}$$

$$Area_{Colab} = \frac{5,25}{2} m * \frac{5,9}{2} m = 7,48 m^2$$

$$PD = WD * Area_{Colab} = 5,314 \frac{Ton}{m^2} * 7,48 m^2 = 39,754 Ton = 39754 Kg$$

$$WL = \text{Numero de pisos} * (Wl) = 6 * (0,20) + 0,48 = 1,68 \frac{Ton}{m^2}$$

$$PL = WL * Area_{Colab} = 1,68 \frac{Ton}{m^2} * 7,48 m^2 = 12,568 Ton = 12568 Kg$$

Mayoración de Cargas

$$P_u = 1.2 * PD + 1.6 * PL = 1.2 * (39754 Kg) + 1.6 * (12568 Kg) = 678136$$

$$A_{g_{min}} = \frac{P_u}{\phi_t * F_y} = \frac{39754 Kg}{0.9 * 2500 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$A_{g_{min}} = 30,14 \text{ cm}^2 \approx 35 \text{ cm}^2$$

Se adopta el perfil cuadrado de 300x300 mm

Tabla 23.

Propiedades del elemento

PARÁMETRO	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Altura total (lado exterior)	h	300	mm
Ancho total (lado exterior)	bf	300	mm
Espesor	t	15	mm
Área bruta de la sección	Ag	171	cm ²
Perímetro exterior	P ext	58.53	Kg/m
Inercia eje X	Ix	11205	cm ⁴
Inercia eje Y	Iy	11205	cm ³
Módulo de sección plástico	Zx=Zy	747	cm ³
Radio de giro	rx=ry	8.66	cm
Peso	W	134.2	Kg/m

Nota. Propiedades del Perfil. Elaborado por: Los autores a través de catálogos de distribuidores.

- Resistencia Nominal

$$P_n = A_g * F_y = 171 \text{ cm}^2 * 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 427500 \text{ Kg} = 427,5 \text{ Ton}$$

Método LRFD

Coefficiente de Reducción por fluencia $\phi_f = 0.9$

$$\phi_f * P_n = 0.9 * 427,5 \text{ Ton} = 384.75 \text{ Ton}$$

$$\phi_f * P_n > P_u \rightarrow OK$$

4.5. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS Y MECÁNICA DE SUELOS

4.5.1. Ubicación del estudio de suelos.

El proyecto de referencia “Edificio de estacionamientos” está ubicado en las calles Alfonso Pereira y Japón, cantón Quito, provincia de Pichincha. Como se muestra en la figura a continuación.

Figura 19.

Ubicación



Nota. Ubicación del proyecto donde se realizó el estudio de suelos. Fuente: Google Maps.

El estudio se encuentra ubicado en un sector plano. De forma general, la geología de la ciudad de Quito está compuesta por un basamento rocoso de los denominados "volcánicos Pichincha"; es decir, lavas andesíticas, aglomerados y tobas, los cuales han sido recubiertos por gruesas capas de ceniza volcánica denominadas como "Cangaguas" compuestas por limos, arenas, lapillis; etc, materiales que son fácilmente erosionables. Además, se observan depósitos a gravedad (coluviones) producto del desprendimiento de material en las partes superiores de la elevación en la cual se asienta el sector. El clima en el cantón Quito es templado debido a su ubicación geográfica y altitud con respecto al nivel del mar.

4.5.1.1. Descripción de la exploración de campo. Compuesta por dos sondeos a profundidad entre 14.0 y 16.0 metros medidos con respecto al nivel del terreno existente a la fecha en la que se realizó la campaña exploratoria. En estos sondeos se realizó el ensayo de penetración estándar (SPT) con avance en seco y recuperación de muestras alteradas. Se siguió lo especificado en la norma ASTM D-1586, la cual consiste en el hincado de un tubo partido con medidas estándares (60 cm de largo y 34.9 mm de diámetro interno) por medio del impacto de un martillo de 63.5 kg de masa dejado caer desde una altura de 76.2 cm. Durante este proceso, se obtuvieron muestras alteradas de suelo y el número de golpes del ensayo (Nspt) corresponde a los necesarios para hincar la cuchara partida los últimos 30 cm. Además, estas pruebas se realizaron con un equipo de perforación manual compuesto por un motor de 6.5 HP, trípode, tubería AW y equipo menor.

4.5.2. Capacidad portante del suelo

Existe estudio de suelos por lo cual se han obtenido los siguientes valores, capacidad portante de suelo natural 50 KPa, que equivale a 5 Ton/m². A una profundidad de desplant

4.5.3. Condiciones del sitio

4.5.3.1 Sismicidad. Para definir el perfil de suelo para el diseño sísmico, la NEC-SE-DS establece distintos procedimientos para clasificar dicho perfil de acuerdo a la profundidad. El presente proyecto se encuentra ubicado sobre un estrato de suelo tipo E y la zona sísmica del sector es igual a 0.40 g (Z=0.40).

Figura 20.

Valores de Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota. Valor de z en relación a la zona sísmica. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015, pág. 27)

Zona sísmica V; $z = 0,40$

4.6. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

4.6.1. Carga sísmica

Considerando la localización del proyecto y las condiciones del terreno establecidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), se determinan los parámetros geotécnicos y sísmicos aplicables al diseño estructural.

- Provincia: PICHINCHA
- Cantón: QUITO
- Perfil del suelo: E
- El grado de importancia corresponde a: Edificación esencial
- Altura de la edificación: 25.90 m

4.7. CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN (S_a)

- Parámetros a utilizar:

$$z = 0,40$$

4.7.1. Determinación del parámetro F_a

Fa: Coeficiente de amplificación del suelo en la zona del periodo corto.

Figura 21.

Factor " F_a "

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Nota. Tabla obtenida por la normativa nacional y vigente. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

$F_a = 1,00$

4.7.2. Determinación del parámetro F_d

Fd: Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.

Figura 22.

Factor " F_d "

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota. Tabla obtenida por la normativa nacional y vigente. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

$$F_d = 1,6$$

4.7.3. Determinación del parámetro F_s

F_s: Comportamiento no lineal de los suelos.

Figura 23.

Factor “ F_s ”

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota. Tabla obtenida por la normativa nacional y vigente. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

$$F_s = 1,9$$

4.7.4. Determinación del parámetro (n)

n: Relación entre la aceleración espectral para un periodo de retorno.

- $n = 1,80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $n = 2,48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $n = 2,60$: Provincias del Oriente

Valor de $n = 2.48$ por Pichincha.

4.7.5. Determinación del parámetro (r)

r: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Valor de $r = 1.5$

4.7.6. Determinación del parámetro (T)

T: Periodo de vibración

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n^α : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

Figura 24.

Tipo de estructura

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Nota. Tabla obtenida por la normativa nacional y vigente. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Se ocupará el material de hormigón armado. Por lo cual serán pórticos del material ya mencionado, dando los siguientes valores.

$$C_t = 0,055$$

$$\alpha = 0,75$$

$$h_n = 25,92 \text{ m}$$

- Cálculo de (T) en Hormigón Armado

$$T = 0,055 * 25,92^{0,75} = 0,6318 \text{ seg}$$

- Cálculo de (T) en Acero Estructural

$$C_t = 0,073 \qquad \alpha = 0,75 \qquad h_n = 25,92 \text{ m}$$

$$T = 0,055 * 25,92^{0,75} = 0,8386 \text{ seg}$$

4.7.7. Determinación del parámetro (k)

k: Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

Figura 25.

Valor de k

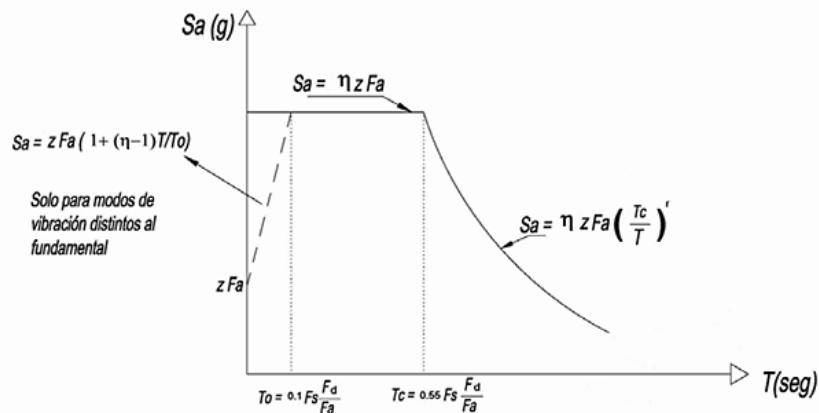
Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Nota. Tabla obtenida por la normativa nacional y vigente. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

$$k = 0,75 + 0,50 * 0,6318 = 1,066$$

Figura 26.

Condiciones de (Sa)



Nota. Espectro de aceleración en función del tiempo de vibración en normativa nacional y vigente. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

- Cálculo de (To)

To: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

$$S_a = ZF_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_0 = 0,10 * 1,9 * \left(\frac{1,6}{1} \right) = 0,304$$

$T \leq T_0 \quad \therefore$ **No se cumple la condición**

Tras la evaluación del parámetro “T” se observa que el periodo vibración excede, al periodo límite de vibración “T₀” definido en la norma (NEC-SE-DS), lo que impide aplicar directamente la expresión correspondiente a la fase de aceleración constante dentro del espectro elástico.

Esta condición obliga a calcular “T_c”, que representa el periodo de transición entre la fase de velocidad constante y la fase de desplazamiento constante del espectro. Misma que permitirá determinar la aceleración espectral “S_a”

- Cálculo de (T_c)

T_c: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el mismo de diseño.

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,55 * 1,9 * \left(\frac{1,6}{1} \right) = 1,672$$

Por lo tanto, (S_a) se calculará con la siguiente fórmula:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$0 \leq 0,6318 \leq 1,672 \quad \therefore$ **Se cumple la condición**

$$T > T_c$$

$0,6318 > 1,672 \quad \therefore$ **No se cumple la condición**

- Cálculo de (Sa)

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

$$Sa = 2,48 * 0,40 * 1 = 0,992$$

4.8. CORTANTE BASAL

Para el cortante basal también se toma en cuenta algunos aspectos a considerar como irregularidades en planta e irregularidades en elevación.

Estos penalizarán al diseño y se verán representados en los parámetros ϕ_p y ϕ_E

4.8.1. Determinación de ϕ_p

4.8.1.1. Irregularidad en planta. Se hace el uso de coeficientes para la configuración estructural con fines de tomar en cuenta las irregularidades en el diseño, mismas que serán responsables del comportamiento estructural ante la ocurrencia de un evento sísmico.

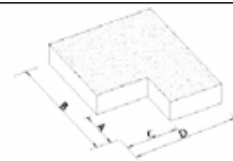
En el caso del proyecto ocurre el **Tipo 2**, representado a continuación.

Figura 27.

Irregularidad en planta

Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_p=0.9$
 $A > 0.15B$ 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.



Nota. Identificación del tipo de Irregularidad en planta Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

- Cálculo de φ_p

$$A = 3,74 \text{ m}$$

$$B = 22,59 \text{ m}$$

$$A > 0,15 * 22,59$$

$$3,74 \text{ m} > 3,39 \text{ m} \therefore \text{Se cumple la condición}$$

Por lo tanto, el valor de: $\varphi_p = 0,9$

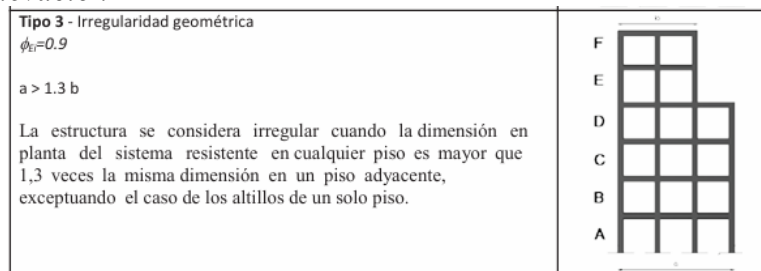
4.8.2. Determinación del parámetro φ_E

4.8.2.1. Irregularidad en elevación. Al igual que las irregularidades en planta será responsable del comportamiento estructural ante eventos sísmicos.

En el caso del proyecto ocurre el **Tipo 3**, representado a continuación.

Figura 28.

Irregularidad en elevación



Nota. Identificación del tipo de Irregularidad en elevación. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Cálculo de φ_E

$$a = 22,59 \text{ m}$$

$$b = 17,05 \text{ m}$$

$$a > 1,3 * 17,05$$

$$22,59 \text{ m} > 22,17 \text{ m} \therefore \text{Se cumple la condición}$$

Por lo tanto, el valor de: $\varphi_E = 0,9$

4.8.3. Determinación del parámetro R

4.8.3.1. Parámetro R en Hormigón Armado

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

Figura 29.

Factor R en Hormigón Armado

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

Nota. Tabla obtenida por la normativa nacional y vigente. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Valor de R = 8

4.8.3.2. Parámetro R en Acero estructural

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

Valor de R = 7 (Tabla 12.2.1 del (American Society of Civil Engineer, 2022)

4.8.4. Determinación del parámetro I

I: Coeficiente de importancia

Figura 30.

Factor I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5

Nota. Tabla obtenida por la normativa nacional y vigente. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Se considera una edificación esencial por lo tanto el valor de I es de 1,5

4.8.4.1. Cortante Basal para Hormigón Armado

- Cálculo del **Cortante Basal (V)**

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_f} W$$

Donde:

W: Peso de la estructura

$$V = \frac{1,5 * 0,992}{8 * 0,9 * 0,9} * W = 0,2296 * W$$

4.8.4.2. Cortante Basal para Acero Estructural

- Cálculo del **Cortante Basal (V) en acero estructural**

$$V = \frac{1,5 * 0,992}{7 * 0,9 * 0,9} * W = 0,2624 * W$$

4.9. MEJORAMIENTO DE SUELO

El mejoramiento constituye una estrategia fundamental dentro de la ingeniería geotécnica, orientada a modificar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, con el fin de satisfacer requerimientos estructurales para una obra.

A través de distintos métodos se puede garantizar la estabilidad de las cimentaciones y mitigar riesgos geotécnicos asociados a asentamientos, capacidad portante.

4.9.1. Condición del Suelo

Como se indicó en el apartado 4.6.2., el terreno donde se empleará la cimentación presenta una capacidad portante insuficiente para soportar las cargas estructurales, representa una condición geotécnica desfavorable, que compromete la seguridad estructural y funcionalidad del proyecto. Se hace necesaria la implementación de un proceso de mejoramiento con el objetivo de aumentar su resistencia y reducir los asentamientos asociadas a las cargas estructurales.

En este contexto, la (NEC-SE-CG, 2015), se recomienda la incorporación de una subbase tipo 3, como alternativa técnica conforme a las especificaciones de la (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2012), que está compuesto por:

- Agregados gruesos obtenidos de la trituración de roca al menos un 30%.
- Agregados finos bien gradados.

Ambos agregados deberán presentar un índice de desgaste no mayor al 50%, conforme a los criterios establecidos en normas técnicas. Dicho requisito será verificado mediante el Ensayo

de Abrasión con la máquina de Los Ángeles de acuerdo con lo descrito en la norma (NTE INEN 860) y (NTE INEN 861).

La subbase será colocada en capas sucesivas con espesor controlado y sometida a procesos de compactación mecánica, conforme a las especificaciones establecidas y requeridas en el proyecto. Este procedimiento garantiza el cumplimiento de los parámetros de densidad seca y humedad óptima, determinados mediante el ensayo Proctor modificado indicado en la norma (ASTM International, 2022).

De tal manera, se asegura una mejora progresiva y homogénea en la capacidad portante del suelo natural, optimizando su desempeño estructural frente a las cargas transmitidas por la cimentación.

A partir del procedimiento de mejoramiento del suelo, mediante la incorporación de subbase compactada dispuesta en capas sucesivas de 25 cm de espesor hasta alcanzar una altura y desplante de 2.00 m, se estima que la capacidad portante del terreno tratado incrementa hasta aproximadamente 30 T/m². Este valor representa una mejora sustancial respecto a las condiciones iniciales del perfil geotécnico, permitiendo cumplir con los requerimientos de carga de la estructura proyectada. Por tanto, las condiciones alcanzadas en el terreno mejorado resultan técnicamente viables, compatibles con la ejecución segura y eficiente del proyecto, conforme a los criterios establecidos por la normativa (NEC-SE-CG, 2015) y las especificaciones del diseño estructural.

CAPÍTULO V

DISEÑO Y MODELADO DE LA ESTRUCTURA EN HORMIGÓN ARMADO

5.1. INGRESO DE PROPIEDADES DE LOS MATERIALES EN EL PROGRAMA ETABS V.21

Para llevar a cabo la modelación estructural, es necesario definir los materiales. Esto se realiza accediendo al menú “Define” y seleccionando la opción “add New Material”. A continuación, se procede a ingresar a un nuevo material $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ y $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. En esta etapa también se deben establecer propiedades como el peso específico del hormigón, que es de $2,325,261.94 \text{ ton/m}^2$ y en el caso del acero de refuerzo definir $F_u=6300 \text{ kg/cm}^2$, $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y $F_u=6300 \text{ kgf/cm}^2$ respectivamente. Una vez completado estos datos, se confirman la creación del material haciendo clic en “OK”.

5.1.1. Creación de propiedades de los materiales (hormigón armado)

Figura 31.

Hormigón de 240 kgf/cm²

The figure shows two dialog boxes from the ETABS V.21 software. The left dialog, titled 'Material Property Data', is used to define the basic properties of a material. It includes sections for 'General Data' (Material Name: 240 Kgf/cm2, Material Type: Concrete, Directional Symmetry Type: Isotropic, Material Display Color: Yellow), 'Material Weight and Mass' (Specify Weight Density: 0.000002 tonf/cm³, Mass per Unit Volume: 0 tonf-s³/cm³), 'Mechanical Property Data' (Modulus of Elasticity, E: 232.526 tonf/cm², Poisson's Ratio, U: 0.2, Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C, Shear Modulus, G: 96.896 tonf/cm²), 'Design Property Data' (Modify/Show Material Property Design Data...), 'Advanced Material Property Data' (Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...), and 'Modulus of Rupture for Cracked Deflections' (Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) selected). The right dialog, titled 'Material Property Design Data', is used to specify design properties. It includes 'Material Name and Type' (Material Name: 240 Kgf/cm2, Material Type: Concrete, Isotropic, Grade: f'c 240 kgf/cm2) and 'Design Properties for Concrete Materials' (Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 240 kgf/cm², Lightweight Concrete: unchecked, Shear Strength Reduction Factor: empty). Both dialogs have 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Nota. Configuración de las propiedades de los materiales. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

5.1.2. Creación de propiedades de los materiales (Acero de refuerzo)

Figura 32.

Acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

The image shows two side-by-side dialog boxes from the ETABS software. The left dialog, titled 'Material Property Data', is used for defining the general and mechanical properties of a material. It includes sections for 'General Data' (Material Name: 4200 Kg/cm2, Material Type: Rebar, Directional Symmetry Type: Uniaxial), 'Material Weight and Mass' (Specify Weight Density: 0.00785 kg/cm³, Mass per Unit Volume: 0.000008 kg-s²/cm⁴), 'Mechanical Property Data' (Modulus of Elasticity, E: 2100000 kgf/cm², Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C), and 'Design Property Data'. The right dialog, titled 'Material Property Design Data', is used for defining the design properties for rebar materials. It includes 'Material Name and Type' (Material Name: 4200 Kg/cm2, Material Type: Rebar, Uniaxial, Grade: Grade 60) and 'Design Properties for Rebar Materials' (Minimum Yield Strength, Fy: 4200 kgf/cm², Minimum Tensile Strength, Fu: 6300 kgf/cm², Expected Yield Strength, Fye: 4200 kgf/cm², Expected Tensile Strength, Fue: 6300 kgf/cm²). Both dialogs have 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Nota. Configuración de las propiedades de los materiales. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

5.2. INGRESO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL PROGRAMA ETABS

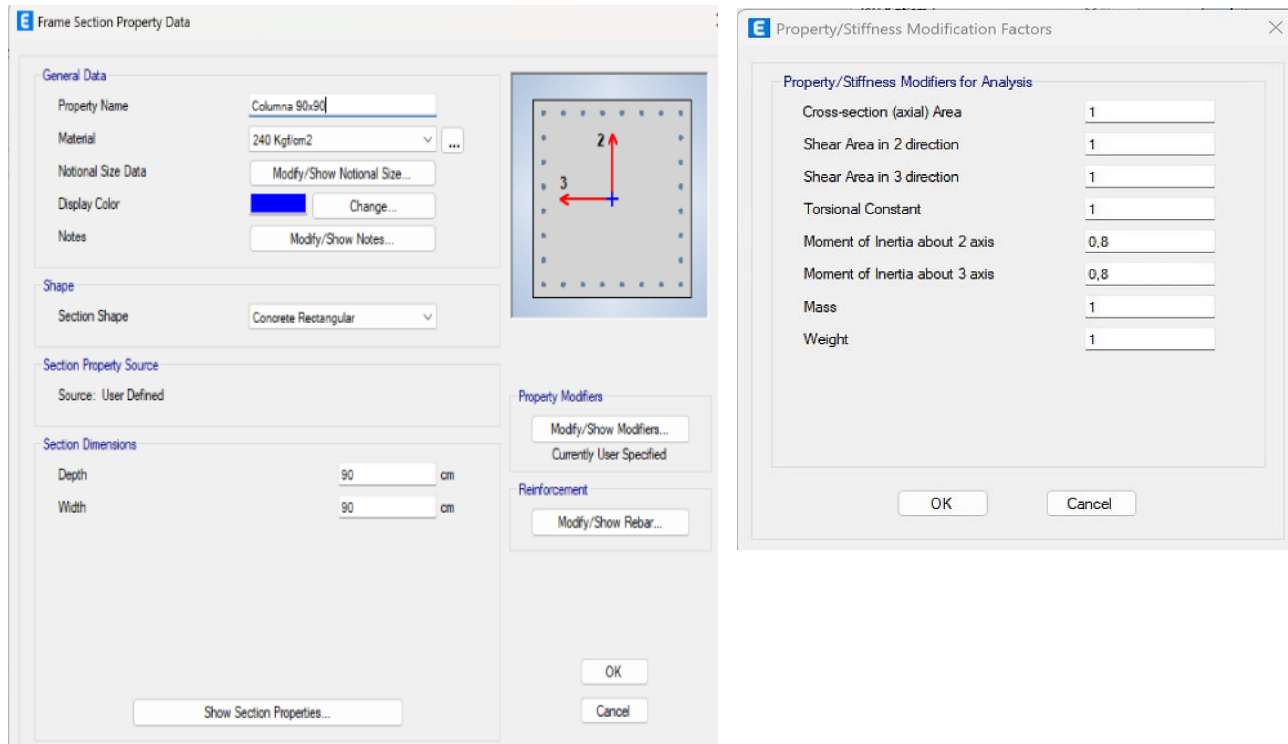
V.21

5.2.1. Creación de elemento estructural (Columna)

Se procede a definir las columnas asignando el tipo de materiales correspondiente y las dimensiones de la sección de 90x90 cm. Posteriormente, se ajuste el valor de la inercia conforme a lo establecido por la normativa (NEC-SE-HM), aplicando un factor de 0.8 para las columnas. Finalmente, se confirma la configuración haciendo clic en “OK”.

Figura 33.

Columna de 90x90 cm



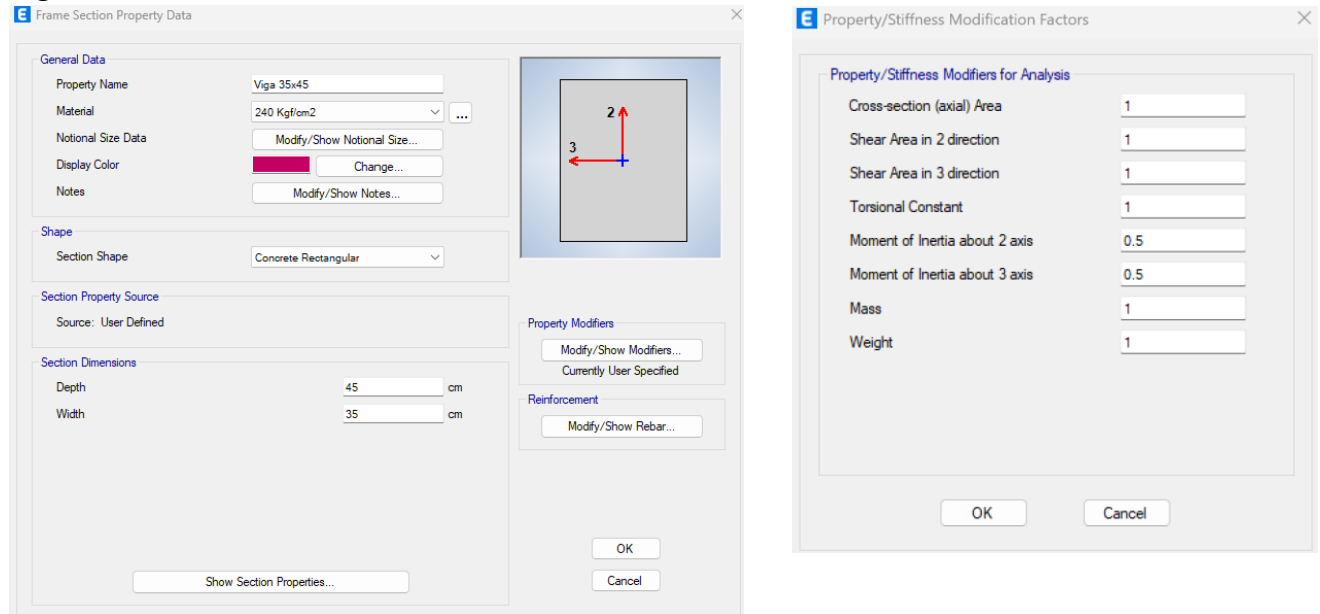
Nota. Configuración de elementos estructurales. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

5.2.2. Creación de elemento estructural (Viga)

Se procede a asignar el tipo de material y las dimensiones correspondientes a las secciones de las vigas. Luego, se ajusta el valor de la inercia según lo estipulado por la normativa, aplicando un factor de 0.5 para este tipo de elemento. Finalmente se confirma la configuración haciendo clic en “OK”.

Figura 34.

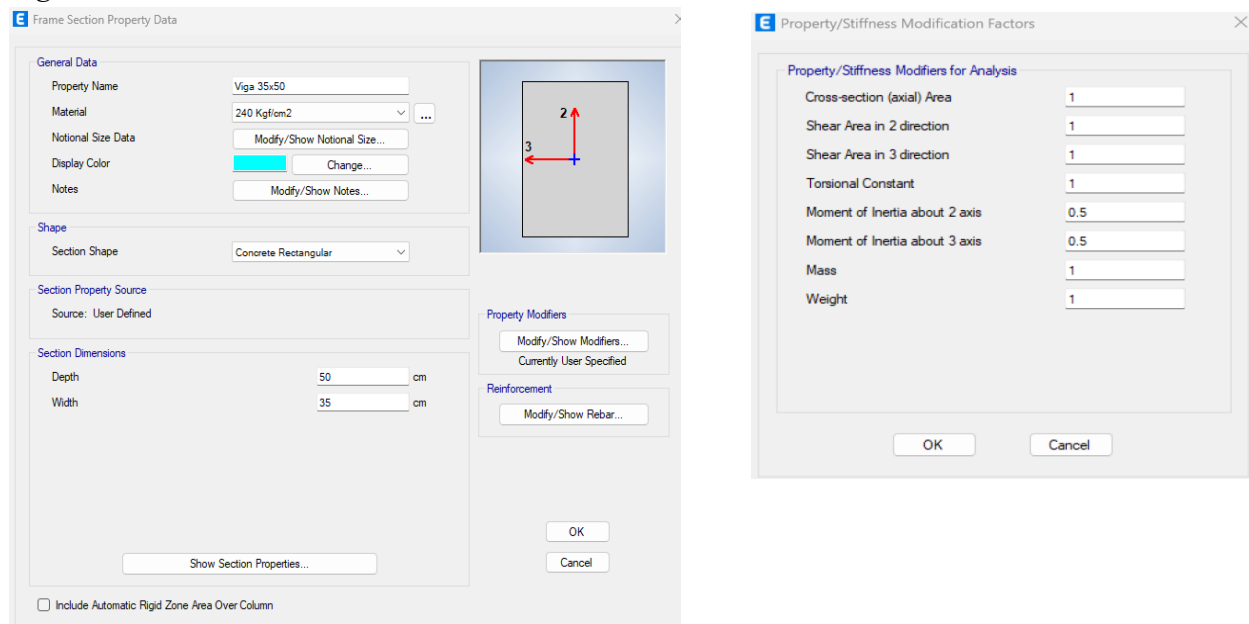
Viga 35x45 cm



Nota. Configuración de elementos estructurales. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 35.

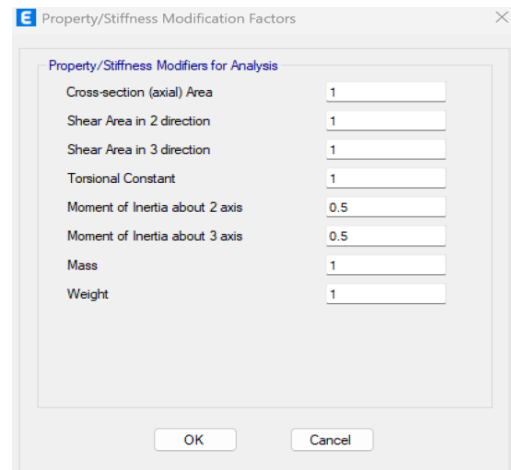
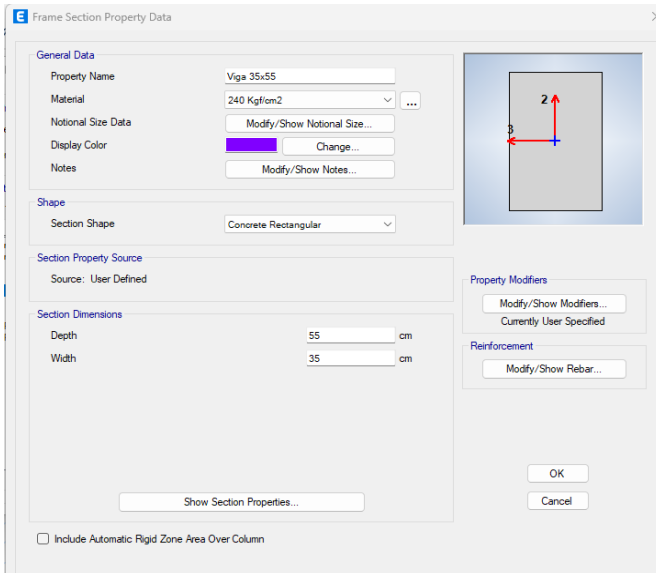
Viga 35x50 cm



Nota. Configuración de elementos estructurales. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 36.

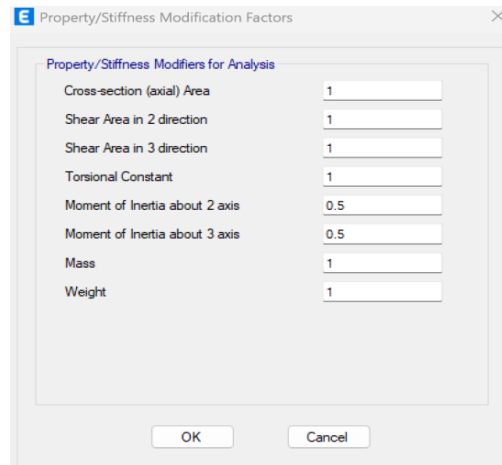
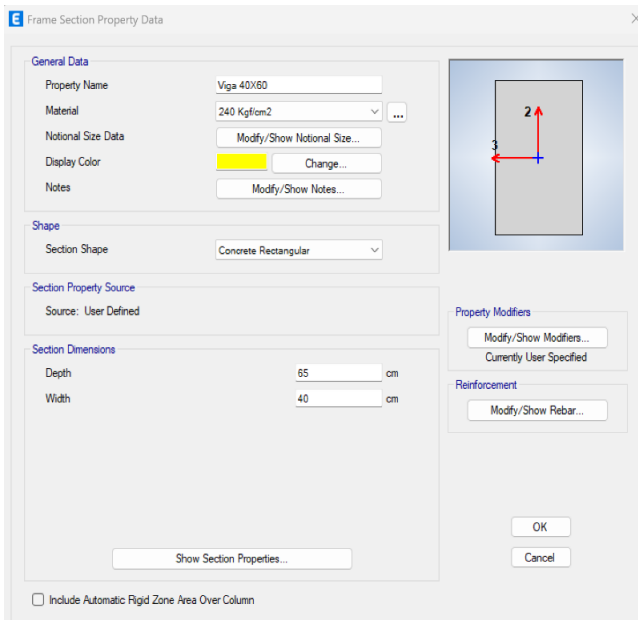
Viga 35x55 cm



Nota. Configuración de elementos estructurales. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 37.

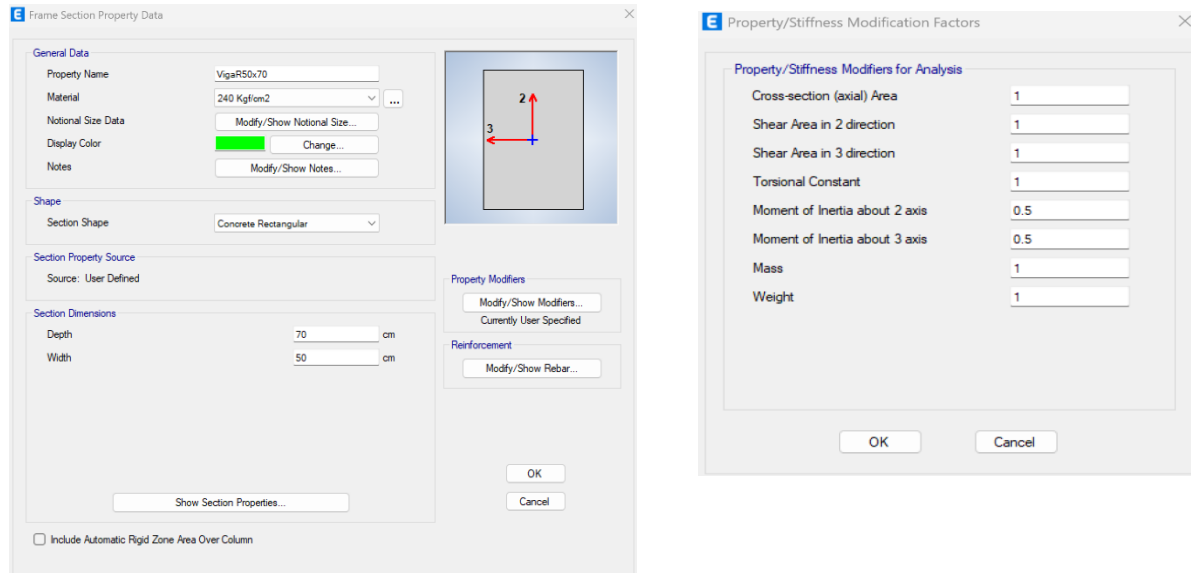
Viga 40x65 cm



Nota. Configuración de elementos estructurales a través del software ETABS V.21. Elaborado por los autores.

Figura 38.

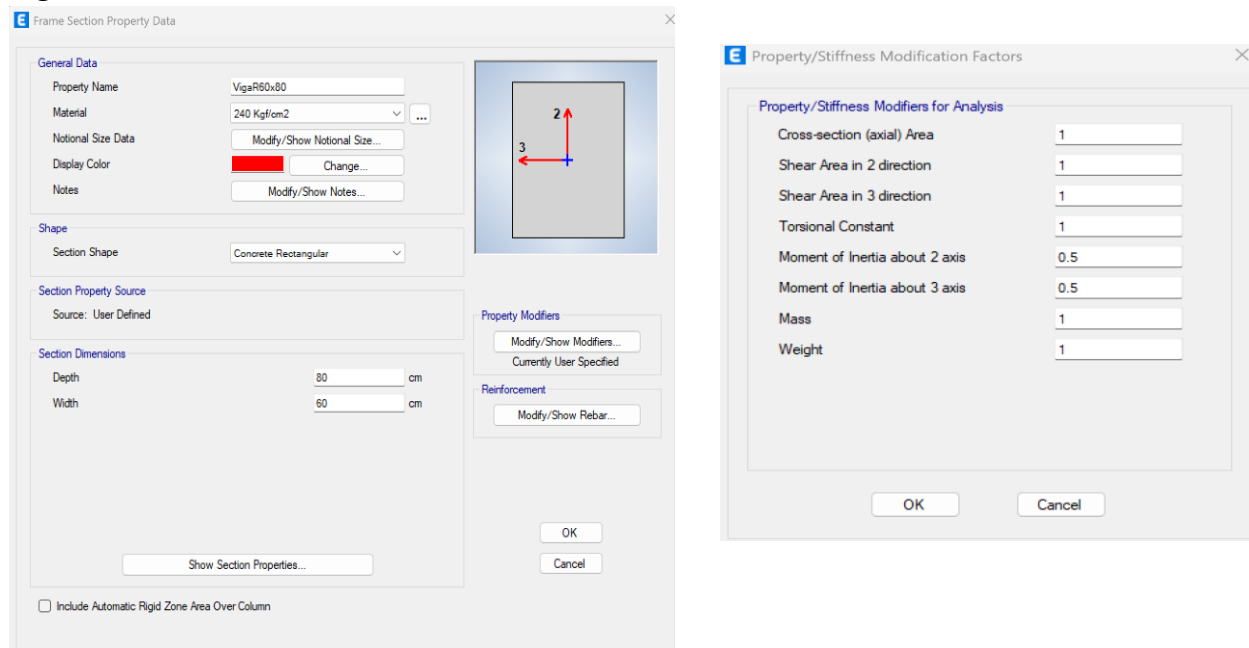
Viga 50x70 cm



Nota. Configuración de elementos estructurales. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 39.

Viga 60x80 cm



Nota. Configuración de elementos estructurales. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

5.2.3. Creación de elemento estructural (losa)

Para definir las losas en el modelo, se accede al menú “define” y se selecciona “Slab Sectios”. Luego, se hace clic en “Add New Slab” para crear una nueva sección de losa, donde se especifica el tipo de losa por ejemplo si esta es tipo Shell o menbrane, el espesor y el material correspondiente. Una vez creada la sección, se procede a dibujar las losas en el plano utilizando la herramienta “Draw Slab” en el nivel deseado. Finalmente, se verifica que las losas estén correctamente conectada a los elementos estructurales adyacentes y se confirma la asignación.

Figura 40.

Losa de 25 cm

General Data	
Property Name	Losa de 25 cm
Slab Material	240 Kgf/cm2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Type	Waffle
Overall Depth	25 cm
Slab Thickness	5 cm
Stem Width at Top	10 cm
Stem Width at Bottom	10 cm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis	50 cm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis	50 cm

Nota. Configuración de elementos estructurales. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

5.2.4. Creación de elemento estructural (Muros de corte)

Para modelar los muros de corte en ETABS, se accede al menú "Define" y se selecciona "Wall/Slab/Deck Sections". A continuación, se hace clic en "Add New Wall" para crear una nueva sección, donde se especifica el tipo de material, el espesor del muro que es de 30 cm y el nombre de la sección. Una vez definida, se utiliza la herramienta "Draw Wall" para dibujar los muros en los niveles correspondientes del modelo. Es importante asegurarse de que los muros estén correctamente conectados a las vigas y columnas adyacentes para garantizar una adecuada transferencia de cargas laterales. Finalmente, se verifica la correcta asignación y se guarda la configuración.

Figura 41.

Muros de corte de 35 cm de espesor

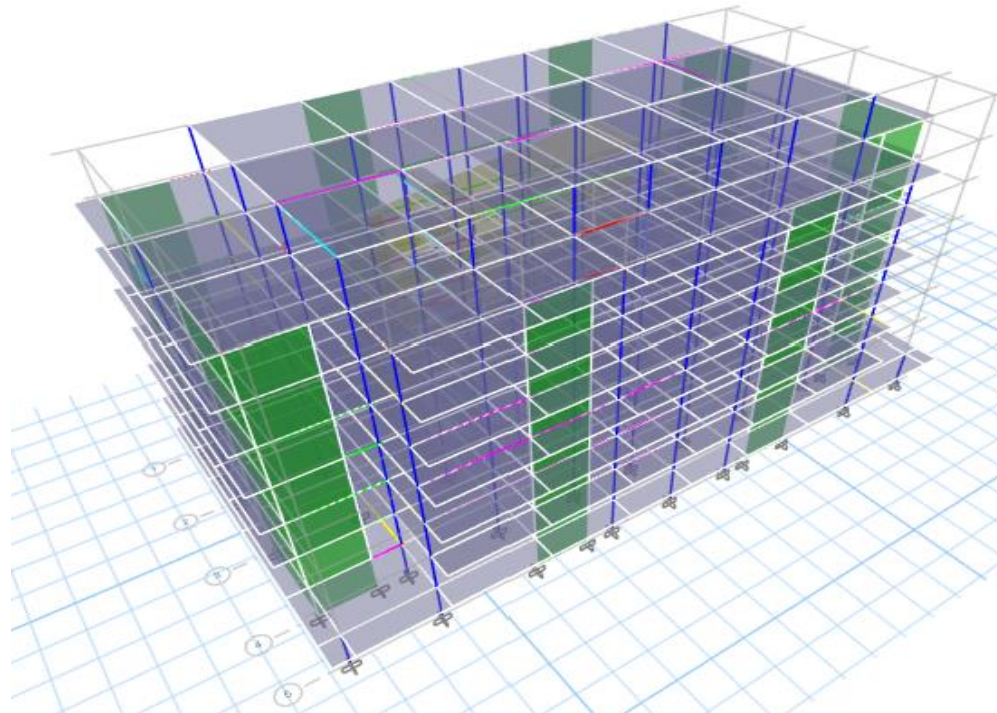
General Data	
Property Name	MURO 30 CM
Property Type	Specified
Wall Material	240 Kg/cm2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thick
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Thickness	30 cm
<input type="checkbox"/> Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall	

Nota. Configuración de elementos estructurales. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 42.

Modelo creado en ETABS



Nota. Configuración de la estructurales. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

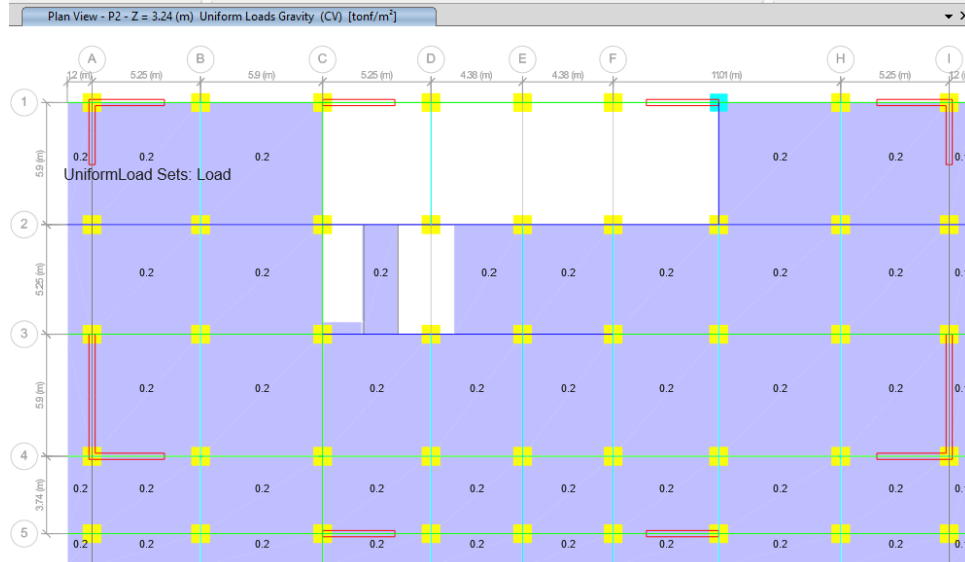
5.3. EVIDENCIA DE CARGAS

Para ingresar la carga viva y carga muerta en el modelo estructural, se accede al menú "Define" y se selecciona "Load Patterns". En esta sección, se crea un nuevo patrón de carga con el nombre "CV" carga viva y "CMA" para la carga muerta y asignar el tipo de carga correspondiente. Una vez definido el patrón, se utiliza la herramienta "Assign > Shell Loads > Uniform" para aplicar la carga sobre las losas, especificando la magnitud en unidades de fuerza por metro cuadrado. Es fundamental verificar que la carga se haya distribuido correctamente sobre las áreas deseadas antes de continuar con el análisis.

5.3.1. Evidencia de Carga viva

Figura 43.

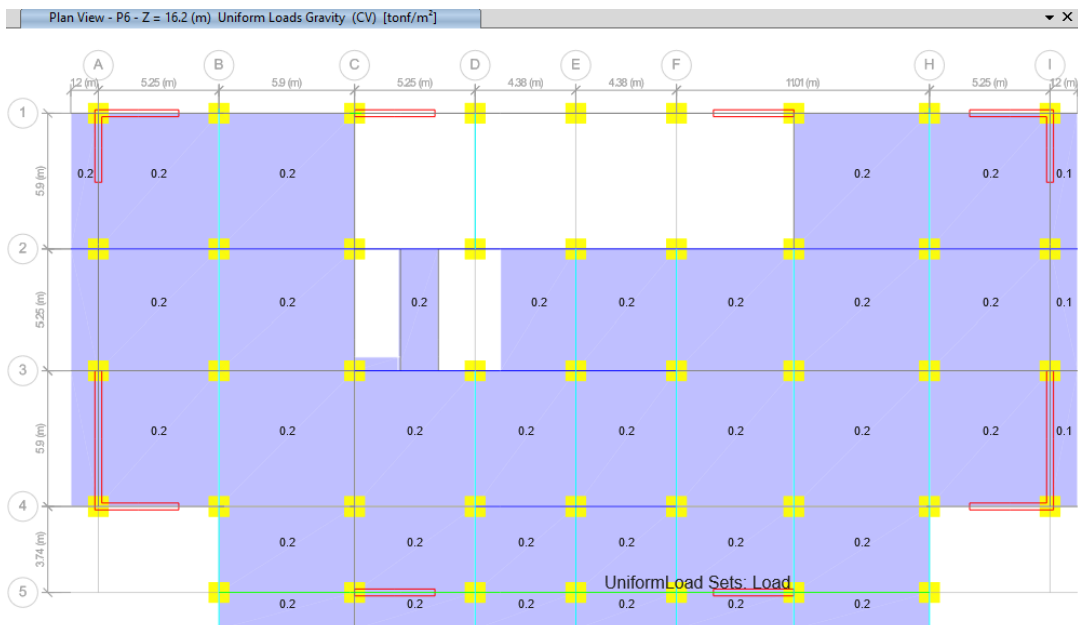
Carga viva en Ton/m² en losa nivel +3.24



Nota. Configuración de la carga viva. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 44.

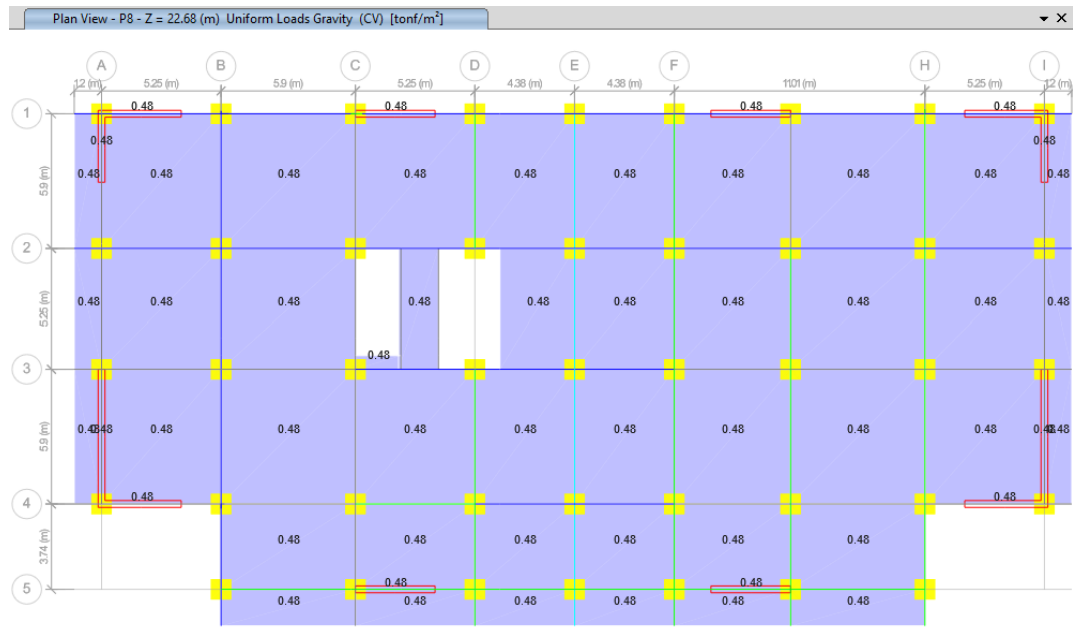
Carga viva en Ton/m² en losa nivel +16.20



Nota. Configuración de la carga viva. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 45.

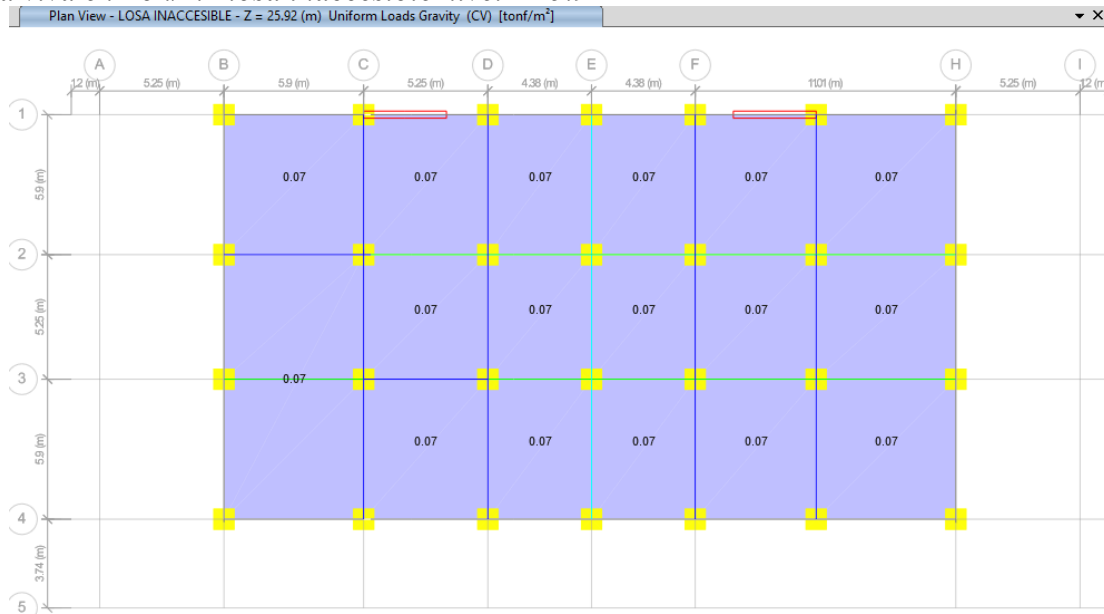
Carga viva en Ton/m² en losa nivel +22.68



Nota. Configuración de la carga viva. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 46.

Carga viva en Ton/m² losa inaccesible nivel +25.92

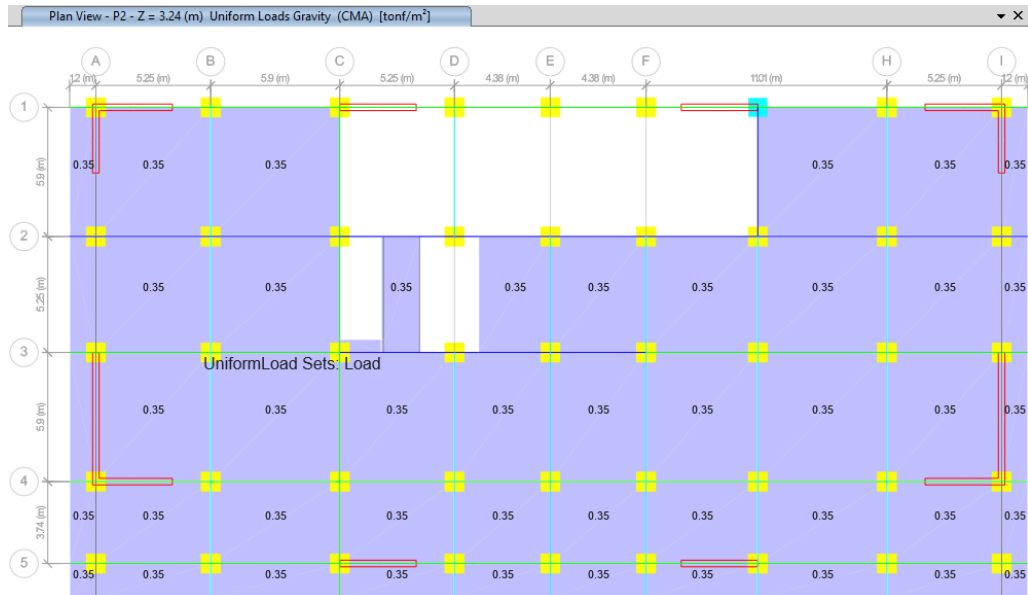


Nota. Configuración de la carga viva. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

5.3.2. Evidencia de Carga muerta

Figura 47.

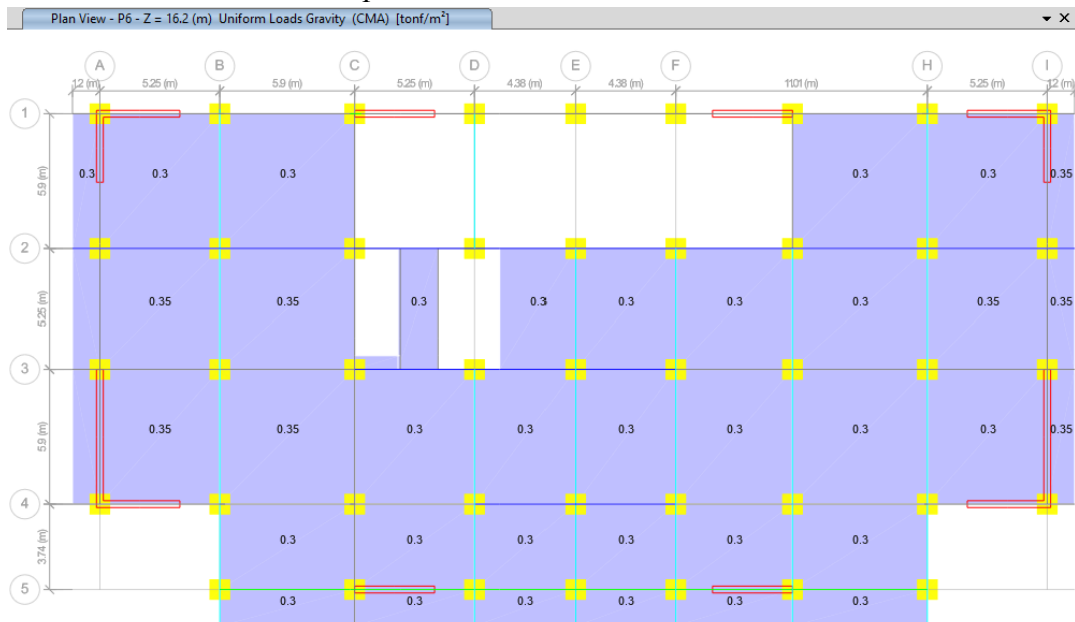
Carga muerta en Ton/m² en losa nivel + 3.24



Nota. Configuración de la carga muerta. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 48.

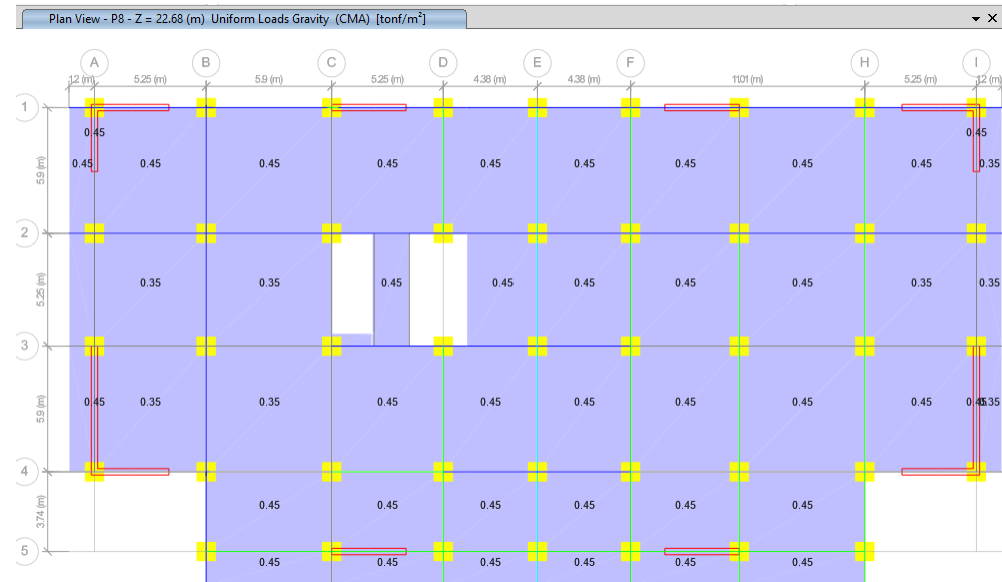
Carga muerta en Ton/m² en losa tipo nivel + 16.2



Nota. Configuración de la carga muerta. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 49.

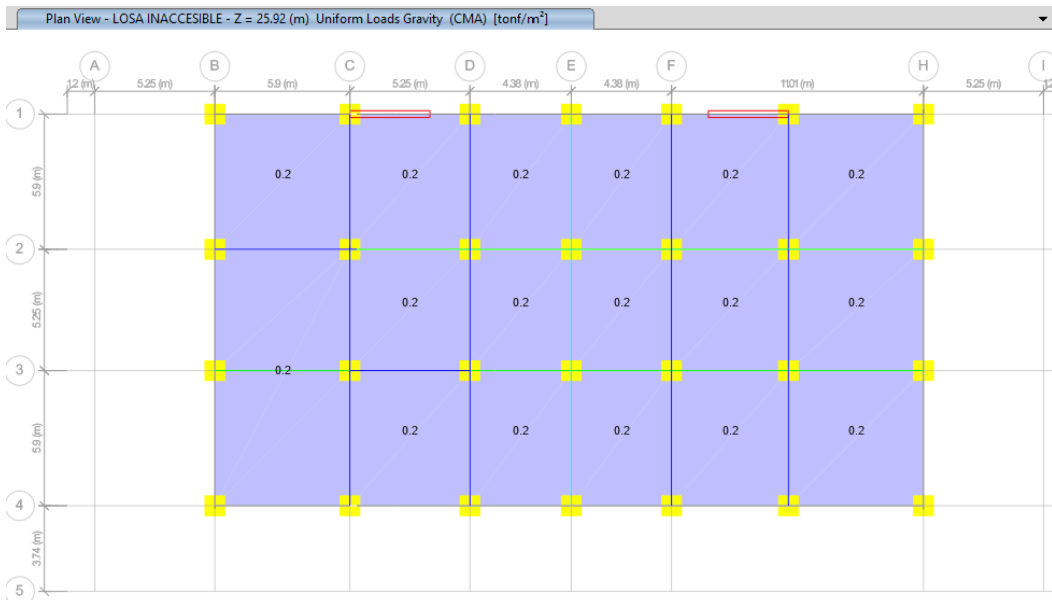
Carga muerta en Ton/m² en losa nivel + 22.68



Nota. Configuración de la carga muerta. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 50.

Carga muerta en Ton/m² en la losa inaccesible nivel +25,92



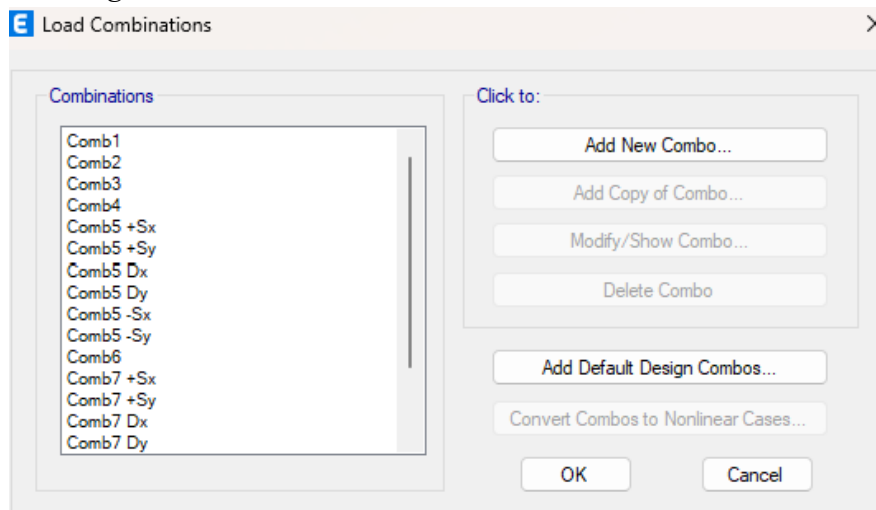
Nota. Configuración de la carga muerta. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

5.3.3. Evidencia de combinación de cargas según la NEC-SE-CG

Una vez definidos los distintos patrones de carga, se procede a crear las combinaciones necesarias para el análisis estructural. Para ello, se accede al menú "Define" y se selecciona "Load Combinations". En esta sección, se hace clic en "Add New Combo" para ingresar una nueva combinación, asignándole un nombre representativo. Luego, se seleccionan los patrones de carga involucrados (como carga muerta, carga viva, carga sísmica, entre otros) y se les asignan los factores de combinación establecidos por la normativa vigente (NEC-SE-CG). Este proceso se repite para cada combinación requerida. Finalmente, se guarda la configuración para que las combinaciones estén disponibles durante el análisis estructural.

Figura 51.

Combinaciones de carga



Nota. Configuración de las combinaciones de carga. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

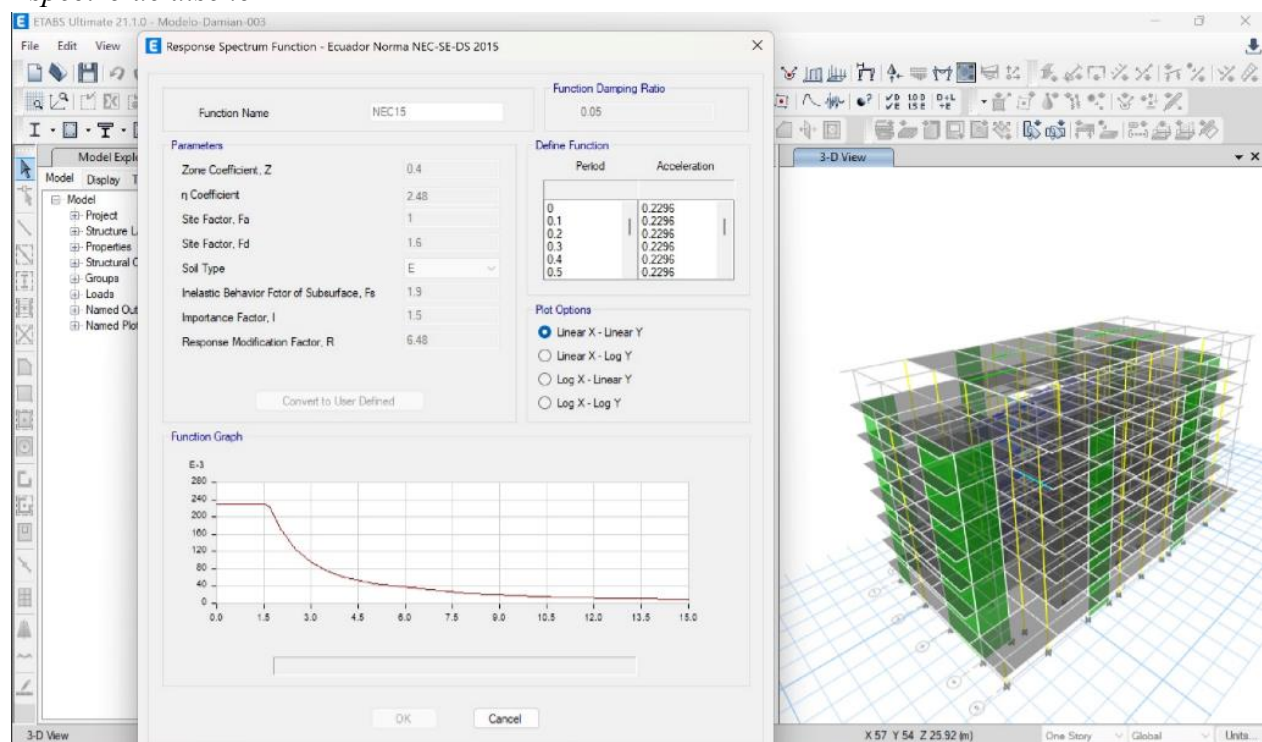
5.4. EVIDENCIA DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Para definir el espectro de diseño en ETABS, se accede al menú "Define" y se selecciona la opción "Response Spectrum Functions". A continuación, se hace clic en "Add New Function"

para crear una nueva función espectral. En esta sección, se elige el tipo de espectro (por ejemplo, tipo User o Code Based) y se ingresan los valores de aceleración espectral en función del período, de acuerdo con la normativa sísmica aplicable al proyecto. Una vez ingresados los datos, se guarda la función espectral. Posteriormente, se asigna esta función a un caso de carga mediante la opción "Define > Load Cases", seleccionando "Response Spectrum" como tipo de análisis y vinculando la función previamente creada. Finalmente, se verifica que el caso esté correctamente configurado para su uso en el análisis dinámico.

Figura 52.

Espectro de diseño



Nota. Configuración del espectro de diseño Ecuador Norma (NEC-SE-DS, 2015). Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Tras el análisis sísmico estático realizado en el software ETABS, se identificó que la estructura presenta irregularidades en planta y elevación, lo que penaliza conforme a la (NEC-SE-DS, 2015). Estas penalizaciones se ven reflejadas en los factores φ_p y φ_E , descritas en el apartado

4.7.1 y 4.7.2. Ambos valorados en 0,9, lo que refleja un aumento en el cortante basal de diseño.

Dando así parte al R modificado que para obtenerlo se describe a continuación:

$$R_m = R * \varphi_p * \varphi_E$$

Donde:

Rm: Factor de reducción sísmica modificado. φ_p : Irregularidad en planta.

R: Factor de reducción sísmica. φ_E : Irregularidad en elevación.

$$R_m = 8 * 0,9 * 0,9 = 6,48 \rightarrow \text{Valor ingresado en el software ETABS.}$$

5.4.1. Evidencia de espectro de respuesta (Response Spectrum)

Figura 53.

Response Spectrum SDx

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following configuration:

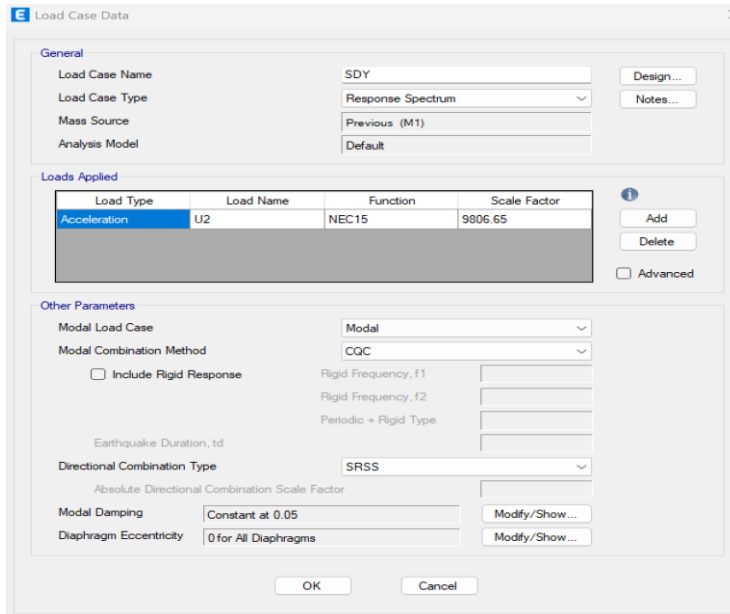
- General:**
 - Load Case Name: SDx
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (M1)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC15	9806.7
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: []
 - Rigid Frequency, f2: []
 - Periodic + Rigid Type: []
 - Earthquake Duration, td: []
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Nota. Configuración del espectro de respuesta SDx. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 54.

Response Spectrum SDy



Nota. Configuración del espectro de respuesta SDy. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

5.4.2. Evidencia de patrones de carga (Load Patterns)

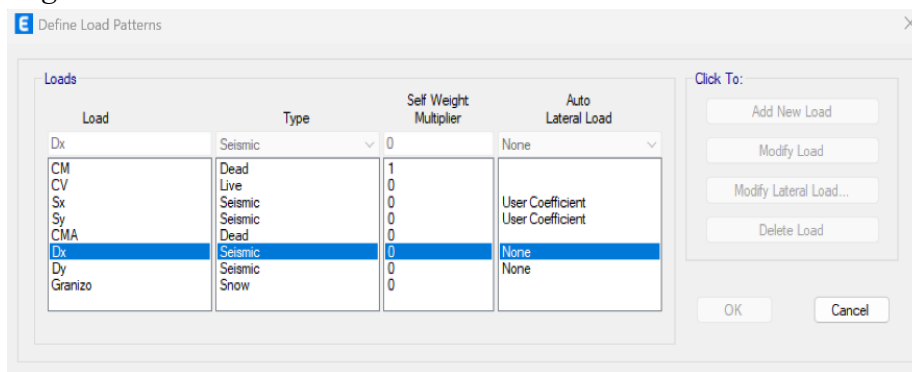
Para comenzar con la configuración de las cargas sísmicas, se accede al menú "Define" y se selecciona "Load Patterns". En esta sección, se crean los patrones de carga correspondientes, asignando nombres como "SismoX" y "SismoY", y seleccionando el tipo de carga como Seismic. Además, se debe especificar la dirección de aplicación (X o Y) y el sistema de coordenadas global.

Una vez definidos los patrones, se procede a ingresar los valores de cortante basal en las direcciones sx y sy, los cuales se obtienen a partir del análisis espectral. Para ello, se accede al menú "Define > Load Cases" y se selecciona el caso de carga correspondiente al análisis espectral. En esta configuración, se vincula el espectro de diseño previamente definido y se asigna la dirección de análisis (X o Y).

Posteriormente, se ajustan los factores de escala del espectro en función del cortante basal requerido. Este ajuste se realiza para que el cortante basal obtenido del análisis espectral sea equivalente al cortante basal estático determinado por la norma. De esta manera, se garantiza que el análisis dinámico refleje adecuadamente la demanda sísmica esperada en ambas direcciones principales del modelo estructural.

Figura 55.

Patrones de carga.

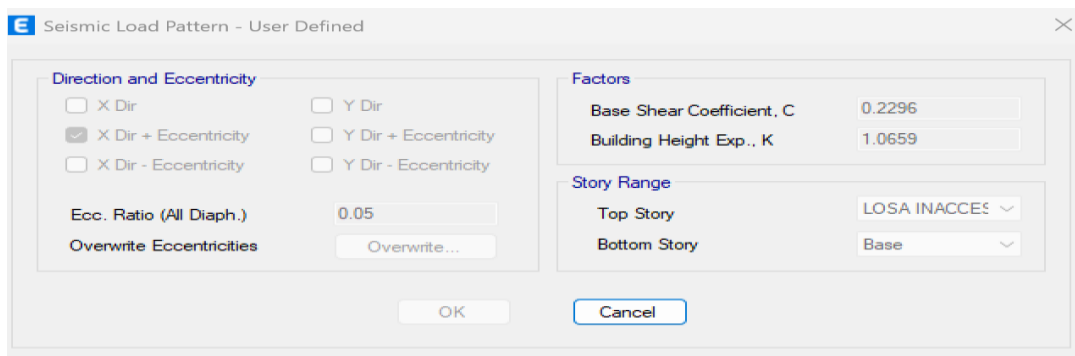


Nota. Configuración de los patrones de carga. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

5.4.2.1. Ingreso de valores del cortante basal con datos del espectro de respuesta

Figura 56.

Valor del cortante basal en dirección SX



Nota. Configuración del valor del cortante basal en dirección SX. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 57.

Valores del cortante basal en dirección SY

The image shows a software dialog box titled "Seismic Load Pattern - User Defined". It contains the following settings:

- Direction and Eccentricity:**
 - X Dir
 - X Dir + Eccentricity
 - X Dir - Eccentricity
 - Y Dir
 - Y Dir + Eccentricity
 - Y Dir - Eccentricity
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 - Overwrite Eccentricities: Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.2296
 - Building Height Exp., K: 1.0659
- Story Range:**
 - Top Story: LOSA INACCES (dropdown)
 - Bottom Story: Base (dropdown)

Buttons: OK, Cancel

Nota. Configuración del valor del cortante basal en dirección SY. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

5.5. CÁLCULOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

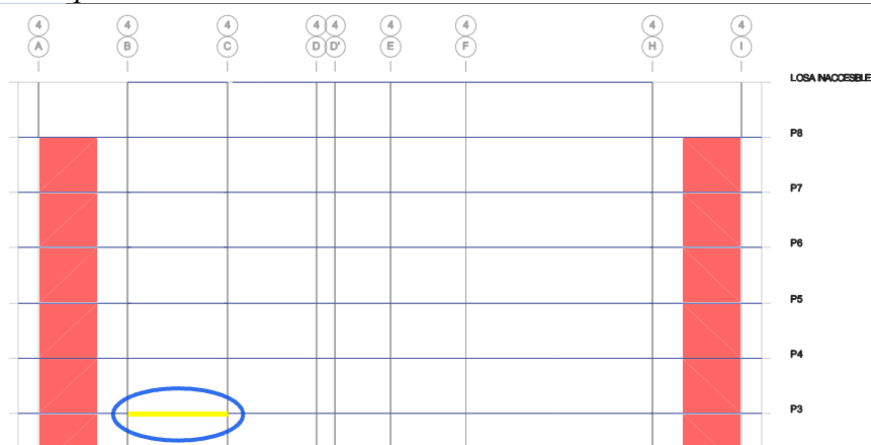
5.5.1. Cálculo y análisis en viga.

5.5.1.1. Diseño a flexión.

Para el diseño a flexión en vigas, se obtuvo una viga para el cálculo. En este caso es la viga con el identificativo B89 en P3 con dimensiones 50x70cm obteniendo sus momentos máximos para así poder tener las cuantías necesarias para su diseño. A partir de esto se procederá a realizar el diseño manual para comparar con los resultados que el programa calcula.

Figura 58.

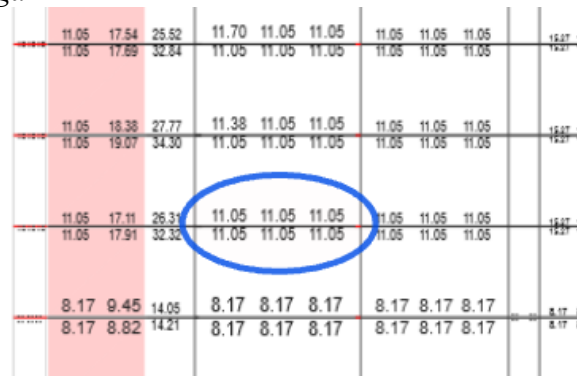
Viga B89, pórtico 4, piso 3



Nota. Selección de viga para su análisis. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 59.

Áreas de acero para la viga



Nota. Áreas de acero obtenidas en el programa de análisis estructural. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Tabla 24.

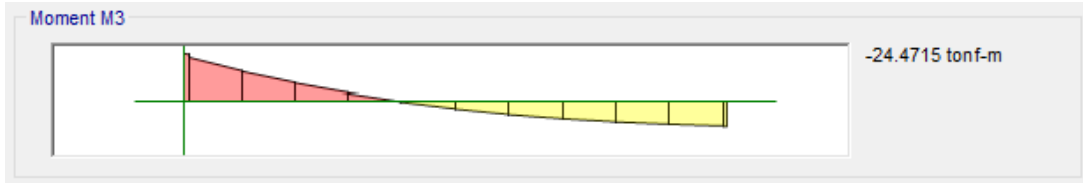
Momento y cuantía de acero

Momento y cuantía de acero en la viga					
	Momento de diseño (ton-m)	Refuerzo momento - (cm ²)	Refuerzo momento + (cm ²)	Refuerzo mínimo (cm ²)	Refuerzo requerido (cm ²)
Superior (+2eje)	-24,4715	2.05	0	11.05	11.05
Inferior (-2 eje)	24.2718	0	1.02	11.05	11.05

Nota. Momentos y aceros para el diseño de viga. Elaborado por: Los autores.

Figura 60.

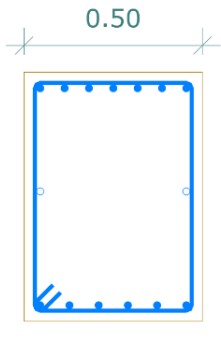
Verificación del momento



Nota. Verificación del momento. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 61.

Viga 70 x 50 cm



Datos

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

$$f'c = 240\text{ kg/cm}^2$$

$$h = 70\text{cm}$$

$$fy = 4200\text{ kg/cm}^2$$

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

$$\phi = 0,9$$

$$d = 64,6\text{cm}$$

Nota. Representación gráfica de la viga 50 x 70 cm a través de AutoCAD. Elaborado por los autores.

$$d = 64,6\text{ cm}$$

$$Mu = 24,4715\text{ Ton.m} = 2447150\text{ Kg.cm}$$

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 50 * 64,2 = 10,7\text{cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{240}}{4 * 4200} * 50 * 64,2 = 2,96\text{cm}^2$$

Se escoge el mayor **As. min = 10.7cm²**

Extremo Izquierdo: superior e inferior

$$Rn_{superior} = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{2447150}{0,9 * 50 * 64,1^2} = 13,170\text{ kg/cm}$$

$$\rho = \frac{0,85 * f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0,85 * f'c}} \right) = 0,00342$$

$$As = \rho * b * d = 0,00342 * 50 * 64,1 = 10,978\text{cm}^2$$

$$Rn inferior = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{2427180}{0,9 * 50 * 64,1^2} = 13.127 \text{ kg/cm}$$

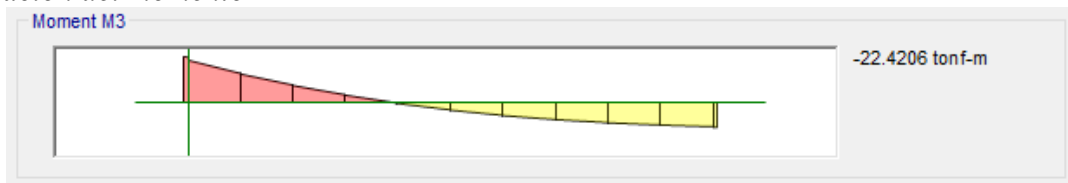
$$\rho = \frac{0,85 * f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0,85 * f'c}} \right) = 0,00334$$

$$As = \rho * b * d = 0,00334 * 50 * 64,1 = 10.843 \text{ cm}^2$$

Centro: Superior e Inferior: Misma magnitud de Momento.

Figura 62.

Verificación del momento



Nota. Verificación del momento. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

$$Mu = 22,4206 \text{ Ton. m} = 2242060 \text{ Kg. cm}$$

$$Rn superior e inferior = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{2242060}{0,9 * 50 * 64,1^2} = 12,126 \text{ kg/cm}$$

$$\rho = \frac{0,85 * f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0,85 * f'c}} \right) = 0,00298$$

$$As = \rho * b * d = 0,00298 * 50 * 64,1 = 9,55 \text{ cm}^2$$

$$As < Amin$$

Se utiliza acero Amin 10.7 cm²

Extremo Derecho: Superior e inferior:

$$Rn superior = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{2447150}{0,9 * 50 * 64,1^2} = 13.170 \text{ kg/cm}$$

$$\rho = \frac{0,85 * f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0,85 * f'c}} \right) = 0,00342$$

$$As = \rho * b * d = 0,00342 * 50 * 64,1 = 10,978cm^2$$

$$Rn inferior = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{2427180}{0,9 * 50 * 64,1^2} = 13,157 kg/cm$$

$$\rho = \frac{0,85 * f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0,85 * f'c}} \right) = 0,00334$$

$$As = \rho * b * d = 0,00334 * 50 * 64,1 = 10,843cm^2$$

Tabla 25.

Verificación del cumplimiento de $As > As.min$

	EXTREMO IZQUIERDO		CENTRO		EXTREMO DERECHO	
	ρ	$As(cm^2)$	ρ	$As(cm^2)$	ρ	$As(cm^2)$
Superior	0,00342	10,978cm ²	0,00298	10,70cm ²	0,00342	10,978cm ²
Inferior	0,00334	10,843cm ²	0,00298	10,70cm ²	0,00334	10,843cm ²
$As \geq Asmin$	CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	

Nota. Verificación del $As > As.min$ de manera manual. Elaborado por: Los autores.

Luego de verificar el cumplimiento $As > Amin$, se procede a realizar el cálculo de la cuantía máxima permisible y se compara con la determinada.

$$\rho b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{0,003}{\frac{fy}{Es} + 0,003}$$

$$\rho b = 0,85 * 0,85 * \frac{23,54MPa}{412,08MPa} * \frac{0,003}{\frac{412,08MPa}{200055,66MPa} + 0,003}$$

$$\rho b = 0,0245$$

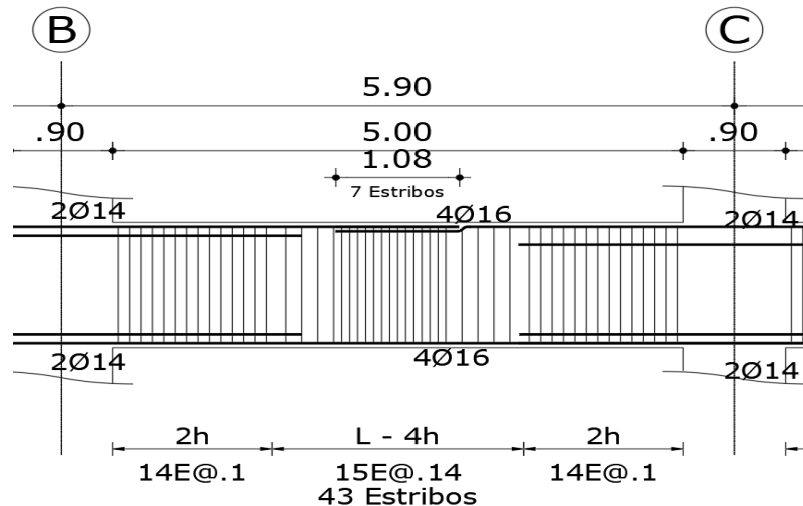
$$\rho_{max} = 0,5\rho b = 0,0122$$

$$\rho_{max} > \rho \quad 0,0122 > 0,00342$$

En base al análisis y cálculo se tiene en la parte superior un $A_s = 10,978 \text{ cm}^2$ compuesto de 4Ø16 más 4Ø14 como refuerzo y en la parte inferior un $A_s = 10,843 \text{ cm}^2$ compuesto de 4Ø16 más 3Ø14 como refuerzo.

Figura 63.

Viga B89, pórtico 4, piso 3



Nota: Armado de viga. Elaborado por: Los autores a través el software AutoCAD.

5.5.1.2. Diseño por corte

En una viga de hormigón armado, además del esfuerzo de flexión, también actúan fuerzas que tienden a “cortar” la sección, especialmente cerca de los apoyos. Estas fuerzas, conocidas como esfuerzos cortantes, pueden provocar fallas diagonales si no se controlan adecuadamente. Para evitarlo, se diseña un refuerzo transversal —generalmente estribos— que ayuda a resistir estas cargas. El diseño a corte busca asegurar que tanto el concreto como el acero trabajen juntos de forma segura, siguiendo lo que indican normas como el ACI 318 o la NEC. Así, se garantiza que la estructura sea segura y duradera frente a este tipo de esfuerzos.

Datos:

$b = 50\text{cm}$

$f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$

$h = 70\text{cm}$

$fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

$r = 4\text{cm}$

$d = 64,1\text{cm}$

$L = 5,00\text{m}$

$\phi\text{Estribo} = 10 \text{ mm}$

$\phi\text{Varilla longitudinal} = 16 \text{ mm}$

Espaciamiento "S" de los estribos

$$S = \frac{d}{4}$$

$$S = \frac{64,1}{4} = 16,02 \text{ cm}$$

$$S = 8 * \phi\text{Var. long.}$$

$$S = 8 * 1,6\text{cm} = 12,8 \text{ cm}$$

$$S = 24 * \phi\text{Estrivos}$$

$$S = 24 * 1\text{cm} = 24\text{cm}$$

$$S = 300\text{mm}$$

$$S = 30\text{cm}$$

Para la viga en estudio se toma un espaciamento de $12,8 \approx 13 \text{ cm}$.

Diseño de los estribos por capacidad

$$Vp = \left(\frac{(Mi-) + (Mj+)}{L}; \frac{(Mi+) + (Mj-)}{L} \right)$$

Donde:

Vp = Corte probable.

L = luz libre de la viga

Por lo tanto, $Vu = Vu \text{ hiperestático} + Vu \text{ isostático}$

Si $Vp \geq 0,50 Vu$

Entonces $Vc = 0$

Para hallar los valores de los momentos en los extremos de vigas se usa la siguiente expresión:

$$Mu = As * \alpha * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mp = 1,25 * As * fy * \frac{(d - a/2)}{1,02 * 10^6}$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Siendo $\alpha = 1.25$

Cálculo de a:

Tabla 26.

Cálculo de As

As (cm2)	As (cm2)
10,978	10,978
<hr/>	
10,843	10,843

Nota. Cálculo As de manera manual. Elaborado por: Los autores.

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = \frac{10.978cm^2 * 1.25 * 4200kgf/cm^2}{0.85 * 240 kgf/cm^2 * 50} = 5,65cm$$

Tabla 27.

Cálculo de a

a (cm)	a (cm)
5,565	5,565
<hr/>	
5,580	5,580

Nota. Cálculo de “a” manera manual. Elaborado por: Los autores.

- Cálculo de momento Mp

$$Mp = 1,25 * (10,978 * 10^{-4})m * (412.08 * 10^6)MPa * \left(0,641m - \frac{0.5565m}{2}\right) * 1,02 * 10^{-4}$$

$$Mp = 20,92 Ton * m$$

Tabla 28.

Momento Mp

Mp (Ton*m)	Mp (Ton*m)
20,923	20,923
<hr/>	
20,623	20,623

Nota. Cálculo del momento “Mp” de manera manual. Elaborado por: Los autores.

- Cálculo corte hiperestático (V_p)

$$V_p = \left(\frac{(M_{i-}) + (M_{j+})}{L}; \frac{(M_{i+}) + (M_{j-})}{L} \right)$$

$$V_p = \left(\frac{(20,923 \text{ tonnef} * m) + (20,623 \text{ tonnef} * m)}{5m}; \frac{(20,623 \text{ tonnef} * m) + (20,923 \text{ tonnef} * m)}{5m} \right)$$

$$V_p = (8,31 \text{ tonnef}; 8,31 \text{ tonnef})$$

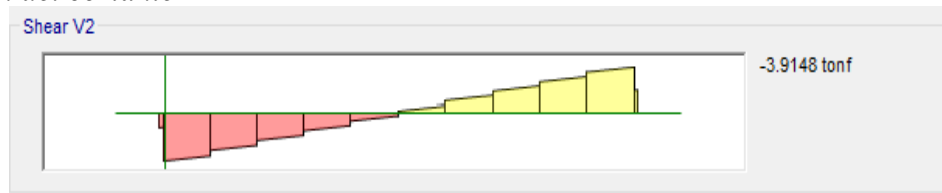
$$V_p = 8,31 \text{ tonnef}$$

- Cálculo de cortante por fuerzas gravitacionales (V_a):

Para el valor del cortante por fuerzas gravitacionales se toma en cuenta el 75% de las cargas muertas mayoradas, para el caso del ejemplo se ha obtenido un $V_{cm} = 3.9148 \text{ tonnf}$, este valor se obtiene de los diagramas de corte que proporciona el programa de análisis estructural,

Figura 64.

Verificación del cortante



Nota. Verificación del cortante. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

$$\text{Por lo tanto: } V_a = 0,75 * (1,2 * 3,9148) = 3,523 \text{ tonnef}$$

Tabla 29.

Cortante V_a en Ton

Va (Ton)	Va (Ton)
3,523	3,523

Nota. Cortante “ V_a ”. Elaborado por: Los autores.

Cálculo del cortante ultimo (V_u):

$$V_u = V_a + V_p$$

$$V_u = 3,523 + 8,31 = 11,83 \text{ tonnef}$$

Tabla 30.

Cortante Vu en Ton

Vu (Ton)	Vu (Ton)
11,83	11,83

Nota. Cortante último “Vu”. Elaborado por: Los autores.

- *Comprobando*

$$Vp \geq 0.50 * Vu$$
$$8,31 \geq 0.50 * 11,83$$
$$8,31 \geq 5,915$$

Entonces: $Vc = 0$

- *Cálculo de (Av) con todos los datos obtenidos*

$$Av = \frac{\frac{Vu}{\phi} - Vc}{fy * d}$$
$$Av = \frac{\frac{111599,68 N}{0.75} - 0}{412.08MPa * 10^6 * 0,641m}$$
$$Av = 5,63 * 10^{-4}m^2$$
$$Av = 56,3 cm^2$$

Tabla 31.

Cálculo de Av en m2

Av (m2)	Av (m2)
$5,63 * 10^{-4}$	$5,63 * 10^{-4}$

Nota. Cálculo de “Av” de forma manual. Elaborado por: Los autores.

$$\frac{Av}{S} = 0.00433 \frac{m^2}{m}$$

Tabla 32.

Cuadro de resumen en Ton

Shear Vu	Shear ϕVc	Shear Vp	Rebar Av /s
Ton	Ton	Ton	m ² /m
11.83	0	8.31	0.00433

Nota. Cuadro de resumen de los distintos cortantes. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

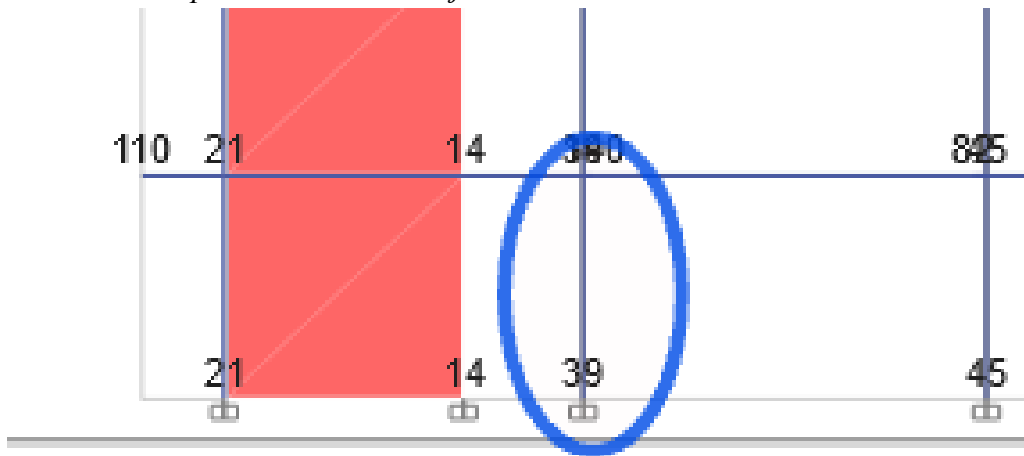
5.5.2. Cálculo y análisis en columna

Para el diseño de columnas, una vez que esté modelada la estructura en el software ETABS, se realiza un cálculo típico para verificación de las mismas y proceder con los respectivos diseños.

En este caso, se selecciona la columna C39 de la base 90x90cm.

Figura 65.

Columna seleccionada para análisis C39, eje 4-B



Nota. Selección de columna para su análisis. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Tabla 33.*Momento y carga P en columna C39*

TABLE: Joint Reactions				
Story	Colum	Output Case	P	M3
			tonf	tonf-m
Base	C27	Comb5 -Sx	568.396	69.0599
Base	C25	Comb5 -Sx	-339.5302	64.3034
Base	C1	Comb5 -Sx	534.4555	70.0621
Base	C2	Comb5 -Sx	-264.8023	64.262
Base	C40	Comb5 -Sx	-82.0528	53.8089
Base	C3	Comb5 -Sx	951.0566	66.3639
Base	C26	Comb5 -Sx	-88.0613	63.3671
Base	C57	Comb5 -Sx	188.7449	66.0736
Base	C24	Comb5 -Sx	426.7805	62.6517
Base	C4	Comb5 -Sx	-551.0999	53.287
Base	C39	Comb5 -Sx	366.8851	11.6921
Base	C45	Comb5 -Sx	-57.0268	47.1681
Base	C38	Comb5 -Sx	64.8588	48.9639
Base	C42	Comb5 -Sx	298.0304	48.586
Base	C41	Comb5 -Sx	263.0084	52.2251
Base	C5	Comb5 -Sx	24.6933	55.5427
Base	C6	Comb5 -Sx	12.4917	51.3826
Base	C36	Comb5 -Sx	127.7768	50.4382
Base	C37	Comb5 -Sx	144.9137	50.9481
Base	C17	Comb5 -Sx	412.5155	51.8803
Base	C16	Comb5 -Sx	-77.0349	55.137
Base	C32	Comb5 -Sx	701.1817	65.6914
Base	C33	Comb5 -Sx	-77.8433	57.974
Base	C61	Comb5 -Sx	154.7045	51.3896
Base	C34	Comb5 -Sx	373.361	57.4007
Base	C35	Comb5 -Sx	-435.9935	61.4372
Base	C13	Comb5 -Sx	261.9063	48.8211
Base	C48	Comb5 -Sx	324.482	52.7344
Base	C9	Comb5 -Sx	591.3635	49.0123
Base	C14	Comb5 -Sx	247.2198	48.9541
Base	C10	Comb5 -Sx	264.9055	56.3246
Base	C28	Comb5 -Sx	281.7664	75.694
Base	C60	Comb5 -Sx	205.3044	49.0655
Base	C59	Comb5 -Sx	235.0381	58.5018
Base	C58	Comb5 -Sx	256.7433	67.9877
Base	C31	Comb5 -Sx	175.6955	49.8002
Base	C43	Comb5 -Sx	174.5004	54.3631

Base	C29	Comb5 -Sx	239.4293	62.2358
Base	C15	Comb5 -Sx	183.7793	49.8293
Base	C44	Comb5 -Sx	236.6561	49.2237
Base	C30	Comb5 -Sx	-30.3452	60.5753
Base	C7	Comb5 -Sx	240.0491	49.4947
Base	C8	Comb5 -Sx	264.4405	57.0539
Base	C11	Comb5 -Sx	264.1022	48.603
Base	C12	Comb5 -Sx	267.2743	55.2383
Base	C46	Comb5 -Sx	-16.9279	0.4501
Base	C47	Comb5 -Sx	41.9073	0.5441
Base	C49	Comb5 -Sx	-101.2632	0.5059
Base	C50	Comb5 -Sx	-95.1924	0.4772
Base	C51	Comb5 -Sx	123.3464	0.5933
Base	C52	Comb5 -Sx	115.2409	0.559
Base	C53	Comb5 -Sx	-60.7488	0.7587
Base	C54	Comb5 -Sx	-85.0819	0.4293
Base	C55	Comb5 -Sx	86.6757	0.4643
Base	C56	Comb5 -Sx	109.0373	0.5314

Nota. Se presentan las cargas P y el momento que se utilizaran para el cálculo y análisis de la columna a través del software. Elaborado por: Los autores.

La combinación con el identificativo Comb5 -Sx para obtener la carga ultima Pu y el momento último es: $1,2*Dead+1,0*Live-1,0*Sx$

Para este diseño se utilizará el diagrama de interacción, donde se usa la mayor carga puntual y el mayor momento actuante de la columna. Se considera el uso de la siguiente información.

Datos

$$Pu = 366,8851Tonf = 366885,1 Kgf$$

$$Mu = 11,6921 Ton.m = 116921 Kg.cm$$

$$\phi = 0.5 \quad \text{Factor de reducción}$$

$$b = 90cm \quad f'c = 240 Kg/cm^2 \quad r = 4cm$$

$$h = 90cm \quad fy = 4200Kg/cm2$$

$$d = 90 - 4 = 86cm$$

$$d/h = 0,95$$

$$f''c = 0,95 * 0,80 * f'c = 182,4 kg/cm2$$

- Cálculo de los valores de K y R

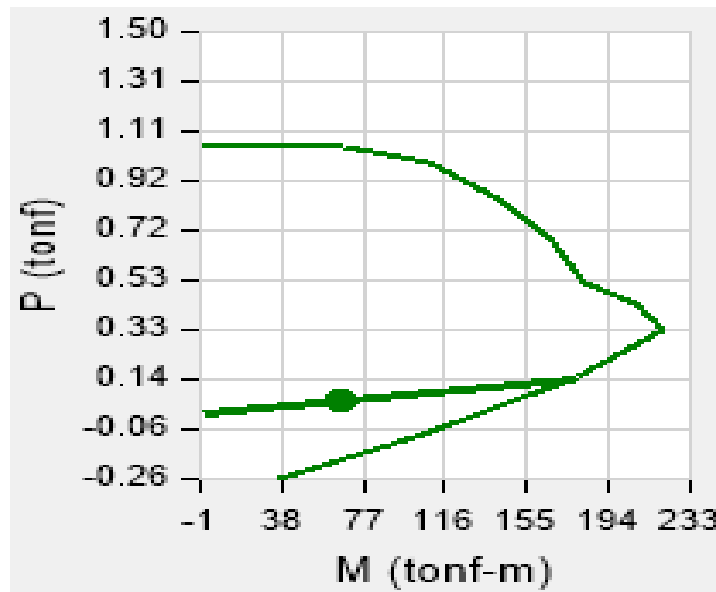
$$K = \frac{P_U}{\phi * b * h * f'c} = \frac{366885,1}{0,5 * 90 * 90 * 240} = 0,377$$

$$R = \frac{M_U}{\phi * b * h * f'c} = \frac{116921}{0,5 * 90 * 90 * 240} = 0,124$$

Para el diseño de las columnas se tiene el diagrama de interacción en donde se verifica que se debe de poseer para esta estructura un $f_y = 4200Kg/cm^2$ y un $f'c \leq 350Kg/cm^2$ y se usa un $f'c=240Kg/cm^2$ y la relación que hay entre el peralte y la altura $d/h = 0.95$.

Figura 66.

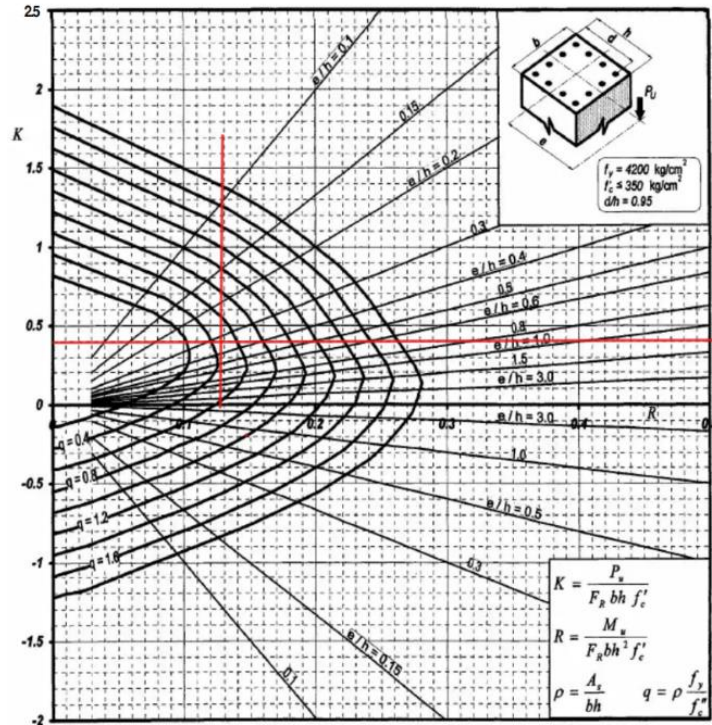
Diagrama de Interacción de la Combinación "Comb5 -Sx"



Nota. Se presenta el diagrama de interacción de la combinación. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 67.

Diagrama de Interacción para el diseño de columnas



Nota. Diagrama de Interacción para columnas de $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, para $f'_c < 350 \text{ Kg/cm}^2$, de la relación $d/h=0.95$. Fuente: Óscar M. González Cuevas (2005).

Con el diagrama de interacción se relacionan los valores de K y R para obtener el valor q y así hallar el valor de la cuantía de diseño.

$$q = 0,42$$

$$\rho = q * \frac{f''c}{fy} = 0,42 * \frac{182,4}{4200} = 0,018 = 1,8\%$$

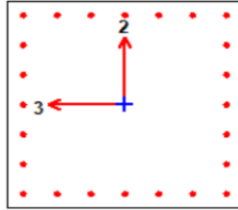
- Cálculo de Acero de Diseño Requerido (Acero mínimo)

$$As \text{ Diseño} = \rho * b * h = 0,018 * 90 * 90 = 145.8 \text{cm}^2$$

- Cálculo de Acero Real

Figura 68.

Columna con configuración de acero



Nota. Columna con acero de refuerzo. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

$$As_{real} = (26 * 3,80cm^2) + (14 * 3,80cm^2) = 152cm^2$$

$$As_{real} \geq As_{Diseño} \text{ o } As_{mínimo}$$

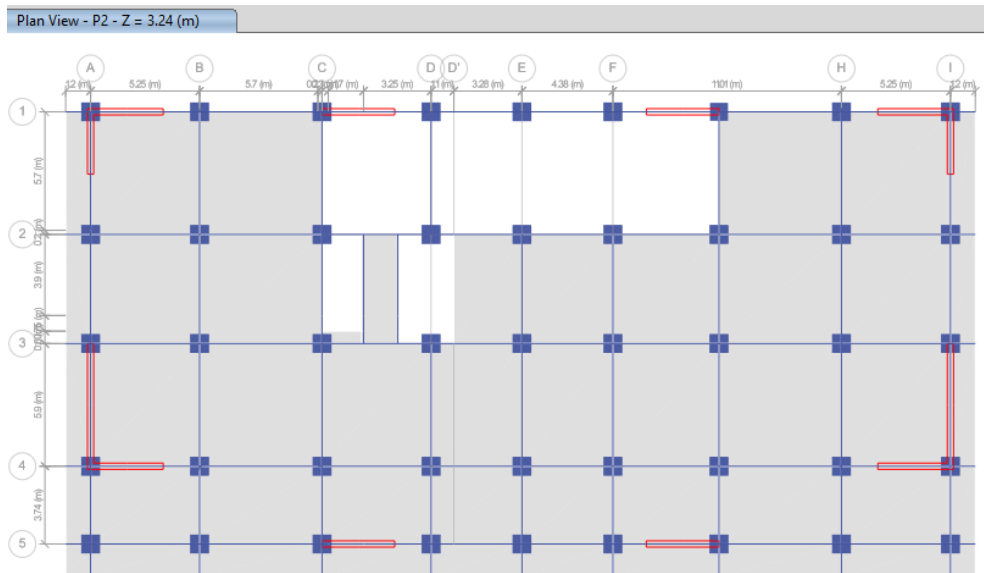
$$152cm^2 \geq 145,8cm^2 \text{ CUMPLE}$$

5.5.3. Cálculo y análisis en losa

Se procede a realizar un cálculo típico de la losa de entrepiso, con tramos B-C y C-D; con el objetivo de demostrar el procedimiento de cálculo.

Figura 69.

Losa P2 Niv +3.24 m

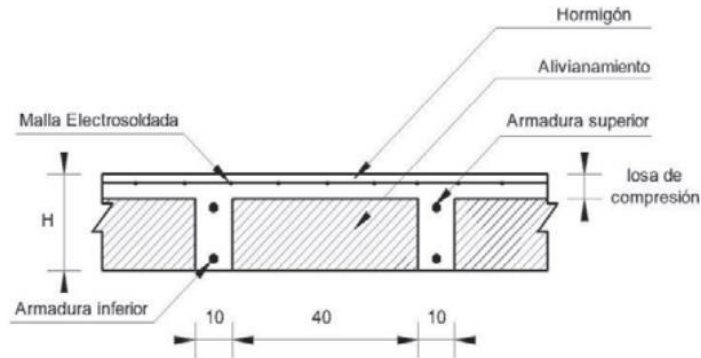


Nota. Planta Piso 2. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

En base a la figura anterior se escoge una losa nervada en una dirección para respectivos cálculos manuales.

Figura 70.

Corte Losa nervada en 1 dirección



Nota. Corte típico de una losa nervada en una dirección. Fuente: (NEC-SE-VIVIENDA).

En base a la figura se escoge una losa nervada en una dirección con una altura de 25 cm, un ancho de nervios de 10 cm con casetones removibles de 40 cm y un espesor mínimo de losa de compresión de 5 cm.

Datos:

$$CD = 353,81 \text{ kg/m}^2$$

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$CL = 200 \text{ kg/m}^2 \text{ S/C NEC-2015}$$

$$L_n = 5,70 \text{ m (Losa 10 ETABS)}$$

$$q_{servCD} = 353,81 \times 0,5 = 160,5 \text{ Kg/m}$$

$$q_{servCV} = 200 \times 0,5 = 100 \text{ kgf/m}$$

$$q_{servCu} = 160,5 + 100 = 260,5 \text{ kgf/m}$$

- Cálculo de carga última de diseño.

$$q_{servCu \text{ Mayorado}} = 1,2CD + 1,6CL =$$

$$q \text{ servCu Mayorado} = 1,2(353,81) + 1,6(200) = 705,2 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Para el cálculo de momentos se consideran la tabla 21 obtenida de la norma ACI 318-19 para momentos positivos y negativos en los extremos de la losa.

- *Momentos Negativos*

$$M_{-izq} = \frac{q_u * l_n^2}{24} = \frac{705,2 * 5,7^2}{24} = 954,66 \text{ kg.m}$$

$$M_{-cent} = \frac{q_u * l_n^2}{10} = \frac{705,2 * \left(\frac{5,7 + 5,7}{2}\right)^2}{24} = 2291,19 \text{ kg.m}$$

$$M_{-cent} = \frac{q_u * l_n^2}{10} = \frac{705,2 * \left(\frac{5,7 + 5,7}{2}\right)^2}{24} = 2291,19 \text{ kg.m}$$

$$M_{-der} = \frac{q_u * l_n^2}{24} = \frac{705,2 * 5,7^2}{24} = 954,66 \text{ kg.m}$$

$$M_{-cent} = \frac{q_u * l_n^2}{10} = \frac{705,2 * \left(\frac{5,7 + 5,7}{2}\right)^2}{24} = 2291,19 \text{ kg.m}$$

- *Momentos Positivos*

$$M_{+cent} = \frac{q_u * l_n^2}{16} = \frac{705,2 * 5,7^2}{16} = 1432,00 \text{ kg.m}$$

$$M_{+cent} = \frac{q_u * l_n^2}{16} = \frac{705,2 * 5,7^2}{16} = 1432,00 \text{ kg.m}$$

$$M_{+cent} = \frac{q_u * l_n^2}{16} = \frac{705,2 * 5,7^2}{16} = 1432,00 \text{ kg.m}$$

$$M_{+cent} = \frac{q_u * l_n^2}{16} = \frac{705,2 * 5,7^2}{16} = 1432,00 \text{ kg.m}$$

- *Cálculo de Acero Min.*

$$A_{smin} = \frac{0,7\sqrt{f'c}}{F_y} * b_w * d = \frac{0,7\sqrt{240}}{4200} * 10 * 20$$

$$A_{smin} = 0,52cm^2$$

Para calcular el valor de a asumimos un 20% de peralte.

$$a = 0.2 * 20 = 4cm$$

- Cálculo de A_s para momentos negativos

$$A_{sM-1zq} = \frac{Mu}{\phi Fy(d - (\frac{a}{2}))} = \frac{954,66kg, m * 100}{0,9 * 4200(20 - (\frac{4}{2}))} = 1,40cm^2$$

$$A_{sM-cent} = \frac{Mu}{\phi Fy(d - (\frac{a}{2}))} = \frac{2291,19kg, m * 100}{0,9 * 4200(20 - (\frac{4}{2}))} = 3,37cm^2$$

$$A_{sM-cent} = \frac{Mu}{\phi Fy(d - (\frac{a}{2}))} = \frac{2291,19kg, m * 100}{0,9 * 4200(20 - (\frac{4}{2}))} = 3,37cm^2$$

$$A_{sM-cent} = \frac{Mu}{\phi Fy(d - (\frac{a}{2}))} = \frac{2291,19kg, m * 100}{0,9 * 4200(20 - (\frac{4}{2}))} = 3,37cm^2$$

$$A_{sM-der} = \frac{Mu}{\phi Fy(d - (\frac{a}{2}))} = \frac{954,66kg, m * 100}{0,9 * 4200(20 - (\frac{4}{2}))} = 1,40cm^2$$

- Cálculo de A_s para momentos positivos

$$A_{sM-cent} = \frac{Mu}{\phi Fy(d - (\frac{a}{2}))} = \frac{1432 kg, m * 100}{0,9 * 4200(20 - (\frac{4}{2}))} = 2,10cm^2$$

$$A_{sM-cent} = \frac{Mu}{\phi Fy(d - (\frac{a}{2}))} = \frac{1432 kg, m * 100}{0,9 * 4200(20 - (\frac{4}{2}))} = 2,10cm^2$$

$$A_{sM-cent} = \frac{Mu}{\phi Fy(d - (\frac{a}{2}))} = \frac{1432 kg, m * 100}{0,9 * 4200(20 - (\frac{4}{2}))} = 2,10cm^2$$

$$A_{sM-cent} = \frac{Mu}{\phi Fy(d - (\frac{a}{2}))} = \frac{1432 kg, m * 100}{0,9 * 4200(20 - (\frac{4}{2}))} = 2,10cm^2$$

Tabla 34.

Chequeo del As

As	Asmin	As>Asmin	Acero
1,40 cm ²	0,52cm ²	CUMPLE	1Ø14
3,37 cm ²	0,52cm ²	CUMPLE	2Ø16
3,37 cm ²	0,52cm ²	CUMPLE	2Ø16
3,37 cm ²	0,52cm ²	CUMPLE	2Ø16
1,40 cm ²	0,52cm ²	CUMPLE	1Ø14
3,10 cm ²	0,52cm ²	CUMPLE	2Ø16
3,10 cm ²	0,52cm ²	CUMPLE	2Ø16
3,10 cm ²	0,52cm ²	CUMPLE	2Ø16
3,10 cm ²	0,52cm ²	CUMPLE	2Ø16

Nota. Verificación de los aceros. Elaborado por: Los autores.

- *Cálculo de Acero a Temperatura*

$$\rho_t = \frac{0,319\beta_1 f'c}{f_y} = \frac{0,319 * 0,85 * 240}{4200} = 0,0155$$

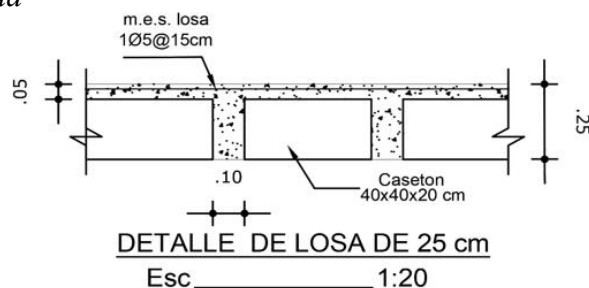
$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b * d} \rightarrow A_{st} = \rho_t * b * d = 0,0155 * 100 * 5 = 0,775 \text{ cm}^2$$

- *Considerando barras de ¼"*

$$N^\circ \text{Barras} = \frac{A_{smin}}{A_{sb}} = \frac{0,52}{0,775} = 0,7 = 1 \text{ varilla}$$

Figura 71.

Detalle de losa alivianada



Nota. Detalle de losa alivianada. Elaborado por: Los autores a través del software AutoCAD.

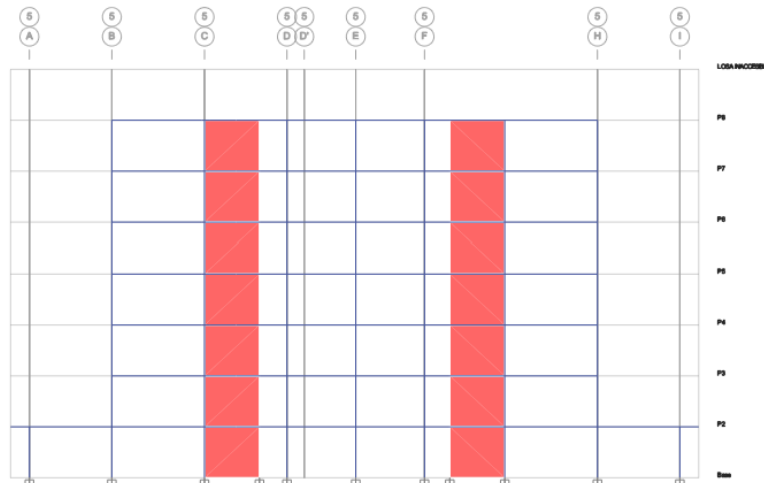
5.5.4. Cálculo y análisis en muro de corte

Las placas o muros de concreto en edificios con un sistema mixto son fundamentales para su desempeño en sismos, ya que brindan rigidez, lo que ayuda a resistir la deformación lateral provocada por las fuerzas sísmicas. Además, aumentan la ductilidad del edificio, permitiendo que absorba y disipe energía sin fallar de manera abrupta. Estos muros también actúan como elementos de carga, distribuyendo las fuerzas sísmicas a lo largo de la estructura y hacia los cimientos, lo que contribuye a la estabilidad general del edificio y reduce el riesgo de colapsos y daño estructural durante un temblor.

Entonces se debe chequear las fuerzas cortantes que actúan sobre ese muro. En este caso realiza el chequeo para el muro ubicado en el eje 5-B.

Figura 72.

Muros de Concreto Armado Ubicados en Eje 5 en dirección perpendicular a Y

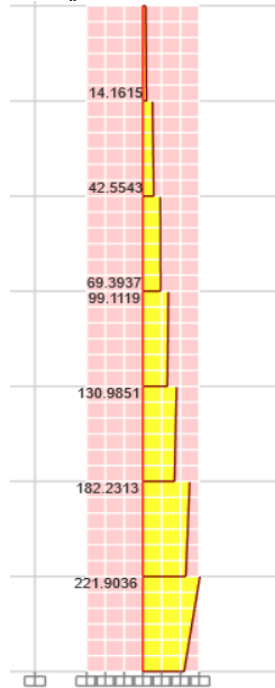


Nota. Representación visual de los muros de corte. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

- Resistencia a corte del muro

Figura 73.

Muros de Concreto Armado Ubicados en Eje 5 en dirección perpendicular a Y



Nota. Valores de resistencia al corte. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

- Resistencia a corte del Muro

$$V_c = \phi * 0,187 * \sqrt{f'c} * b * l$$

Donde:

$$b = 30cm$$

$$l = 3m$$

$$f'c = 240kg/cm^2$$

$$V_c = 0,85 * 0,187 * \sqrt{240kg/cm^2} * 30cm * 300cm$$

$$V_c = 221619,22 \text{ kgf}$$

$$V_{c\text{calculado}} = 221,61922 \text{ tonnef}$$

$$V_{c\text{modelo}} = 221,9036 \text{ tonnef}$$

$$V_{c_{modelo}} = V_{c_{calculado}} \text{ Cumple}$$

5.6. PRESENTACIÓN Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS ESTRUCTURALES OBTENIDOS DEL ANÁLISIS Y MODELADO EN ETABS.

Para el análisis y diseño estructural se utilizó el software ETABS 2020, el cual emplea el método matricial de los desplazamientos para determinar las acciones internas de la estructura. Además, incorpora la teoría de elementos finitos, lo que permite una mayor precisión en los resultados. Se desarrolló un modelo tridimensional que reproduce fielmente el diseño arquitectónico del proyecto. Las columnas fueron modeladas como empotradas en su base, y tanto los nervios como las vigas principales fueron configurados para transmitir momentos, garantizando una adecuada interacción estructural.

5.6.1. Derivas de piso.

Los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas, ΔM , se presentan en la Tabla 35, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

Tabla 35.

Valores de ΔM máximos

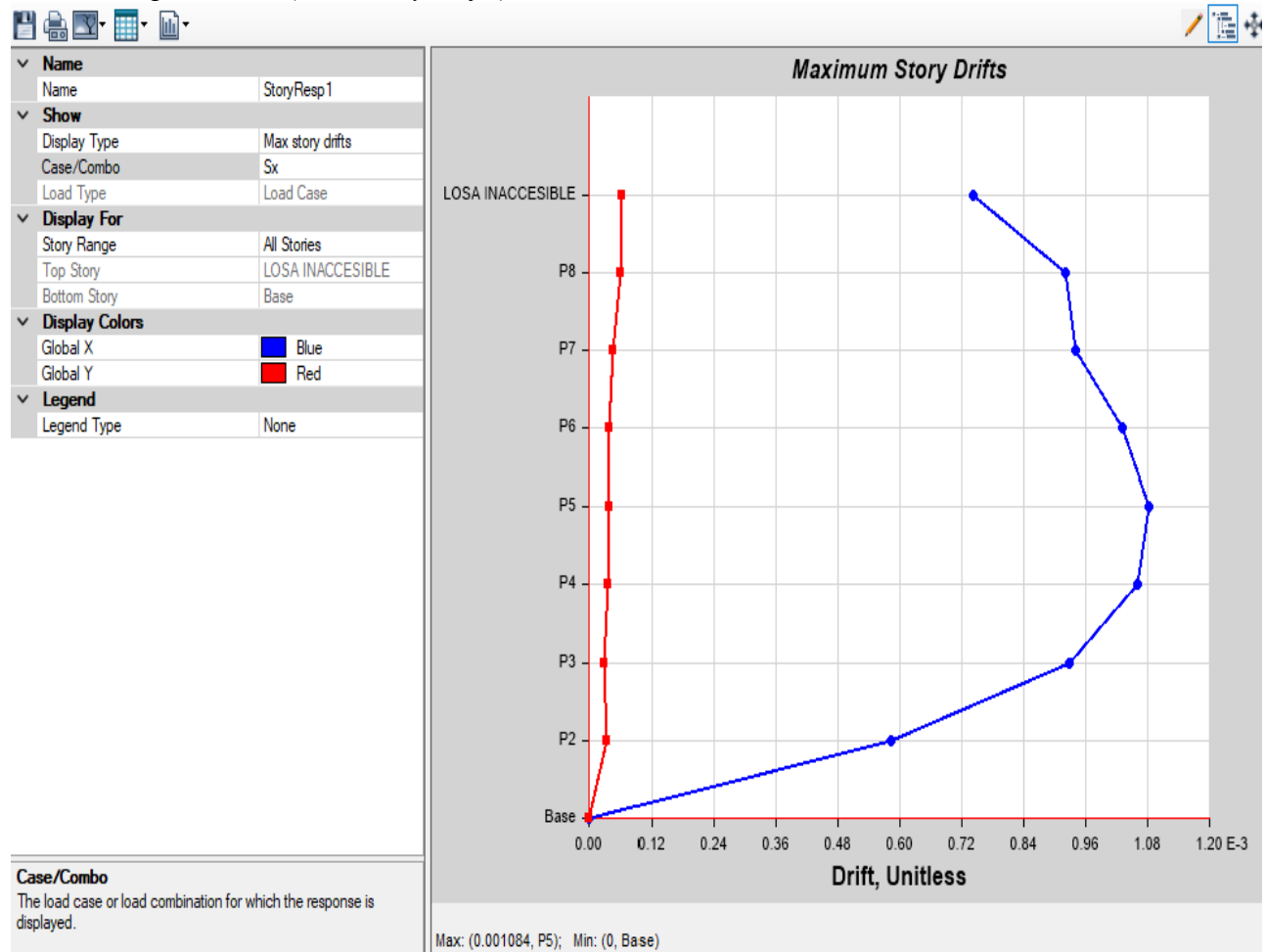
Estructuras de	máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota. Condiciones para ΔM máximos. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

$$\Delta M = 0,75 * R * \Delta E \leq 0,02 \text{ o } 2\%$$

Figura 74.

Derivas de piso en Sx (Max Story drifts)



Nota. Presentación de las derivas de piso Sx. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

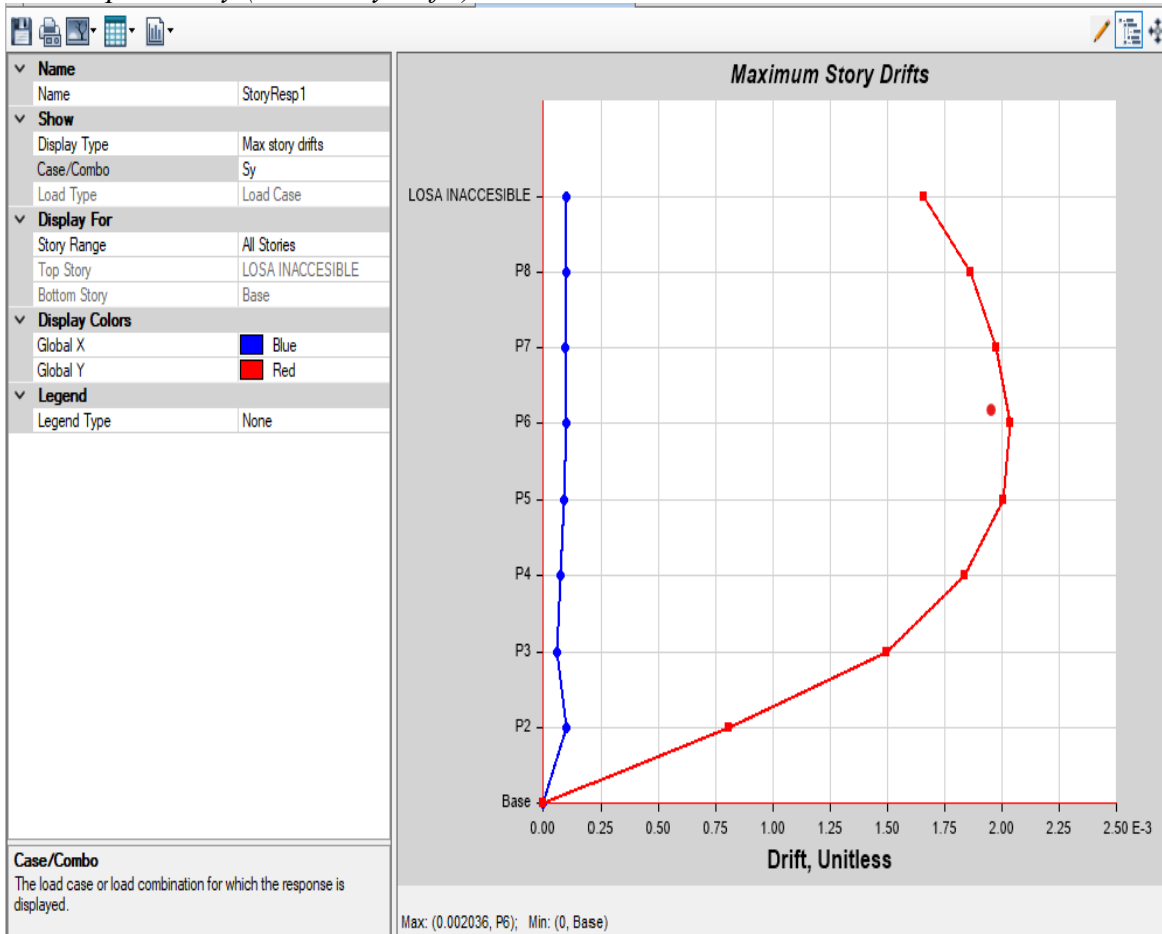
$$\Delta M = 0,75 * 8 * 0,001084 \leq 0,02$$

$$\Delta M = 0,0065 \leq 0,02$$

$$\Delta M = 0,65\% \leq 2\% \text{ Cumple según la NEC-SE-DS}$$

Figura 75.

Derivas de piso en Sy (Max Story drifts)



Nota. Presentación de las derivas de piso Sx. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

$$\Delta M = 0,75 * 8 * 0,002036 \leq 0,02$$

$$\Delta M = 0,0122 \leq 0,02$$

$$\Delta M = 1,22\% \leq 2\% \quad \text{Cumple según la NEC-SE-DS}$$

5.6.2. Modos de vibración T

El análisis modal realizado en ETABS permitió determinar los periodos fundamentales de vibración de la estructura, los cuales representan la respuesta dinámica ante sollicitaciones sísmicas. El periodo T calculado en la sección 4.8.6. *Determinación del parámetro*

$$C_t = 0,055$$

$$\alpha = 0,75$$

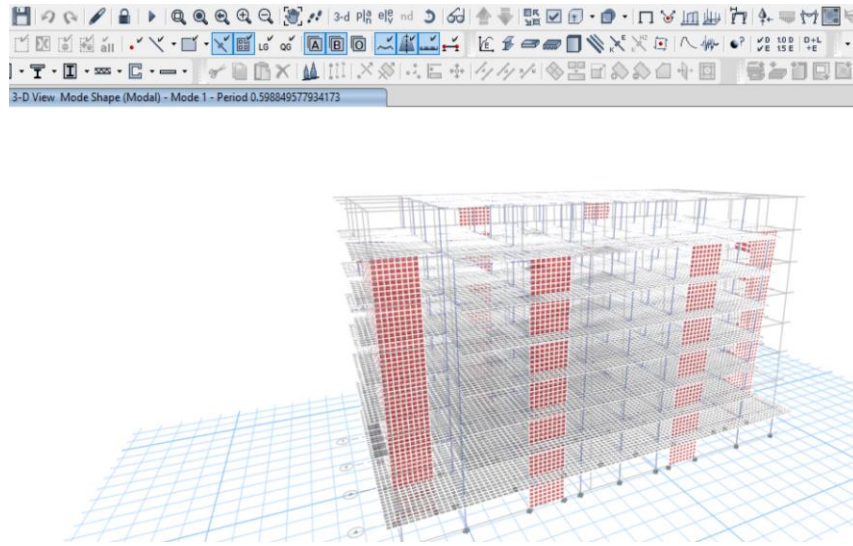
$$h_n = 25,92 \text{ m}$$

Cálculo de (T)

$$T = 0,055 * 25,92^{0,75} = 0,6318$$

Figura 76.

Modo de vibración 1



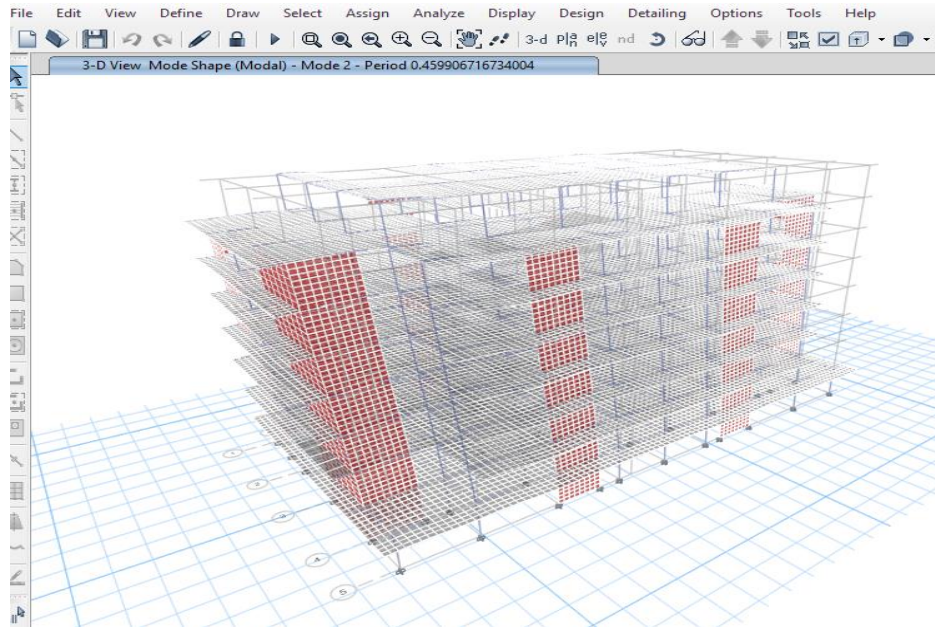
Nota: Presentación del primer modo de vibración. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

$$T_{\text{modelo}} = 0,598$$

$$T_{\text{calculado}} = 0,6318$$

Figura 77.

Modo de vibración 2



Nota: Presentación del segundo modo de vibración. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

$$T_{modelo} = 0,4599 \quad T_{calculado} = 0,6318$$

Figura 78.

Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.599	1.578E-05	0.722	0	1.578E-05	0.722	0	0.3375	6.86E-06	3.118E-06	0.3375	6.86E-06	3.118E-06
Modal	2	0.46	0.7255	1.693E-05	0	0.7256	0.722	0	3.098E-06	0.2919	0.00251	0.3375	0.2919	0.02
Modal	3	0.381	0.0285	7.58E-06	0	0.752	0.722	0	0	0.0136	0.6935	0.3375	0.3056	0.71

Nota. Presentación del Modal Participating Mass Ratios. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Tabla 36.

Modos de vibración

MODOS DE VIBRACIÓN						
MODO	PERIODO (sec)	Rx	Ry	Rz	% TORSIÓN	
1	0,598	0,3375	6,86E-06	0,00312	0,91%	
2	0,469	3.10E-03	0,2919	0,00251	0,84%	
3	0,381	0	0.0136	0,6935	98,08%	

Nota. Revisión del porcentaje de torsión en Hormigón armado. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Al utilizar 18 modos de vibración se tiene la participación del 100% de la masa total de la estructura tanto en dirección “X”, como en dirección “Y”. Se tiene una participación modal en rotación en los 2 primeros períodos fundamentales, menor al 1%; valor aceptable para el diseño.

5.6.3. *Peso de la estructura en hormigón armado.*

El peso propio de la estructura constituye una de las principales cargas permanentes que actúan sobre el sistema estructural. Este se determina a partir de las propiedades geométricas y los materiales asignados a cada uno de los elementos modelados en ETABS, tales como vigas, columnas, losas, muros y cimentaciones.

Tabla 37.

Peso de la estructura en hormigón armado

TABLE: Material List by Story					
Story	Object Type	Material	Weight tonf	Floor Area m²	Unit Weight kgf/m²
L. INACCESIBLE	Column	240 Kgf/cm2	176.35968	527.19	334.53
L. INACCESIBLE	Beam	240 Kgf/cm2	129.42584	527.19	245.5
L. INACCESIBLE	Wall	240 Kgf/cm2	16.3296	527.19	30.98
L. INACCESIBLE	Floor	240 Kgf/cm2	154.36006	527.19	292.8
P8	Column	240 Kgf/cm2	270.83808	889.29	304.55
P8	Beam	240 Kgf/cm2	279.55786	889.29	314.36
P8	Wall	240 Kgf/cm2	106.84224	889.29	120.14
P8	Floor	240 Kgf/cm2	260.38522	889.29	292.8
P7	Column	240 Kgf/cm2	270.83808	890.9	304
P7	Beam	240 Kgf/cm2	284.13234	890.9	318.93
P7	Wall	240 Kgf/cm2	106.84224	890.9	119.93
P7	Floor	240 Kgf/cm2	276.9476	890.9	310.86
P6	Column	240 Kgf/cm2	270.83808	890.9	304
P6	Beam	240 Kgf/cm2	284.13234	890.9	318.93
P6	Wall	240 Kgf/cm2	106.84224	890.9	119.93
P6	Floor	240 Kgf/cm2	276.9476	890.9	310.86
P5	Column	240 Kgf/cm2	270.83808	890.9	304
P5	Beam	240 Kgf/cm2	284.13234	890.9	318.93
P5	Wall	240 Kgf/cm2	106.84224	890.9	119.93
P5	Floor	240 Kgf/cm2	276.9476	890.9	310.86

P4	Column	240 Kgf/cm2	270.83808	890.9	304
P4	Beam	240 Kgf/cm2	284.13234	890.9	318.93
P4	Wall	240 Kgf/cm2	106.84224	890.9	119.93
P4	Floor	240 Kgf/cm2	276.9476	890.9	310.86
P3	Column	240 Kgf/cm2	270.83808	891.92	303.66
P3	Beam	240 Kgf/cm2	284.13234	891.92	318.56
P3	Wall	240 Kgf/cm2	106.84224	891.92	119.79
P3	Floor	240 Kgf/cm2	277.24626	891.92	310.84
P2	Column	240 Kgf/cm2	282.7548	959.79	294.6
P2	Beam	240 Kgf/cm2	268.83257	959.79	280.1
P2	Wall	240 Kgf/cm2	106.84224	959.79	111.32
P2	Floor	240 Kgf/cm2	297.11742	959.79	309.57
Sum	Column	240 Kgf/cm2	2084.14296	6831.8	305.07
Sum	Beam	240 Kgf/cm2	2098.47796	6831.8	307.16
Sum	Wall	240 Kgf/cm2	764.22528	6831.8	111.86
Sum	Floor	240 Kgf/cm2	2096.89936	6831.8	306.93
Total	All	All	7043.74555	6831.8	1031.02

Nota. Tabla de peso de la estructura. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Como resultado del análisis, se obtuvo un peso total de la estructura más la carga de 7043,7455 Ton, valor que incluye todos los niveles y componentes estructurales. Este dato es fundamental para la generación de combinaciones de carga, especialmente en el análisis sísmico, ya que influye directamente en la masa sísmica y en la determinación de las fuerzas inerciales que actúan sobre la edificación.

Peso de la estructura más carga (W): 7043.75 Ton

Cortante basal del apartado 4.8.4.1.

$$V_{min} = 0,2296 * W = 0,2296 * 7043,75 = 1617,25 \text{ Ton}$$

Cortante basal estático en x.

$$V = 3126,08 \text{ Ton} \rightarrow \text{Obtenido del software ETABS}$$

$$V > V_{min}$$

3126,08 > 1617.25 Ton ∴ **Se cumple la condición**

5.6.4. Irregularidad torsional

Existe la 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. De acuerdo a los valores obtenidos se descarta la torsión accidental de la estructura.

Figura 79.

Irregularidad torsional con carga Sx y Sy

E Story Max Over Avg Drifts									
File Edit Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None									
Filter: ([Output Case] = 'Sx' OR [Output Case] = 'Sy')									
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
	LOSA INACCE...	Sx	LinStatic			X	2.404	2.314	1.039
	LOSA INACCE...	Sy	LinStatic			Y	5.372	4.879	1.101
	P8	Sx	LinStatic			X	2.987	2.85	1.048
	P8	Sy	LinStatic			Y	6.039	5.48	1.102
	P7	Sx	LinStatic			X	3.046	2.926	1.041
▶	P7	Sy	LinStatic			Y	6.401	5.888	1.087
	P6	Sx	LinStatic			X	3.337	3.268	1.021
	P6	Sy	LinStatic			Y	6.596	6.092	1.083
	P5	Sx	LinStatic			X	3.511	3.441	1.02
	P5	Sy	LinStatic			Y	6.492	5.995	1.083
	P4	Sx	LinStatic			X	3.437	3.352	1.025
	P4	Sy	LinStatic			Y	5.952	5.487	1.085
	P3	Sx	LinStatic			X	3.006	2.901	1.036
	P3	Sy	LinStatic			Y	4.835	4.423	1.093
	P2	Sx	LinStatic			X	1.89	1.738	1.088
	P2	Sy	LinStatic			Y	2.605	2.456	1.061

Nota: Presentación de la irregularidad torsional. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

- La verificación de la irregularidad torsional $D_{max} < (1.2 - 1.4)$.

$$D_{max} < (1.2 - 1.4).$$

$$1,102 < 1,2 \quad \text{Cumple según la NEC-SE-DS}$$

5.7. CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN HORMIGÓN ARMADO

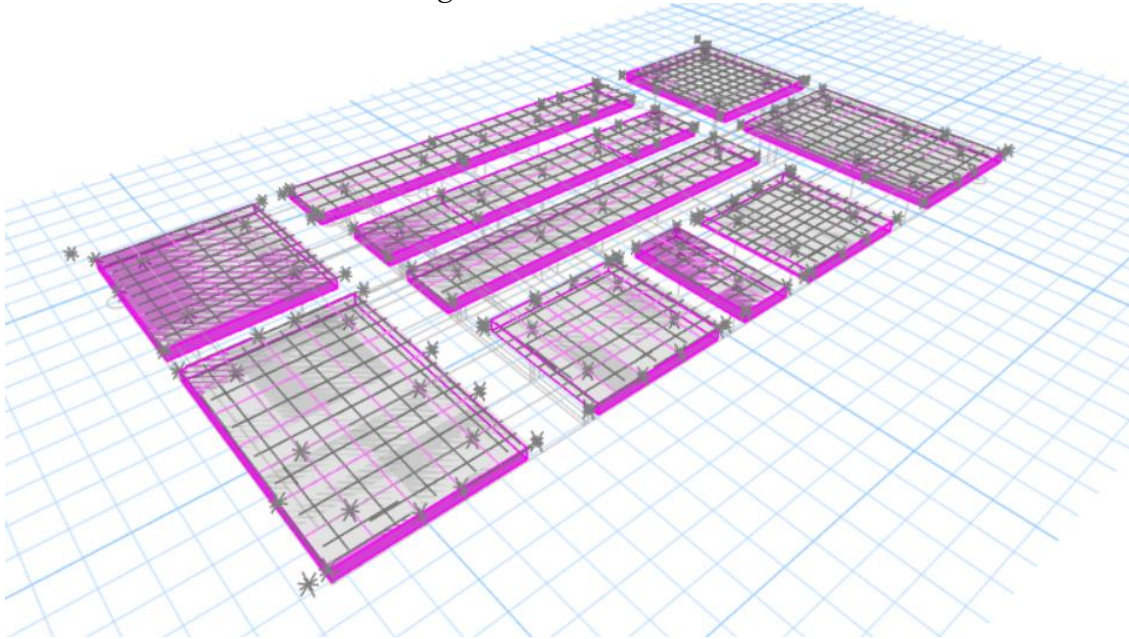
La cimentación de hormigón armado juega un papel clave en cualquier construcción, ya que se encarga de transmitir las cargas del edificio hacia el suelo. Esto cobra aún más importancia en zonas con alta actividad sísmica, donde las estructuras están sometidas tanto a fuerzas gravitacionales como dinámicas.

Para que la cimentación funcione correctamente, su diseño debe considerar las características de la estructura, la capacidad del terreno, como se explicó en el apartado 4.9.1 y los requisitos establecidos por la normativa vigente, como la NEC-Geotecnia. Entre estos requisitos, es fundamental verificar que se mantengan dentro de los límites admisibles los asentamientos del terreno, las presiones transmitidas al suelo y los esfuerzos por punzonamiento.

Solo al cumplir con estas condiciones es posible garantizar que la cimentación ha sido correctamente diseñada y que ofrecerá un desempeño seguro y eficiente a lo largo de la vida útil de la estructura.

Figura 80.

Cimentación de la estructura de hormigón armado vista 3D



Nota. Configuración de la cimentación. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 21.2.0.

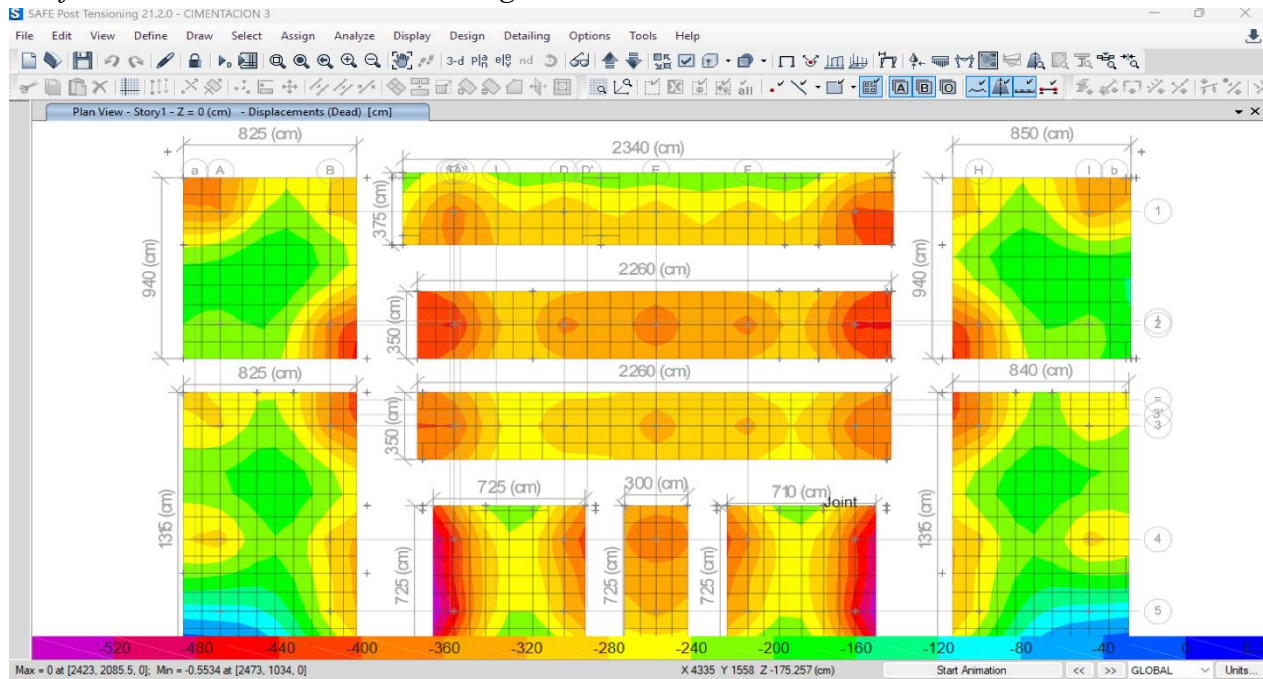
5.7.1. Verificaciones de acuerdo a la normativa NEC-15.

5.7.1.1 Verificaciones del asentamiento.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-GC), independientemente de la metodología que se emplee bajo el enfoque de resistencia a corte, se podrán aplicar como valores de Factores de Seguridad Indirecta Mínimos (FSIM), específicamente en el capítulo 6.2, los asentamientos permisibles dependen del tipo de estructura y del tipo de asentamiento (total o diferencial). Para la verificación del asentamiento, usando la condición de carga CM+CV (carga de servicio), el valor de asentamiento máximo aceptado “Smax” es de 2.5 cm.

Figura 81.

Verificación de asentamientos con carga de servicio CM+CV



Nota. Presentación del asentamiento en la cimentación. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 21.2.0.

$$S \leq S_{max}$$

$$0.55 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \therefore \text{Se cumple la condición}$$

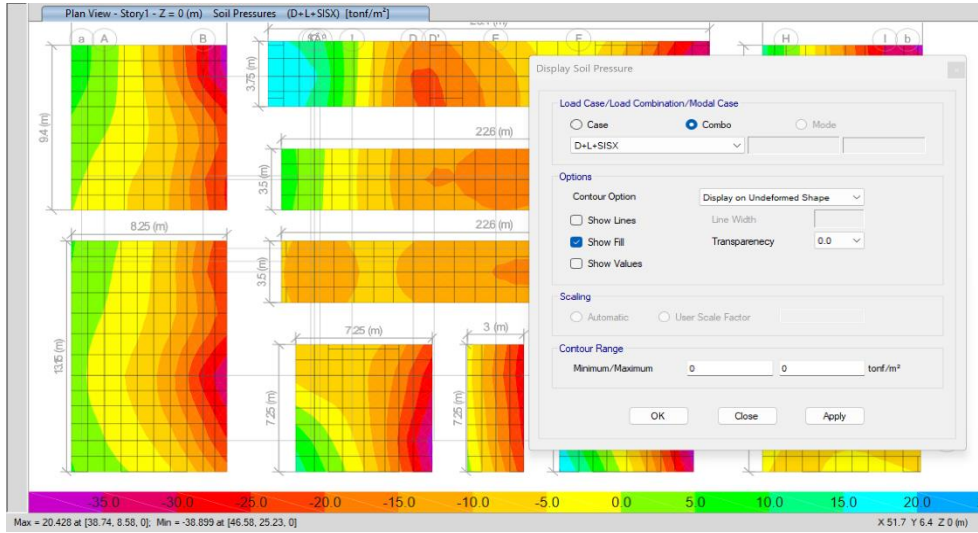
5.7.1.2 Verificaciones de presiones del suelo.

Según la (NEC-SE-VIVIENDA), para verificar las presiones del suelo se utilizan las combinaciones de carga L+D+Sx y L+D+Sy, permitiendo un incremento del 33% en la capacidad portante. Así, una capacidad base de 30 Ton/m² se eleva a 39.9 Ton/m², valor que no debe ser superado por el modelo estructural.

Además, la combinación de servicio D+L debe mantenerse por debajo de los 30 Ton/m² sin incremento. Cumplir ambas condiciones garantiza que el modelo respeta los límites de presión admisible del suelo.

Figura 82.

Presión del suelo con combinación D+L+Sx



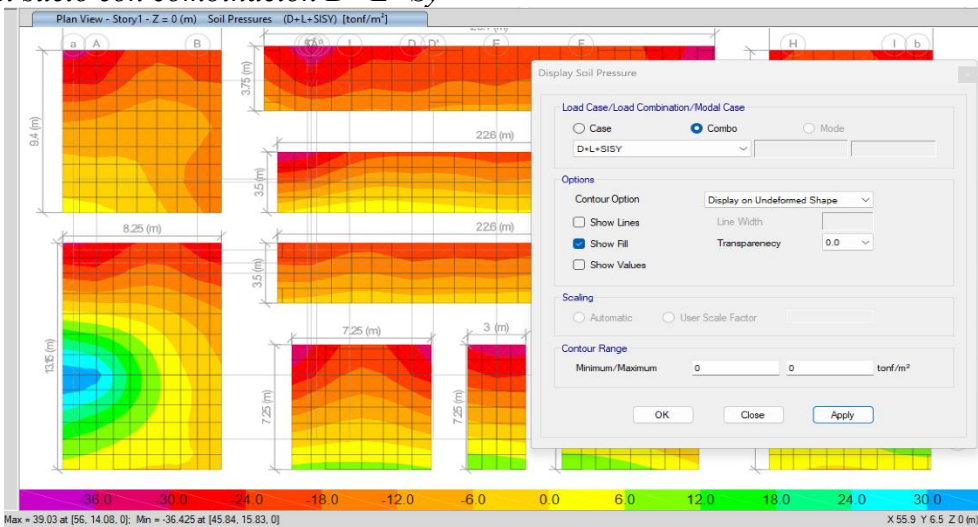
Nota. Presentación de la presión del suelo con la combinación de carga D+L+Sx. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 21.2.0.

$$P \leq P_{max}$$

$$Presión\ del\ suelo = 38.89 \frac{Ton}{m^2} \leq 39.9 \frac{Ton}{m^2} \therefore Se\ cumple\ la\ condición$$

Figura 83.

Presión del suelo con combinación D+L+Sy



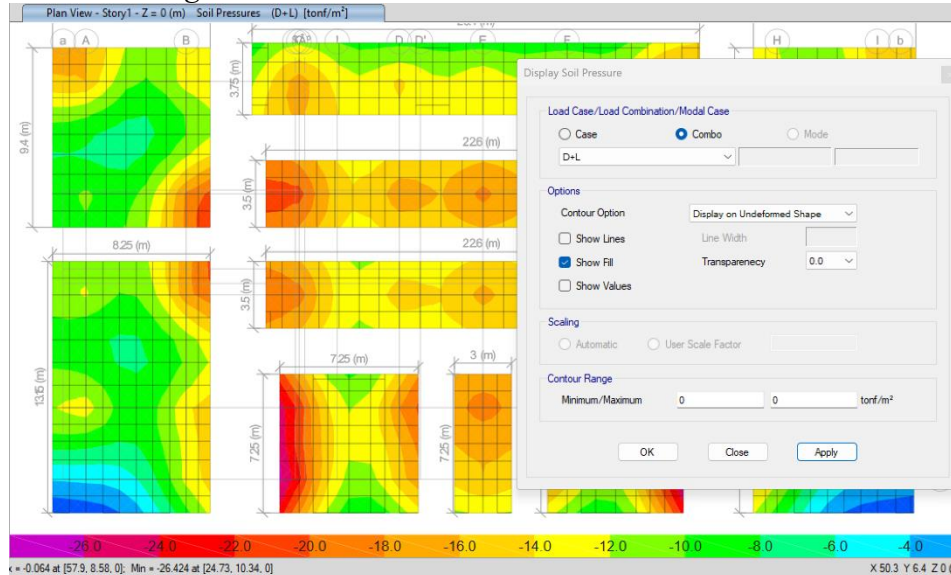
Nota. Presentación de la presión del suelo con la combinación de carga D+L+Sy. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 21.2.0.

$$P \leq P_{max}$$

$$\text{Presión del suelo} = 36.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \leq 39.9 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \therefore \text{Se cumple la condición}$$

Figura 84.

Presión del suelo con carga de servicio D+L



Nota. Presentación de la presión del suelo con la carga de servicio D+L. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 21.2.0.

$$P \leq P_{max}$$

$$\text{Presión del suelo} = 26.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \leq 30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \therefore \text{Se cumple la condición}$$

5.7.1.3 Verificaciones de Punzonamiento

El control de punzonamiento es fundamental para garantizar la seguridad estructural en losas de cimentación. Según la (NEC-SE-HM). EL diseño debe asegurar que las tensiones a corte por punzonamiento no excedan la resistencia del concreto, con sus respectivos factores de seguridad. Aunque la (NEC-15) no fija explícitamente un límite del 1% para la relación entre carga de punzonamiento y área tributaria, este valor se aplica comúnmente como criterio práctico, respaldado por el (ACI 318) y la experiencia profesional.

El (ACI 318-19), indica que la resistencia al corte debe verificarse en un perímetro crítico alrededor de la columna, y que las tensiones no deben superar los valores permitidos del concreto sin refuerzo adicional.

Figura 85.

Punzonamiento con carga de servicio D+L



Nota: Presentación del punzonamiento. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 21.2.0.

$$V \leq V_{max}$$

$$V_{modelo} = 0.912\% \leq 1\% \therefore \text{Se cumple la condición}$$

5.8. PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA EN HORMIGÓN ARMADO

5.8.1. Presentación del presupuesto del proyecto

El presente presupuesto ha sido elaborado con base en un análisis técnico detallado, sustentado en los planos estructurales del proyecto. Para su desarrollo, se calcularon previamente los volúmenes de obra mediante la interpretación y cuantificación de los elementos constructivos representados en planos estructurales. Posteriormente, se aplicaron los Análisis de Precios

Unitarios (APU), considerando los rendimientos, materiales, mano de obra y equipos necesarios para cada partida.

Este enfoque metodológico garantiza que el presupuesto refleje de manera precisa las necesidades constructivas del proyecto, permitiendo una estimación realista de los costos asociados. La información presentada constituye un insumo fundamental para la planificación, gestión y toma de decisiones durante la ejecución de la obra.

Tabla 38.

Presupuesto de la estructura de hormigón armado

PRESUPUESTO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO					
Código	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
OG.001 PRELIMINARES					
					\$
0011	Limpieza y desbroce.	m2	1097,63	\$ 1,40	1.536,68
					\$
0012	Replanteo y nivelación.	m2	1097,63	\$ 1,41	1.547,66
OG.002 MOVIMIENTOS DE TIERRA					
					\$
0021	Excavación y desalojo.	m3	1529,90	\$ 4,70	7.190,51
					\$
0022	Excavación a mano de 0 a 1 m de profundidad.	m3	60,38	\$ 11,40	688,32
OG.003 CIMENTACIÓN					
					\$
0031	Mejoramiento de suelo con sub base tipo 3.	m3	458,97	\$ 15,55	7.136,96
					\$
0032	Replanteo de hormigón simple (e=5cm/ f _c =180kgf/cm ²).	m3	76,49	\$ 104,00	7.955,45
					\$
0033	Acero de refuerzo (figurado y armado) f _y =4200 kgf/cm ² .	kg	69226,95	\$ 1,30	89.995,03
					\$
0034	Muro de hormigón ciclópeo f _c =180 kgf/cm ² (para base en cadenas de amarre).		86,26	\$ 116,00	10.005,70
					\$
0035	Hormigón premezclado en cimentación f _c =280 kgf/cm ² .	m3	458,97	\$ 72,25	33.160,47
					\$
0036	Hormigón premezclado en cuello de plintos f _c =240 kgf/cm ²	m3	51,03	\$ 151,90	7.751,46
					\$
0037	Hormigón premezclado en contrapiso f _c =240 kgf/cm ² .	m3	170,14	\$ 183,12	31.156,46
					\$
0038	Malla electrosoldada en contrapiso	m2	2102,18	\$ 5,85	12.297,72
OG.004 ESTRUCTURA					

0041	Hormigón premezclado en columnas-incluye encofrado $f'c=240$ kg/cm ²	m3	933,06	\$	235,00	\$	219.269,10
0042	Hormigón premezclado en losa aligerada más vigas- incluye encofrado $f'c=240$ kg/cm ² .	m3	1865,69	\$	265,00	\$	494.407,85
0043	Casetones de alivianamiento de losa 40x40x20 cm	un	27347,00	\$	3,00	\$	82.041,00
0044	Malla electrosoldada - losa	m2	15597,74	\$	5,85	\$	91.246,75
0045	Acero de refuerzo (figurado y armado= $f_y= 4200$ kg/cm ²)	kg	298566,00	\$	1,30	\$	388.135,80
				\$		\$	
			TOTAL		1.179,03		1.485.522,93

Nota. Presupuesto de la estructura de hormigón armado en base a su precio y volúmenes. Elaborado por: Los autores.

CAPÍTULO VI

DISEÑO DE LA PROPUESTA DEL EDIFICIO EN ACERO ESTRUCTURAL

6.1. INGRESO DE LOS MATERIALES AL SOFTWARE

Definición de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman la estructura. En el ETABS implica la creación de los materiales conforme a las especificaciones de diseño y normativa vigente. Incluyen parámetros como módulo de elasticidad, peso específico resistencia a la fluencia, etc. Este ingreso garantiza la fidelidad del modelo ya que influye directamente en el comportamiento estructural simulado bajo cargas gravitacionales y sísmicas.

6.1.1. Creación de los materiales para el Acero Estructural

Figura 86.

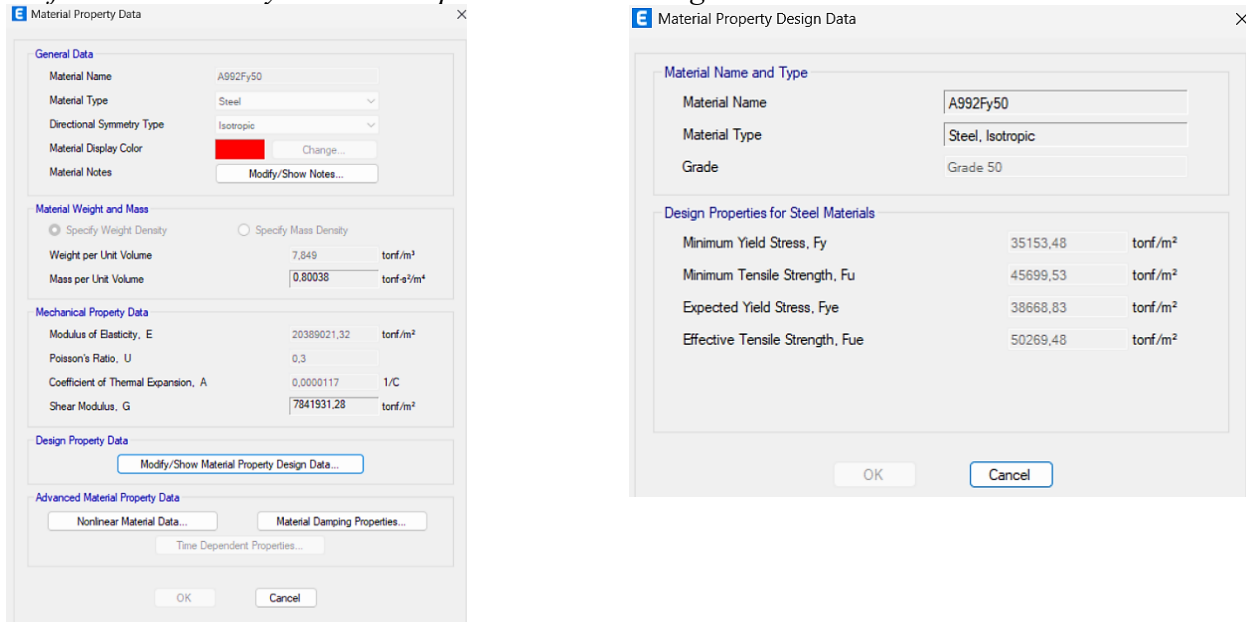
Perfiles Metálicos F_y de 36 Ksi equivalente a 2500 Kg/cm²

The figure displays two screenshots of the ETABS software interface for defining material properties. The left screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material 'A36'. It includes sections for General Data (Material Name: A36, Material Type: Steel, Directional Symmetry Type: Isotropic), Material Weight and Mass (Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m³, Mass per Unit Volume: 0.80038 tonf-s²/m⁴), Mechanical Property Data (Modulus of Elasticity, E: 20389021.32 tonf/m², Poisson's Ratio, U: 0.3, Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C, Shear Modulus, G: 7841931.28 tonf/m²), Design Property Data, and Advanced Material Property Data. The right screenshot shows the 'Material Property Design Data' dialog box for the same material, displaying design properties for steel materials: Minimum Yield Stress, F_y : 25299.99 tonf/m²; Minimum Tensile Strength, F_u : 37950 tonf/m²; Expected Yield Stress, F_{ye} : 25299.99 tonf/m²; and Effective Tensile Strength, F_{ue} : 37950 tonf/m².

Nota. Materiales ingresados al software. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

Figura 87.

Perfiles Metálicos Fy de 50 Ksi equivalente a 3515 Kg/cm²

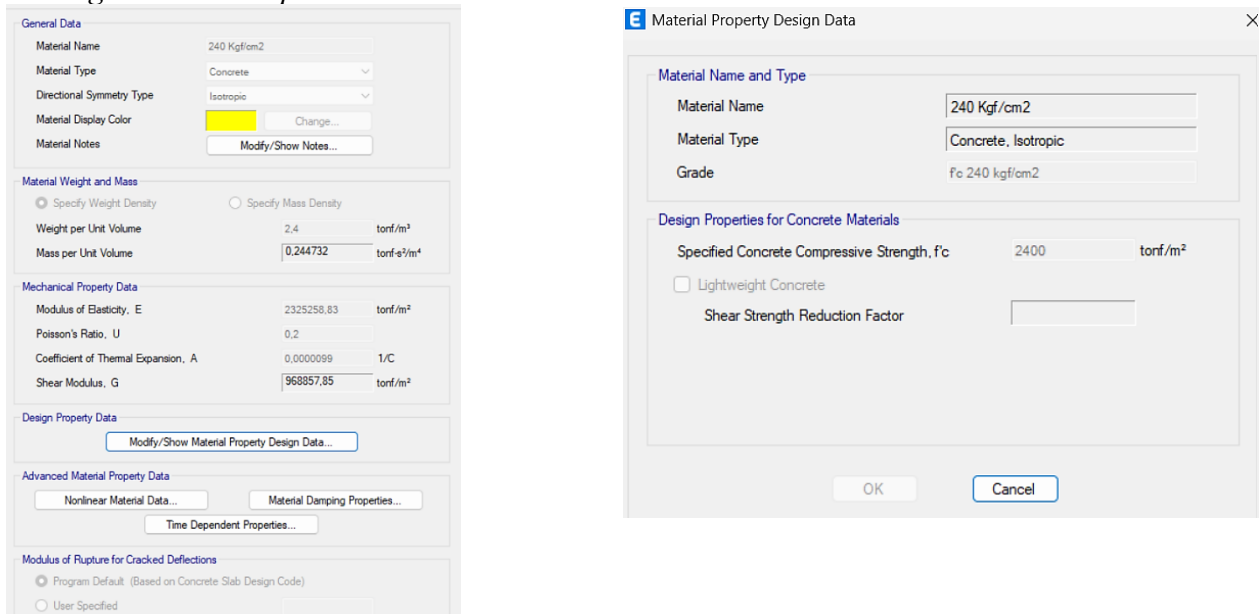


Nota: Materiales ingresados al software ETABS. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

6.1.2. Creación del material de relleno en columnas (hormigón armado)

Figura 88.

Hormigón de relleno para columnas



Nota: Material de relleno en columnas (Hormigón). Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

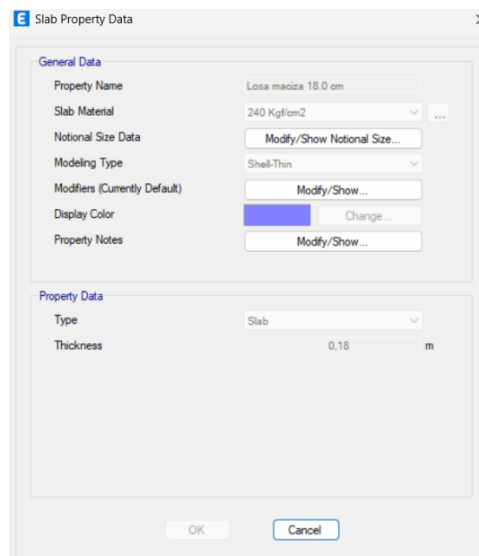
6.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

6.2.1. Creación de Losa

El diseño definitivo de una losa se desarrolla en base a los resultados obtenidos del análisis estructural, considerando las solicitaciones gravitacionales y sísmicas del sistema. Se selecciona un tipo de losa acorde a las características estructurales del proyecto.

Figura 89.

Losa maciza



Nota: Material para la Hormigón. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

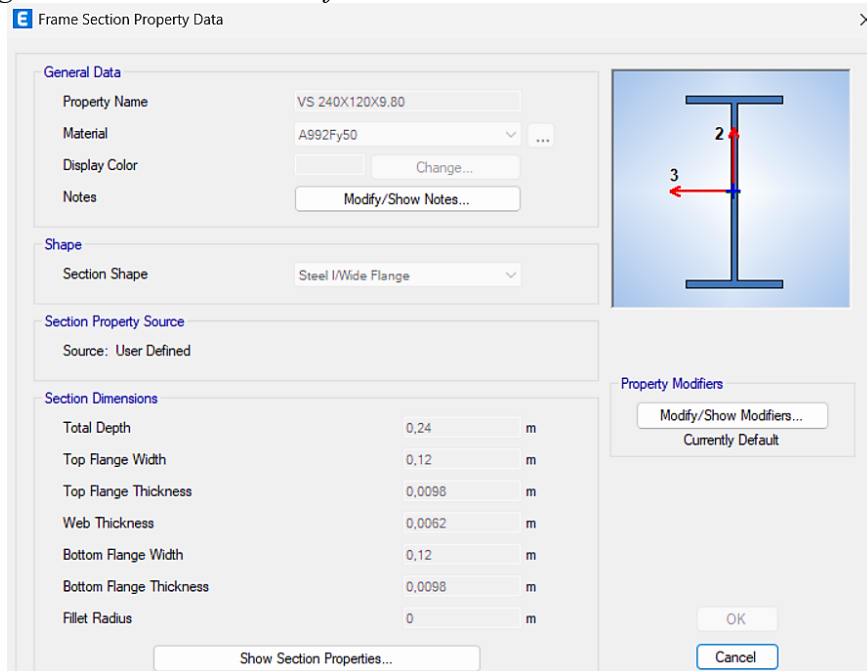
La estructura demanda una mayor rigidez con el objetivo de controlar vibraciones y mejorar el comportamiento ante cargas.

6.2.2. Creación de Vigas Secundarias

El diseño de las vigas secundarias se realiza en base a los resultados del análisis estructural, considerando las solicitaciones inducidas por cargas gravitatorias y dinámicas. Tienen la función principal de transferir las cargas provenientes de la losa hacia las vigas principales.

Figura 90.

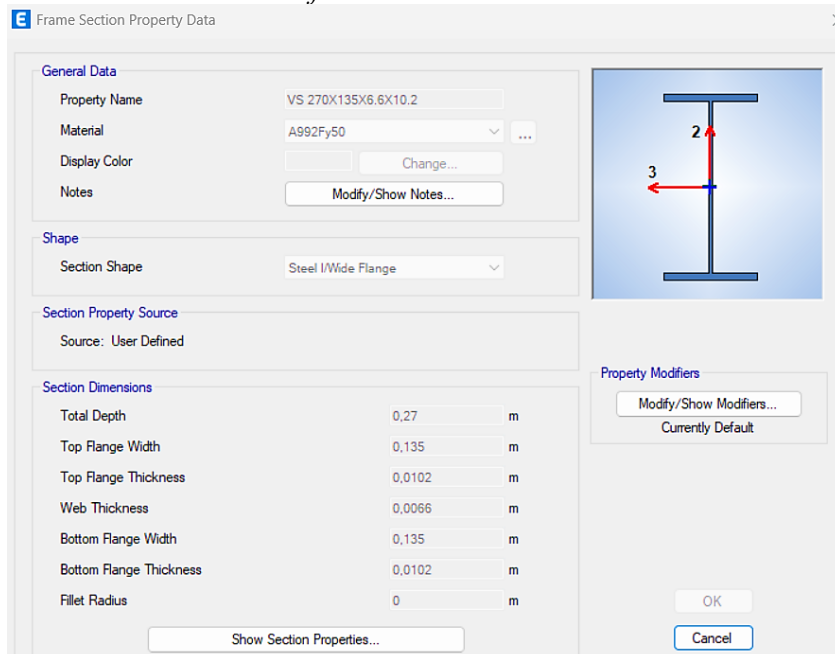
Datos de la Viga 240 x 120 mm en el Software



Nota: Propiedades del perfil de acero. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

Figura 91.

Datos de la Viga 270 x 135 mm en el Software



Nota: Propiedades del perfil de acero. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

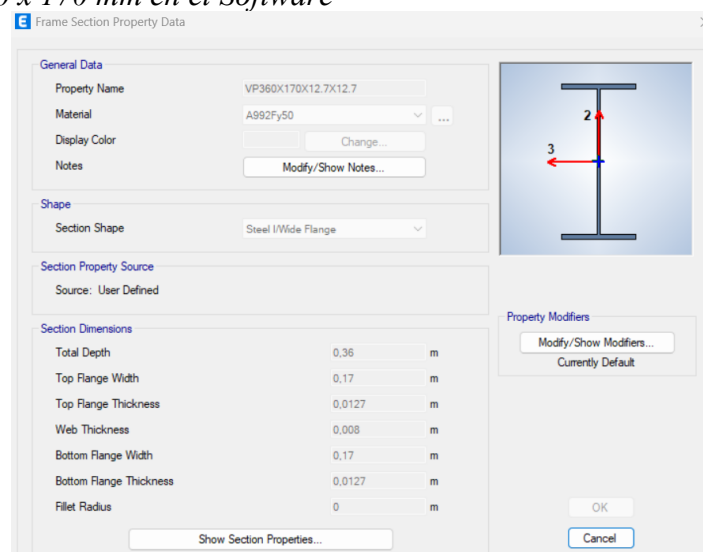
6.2.3. Creación de Viga Principal

Diseño final de las vigas principales, elementos encargados de recibir las cargas transmitidas por las vigas secundarias y dirigirlas hacia los apoyos verticales. El diseño se fundamenta en las solicitaciones máximas de momento flector, fuerza cortante y deflexión obtenidas del modelo global, aplicando combinaciones de carga estipuladas en la normativa correspondiente. La selección de los perfiles se realiza bajo la evaluación del desempeño en el régimen elástico y plástico conforme a los lineamientos del AISC 360-16 y la NEC-SE-A. Se verificará la resistencia pandeo lateral-torsional, para garantizar un comportamiento estructural eficiente seguro y conforme al desempeño esperado de la edificación.

En el presente análisis estructural, se consideran viguetas o vigas secundarias cuya acción sobre las vigas principales se representa mediante cargas puntuales en Ton concentradas a una distancia considerada, aplicadas en los puntos de intersección respectivos.

Figura 92.

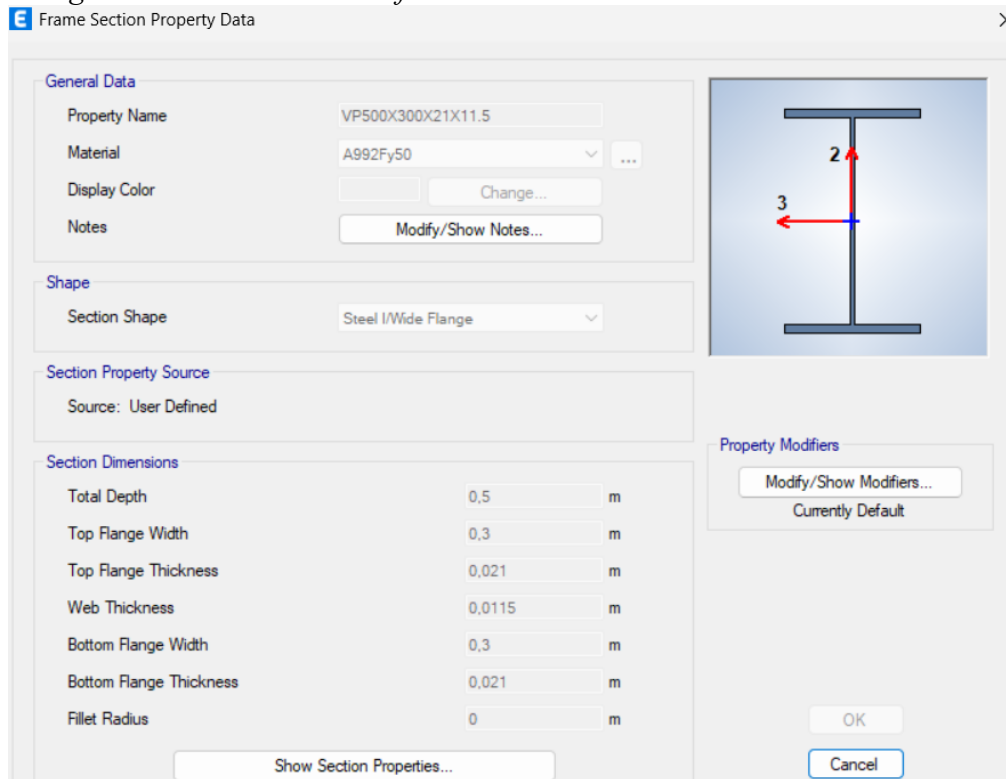
Datos de la Viga 360 x 170 mm en el Software



Nota. Propiedades del perfil de acero. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

Figura 93.

Datos de la Viga 500 x 300 mm en el Software



Nota. Propiedades del perfil de acero. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

6.2.4. Creación de Columnas

El diseño de columnas se realiza con base en las disposiciones del AISC 630-16, cuya función es transmitir las cargas provenientes de los niveles superiores hacia el suelo, garantizando la estabilidad global de la edificación. Su diseño implica tener en consideración los efectos de compresión axial, flexo-compresión y los casos sismorresistentes.

Figura 94.

Elemento de acero para columna 300 x 300 x 15 mm

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a steel column profile. The 'General Data' section includes: Property Name: COLR300X300X15; Material: A992Fy50; Display Color: (empty) with a 'Change...' button; Notes: (empty) with a 'Modify/Show Notes...' button. The 'Shape' section shows 'Section Shape' as 'Filled Steel Tube'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' table is as follows:

Property	Value	Unit
Total Depth	0,3	m
Total Width	0,3	m
Flange Thickness	0,015	m
Web Thickness	0,015	m
Corner Radius	0	m

At the bottom, the 'Fill' section shows 'Fill Material' as '240 Kg/cm2'. A 'Show Section Properties...' button is located at the bottom center.

Nota. Propiedades del perfil de acero. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

Figura 95.

Elemento de acero para columna 350x 350 x 12mm

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a steel column profile. The 'General Data' section includes: Property Name: COLR350X350X12; Material: A992Fy50; Display Color: (empty) with a 'Change...' button; Notes: (empty) with a 'Modify/Show Notes...' button. The 'Shape' section shows 'Section Shape' as 'Filled Steel Tube'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' table is as follows:

Property	Value	Unit
Total Depth	0,35	m
Total Width	0,35	m
Flange Thickness	0,012	m
Web Thickness	0,012	m
Corner Radius	0	m

At the bottom, the 'Fill' section shows 'Fill Material' as '240 Kg/cm2'. A 'Show Section Properties...' button is located at the bottom center.

Nota. Propiedades del perfil de acero. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

Figura 96.

Elemento de acero para columna 400 x 400 x 16mm

Section Dimensions		
Total Depth	0,4	m
Total Width	0,4	m
Flange Thickness	0,016	m
Web Thickness	0,016	m
Corner Radius	0	m

Nota: Propiedades del perfil de acero. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

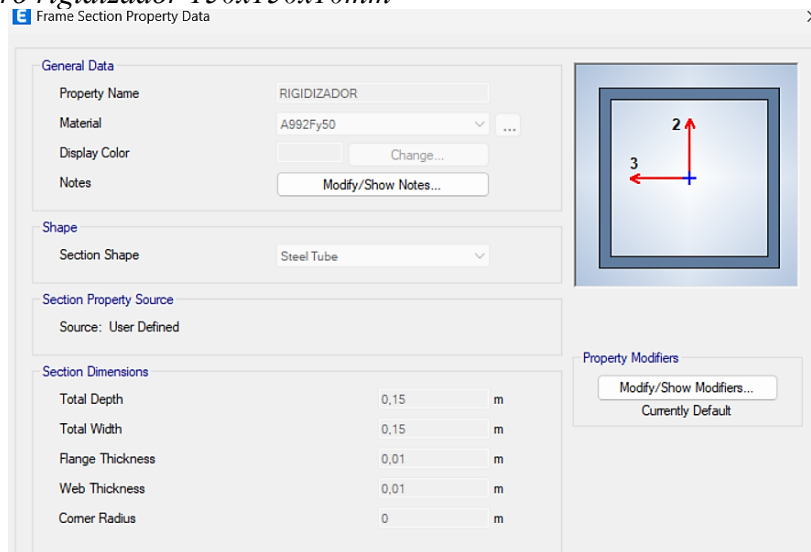
6.2.5. Creación de Rigidizadores

El diseño de los rigidizadores desempeña un papel fundamental en el comportamiento estructural de elementos de acero, ya que permiten incrementar tanto la rigidez local como global del sistema. De manera análoga a los muros estructurales en edificaciones de hormigón armado, los rigidizadores actúan como mecanismos de refuerzo en elementos delgados, evitando la aparición de fenómenos de pandeo local, especialmente en almas y alas de perfiles.

Su presencia mejora significativamente la distribución interna de esfuerzos y contribuye al adecuado desempeño de la estructura bajo cargas axiales. Bajo la correcta disposición, geométrica y cumpliendo con las exigencias de la normativa ((AISC 360)) y la (NEC-15), garantizando seguridad estructural y eficiencia de los materiales.

Figura 97.

Elemento de acero rigidizador 150x150x10mm



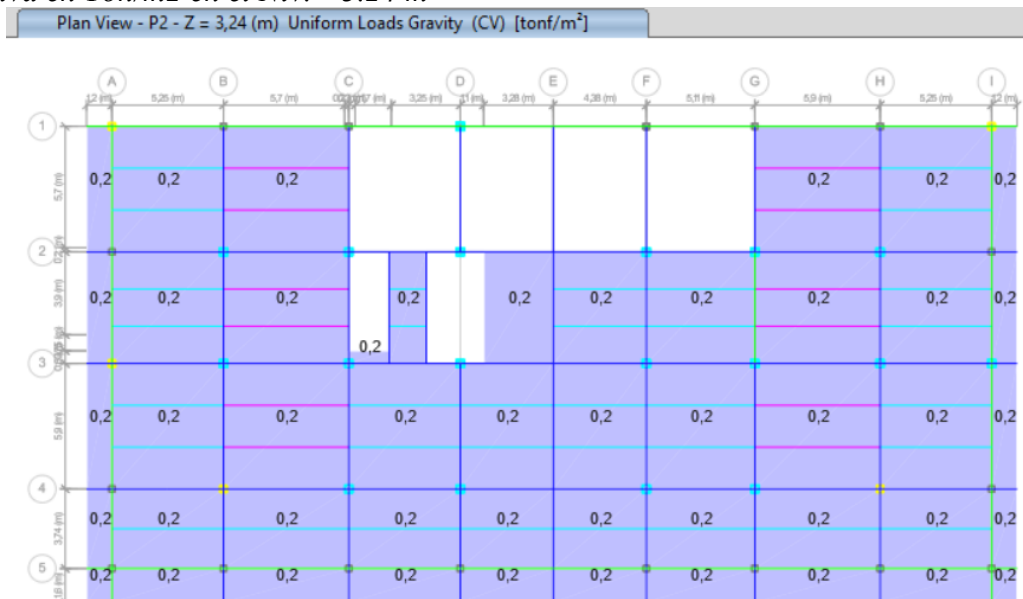
Nota: Propiedades del perfil de acero. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

6.3. EVIDENCIA DE CARGAS

6.3.1. Evidencia de Carga Viva

Figura 98.

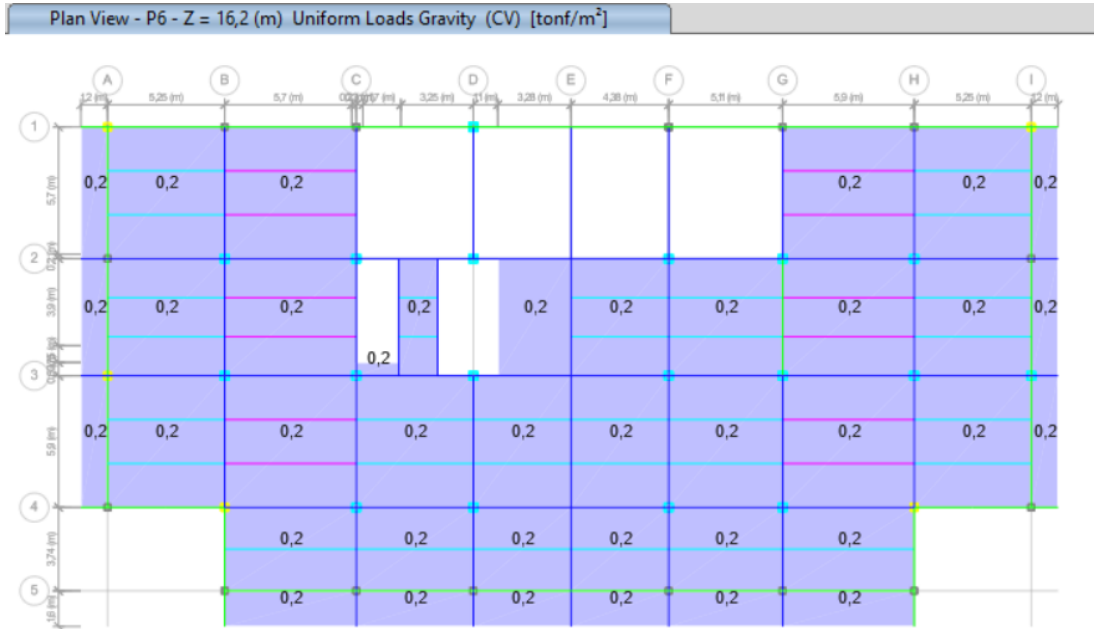
Carga Viva en Ton/m² en el Niv. +3.24 m



Nota: Configuración de la carga viva. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

Figura 99.

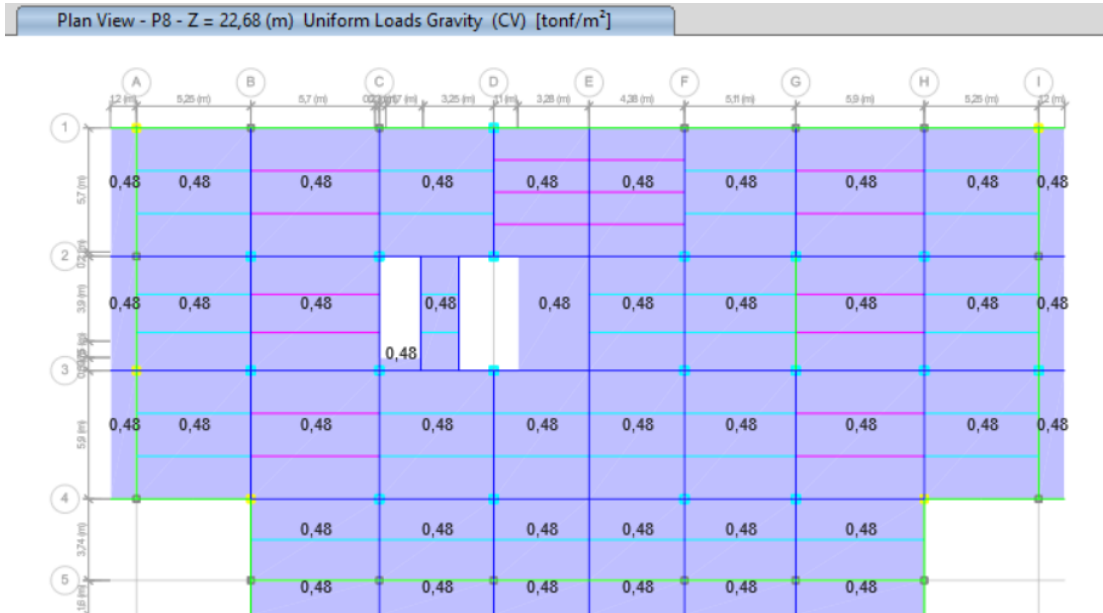
Carga Viva en Ton/m² en el Niv. +16.20 m



Nota: Configuración de la carga viva. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

Figura 100.

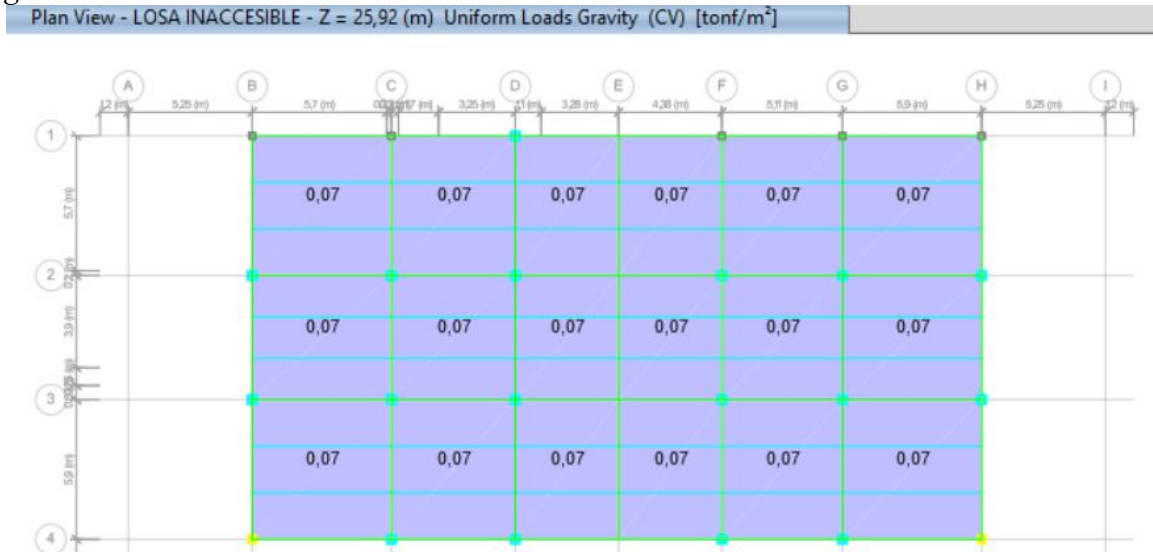
Carga Viva en Ton/m² en el Niv. +22.68 m



Nota: Configuración de la carga viva. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

Figura 101.

Carga Viva en Ton/m² en el Niv. +25.92 m

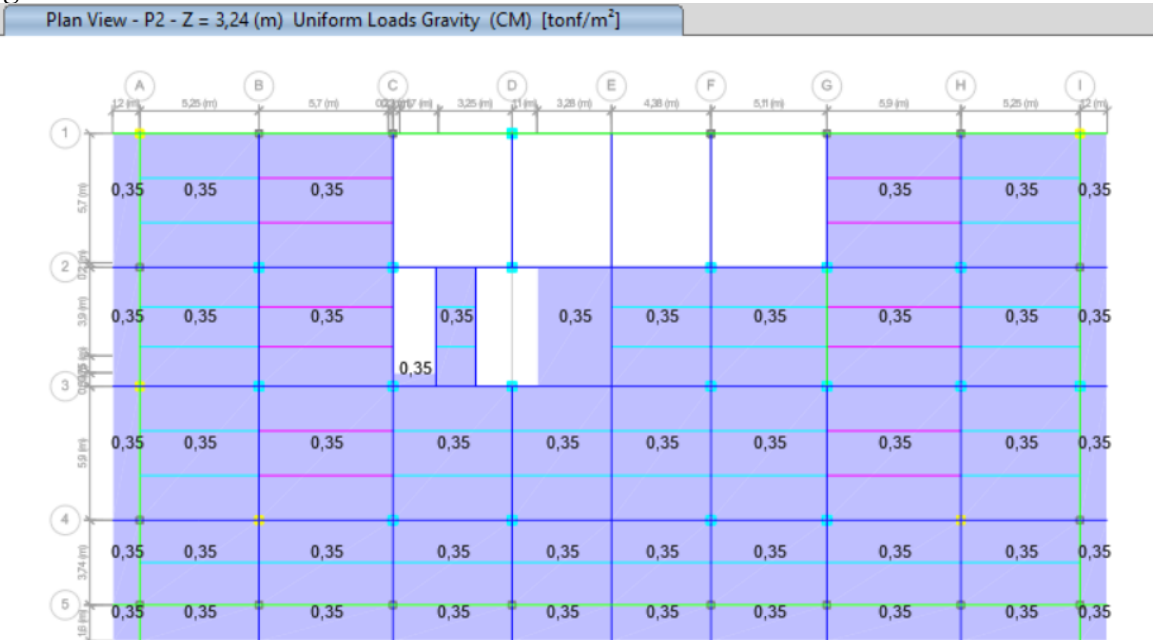


Nota: Configuración de la carga viva. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

6.3.2. Evidencia Carga Muerta

Figura 102.

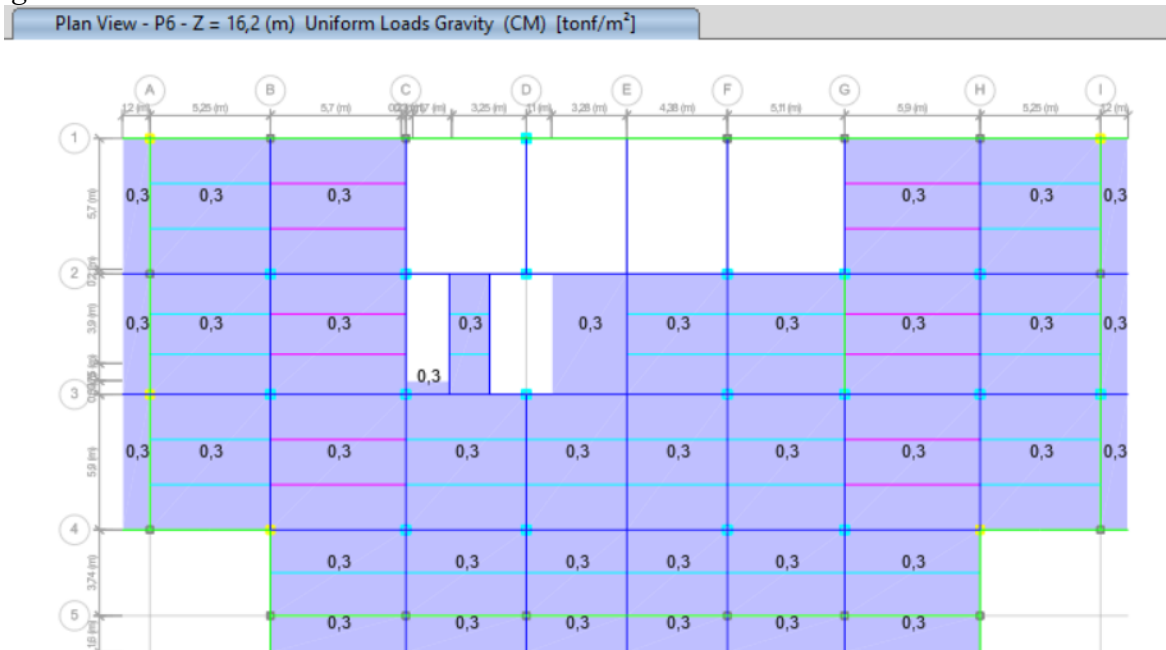
Carga Muerta en Ton/m² en el Niv. +3.24 m



Nota: Configuración de la carga muerta. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

Figura 103.

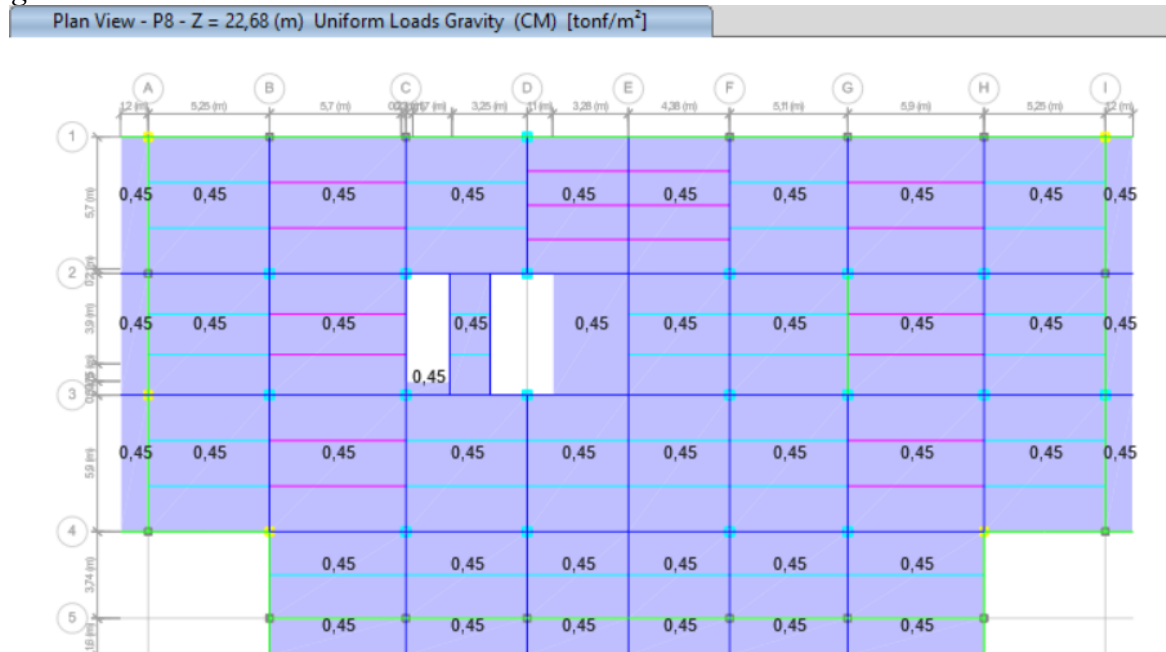
Carga Muerta en Ton/m² en el Niv. +16.20 m



Nota: Configuración de la carga muerta. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

Figura 104.

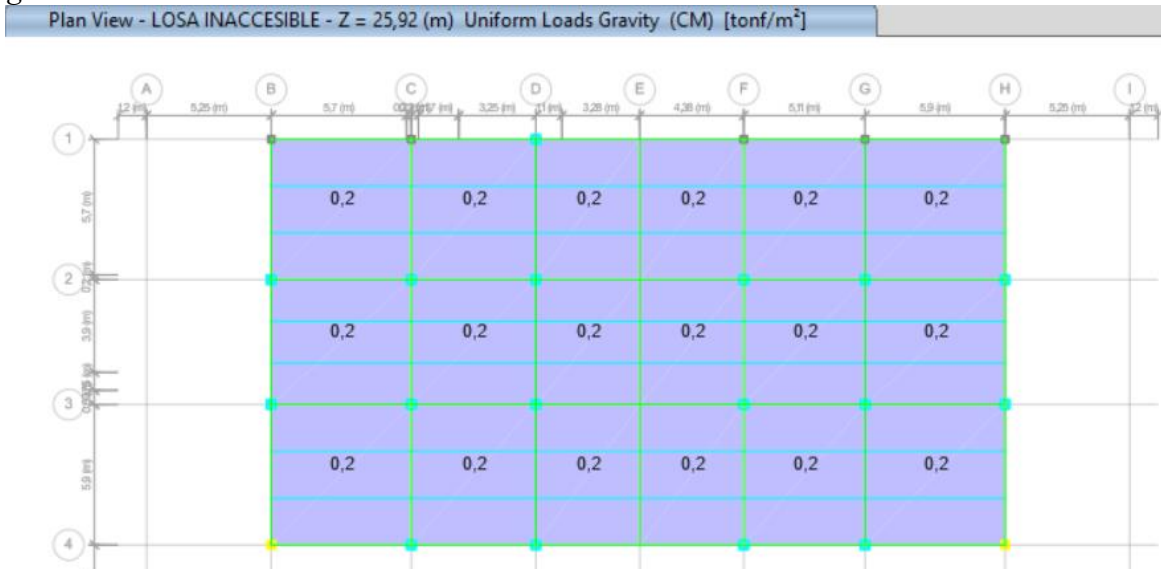
Carga Muerta en Ton/m² en el Niv. +22.68 m



Nota: Configuración de la carga muerta. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

Figura 105.

Carga Muerta en Ton/m² en el Niv. +25.92 m



Nota: Configuración de la carga muerta. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS.

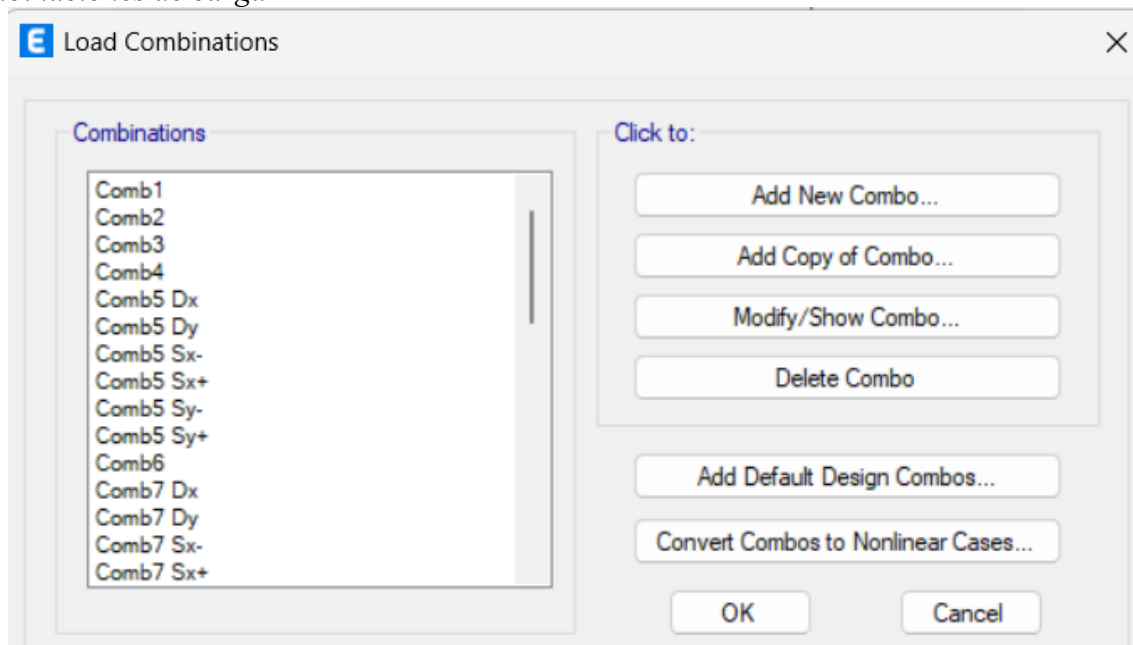
6.3.2. Evidencia de combinaciones de Carga según la NEC-15

Las combinaciones de carga representan un criterio esencial en el análisis y diseño estructural, permiten considerar las distintas sollicitaciones que puedan actuar sobre la estructura en condiciones normales o extremas.

Durante el proceso de modelado estructural en el software ETABS para el edificio de parqueaderos, se implementaron las combinaciones de carga estipuladas en la norma (NEC-SE-CG) para garantizar una evaluación precisa bajo condiciones gravitacionales y sísmicas, se incluyeron cargas vivas (D), cargas muertas (D), cargas de sismo en dirección “x” y “y”. distintos factores de acuerdo a los estados límites.

Figura 106.

Combinaciones de carga



Nota: Configuración de las combinaciones de carga. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

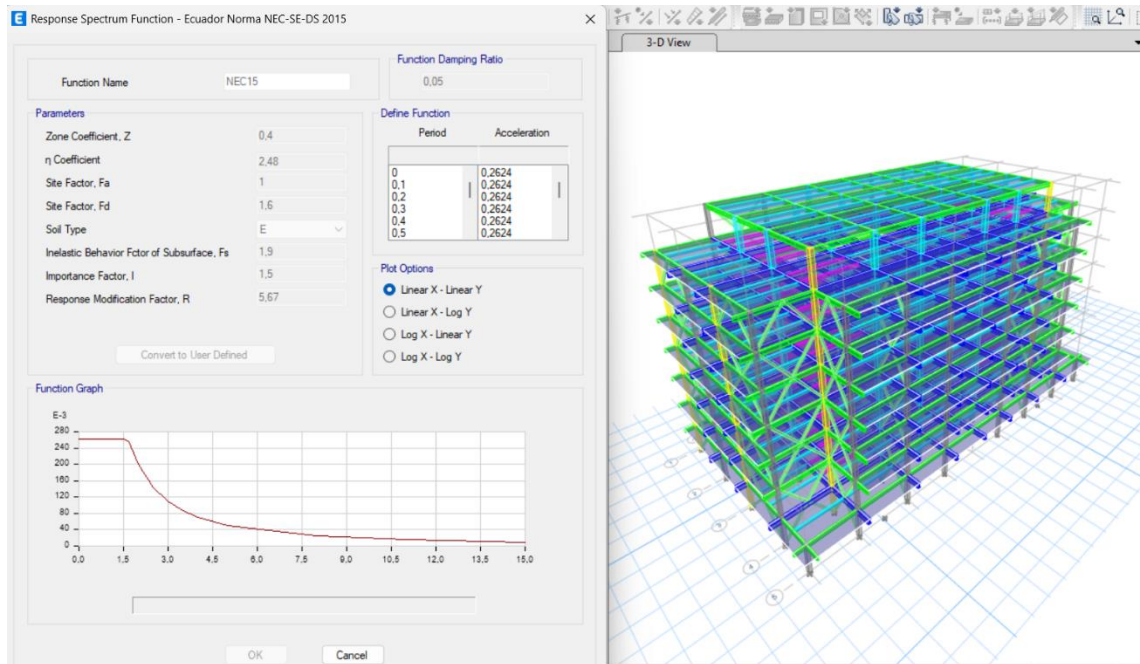
6.4. EVIDENCIA DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Conforme al proceso de modelado estructural realizado en el software ETABS para la edificación de distintos niveles definido por la (NEC-SE-DS, DISEÑO SISMORRESISTENTE), correspondiente a una zona de amenaza sísmica alta.

El espectro de diseño está definido por varios parámetros, con la finalidad de garantizar que la respuesta del modelo refleje adecuadamente las condiciones reales de la amenaza sísmica.

Figura 107.

Espectro de Diseño



Nota. Configuración del espectro de diseño Ecuador norma (NEC-SE-DS). Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Así como se indicó en el apartado 5.4, el espectro de diseño para el caso de acero estructural debe ser ajustado considerando las penalizaciones de la normativa en los apartados 4.7.1 y 4.7.2. Estas penalizaciones, derivadas como irregularidades en planta y elevación, implica modificar el parámetro de reducción sísmica R multiplicando por los factores de φ_p y φ_E , lo que permite calcular un R modificado.

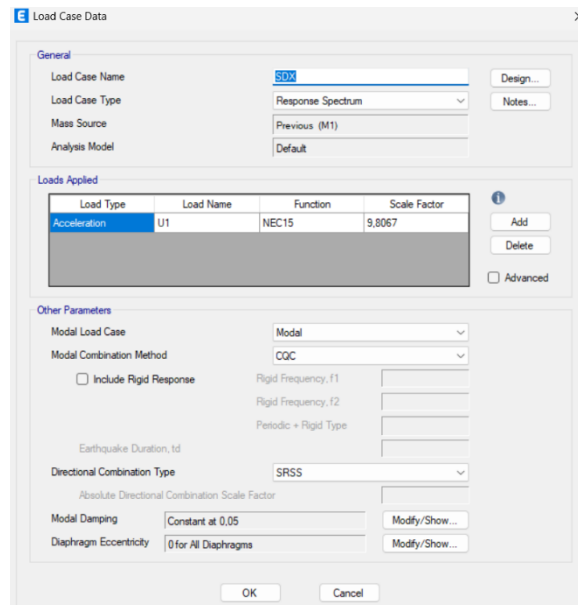
$$R_m = R * \varphi_p * \varphi_E$$

$$R_m = 7 * 0,9 * 0,9 = 5,67 \rightarrow \text{Valor ingresado en el software ETABS.}$$

6.4.1. Evidencia de espectro de respuesta (Response Spectrum)

Figura 108.

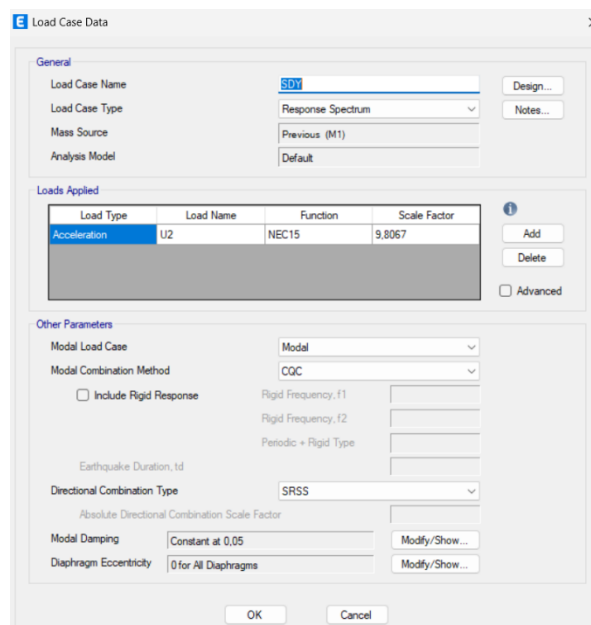
Response Spectrum SDx



Nota. Configuración del espectro de respuesta SDx. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 109.

Response Spectrum SDy



Nota. Configuración del espectro de respuesta SDy. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

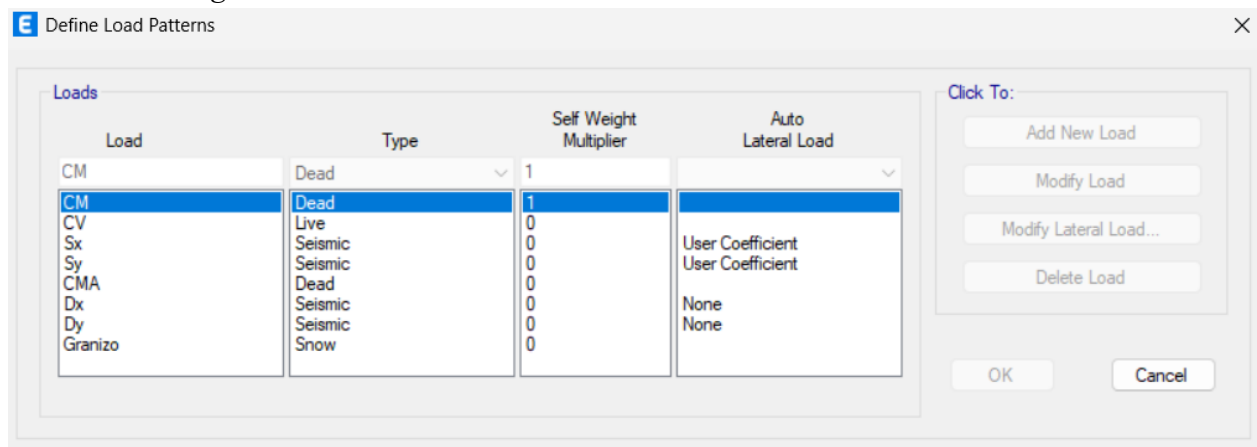
6.4.2. Evidencia de patrones de carga (Load Patterns)

Durante la fase de modelado en el software ETABS para la edificación de varios niveles, se establecieron los Load Patterns conforme a los criterios de diseño establecidos en la (NEC-SE-CG) y ((AISC 360)), se configuran patrones de carga para las acciones gravitacionales permanentes, acciones variables, carga sísmica en ambas direcciones y carga debido a su peso propio, cada uno definido con su respectivo tipo de acción y su factor de escala normativo.

La inclusión de estos patrones permite simular con precisión el comportamiento estructural frente a diferentes escenarios de carga, siendo la base para generar combinaciones que evalúan las condiciones más críticas para el diseño.

Figura 110.

Patrones de carga



Nota. Configuración de los patrones de carga. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

6.4.2.1. Ingreso del cortante basal en base a datos del espectro de respuesta

Figura 111.

Valor del cortante basal en dirección Sx

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. It is divided into several sections:

- Direction and Eccentricity:** Contains checkboxes for 'X Dir', 'Y Dir', 'X Dir + Eccentricity' (checked), 'Y Dir + Eccentricity', 'X Dir - Eccentricity', and 'Y Dir - Eccentricity'. Below these is a text input for 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' set to '0.05' and an 'Overwrite Eccentricities' button.
- Factors:** Contains two text input fields: 'Base Shear Coefficient, C' with the value '0.2624' and 'Building Height Exp., K' with the value '1.0659'.
- Story Range:** Contains two dropdown menus: 'Top Story' set to 'LOSA INACCES' and 'Bottom Story' set to 'Base'.

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Nota. Configuración del valor del cortante basal en dirección Sx. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Figura 112.

Valores del cortante basal en dirección Sy

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. It is divided into several sections:

- Direction and Eccentricity:** Contains checkboxes for 'X Dir', 'Y Dir', 'X Dir + Eccentricity', 'Y Dir + Eccentricity' (checked), 'X Dir - Eccentricity', and 'Y Dir - Eccentricity'. Below these is a text input for 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' set to '0.05' and an 'Overwrite Eccentricities' button.
- Factors:** Contains two text input fields: 'Base Shear Coefficient, C' with the value '0.2624' and 'Building Height Exp., K' with the value '1.0659'.
- Story Range:** Contains two dropdown menus: 'Top Story' set to 'LOSA INACCES' and 'Bottom Story' set to 'Base'.

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Nota. Configuración del valor del cortante basal en dirección Sy. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

6.5. CÁLCULO DE ELEMENTOS DE ESTRUCTURALES DE ACERO ESTRUCTURAL

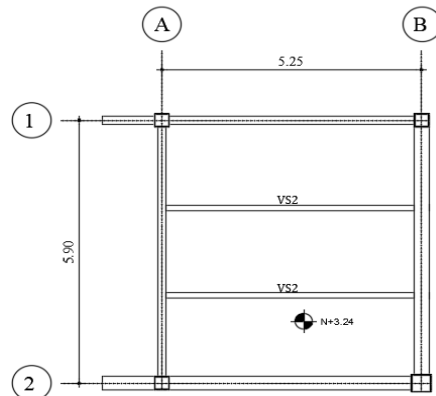
La verificación de los elementos de acero estructural se enfoca en garantizar la seguridad y la eficiencia de los componentes que conforman la edificación, que están sometidos a las solicitaciones. En esta etapa se consideran las propiedades mecánicas, geometría de las secciones y los criterios establecidos por el ((AISC 360)). Al igual se analizan aspectos como resistencia, flexión, pandeo en métodos de diseño ASD y LRFD, asegurando un desempeño adecuado antes las cargas.

6.5.1. Diseño de Viga secundaria o Vigueta

Ejemplo: Panel entre ejes (A, B – 1,2)

Figura 113.

Panel de diseño (A; B -1;2)



Nota. Panel adoptado para la verificación de los elementos. Elaborado por: Los autores a través del software AutoCAD.

Con base al módulo plástico Z_x indicado en el apartado de 4.4.2 y el perfil adoptado se procede a realizar las verificaciones mecánicas y geométricas correspondientes al perfil.

Perfil IPE 240

6.5.1.1. Verificación del área del elemento

$$b_f = 120 \text{ mm}$$

$$t_f = 9.8 \text{ mm}$$

$$d = 240 \text{ mm}$$

$$t_w = 6.2 \text{ mm}$$

$$h = d - 2(9.8) = 220.4 \text{ mm}$$

$$A = 2(b_f * t_f) + (h * t_w) = 2(120 * 9.8) + (220.4 * 6.2) = 3718.48 \text{ mm}^2 = 37.185 \text{ cm}^2$$

$$y_m = \frac{d}{2} = \frac{240 \text{ mm}}{2} = 120 \text{ mm}$$

$$x_m = \frac{120 \text{ mm}}{2} = 60 \text{ mm}$$

6.5.1.2. Verificación del peso por metro lineal

$$\rho = 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$W = \rho * A = 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * \frac{37.185 \text{ cm}^2 * 1 \text{ m}^2}{100^2 \text{ cm}^2} = 29.19 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

6.5.1.3. Verificación de la Inercia

Inercia en x

$$I_x = \frac{t_w * h^3}{12} + 2 * \left(\frac{(b_f * t_f^3)}{12} + (b_f * t_f) * \left(y_m - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_x = \frac{6.2 * (220.4)^3}{12} + 2 * \left(\frac{(120 * (9.8)^3)}{12} + (120 * 9.8) * \left(120 - \frac{9.8}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_x = 3.671 * 10^7 \text{ mm}^4 = 3670.9673 \text{ cm}^4$$

Inercia en y

$$I_y = 2 * \left(\frac{(t_f * b_f^3)}{12} \right) + \left(\frac{(h * t_w^3)}{12} \right) =$$

$$I_y = 2 * \left(\frac{9.8 * (120)^3}{12} \right) + \left(\frac{(240 * (6.2)^3)}{12} \right) =$$

$$I_y = 2.8268 * 10^6 \text{ mm}^4 = 282.678 \text{ cm}^4$$

6.5.1.4. Verificación del módulo plástico

Módulo plástico en x

$$Zx = 2(b_f * t_f) \left(y_m - \frac{t_f}{2} \right) + (h * t_w) \left(\frac{y_m}{2} - t_f \right)$$

$$Zx = 2(120 * 9.8) \left(120 - \frac{9.8}{2} \right) + (220.4 * 6.2) \left(\frac{120}{2} - 9.8 \right) = 3.3931 * 10^5 mm^3$$

$$Zx = 3.3931 * 10^5 mm^3 = 339.31 cm^3$$

Módulo plástico en y

$$Zy = 2(b_f * t_f) \left(\frac{t_f}{2} \right) + (h * t_w) \left(\frac{x_m}{2} \right)$$

$$Zy = 2(120 * 9.8) \left(\frac{9.8}{2} \right) + (220.4 * 6.2) \left(\frac{160}{2} \right) = 52519.2 mm^3$$

$$Zy = 52519.2 mm^3 = 52.52 cm^3$$

6.5.1.5. Verificación del radio de giro

Radio de giro en x

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{3670.9673 cm^4}{37.185 cm^2}} = 9.94 cm$$

Radio de giro en y

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{282.678 cm^4}{37.185 cm^2}} = 2.76 cm$$

Tabla 39.

Propiedades del Perfil de acero

PARÁMETRO	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Altura total del perfil	d	240	mm
Ancho del ala	bf	120	mm
Espesor del ala	tf	9.80	mm
Espesor del alma	tw	6.20	mm
Peso por metro lineal	W	29.19	Kg/m
Momento de inercia eje X-X	I _x	3670.97	cm ⁴
Módulo de sección eje X-X	W _x	339.31	cm ³
Momento de inercia eje Y-Y	I _y	282.68	cm ⁴
Módulo de sección eje Y-Y	W _y	52.52	cm ³
Radio de giro eje X-X	r _x	9.93	cm
Radio de giro eje Y-Y	r _y	2.76	cm

Nota. Propiedades del Perfil a través del cálculo manual. Elaborado por: Los autores.

6.5.1.6. Verificación del momento último

Carga muerta + Peso de la viga

$$W_D = \left(0.782 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 1.9\text{m}\right) + 0.0292 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} = 1.515 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Carga Viva

$$W_L = 0.2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 1.9\text{m} = 0.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_u = 1.2 * 1.515 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} + 1.6 * 0.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} = 2,426 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Longitud} = 5.25\text{ m}$$

$$M_u = \frac{W * L^2}{8} = \frac{2,426 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * (5.25\text{ m})^2}{8} = 8,36\text{ Ton} * \text{m}$$

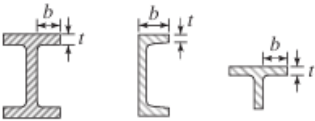
$$V_u = \frac{W * L}{2} = \frac{2,426 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 5.25\text{ m}}{2} = 6,37\text{ Ton}$$

6.5.1.7. Verificación de Relación ancho-espesor o Esbeltez

Alas

Figura 114.

Elementos a flexión

Caso	Descripción del elemento	Relación ancho a espesor	Relaciones limitantes ancho a espesor		Ejemplo
			λ_r compacto/ no compacto	λ_r no compacto/ esbelto	
10	Patines de secciones laminadas de perfiles I, canales y tes	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota. Relación de ancho-espesor: Elementos de compresión en miembros sujetos a flexión.
Fuente: (McCormac & Csernak, 2012, pág. 292).

Módulo de Elasticidad 2.0×10^6 Kg/cm²

$$b = \frac{bf}{2} = \frac{120\text{ mm}}{2} = 60\text{ mm}$$

$$\frac{b}{tf} = \frac{60 \text{ mm}}{9.8 \text{ mm}} = 6.12$$

$$0.38 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}{3515.35 \frac{Kg}{cm^2}}} = 9.06$$

$$1 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}{3515.35 \frac{Kg}{cm^2}}} = 23.85$$

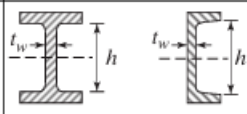
$$6.12 < 9.06 < 23.85$$

∴ Alas del Elemento No rigidizadas no esbelta → Compacta

Alma

Figura 115.

Elementos a flexión del alma

rigidizados	15	Almas de secciones de perfil I con simetría doble y canales	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota. Relación de ancho–espesor: Elementos de compresión en miembros sujetos a flexión.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012, pág. 292).

$$h = d - 2tf = 240 - 2(9.8) = 220.4 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{220.4 \text{ mm}}{6.2 \text{ mm}} = 35.55$$

$$3.76 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}{3515.35 \frac{Kg}{cm^2}}} = 80.14$$

$$5.70 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}{3515.35 \frac{Kg}{cm^2}}} = 135.96$$

$$35.55 < 80.14 < 135.96$$

∴ Alma del Elemento Rigidizada no esbelta → Compacta

Zona 1

6.5.1.8. Verificación del momento plástico

Acero grado 50:

$$F_y = 3515.35 \frac{Kg}{cm^2} \quad \phi_f = 0.9 \quad \Omega_f = 1.67$$

$$M_{p_x} = M_{n_x} = F_y * Z_x = 3515.35 \frac{Kg}{cm^2} * 339.31 cm^3 = 1.1920 * 10^6 Kg * cm$$

$$M_{p_x} = M_{n_x} = 11.93 Ton * m$$

$$\phi_f M_{p_x} = \phi_f * M_{p_x} = 0.9 * 11.93 Ton * m = 10.74 Ton * m$$

$$\phi_f M_{p_x} > M_u$$

$$10.74 Ton * m > 8.36 Ton * m \therefore \text{Se cumple la condición}$$

6.5.1.9. Verificación de la longitud límite para comportamiento plástico L_p

Ecuación F2-5 del LRFD ((AISC 360), 2016)

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 3.79 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}{2500 \frac{Kg}{cm^2}}} = 188.67 cm$$

6.5.1.10. Verificación del cortante

$$\text{Área del alma: } A_w = h * t_w = 22.04 cm * 0.98 cm = 13.67 cm^2$$

$$\phi V_n = 0.6 * F_y * A_w =$$

$$\phi V_n = 0.6 * 3515.35 \frac{Kg}{cm^2} * 13.67 cm^2 = 28821.92 Kg = 28.82 Ton$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$28.82 Ton > 6.37 Ton \therefore \text{Se cumple la condición}$$

6.5.1.11. Verificación de la deflexión

Cargas de Servicio:

$$W_a = W_D + W_L = 1.515 \frac{Ton}{m} + 0.38 \frac{Ton}{m} = 1.895 \frac{Ton}{m}$$

$$\Delta_{act} = \frac{L}{240} = \frac{5.25 m}{240} = 0.0219 m = 21.88 mm$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 * Wa * L^4}{384 * E * Ix} = \frac{5 * (1.895 * 10^5) * 525}{384 * (2 * 10^6) * 3670.9673} = 25.53 \text{ mm}$$

$$\Delta_{max} > \Delta_{act}$$

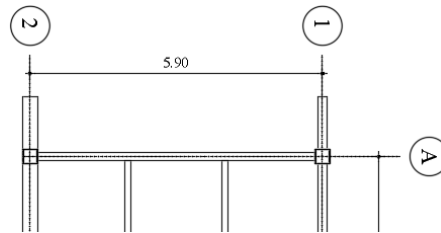
25.53 mm > 21.88 mm **Se cumple la condición**

6.5.2. Diseño de Viga Principal

Ejemplo: Panel entre ejes (A, B – 1,2)

Figura 116.

Viga de diseño Eje A – tramo (1;2)



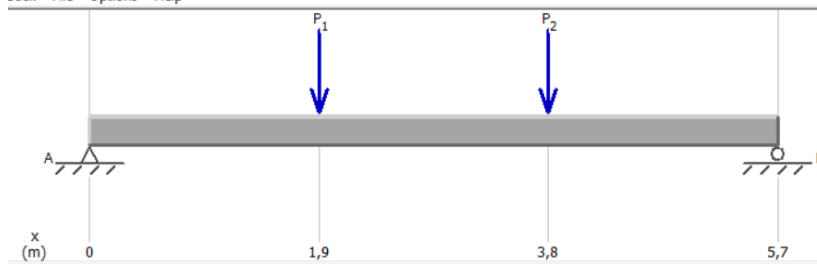
Nota. Panel adoptado para la verificación de los elementos realizado en AutoCAD. Elaborado por los autores.

Con base al módulo plástico Z_x indicado en el apartado de 4.4.3 y el perfil adoptado se procede a realizar las verificaciones mecánicas y geométricas correspondientes al perfil.

IPE 360x170

Figura 117.

Representación de las cargas puntuales.



Nota. Representación de la viga principal con las cargas puntuales. Elaborado por: Los autores en el software MDSolids.

$$Pu = P1 = P2 = 6,37 \text{ Ton}$$

6.5.2.1. Verificación del área del elemento

$$b_f = 170 \text{ mm} \quad t_f = 12.7 \text{ mm}$$

$$d = 360 \text{ mm} \quad t_w = 8.00 \text{ mm}$$

$$h = d - 2(12.7) = 334.6 \text{ mm}$$

$$A = 2(b_f * t_f) + (h * t_w) = 2(170 * 12.7) + (334.6 * 8) = 6994.8 \text{ mm}^2 = 69.95 \text{ cm}^2$$

$$y_m = \frac{d}{2} = \frac{360 \text{ mm}}{2} = 180 \text{ mm}$$

$$x_m = \frac{170 \text{ mm}}{2} = 85 \text{ mm}$$

6.5.2.2. Verificación del peso por metro lineal

$$\rho = 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$W = \rho * A = 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * \frac{69.95 \text{ cm}^2 * 1 \text{ m}^2}{100^2 \text{ cm}^2} = 54.91 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

6.5.2.3. Verificación de la Inercia

Inercia en x

$$I_x = \frac{t_w * h^3}{12} + 2 * \left(\frac{(b_f * t_f^3)}{12} + (b_f * t_f) * \left(y_m - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_x = \frac{8.00 * (334.6)^3}{12} + 2 * \left(\frac{(170 * (12.7)^3)}{12} + (170 * 12.7) * \left(180 - \frac{12.7}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_x = 1.5524 * 10^8 \text{ mm}^4 = 15523.83 \text{ cm}^4$$

Inercia en y

$$I_y = 2 * \left(\frac{(t_f * b_f^3)}{12} \right) + \left(\frac{(h * t_w^3)}{12} \right) =$$

$$I_y = 2 * \left(\frac{(12.7 * (170)^3)}{12} \right) + \left(\frac{(360 * (8.0)^3)}{12} \right) =$$

$$I_y = 1.0413 * 10^7 \text{ mm}^4 = 1041.35 \text{ cm}^4$$

6.5.2.4. Verificación del módulo plástico

Módulo plástico en x

$$Zx = 2(b_f * t_f) \left(y_m - \frac{t_f}{2} \right) + (h * t_w) \left(\frac{y_m}{2} - t_f \right)$$
$$Zx = 2(170 * 12.7) \left(170 - \frac{12.7}{2} \right) + (334.6 * 8.0) \left(\frac{180}{2} - 9.8 \right) = 9.57 * 10^5 mm^3$$
$$Zx = 9.57 * 10^5 mm^3 = 956.74 cm^3$$

Módulo plástico en y

$$Zy = 2(b_f * t_f) \left(\frac{t_f}{2} \right) + (h * t_w) \left(\frac{x_m}{2} \right)$$
$$Zy = 2(170 * 12.7) \left(\frac{12.7}{2} \right) + (334.6 * 6.2) \left(\frac{85}{2} \right) = 1.4118 * 10^5 mm^3$$
$$Zy = 1.4118 * 10^5 mm^3 = 141.18 cm^3$$

6.5.2.5. Verificación del radio de giro

Radio de giro en x

$$r_x = \sqrt{\frac{Ix}{A}} = \sqrt{\frac{15523.83 cm^4}{69.95 cm^2}} = 14.9 cm$$

Radio de giro en y

$$r_y = \sqrt{\frac{Iy}{A}} = \sqrt{\frac{1041.35 cm^4}{69.95 cm^2}} = 3.86 cm$$

Tabla 40.*Propiedades del perfil de acero*

PARÁMETRO	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Altura total del perfil	d	360.00	mm
Ancho del ala	bf	170.00	mm
Espesor del ala	tf	12.7	mm
Espesor del alma	tw	8.00	mm
Peso por metro lineal	p	54.91	Kg/m
Momento de inercia eje X-X	I _x	15523.83	cm ⁴
Módulo de sección eje X-X	W _x	956.74	cm ³
Momento de inercia eje Y-Y	I _y	1041.35	cm ⁴
Módulo de sección eje Y-Y	W _y	141.18	cm ³
Radio de giro eje X-X	r _x	14.90	cm
Radio de giro eje Y-Y	r _y	3.86	cm

Nota. Propiedades del Perfil a través del cálculo manual. Elaborado por: Los autores.

6.5.2.6. Verificación del momento último

Carga muerta:

$$W_D = 0.055 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_u = 1.2 * 0.055 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} = 0.066 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Longitud} = 5.90 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{W_u * L^2}{8} + P_u * \frac{L}{3} = \frac{0.066 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * (5.90 \text{ m})^2}{8} + 0.066 \text{ Ton} * \frac{5.90 \text{ m}}{3} = 12.83 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$M_{\text{sismo}} = f * M_u = 1.4 * 17.32 \text{ Ton} * \text{m} = 15.40 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$M_{\text{diseño}} = M_u + M_{\text{sismo}} = 12.83 \text{ Ton} * \text{m} + 17.32 \text{ Ton} * \text{m} = 30.16 \text{ Ton} * \text{m}$$

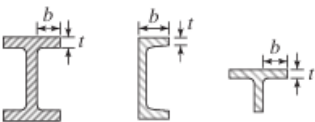
$$V_u = P_u + \frac{W_u * L}{2} = 0.066 \text{ Ton} + \frac{2,426 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 5.25 \text{ m}}{2} = 6,56 \text{ Ton}$$

6.5.2.7. Verificación de Relación ancho-espesor o Esbeltez

- Alas

Figura 118.

Elementos a flexión

TABLA 9.1 Relaciones ancho a espesor: elementos de compresión en miembros sujetos a flexión.					
Caso	Descripción del elemento	Relación ancho a espesor	Relaciones limitantes ancho a espesor		Ejemplo
			λ_r compacto/ no compacto	λ_r no compacto/ esbelto	
10	Patines de secciones laminadas de perfiles I, canales y tes	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota. Relación de ancho-espesor: Elementos de compresión en miembros sujetos a flexión.
Fuente: (McCormac & Csernak, 2012, pág. 292).

Módulo de Elasticidad $2.0 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

$$b = \frac{bf}{2} = \frac{170 \text{ mm}}{2} = 85 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{tf} = \frac{85 \text{ mm}}{12.7 \text{ mm}} = 6.69$$

$$0.38 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{3515.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} = 9.06$$

$$1 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{3515.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} = 23.85$$

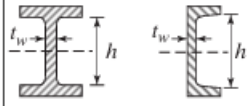
$$6.69 < 8.59 < 23.85$$

\therefore Alas del Elemento No rigidizadas no esbelta \rightarrow Compacta

- Alma

Figura 119.

Elementos a flexión del alma

rigidizados	15	Almas de secciones de perfil I con simetría doble y canales	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota. Relación de ancho–espesor: Elementos de compresión en miembros sujetos a flexión.
Fuente: (McCormac & Csernak, 2012, pág. 292).

$$h = d - 2tf = 240 - 2(9.8) = 334.6 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{334.6 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 41.83$$

$$3.76 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{3515.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} = 80.14$$

$$5.70 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{3515.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} = 135.96$$

$$41.83 < 80.14 < 135.96$$

∴ Alma del Elemento Rigidizada no esbelta → Compacta

Zona 1

6.5.2.8. Verificación del momento plástico

Acero grado 50:

$$F_y = 3515.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad \phi_f = 0.9 \quad \Omega_f = 1.67$$

$$M_{p_x} = M_{n_x} = F_y * Z_x = 3515.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 956.74 \text{ cm}^3 = 3.3633 * 10^6 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$M_{p_x} = M_{n_x} = 33.63 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$\phi_f M_{p_x} = \phi_f * M_{p_x} = 0.9 * 33.63 \text{ Ton} * \text{m} = 30.27 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$\phi_f M_{p_x} > M_{\text{diseño}}$$

$$30.27 \text{ Ton} * \text{m} > 30.16 \text{ Ton} * \text{m} \therefore \text{Se cumple la condición}$$

6.5.2.9. Verificación de la longitud límite para comportamiento plástico L_p

Ecuación F2-5 del LRFD ((AISC 360), 2016)

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 3.79 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}}{2500 \frac{Kg}{cm^2}}} = 188.67 \text{ cm}$$

6.5.2.10. Verificación del cortante

Área del alma: $A_w = h * t_w = 33.46 \text{ cm} * 0.8 \text{ cm} = 26.77 \text{ cm}^2$

$$\phi V_n = 0.6 * F_y * A_w =$$

$$\phi V_n = 0.6 * 3515.35 \frac{Kg}{cm^2} * 26.77 \text{ cm}^2 = 56459.3 \text{ Kg} = 56.46 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$56.46 \text{ Ton} > 6.56 \text{ Ton} \therefore \text{Se cumple la condición}$

6.5.2.11. Verificación de la deflexión

Cargas de Servicio:

$$W_a = W_D = 0.0549 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} = 0.055 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta_{act} = \frac{L}{240} = \frac{5.90 \text{ m}}{240} = 0.02458 \text{ m} = 24.58 \text{ mm}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 * W_a * L^4}{384 * E * I_x} + \frac{3 * P_u * L^3}{48 * E * I_x} =$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 * (1.895 * 10^5) * 590}{384 * (2 * 10^6) * 15523.83 \text{ cm}^4} + \frac{3 * (6.56 * 1000) * 590}{48 * (2 * 10^6) * 15523.83 \text{ cm}^4} = 26.71 \text{ mm}$$

$$\Delta_{max} > \Delta_{act}$$

$26.71 \text{ mm} > 24.58 \text{ mm} \therefore \text{Se cumple la condición}$

6.5.3. Diseño de Columna

Cargas puntuales transmitidas desde la parte superior obtenidas del software ETABS.

$$P_D = 80.23 \text{ Ton}$$

$$P_L = 21.38 \text{ Ton}$$

6.5.3.1. Verificación del área del elemento

$$b_f = 300 \text{ mm} \qquad e_f = 15 \text{ mm}$$

$$d = 300 \text{ mm} \qquad e_w = 15 \text{ mm}$$

$$h = d - 2(15) = 270 \text{ mm}$$

$$A = 2(b_f * e_f) + 2(h * e_w) = 2(300 * 15) + 2(270 * 15) = 17100 \text{ mm}^2 = 171 \text{ cm}^2$$

$$y_m = \frac{d}{2} = \frac{300 \text{ mm}}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$x_m = \frac{300 \text{ mm}}{2} = 150 \text{ m}$$

6.5.3.2. Verificación del peso por metro lineal

$$\rho = 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$W = \rho * A = 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * \frac{171 \text{ cm}^2 * 1 \text{ m}^2}{100^2 \text{ cm}^2} = 134.24 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

6.5.3.3. Verificación de la Inercia

Inercia en x y en y

$$I_x = I_y = 2 * \frac{(b_f * e_f^3)}{12} + 2 * \frac{(e_w * h^3)}{12} + (h * e_w) * \left(y_m - \frac{e_w}{2}\right)^2 - (d * e_w) * \left(\frac{x_m}{2} - e_w\right)^2$$

$$I_x = I_y = 11541.66 \text{ cm}^4$$

6.5.3.4. Verificación del módulo plástico

Módulo plástico en x y y

$$Z_x = (b_f * e_f) * (y_m - e_f) + (h * e_w) * \left(\frac{x_m}{2} - 2 * e_w\right) =$$

$$Z_x = Z_y = (300 * 15) * (150 - 15) + (270 * 15) * \left(\frac{150}{2} - 2 * 15\right) = 789.75 \text{ cm}^3$$

6.5.3.5. Verificación del radio de giro

Radio de giro en x

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{11541.66 \text{ cm}^4}{171 \text{ cm}^2}} = 8.22 \text{ cm}$$

Radio de giro en y

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{11541.66 \text{ cm}^4}{171 \text{ cm}^2}} = 8.22 \text{ cm}$$

Tabla 41.

Propiedades del elemento

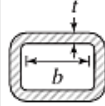
PARÁMETRO	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Altura total (lado exterior)	d	300.00	mm
Ancho total (lado exterior)	bf	300.00	mm
Espesor	t	15.00	mm
Área bruta de la sección	Ag	171.00	cm ²
Inercia eje X	I _x	11541.66	cm ⁴
Inercia eje Y	I _y	11541.66	cm ⁴
Módulo de sección plástico	Z _x =Z _y	789.75	cm ³
Radio de giro	r _x =r _y	8.22	cm
Peso	W	134.2	Kg/m

Nota. Propiedades del Perfil a través del cálculo manual. Elaborado por: Los autores.

6.5.3.6. Verificación de Relación ancho-espesor o Esbeltez

Figura 120.

Elementos a compresión

6	Paredes de HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	-------	-----------------------------	--

Nota: Razones ancho-espesor: Elementos a compresión en miembros sujetos a compresión axial. Fuente: (McCormac & Csernak, 2012, pág. 146).

$$b = b_f - 2 * e_f = 300 - 2 * 15 = 270 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{270 \text{ mm}}{15 \text{ mm}} = 18$$

$$1.40 * \sqrt{\frac{2.0 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{3515.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}} = 33.39$$

$$18 < 33.39$$

∴ Elemento rigidizado no esbelto

6.5.3.7. Verificación por pandeo lateral-torsional.

$C_b = 1 \rightarrow$ Segmento medio

Esfuerzo de pandeo crítico elástico

Ecuación E3-4 del ((AISC 360), 2016)

$$K = 1$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)_{x,y}^2}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 * 3.24 \text{ m} * \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}}{8.22 \text{ cm}} = 39.44$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2.0 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{(39.44)^2} = 12691.47 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Condición para el determinar la resistencia crítica a pandeo:

$$\text{Si } \frac{KL}{r_y} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ecuación E3-2 del ((AISC 360), 2016)

$$F_n = F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] * F_y$$

$$Si \frac{KL}{r_y} \geq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ecuación E3-3 del ((AISC 360))

$$F_n = F_{cr} = 0.877 * F_e$$

Determinar F_n o F_{cr}

$$F_n = \left(0.658^{\frac{3515.35}{12631.47}} \right) * 3515.35 = 3130.54 \frac{Kg}{cm^2}$$

6.5.3.8. Verificación por pandeo lateral-torsional

Carga Puntual última:

$$P_u = 1.2 * P_D + 1.6 * P_L = 1.2 * 80.23 + 1.6 * 21.38 = 130.48 \text{ Ton}$$

6.5.3.9. Verificación de la resistencia nominal

$$P_n = A_g * F_n = 171 \text{ cm}^2 * 3130.54 \frac{Kg}{cm^2} = 535322.7 \text{ Kg} = 535.32 \text{ Ton}$$

Método LRFD

Coefficiente de Reducción por fluencia $\phi_f = 0.9$

$$\phi_f * P_n = 0.9 * 535.32 \text{ Ton} = 481.79 \text{ Ton}$$

$$\phi_f * P_n > P_u$$

$$481.79 \text{ Ton} > 130.48 \text{ Ton} \therefore \text{Se cumple la condición}$$

6.6. PRESENTACIÓN Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS ESTRUCTURALES OBTENIDOS DEL ANÁLISIS Y MODELADO EN ETABS DE ACERO ESTRUCTURAL

Se presentan los resultados derivados del análisis estructural por parte del software ETABS, enfocado en elementos del acero estructural bajo la exigencia de la normativa nacional e internacional.

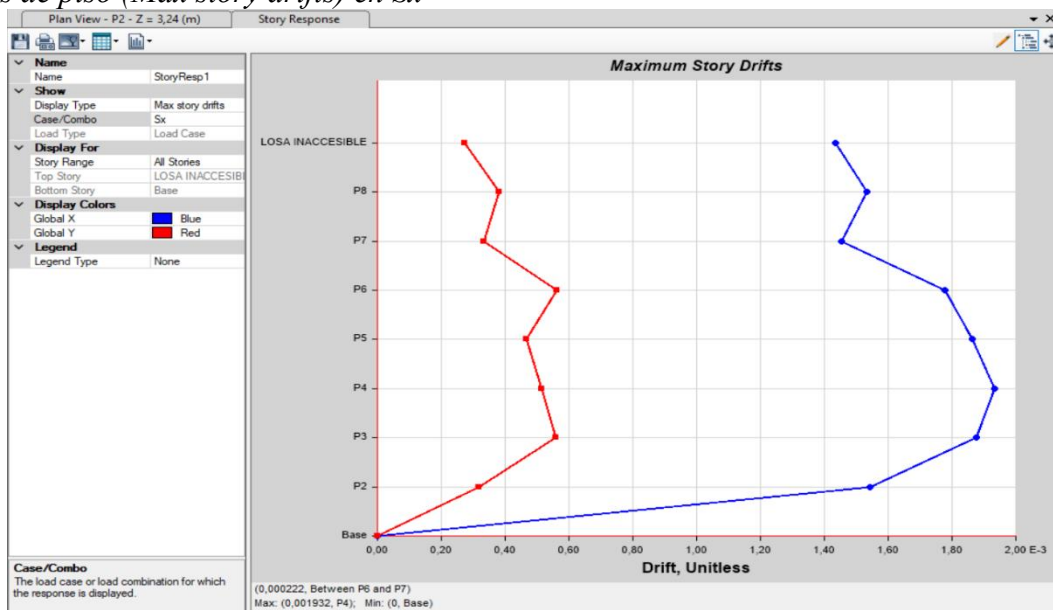
6.6.1. Derivas de piso

Conforme a lo mencionado en el apartado 5.6.1, las derivas deberán satisfacer a todas las columnas del presente proyecto.

6.6.1.1 Derivas de piso en x

Figura 121.

Derivas de piso (Max story drifts) en Sx



Nota. Presentación de las derivas de piso en Sx. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

$$\Delta_M = 0.75 * 7 * 0.001932$$

$$\Delta_M = 0.0101 * 100\% = 1.01\%$$

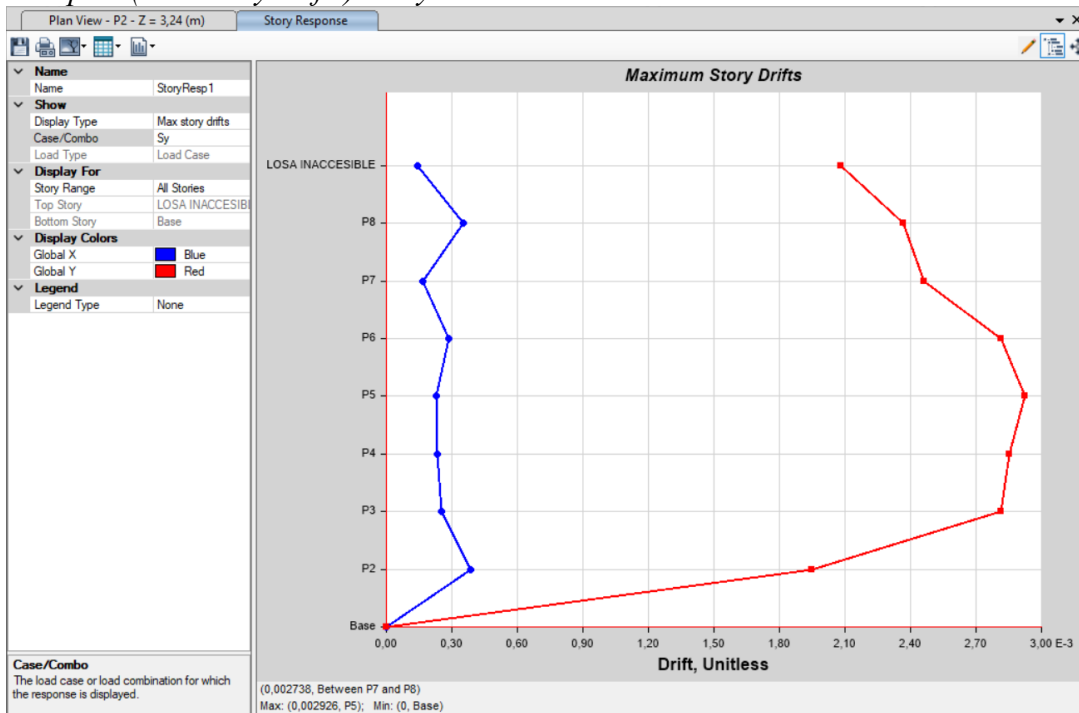
$$\Delta_M \leq 2\%$$

$$1.01\% \leq 2\% \therefore \text{Cumple} \rightarrow (\text{NEC-SE-DS})$$

6.6.1.2. Derivas de piso en y

Figura 122.

Derivas de piso (Max story drifts) en Sy



Nota. Presentación de las derivas de piso en Sy. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

$$\Delta_M = 0.75 * 7 * 0.002926$$

$$\Delta_M = 0.01536 * 100\% = 1.54\%$$

$$\Delta_M \leq 2\%$$

$$1.54\% \leq 2\% \therefore \text{Cumple} \rightarrow (\text{NEC-SE-DS})$$

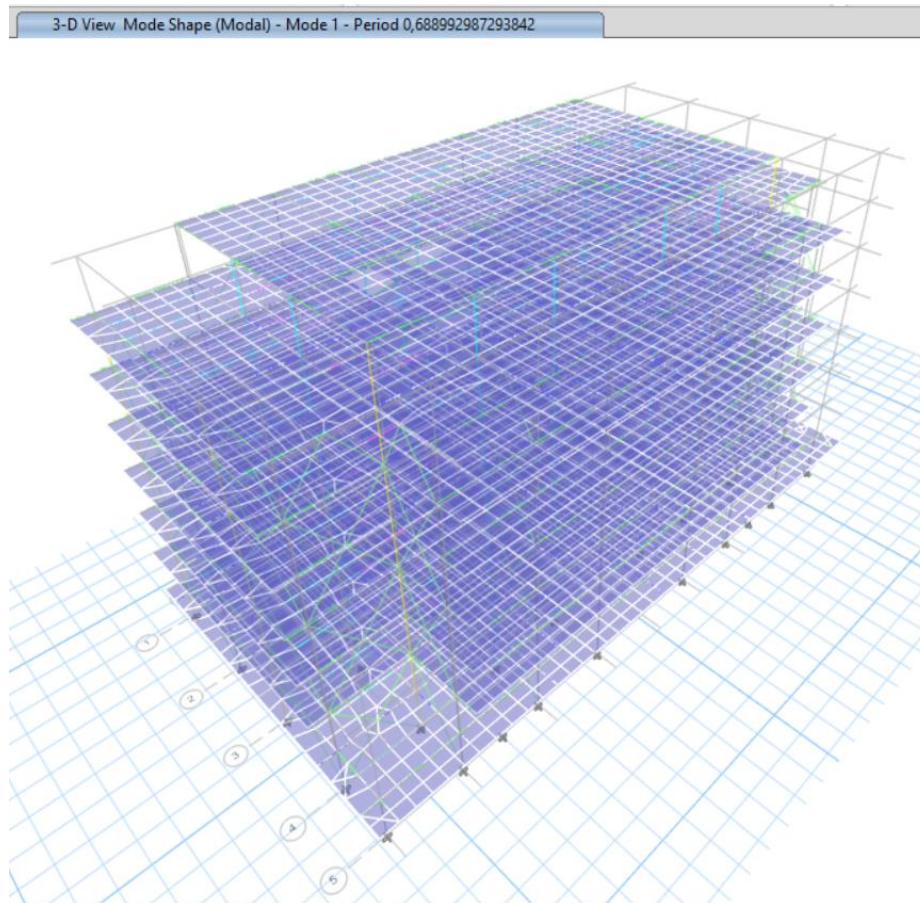
6.6.2. Modos de Vibración

Durante la fase de modelado en el software ETABS para la edificación de varios niveles, se establecieron los Load Patterns conforme a los criterios de diseño establecidos en la (NEC-SE-CG) y ((AISC 360)), se configuran patrones de carga para las acciones gravitacionales permanentes, acciones variables, carga sísmica en ambas direcciones y carga debido a su peso propio, cada uno definido con su respectivo tipo de acción y su factor de escala normativo.

En el apartado 4.7.7, se encuentra determinado el parámetro T , cuyo valor de 0.8386 seg

Figura 123.

Primer modo de vibración



Nota. Presentación del primer modo de vibración. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Cálculo manual

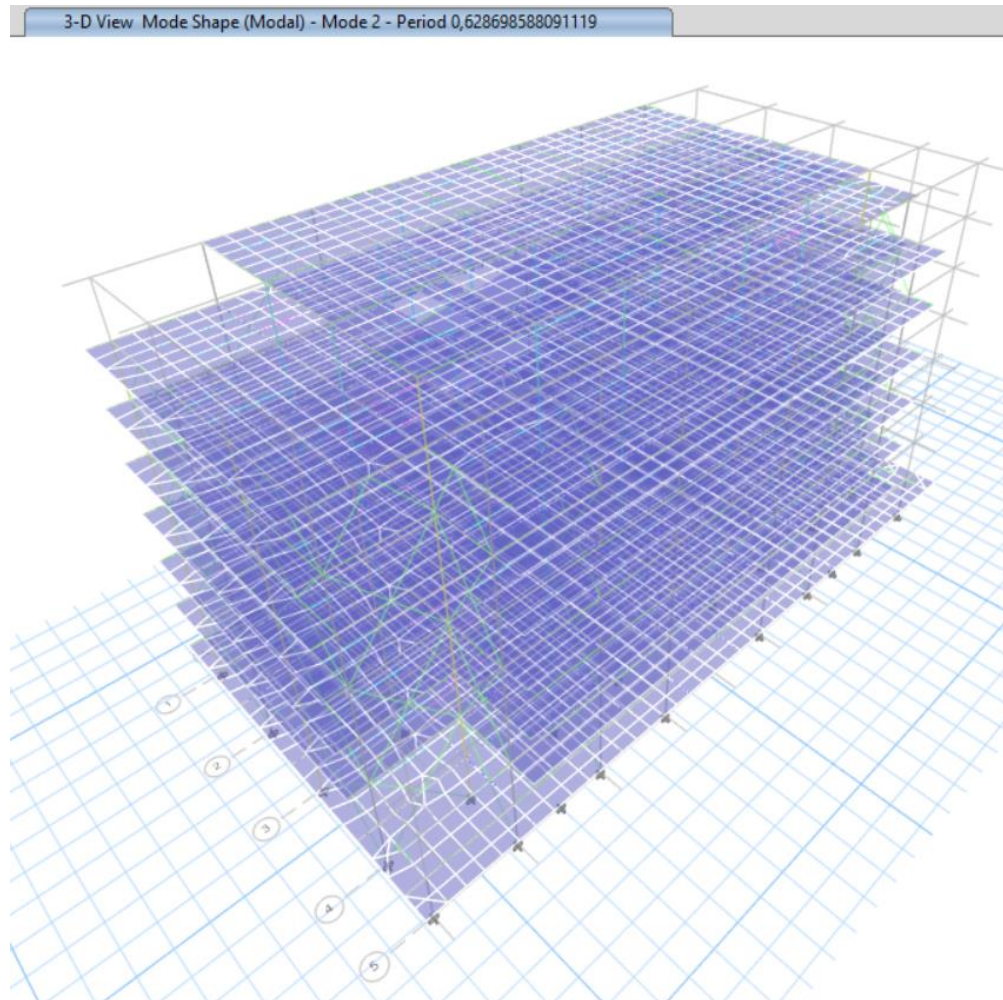
$$T = 0,8386 \text{ seg}$$

Programa primer modo

$$T = 0,68899 \text{ seg}$$

Figura 124.

Segundo modo de vibración



Nota. Presentación del segundo modo de vibración. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Cálculo manual

$$T = 0,8386 \text{ seg}$$

Programa segundo modo

$$T = 0,6287 \text{ seg}$$

Tabla 42.*Modos de vibración*

MODOS DE VIBRACIÓN					
MODO	PERIODO (sec)	Rx	Ry	Rz	% TORSIÓN
1	0,689	0,2162	6,023E-06	0,00003839	0,02%
2	0,629	0,0002	3,214E-06	0,00001024	4,80%
3	0,628	2,555E-06	0,0857	0,54710000	86.46%

Nota. Revisión del porcentaje de torsión en Acero Estructural. Elaborado por los autores.

El control de torsión según la (NEC-SE-DS), aborda como parte de la evaluación de irregularidades estructurales en planta. Aunque en el apartado no presenta un valor límite, existen criterios.

Al usar 12 modos de vibración se tiene la participación de la masa al 100%.

6.6.3. Peso de la estructura

El peso total de la estructura de acero estructural incluye columnas, vigas principales, vigas secundarias, vigas principales, etc. Todos dimensionados bajo criterios del ((AISC 360)).

Tabla 43.*Elementos que componen la estructura de acero estructural*

PESO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO ESTRUCTURAL				
Descripción	Material	Ton	m²	Ton/m²
Columna	A992Fy50	397,81	6882,78	0,06
Vigas	A992Fy50	377,79	6882,78	0,05
Diagonales	A992Fy50	31,47	6882,78	0,00
Hormigón	240 Kg/cm ²	2973,36	6882,78	0,43
Total		3780,431	6882,78	0,55

Nota. Peso de los elementos estructurales en Acero Estructural. Elaborado por: Los autores.

Peso de la estructura más carga (W): 5746,52 Ton

Cortante basal del aparto 4.8.4.2.

$$V_{min} = 0,2624 * W = 0,2624 * 5746,52 = 1507,89 \text{ Ton}$$

Cortante basal estático en x.

$$V = 1508,03 \text{ Ton} \rightarrow \text{Obtenido del software ETABS}$$

$$V > V_{min}$$

$1508,03 \text{ Ton} > 1507,89 \text{ Ton} \therefore$ **Se cumple la condición**

$$F.c = \frac{V_{min}}{V} = \frac{1507,89 \text{ Ton}}{1508,03 \text{ Ton}} = 1.00$$

Tras el análisis estático se muestra que el cortante basal estático obtenido del programa y el calculado son casi similares, se calcula su factor de corrección, arrojando como el resultado el valor de 1.00. Demostrando que el diseño cumple con los criterios de seguridad sísmica, sin necesidad de aplicar ajustes adicionales.

6.6.4. Irregularidad Torsional

La irregularidad en estructuras de acero se manifiesta cuando exista una distribución de masa o rigidez en planta, provocando rotaciones excesivas del sistema resistente durante la acción sísmica. Al igual que en el apartado 5.6.4, se debe verificar que la deriva máxima no supere al 1.2 veces de la deriva promedio según lo establece la (NEC-SE-DS).

Figura 125.

Irregularidad torsional considerando Sx y Sy

Story Max Over Avg Drifts

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Max Over Avg Drifts

Filter: ([Output Case] = 'Sx' OR [Output Case] = 'Sy')

	Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift m	Avg Drift m	Ratio
	LOSA INACCE...	Sx	LinStatic	X	0,004652	0,004175	1,114
	LOSA INACCE...	Sy	LinStatic	Y	0,006748	0,005968	1,131
	P8	Sx	LinStatic	X	0,004971	0,004344	1,144
	P8	Sy	LinStatic	Y	0,007672	0,006284	1,221
	P7	Sx	LinStatic	X	0,004709	0,004207	1,119
	P7	Sy	LinStatic	Y	0,00797	0,007063	1,128
	P6	Sx	LinStatic	X	0,005764	0,004618	1,248
	P6	Sy	LinStatic	Y	0,009112	0,007746	1,176
	P5	Sx	LinStatic	X	0,006043	0,005313	1,137
	P5	Sy	LinStatic	Y	0,00948	0,008333	1,138
	P4	Sx	LinStatic	X	0,006261	0,005449	1,149
	P4	Sy	LinStatic	Y	0,009249	0,008074	1,146
	P3	Sx	LinStatic	X	0,006078	0,005139	1,183
	P3	Sy	LinStatic	Y	0,009111	0,007959	1,145
▶	P2	Sx	LinStatic	X	0,005001	0,004455	1,122
	P2	Sy	LinStatic	Y	0,006313	0,005452	1,158

Nota. Presentación de la irregularidad torsional. Elaborado por: Los autores a través del software ETABS V.21.

Verificación de la irregularidad torsional

$$D_{max} < (1.2 - 1.4).$$

$$1.22 < 1.4 \therefore \text{Cumple} \rightarrow (\text{NEC-SE-DS})$$

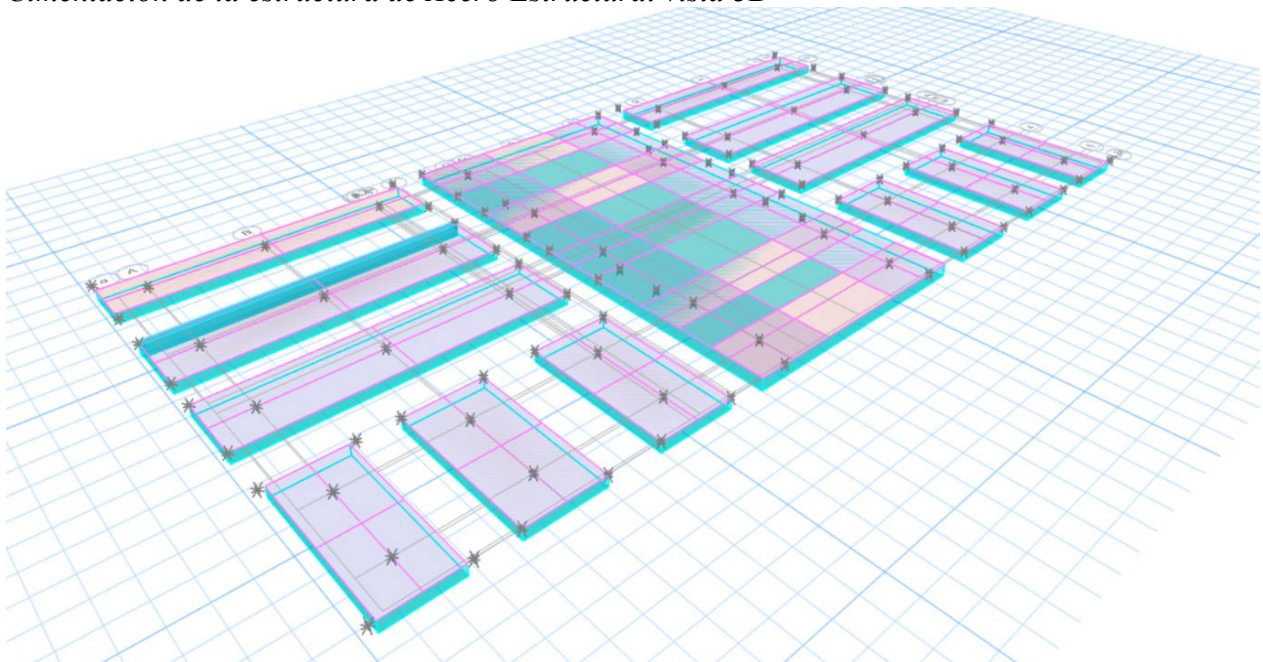
6.7. CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ACERO ESTRUCTURAL

La cimentación en acero estructural representa un componente esencial para garantizar la estabilidad global del sistema resistente, especialmente en edificaciones sometidas a cargas dinámicas como sismos.

El acero estructural presenta altos niveles de rigidez y transmisión de cargas concentradas, se requiere una cimentación que distribuya eficazmente dichas solicitaciones al terreno. En este contexto y lo establecido en el apartado 4.9 del presente trabajo, se considera un mejoramiento de suelo descrito en el apartado 4.9.1, como medida complementaria del diseño. Permitiendo un control de asentamientos, presiones del suelo y punzonamiento.

Figura 126.

Cimentación de la estructura de Acero Estructural vista 3D



Nota. Configuración de la cimentación. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 22.6.0.

6.7.1. Verificaciones de acuerdo a la normativa NEC – 15

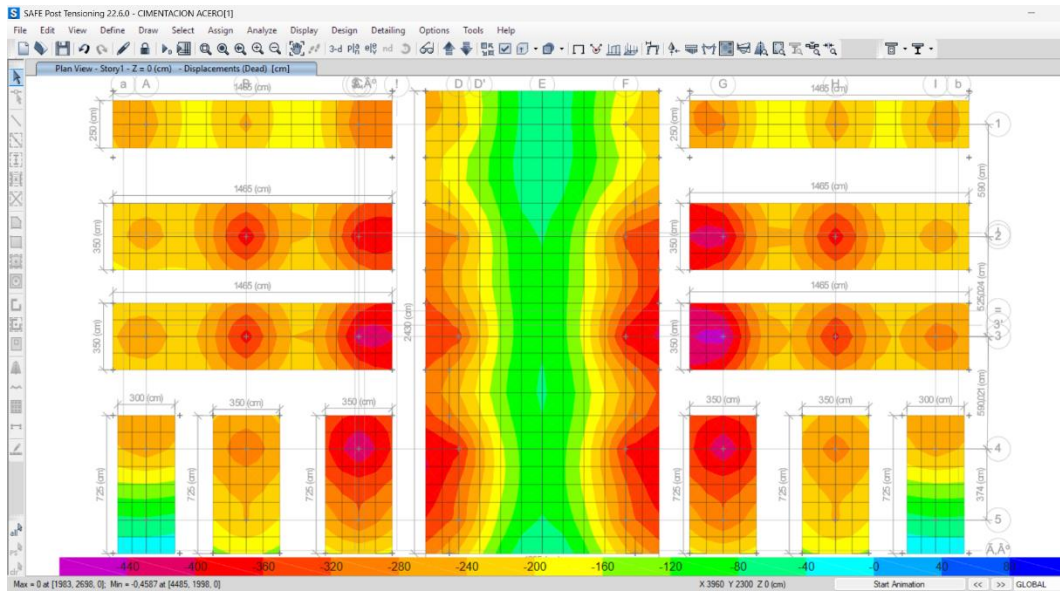
6.7.1.1. Verificación de asentamientos

Con base a la normativa (NEC-SE-GC) y conforme a lo establecido en el apartado 5.7.1.1, el asentamiento máximo permitido para la cimentación de acero estructural es de 2.5 cm. Este

límite no debe ser excedido estrictamente en el diseño geotécnico para evitar daños a la estabilidad y desempeño estructural.

Figura 127.

Verificación de asentamientos con carga de servicio CM+CV



Nota. Presentación del asentamiento en la cimentación. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 22.6.0.

$$S \leq S_{max}$$

$$0.46 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \therefore \text{Se cumple la condición}$$

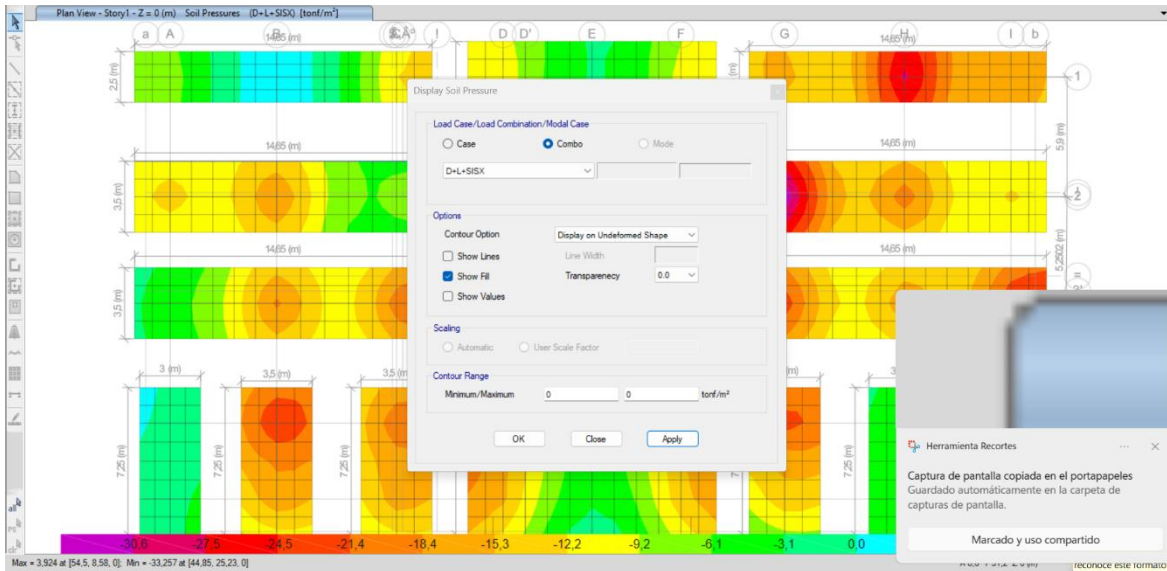
6.7.1.2. Verificación de presiones de suelo

Según la (NEC-SE-VIVIENDA) y conforme al apartado 5.7.1.2, las presiones ejercidas por la cimentación sobre el suelo no deben exceder la capacidad portante admisible, se permite un incremento del 33% en casos de la carga sísmica, elevando el límite a 39.9 Ton/m².

Para la combinación D+L, al igual que en hormigón armado, la presión transmitida no debe superar 30 Ton/m², asegurando la estabilidad geotécnica y el cumplimiento de los estados límite.

Figura 128.

Presión del suelo con combinación D+L+Sx



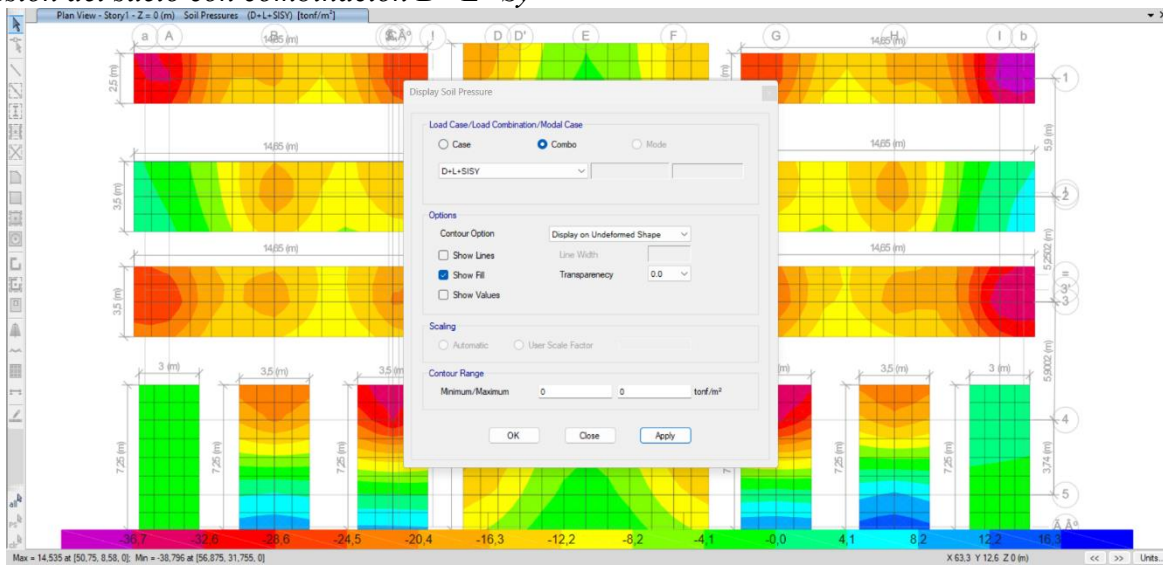
Nota. Presentación de la presión del suelo con la combinación de carga D+L+Sx. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 22.6.0.

$$P \leq P_{max}$$

$$Presión\ del\ suelo = 33.26 \frac{Ton}{m^2} \leq 39.9 \frac{Ton}{m^2} \therefore Se\ cumple\ la\ condición$$

Figura 129.

Presión del suelo con combinación D+L+Sy



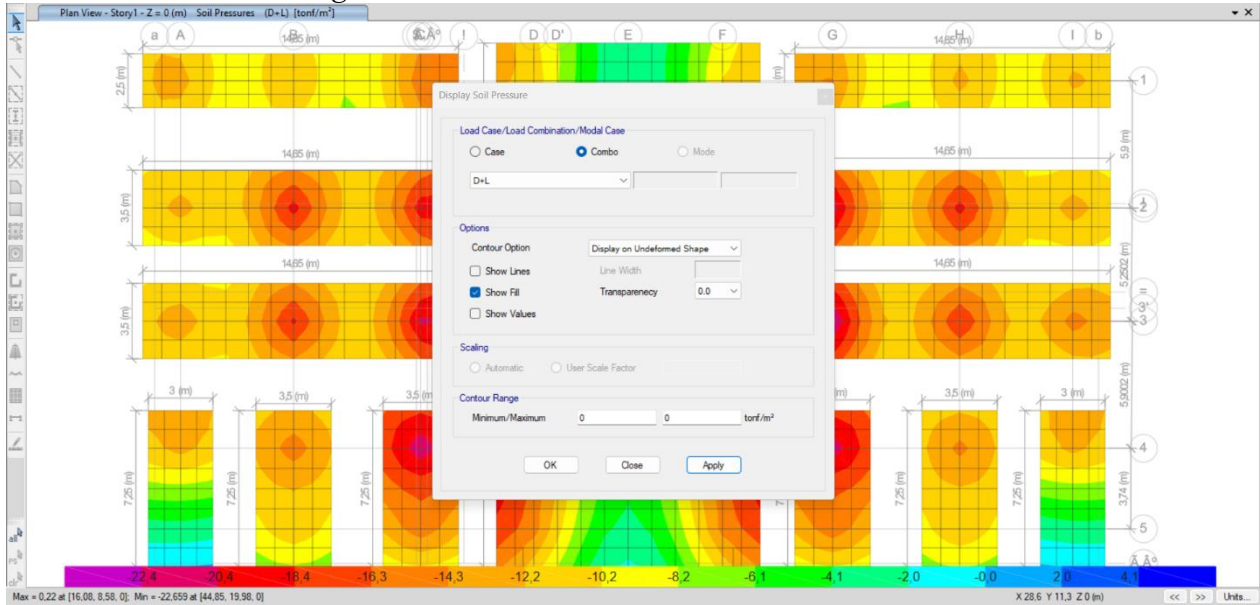
Nota. Presentación de la presión del suelo con la combinación de carga D+L+Sy. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 22.6.0.

$$P \leq P_{max}$$

$$\textit{Presión del suelo} = 38.80 \frac{\textit{Ton}}{\textit{m}^2} \leq 39.9 \frac{\textit{Ton}}{\textit{m}^2} \therefore \textit{Se cumple la condición}$$

Figura 130.

Presión del suelo con carga de servicio D+L



Nota. Presentación de la presión del suelo con la carga de servicio D+L. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 22.6.0.

$$P \leq P_{max}$$

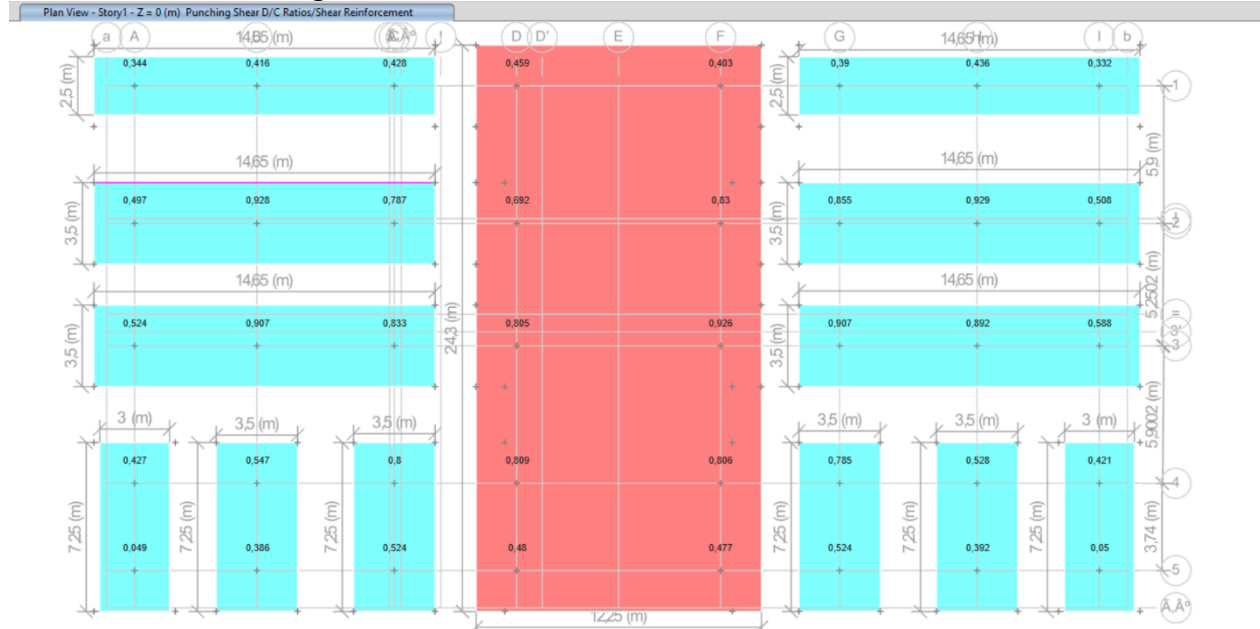
$$\textit{Presión del suelo} = 22.66 \frac{\textit{Ton}}{\textit{m}^2} \leq 30 \frac{\textit{Ton}}{\textit{m}^2} \therefore \textit{Se cumple la condición}$$

6.7.1.3. Verificación punzonamiento

De acuerdo con lo dispuesto en el apartado 5.7.1.3 del presente trabajo y la norma establece que el análisis de punzonamiento, se debe verificar que el punzonamiento no exceda el valor de 1% alrededor del perímetro de la columna. De manera que garantiza que los esfuerzos verticales se transmitan sin comprometer la resistencia a corte, evitando fallas por asentamientos diferenciales.

Figura 131.

Punzonamiento con carga de servicio D+L



Nota. Verificación del punzonamiento. Elaborado por: Los autores a través del software SAFE 22.6.0.

$$V \leq V_{max}$$

V.modelo = 0.926% ≤ 1% ∴ *Se cumple la condición*

6.8. PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA EN ACERO ESTRUCTURAL

6.8.1. Presentación de presupuesto en Acero estructural

El presupuesto que se presenta a continuación ha sido desarrollado en base a un análisis de precios unitarios (APUS), apoyándose y sustentándose en planos estructurales, donde se puede apreciar los elementos constructivos en acero estructural.

Como resultado, se obtiene una estimación económica detallada que refleja fielmente los recursos necesarios para la implementación del proyecto, constituyendo un insumo fundamental para su planificación financiera, gestión técnica y toma de decisiones durante las etapas constructivas.

Tabla 44.

Rubros correspondientes al presupuesto de Acero Estructural

PRESUPUESTO ESTRUCTURAL EN ACERO ESTRUCTURAL					
Código	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
OG.001 PRELIMINARES					
					\$
0011	Limpieza y desbroce.	m2	1097,63	\$ 1,40	1.536,68
					\$
0012	Replanteo y nivelación.	m2	1097,63	\$ 1,41	1.547,66
OG.002 MOVIMIENTOS DE TIERRA					
					\$
0021	Excavación y desalojo. Excavación a mano de 0 a 1 m de	m3	1368,8	\$ 4,70	6.433,36
					\$
0022	profundidad.	m3	60,38	\$ 11,40	688,32
OG.003 CIMENTACIÓN					
					\$
0031	Mejoramiento de suelo con sub base tipo 3. Replanteo de hormigón simple (e=5cm/ f'c=180kgf/cm2).	m3	410,64	\$ 15,55	6.385,45
					\$
0032	Acero de refuerzo (figurado y armado) fy=4200 kgf/cm2.	m3	68,44	\$ 104,00	7.117,76
					\$
0033	Muro de hormigón ciclópeo f'c=180 kgf/cm2 (para base en cadenas de amarre).	kg	81912,67124	\$ 1,30	106.486,47
					\$
0034	Hormigón premezclado en cimentación f'c=280 kgf/cm2.	m3	86,26	\$ 116,00	10.005,70
					\$
0035	Hormigón premezclado en cuello de plintos f'c=240 kgf/cm2	m3	342,2	\$ 72,25	24.723,95
					\$
0036	Hormigón premezclado en contrapiso f'c=240 kgf/cm2.	m3	10,08	\$ 151,90	1.531,15
					\$
0037	Malla electrosoldada en contrapiso	m3	170,14	\$ 183,12	31.156,46
					\$
0038		m2	2102,18	\$ 5,85	12.297,72
OG.004 ESTRUCTURA					
					\$
0041	Hormigón premezclado para losa Deck f'c=240 kg/cm2	m3	1647,234119	\$ 141,30	232.754,18
					\$
0042	Hormigón premezclado en columnas f'c=240 kg/cm2	m3	117,2190139	\$ 133,10	15.601,85
					\$
0043	Lámina metálica (Deck) e= 0.65 mm	m2	19078,70946	\$ 9,00	171.708,39
					\$
0044	Malla electrosoldada para losa Deck	un	1462	\$ 5,60	8.187,03
					\$
0046	Estructura metálica más montaje	kg	459203,40	\$ 2,71	1.244.441,21
					\$
			TOTAL	\$ 960,59	1.882.603,35

Nota. Presupuesto de la estructura de Acero estructural en base a su precio y volúmenes. Elaborado por: Los autores.

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LAS ESTRUCTURAS

7.1. ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO ENTRE EL HORMIGÓN ARMADO Y EL ACERO ESTRUCTURAL

Luego de haber realizado tanto el cálculo estructural en hormigón armado y acero estructural se presenta un análisis con la finalidad de identificar cual de las dos alternativas representa la mejor opción desde el punto de vista técnico y económico. Para ello, se establecen una serie de criterios comparativos que permitirán evaluar cada sistema de manera objetiva durante el análisis de resultados. Entre estos criterios se consideran aspectos técnicos como el peso total de la estructura, el efecto del cortante basal, el periodo de vibración y los controles estructurales definidos por la normativa NEC-2015. Además, se analizan los costos asociados a ambos sistemas constructivos: uno basado en hormigón armado y otro en estructura metálica.

7.1.1. Análisis comparativo técnico

7.1.1.1. Derivas de piso. De acuerdo al apartado 5.6.1 y tabla 35, donde se indica los límites para derivas de piso y estipulados en la norma (*NEC-SE-DS*) se presenta la comparación de las derivas entre las estructuras.

- Derivas en X

Tabla 45.

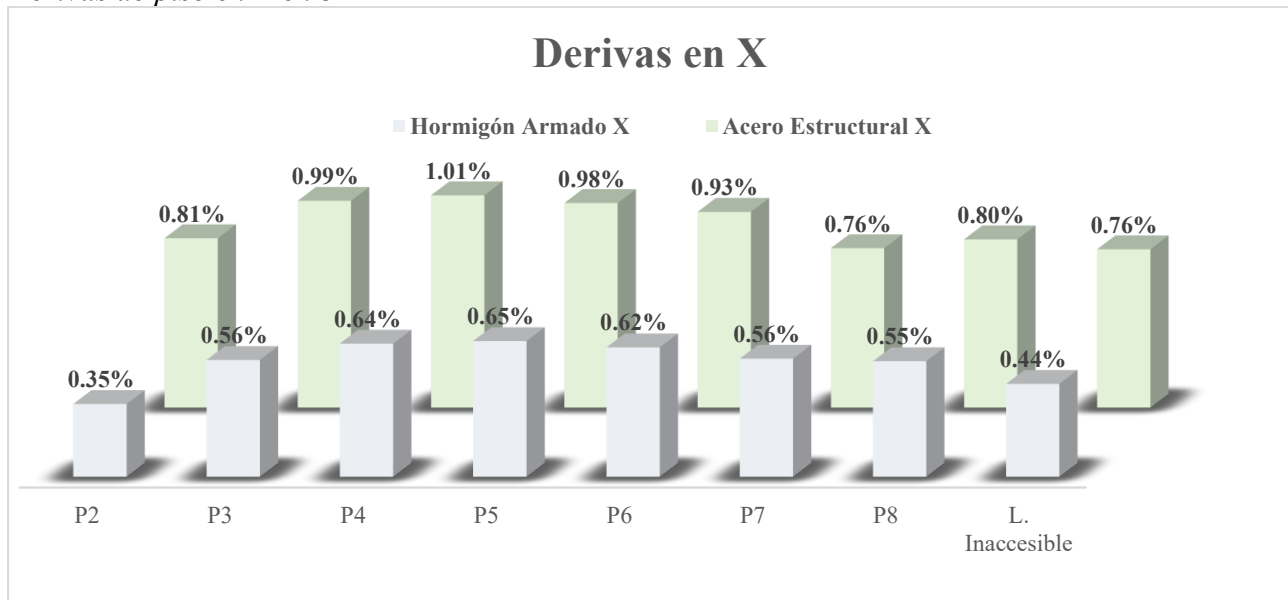
Derivas en X

NÚMERO DE PISO	DERIVAS EN X	
	HORMIGÓN ARMADO	ACERO ESTRUCTURAL
P2	0,35%	0,81%
P3	0,56%	0,99%
P4	0,64%	1,01%
P5	0,65%	0,98%
P6	0,62%	0,93%
P7	0,56%	0,76%
P8	0,55%	0,80%
L. Inaccesible	0,44%	0,76%

Nota. Derivas de piso en ambos sistemas estructurales en “x”. Elaborado por: Los autores.

Figura 132.

Derivas de piso en X en 3D



Nota. Visualización de derivas de piso en 3D en “x” por nivel. Elaborado por: Los autores.

La tabla 44 y la figura 134, permite comparar el comportamiento estructural entre el Hormigón Armado y Acero Estructural bajo las solicitaciones laterales en dirección “x”. Aquí se

observa que el sistema de acero presentó derivas significativamente mayores en todos los pisos analizados.

Por ejemplo, en el P4, tiene una deriva de 1.01% en acero estructural, mientras que en hormigón armado apenas 0.64%, lo que presenta un incremento del 59.32%. Esta tendencia se mantiene a lo largo de los pisos con una diferencia promedio superior al 40%, evidenciando una mayor flexibilidad lateral en acero, misma que puede ser beneficiosa para disipar energía ante eventos sísmicos. Hay que mencionar que en ningún piso las derivas superan el 2% que permite según la norma (NEC-15).

- **Derivas en Y**

Tabla 46.

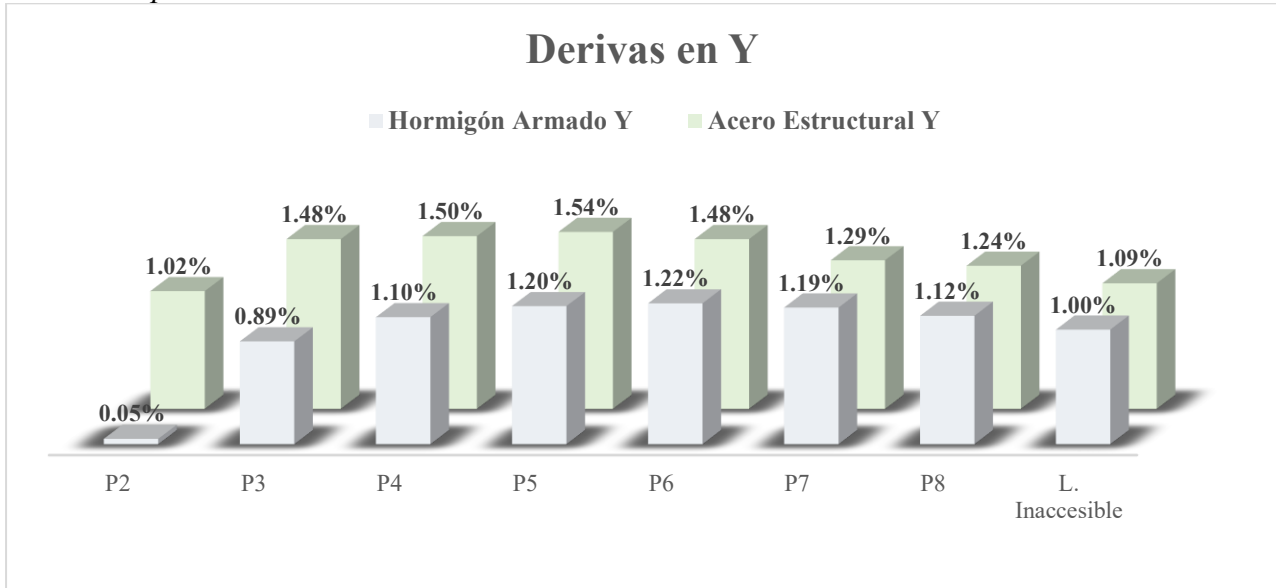
Derivas en Y

DERIVAS EN Y		
NÚMERO DE PISO	HORMIGÓN ARMADO	ACERO ESTRUCTURAL
P2	0,05%	1,02%
P3	0,89%	1,48%
P4	1,10%	1,50%
P5	1,20%	1,54%
P6	1,22%	1,48%
P7	1,19%	1,29%
P8	1,12%	1,24%
L. Inaccesible	1,00%	1,09%

Nota. Derivas de piso en ambos sistemas estructurales en “y”. Elaborado por: Los autores.

Figura 133.

Derivas de piso en Y en 3D



Nota. Visualización de derivas de piso en 3D en “y” por nivel. Elaborado por: Los autores.

La tabla 45 y la figura 135, permite la comparación del comportamiento entre Hormigón Armado y Acero Estructural ante cargas laterales en dirección “y”, en donde se evidencia que el sistema estructural del acero estructural presenta derivas superiores en todos los pisos respecto al de Hormigón Armado.

Por ejemplo, en el P2 en hormigón apenas tiene 0.05% a diferencia del acero estructural presenta una de 1.02%, lo que representa un incremento del 2033%, evidenciando una flexibilidad lateral considerable. Esto se mantiene en los pisos superiores, pero en incrementos de menor diferencia. Si bien el acero ofrece ventajas en términos de disipación de energía ante eventos sísmicos, se exige un control más riguroso como lo describe la norma (NEC-15). Hay que mencionar que ningún piso las derivas superan el 2% que están permitidas según la norma (NEC-15).

7.1.1.2. Periodos de vibración. El período fundamental de vibración está determinado por el sistema estructural, la altura total del edificio (h_n) y los factores (C_t y α), descritos en el apartado 4.7.7, para cada sistema estructural conforme a lo establecido en la norma (*NEC-15, 2015*).

Tabla 47.

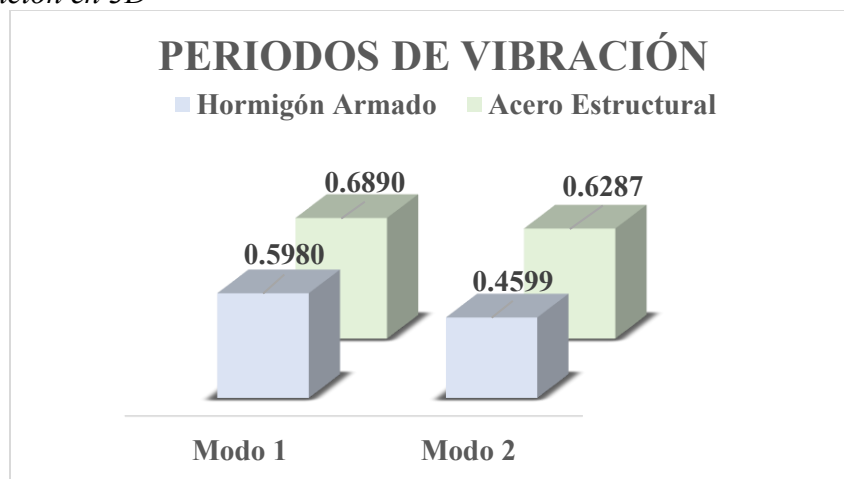
Modos de vibración en Hormigón armado y Acero estructural

PERIODOS DE VIBRACIÓN		
MODOS	HORMIGÓN ARMADO	ACERO ESTRUCTURAL
Modo 1	0,5980	0,6890
Modo 2	0,4599	0,6287

Nota. Modos de vibración de los sistemas estructurales. Elaborado por: Los autores.

Figura 134.

Modos de vibración en 3D



Nota. Modos de vibración de los sistemas estructurales en 3D mediante diagrama de barras. Elaborado por: Los autores.

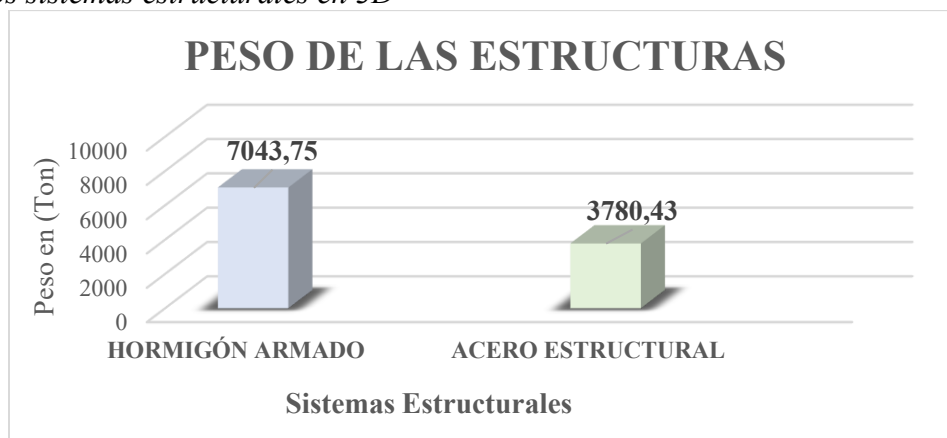
La figura 136, permite la comparación entre los periodos fundamentales de vibración correspondientes al Modo (1 y 2) para los sistemas estructurales. Se evidencia que la estructura de Acero estructural presenta periodos más prolongados en ambos modos. En el modo 1 con valor de

0.689 segundos frente al de Hormigón Armado con un valor de 0.598 segundos. En el modo 2 la diferencia se amplía; es decir, estas variaciones sugieren que la menor rigidez del acero estructural proporciona una mayor capacidad de deformación, lo cual puede ser beneficioso en la disipación de energía sísmica.

7.1.1.3. Peso de la estructura. A pesar de los resultados obtenidos, el acero estructural se destaca por ser más ligera frente al hormigón armado, lo que facilita su transporte, montaje y ejecución en obra, otorgándoles una versatilidad notable.

Figura 135.

Pesos de los sistemas estructurales en 3D



Nota. Diagrama de barras en 3D de los pesos de los sistemas estructurales. Elaborado por: Los autores.

La figura 137, evidencia la diferencia significativa con respecto al peso total en los sistemas estructurales. Hormigón Armado con un valor de 7043,75 Ton, mientras que, en Acero Estructural con 3780,43 Ton, presentando una reducción del 46,33%. Esta diferencia representa que el acero estructural es más ligero, lo que incide a ser más favorable ante la demanda sísmica, solicitaciones sobre la cimentación y procesos constructivos, especialmente en zonas de alta sismicidad.

7.1.1.4. Irregularidad Torsional. Tas el análisis comparativo, se evidencia que a pesar de que ambos sistemas cumplan con los requisitos respectivos a torsión, el acero ofrece ventajas en la mitigación del desplazamiento diferencial y en el ajuste de las excentricidades, lo que contribuye a un mejor desempeño frente a las solicitaciones sísmicas laterales.

Tabla 48.

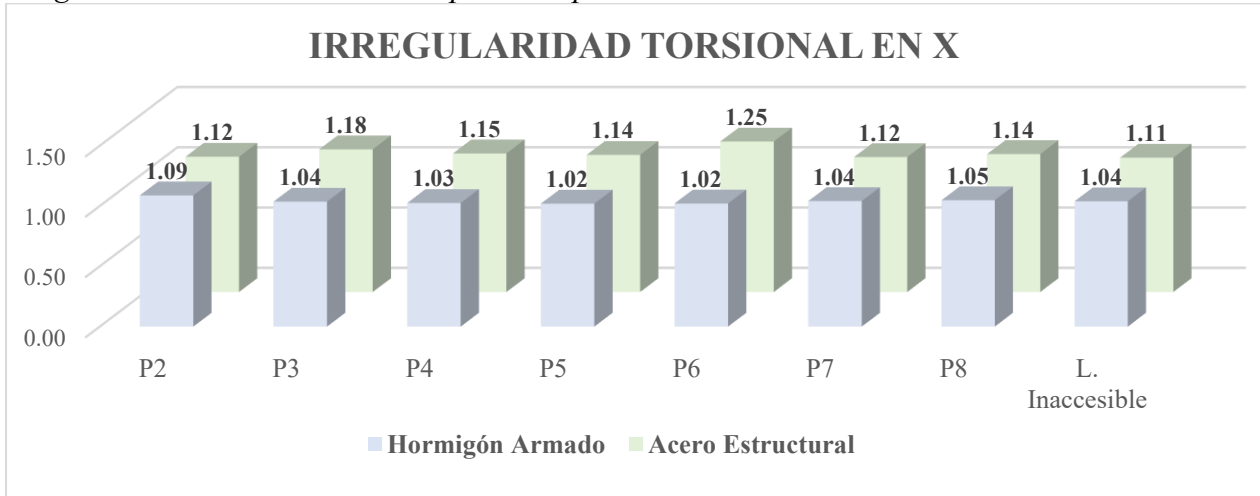
Irregularidad torsional en Hormigón armado y Acero estructural en “x” y “y”

NÚMERO DE PISOS	IRREGULARIDAD TORSIONAL			
	HORMIGÓN ARMADO		ACERO ESTRUCTURAL	
	X	Y	X	Y
P2	1,09	1,06	1,12	1,16
P3	1,04	1,09	1,18	1,15
P4	1,03	1,09	1,15	1,15
P5	1,02	1,08	1,14	1,14
P6	1,02	1,08	1,25	1,18
P7	1,04	1,09	1,12	1,13
P8	1,05	1,10	1,14	1,22
L. Inaccesible	1,04	1,10	1,11	1,13

Nota. Irregularidad torsional en los sistemas estructurales. Elaborado por: Los autores.

Figura 136.

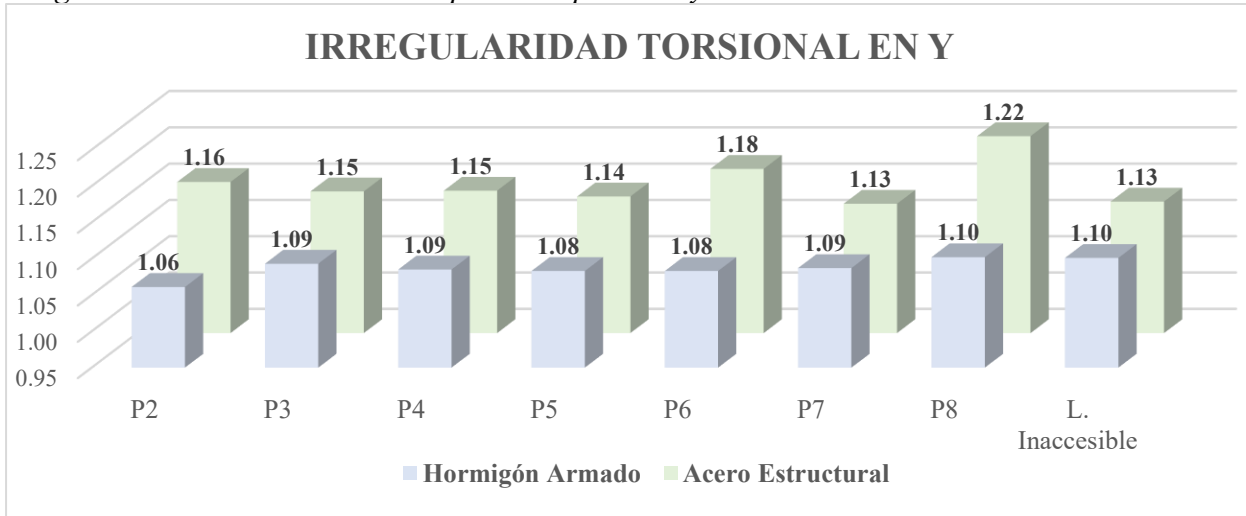
Irregularidades torsionales en 3D por cada piso en “x”



Nota. Diagrama de barras en 3D de las irregularidades torsionales en “x” de los sistemas estructurales. Elaborado por: Los autores.

Figura 137.

Irregularidades torsionales en 3D por cada piso en “y”



Nota. Diagrama de barras en 3D de las irregularidades torsionales en “y” de los sistemas estructurales. Elaborado por: Los autores.

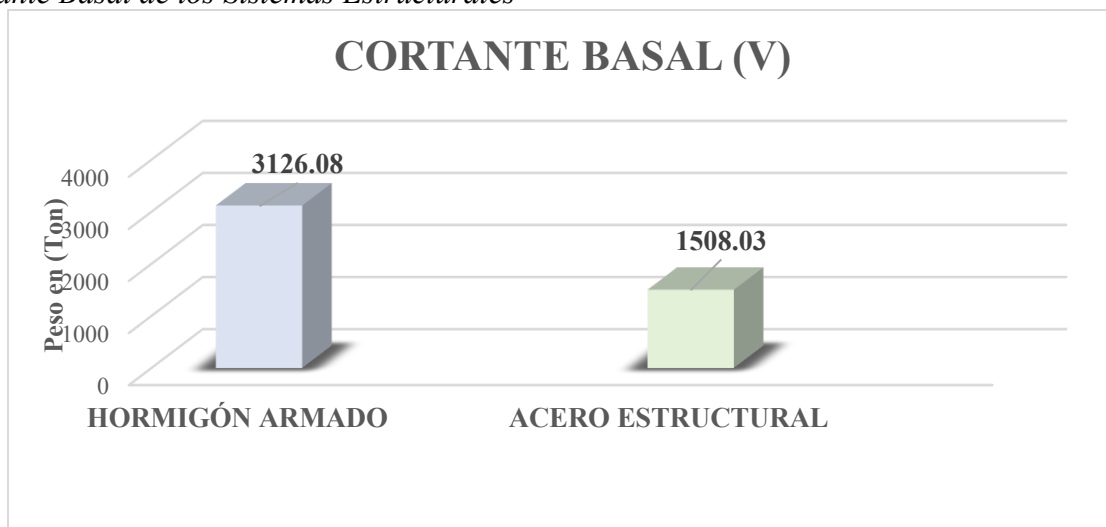
La tabla 47, permite la evaluación de la regularidad torsional en ambas direcciones “x” y “y”, en donde se evidencia que la estructura de Acero Estructural presenta valores superiores respecto a Hormigón Armado en cada uno de los pisos.

El Acero Estructural presenta un incremento promedio del 15% en dirección “x”, frente al Hormigón Armado. De manera similar en dirección “y” el acero estructural presenta incrementos alrededor del 10% respectivamente. Sin embargo, todos los valores de irregularidad torsional se encuentran dentro del rango establecido en la (NEC-SE-DS).

7.1.1.4. Cortante Basal.

Figura 138.

Cortante Basal de los Sistemas Estructurales



Nota. Diagrama de barras en 3D del cortante basal para cada sistema estructural. Elaborado por: Los autores.

La figura 139, evidencia el cortante basal aplicado en los sistemas estructurales, presenta una diferencia significativa entre las magnitudes que absorbe cada sistema constructivo. La estructura de Hormigón Armado soporta un cortante basal de 3126.08 Ton; mientras que el Acero Estructural registra 1508.03 Ton, lo que representa una disminución del 51.76%, respecto al Hormigón Armado.

Esto se debe principalmente a la menor masa propia del sistema de acero, que incide directamente en la reducción de fuerzas sísmicas inerciales.

CONCLUSIONES

La estructura de Hormigón Armado mostro mayor rigidez lateral, control efectivo de derivas y cumplimiento de la normativa (NEC-SE-DS), en estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad como lo es Quito D.M. El uso de muros de corte y la configuración dual permitió optimizar el comportamiento frente a sollicitaciones sísmicas.

El análisis estructural evidenció que el Acero Estructural, al presentar una masa propia inferior en un 46.33 % respecto al Hormigón Armado, genera una reducción significativa del cortante basal, alcanzando una diferencia del 51.76 %, implicando un mejor comportamiento frente a cargas sísmicas.

Ambos sistemas cumplen con las verificaciones de asentamiento, punzonamiento y presiones de suelo admisibles en cimentaciones. Sin embargo, la implementación de mejoramiento de suelo con subbase tipo 3 fue esencial para para alcanzar la capacidad portante requerida según la (NEC-SE-GC).

Aunque el Acero Estructural implica un costo inicial más elevado debido al precio por tonelada de sus materiales, sus ventajas en términos de velocidad de ejecución, facilidad de montaje y reducción de tiempos en obra pueden compensar este incremento en determinados ítems. No obstante, el sistema en Hormigón Armado resultó más económico en el presente estudio, con una diferencia aproximada del 22 % en el costo total de la estructura, atribuida principalmente a la disponibilidad de materiales, menores costos de transporte y mano de obra ampliamente capacidad en técnicas tradicionales.

La propuesta de cambiar de Acero Estructural a Hormigón Armado permite optimizar los costos totales del proyecto sin comprometer la seguridad estructural sismorresistente, resultando una opción técnica viable y económica para edificaciones como parqueaderos.

Tras el análisis integral de comportamiento sísmico, eficiencia estructural, costos económicos y desempeño en cimentaciones, se concluye que el sistema en hormigón armado representa la alternativa más conveniente para el diseño estructural del edificio de parqueaderos de ocho niveles.

RECOMENDACIONES

Para edificaciones de uso masivo o con alta demanda sísmica, se recomienda optar por acero estructural; para edificaciones de menor altura o presupuesto restringido, el hormigón armado puede ser más conveniente.

Dado que las condiciones sísmicas y constructivas pueden variar con el tiempo, es importante mantenerse actualizado con las normativas NEC, ACI y AISC vigentes para asegurar un diseño seguro y eficiente.

Se recomienda incorporar el análisis económico como criterio técnico desde las fases iniciales del proyecto, apoyándose en herramientas como hojas de cálculo, presupuestos por APU y normativas CAMICON, para garantizar eficiencia y sostenibilidad financiera.

Se recomienda que, además del uso de software especializado como ETABS para el análisis estructural, se realicen cálculos manuales y verificaciones independientes de los elementos estructurales. Esta práctica permite validar la coherencia de los resultados obtenidos por el programa, identificar posibles inconsistencias en zonas críticas, y fortalecer el criterio técnico del diseñador.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (AISC 360), A. I. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Editorial American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.
- Abril C., A. R., Abril C., D. E., Cadena N., C. E., & Pérez M., R. L. (2023). Comparativo técnico económico entre pórticos especiales a momento de hormigón armado y acero estructural empleando las normativas ACI 318 19, AISC 341 16, AISC 360 22 Y NEC SE DS 2015. *Ciencia Latina*. <https://ciencialatina.org/index.php/cienciala/article/view/5893>.
- Aguirre S., C. E. (2008). *Análisis Técnico-Económico entre Proyectos de Construcción de Estructura Metálica y Hormigón Armado para Edificios*. [Tesis de Pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/607>.
- Aliaga V., A. H. (2022). *ANÁLISIS COMPARATIVO DEL MÉTODO TRADICIONAL DE HORMIGÓN*. [Tesis de Pregrado, Universidad de Chile]. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/187320>.
- Almánzar, M. A., & Perozo, J. A. (2016). *Análisis Comparativo entre las Estructuras de Hormigón Armado y Acero estructural (aporticadas y cubiertas)*. [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña]. <https://repositorio.unphu.edu.do/handle/123456789/768>.
- Alva S., H., & Carrillo F., M. Á. (2025). *Desempeño sísmico de una edificación de 6 niveles con dispositivos de fluido viscoso en la ciudad de Huacho, 2022*. [Tesis de Posgrado, Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión]. <https://repositorio.unjfsc.edu.pe/handle/20.500.14067/10852>.
- American Society of Civil Engineer. (6 de Junio de 2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Editorial ASCE.

<https://www.asce.org/education-and-events/explore-education/on-demand-webinars/asce-7-22-seismic>.

ArchDaily. (6 de Junio de 2025). *Edificio de Aparcamientos*. <https://www.archdaily.com>

ASTM International. (2020). *ASTM C131/C131M–20: Standard test method for resistance to degradation of coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles machine*. West Conshohocken. https://store.astm.org/c0131_c0131m-20.html.

ASTM International. (2022). *Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (56,000 ft-lbf/ft³ or 2,700 kN-m/m³)*. West Conshohocken. <https://store.astm.org/d1557-12r21.html>.

Autodesk. (16 de Abril de 2023). *AutoCAD*. Obtenido de Autodesk: <https://www.autodesk.com/>

Bautista, B. A., & Inca, D. S. (2023). *ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO PARA EDIFICACIONES DE 4 PISOS PARA CENTROS EDUACTIVOS EN LA PROVINCIA SANTA ELENA*. [Tesis de Pregrado, Universidad Estatal Península de Santa Elena]. <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/10591>.

Blanco B., A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Hormigón Armado*. Editorial Consejo Departamental de Lima.

Briceño, F. J. (2021). Diseño estructural y análisis de comportamiento en edificaciones de parqueaderos urbanos. *Ingeniería y Territorio*, 77-89. <https://repositorio.upta.edu.ve/handle/123456789/10581>.

CAMICON. (2024). *Salarios Mínimos por Ley 2024*. <https://camicon.ec/web/>.

Castillo B., J. M., & Quispe Quispe, W. E. (2025). *ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y DE CONCRETO ARMADO PARA UN EDIFICIO DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE TACNA-TACNA*

2024. [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann].
<https://repositorio.unjbg.edu.pe/bitstreams/54b2fdec-393b-49f6-9d94-717d79dd8d96/download>.
- Chávez, G. (2015). *Elaboración de base de datos y análisis metodológicos, por etapas de proyectos de vivienda de carácter social en la ciudad de Quito a partir de proyectos ejecutados por la Empresa Pública Metropolitana de Hábitat y Vivienda*. [Tesis de Pregrado, Universidad Internacional del Ecuador].
<https://repositorio.uide.edu.ec/handle/37000/2152>.
- Cordero C., G. T., & Saldaña H., R. A. (2024). *Análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación con sistema aporticado de hormigón armado y sistema de pórticos de acero estructural*. [Tesis de Pregrado, Escuela Superior Politécnica del Litoral]. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/63158/>.
- Córdova, M. (2014). *ESTUDIO COMPARATIVO DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO EN HORMIGÓN Y ACERO, EN UN EDIFICIO*. [Tesis de Pregrado, Universidad de Cuenca].
<https://dspace.ucuenca.edu.ec/items/45ab92d4-6d8b-4376-b9e3-a10ce55ed31d>.
- Cruz C, C. M. (2018). *Análisis Comparativo entre Sistemas de Concreto Armado y Estructuras de Acero en el Diseño de un Edificio*. [Tesis de Posgrado, Universidad Peruana de Los Andes]. <https://hdl.handle.net/20.500.12848/779>.
- Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). *Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador*.
https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/1339.
- Farfán L., N. Y. (2024). *COMPARACIÓN DE LA ESTRUCTURA METÁLICA Y LOS MUROS EN DURAPANEL CON LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS CONVENCIONALES EN*

FUNCIÓN DEL COSTO, EL ALCANCE Y EL TIEMPO DE PROYECTOS DE LA CONSTRUCTORA APRIX. [Tesis de Pregrado, Universidad La Gran Colombia].

<https://repository.ugc.edu.co/bitstreams/180c421f-fb66-4f8b-828b-07d58e3d7ccd/download>.

Flores C., J. D., & Reyes V., F. W. (2019). *Diseño de un sistema estructural para vivienda de interés social usando la metodología de paredes portantes con mortero celular.* [Tesis de Pregrado, Universidad Estatal Península de Santa Elena].

<https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/5312>.

Fonseca A., C. A., Rojas C., A. M., & Millan, C. R. (2021). *ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PARQUEADEROS VERTICALES ROTATORIOS EN LA LOCALIDAD DE CIUDAD BOLÍVAR, UPZ 65 ARBORIZADORA.* [Tesis de Posgrado, Corporación Universitaria Minuto de Dios].

https://repository.uniminuto.edu/bitstream/10656/13157/4/TE.PRO_FosecaCarlos-MillanCarlos-RojasAdriana_2021.pdf.

Gamón, R., & Proaño, M. A. (2014). *Análisis y Diseño Estructural Comparativo entre Hormigón Armado y Acero Estructural del Edificio La Riviera emplazado en la ciudad de Cuenca.* [Tesis de Pregrado, Universidad del Azuay].

<https://repositorioslatinoamericanos.uchile.cl/handle/2250/8159851>.

García Pombosa, D. A., & Maldonado Guallichico, R. W. (2021).

<https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/21615>. [Tesis de Grado, Escuela Politécnica Nacional]. <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/21615>.

Guapi A., G. C., & Pilatasig Ch., R. S. (2022). *Análisis comparativo de sistemas estructurales en acero: marcos especiales a momento (SMF) y marcos compuestos especiales a momento*

- (C-SMF). [Trabajo de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana].
<https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/22208> .
- Guía de Diseño2. (2016). *Guía de práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*.
https://www.ecp.ec/wp-content/uploads/2023/01/GUIA-_2.pdf.
- Julcarima, J., & Mejía, J. (2020). *Análisis comparativo entre estructura de concreto armado y estructura de acero para diseño de vivienda multifamiliar, Villa el Salvador, 2020*. [Tesis de Pregrado, Universidad César Vallejo].
<https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/56560>.
- Lituma V., M., & Cañizares O, F. (2021). Análisis del desempeño de un pórtico de hormigón armado con arriostramiento. *Polo del Conocimiento*.
<https://polodelconocimiento.com/ojs/index.php/es/article/view/3430> .
- McCormac, J., & Csernak, S. F. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO*. México D. F. Editorial Person Educación.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2012). *Especificaciones técnicas generales para la construcción de carreteras (ETG-2012)*. Quito: MTOP.
- Molina, D. F. (2018). *DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO EN HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO SISMORRESISTENTE CON LA APLICACION DE LINEAS DE INFLUENCIA*. [Trabajo de Pregrado, Universidad Católica de Cuenca]. <https://dspace.ucacue.edu.ec/handle/ucacue/1884> .
- NEC-15. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Editorial Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-AC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Estructuras de Aceros*". Editorial Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

- NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas (NO SÍSMICAS)*.
Editorial Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Editorial Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-GC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Geotecnia y Cimentaciones*.
Editorial Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Estructuras de Hormigón Armado*. Editorial Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NTE INEN 860, I. (2011). *Áridos - Determinación del valor de la degradación del árido grueso mediante el uso de la máquina de Los Ángeles*. Editorial Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- NTE INEN 861, I. (2011). *Hormigón – Preparación y curado de especímenes cilíndricos*.
Editorial Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- Ordoñez Calero, C. D. (2022). Evaluación de Riesgos de origen Natural y Antrópico en Instituciones Educativas Fiscales del Cantón Mejía, Ecuador. *Estudios Latinoamericanos*, 3-14. Obtenido de <https://www.revistareder.com/ojs/index.php/reder/article/view/93>
- Páez, A. (1986). *HORMIGÓN ARMADO*. Barcelona. Editorial Reverté.
- Pazmiño, D. P., & Pazmiño, D. X. (2022). *DISEÑO SISMO RESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA PARA UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS CON UN ÁREA DE CONSTRUCCIÓN DE 125 m² UBICADA EN LA PROVINCIA DE PICHINCHA SEGÚN NORMA NEC-15*. [Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana del Ecuador]. <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/23434> .
- Perles, P. (2005). *El hormigón armado. Su historia*. Buenos Aires, Argentina.
<https://repositorio.uba.ar/items/3d8c9e7e-2f2f-4f6e-9b3e-5a7f2f3e6c9a>.

- Quimi L., S. E., & Sánchez G., J. F. (2024). *Diseño de una vivienda de uso residencial de 2 pisos con miras a ampliación*. [Tesis de Pregrado, Escuela Superior Politécnica del Litoral].
<https://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/65897>.
- Quimiz, A. R. (2023). *Diseño estructural sismo-resistente de un edificio de 5 pisos de hormigón armado ubicado en el cantón Puerto López*. [Tesis de Pregrado, Universidad Estatal del Sur de Manabí]. <https://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/5837> .
- Quiroga B., C. (2021). *EL ACERO EN LA INGENIERÍA CIVIL , USOS VENTAJAS Y LIMITACIONES: REVISIÓN LITERARIA*. [Tesis de Pregrado, Universidad Cooperativa de Colombia]. <https://hdl.handle.net/20.500.12494/43284>.
- Romo, M. (2008). *DISEÑO A FLEXIÓN DE HORMIGÓN ARMADO*. Ecuador.
<https://es.scribd.com/document/592436052/Temas-de-Concreto-Armado-2008-Marcelo-Romo-Proano-ESPE> .
- Rosas, G. (2015). *Diseño Estructural y Comparación Económica Entre Hormigón Armado y Acero Estructural para Conjunto Residencial Farogama 1*. [Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/11618> .
- Software Shop. (21 de Marzo de 2024). *ETABS - Software de análisis estructural*.
<https://www.software-shop.com/producto/etabs#:~:text=ETABS%20es%20una%20herramienta%20con,y%20la%20generaci%C3%B3n%20de%20informes>.
- Sotelo M., C. A. (2022). *Diseño y construcción de un edificio sostenible de usos mixtos rentables para un predio en el municipio de Zipaquirá Cundinamarca*. [Tesis de Especialización, Universidad Piloto de Colombia].
<https://repository.unipiloto.edu.co/handle/20.500.12277/11650?show=full>.

- Tapia H., E., & García C., J. S. (2020). Comportamiento de estructuras de acero durante los sismos de septiembre de 2017. *Ingeniería Sísmica*, 36 - 52. Obtenido de <https://doi.org/10.18867/ris.101.499>
- Torres G., S. A. (2025). *Caracterización del comportamiento mecánico de armaduras de polímeros reforzados con fibras con resina termoplástica*. [Tesis de Posgrado, Universidad Politecnica de Catalunya Barcelonatech]. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/431488>.
- Troyano, M. (2019). Introducción a las estructuras de hormigón. *Estructuras de Hormigón*. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/431488>
- Yáñez Albán, T. V. (2024). *Optimización de la técnica basada en la voltametría mediante escalones de potencial para la medida de la corrosión en armaduras embebidas en hormigón*. [Tesis de Posgrado, Universidad Técnica de Valencia]. <https://riunet.upv.es/handle/10251/206946>.