



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO STEEL FRAMING
FRENTE A MÉTODOS TRADICIONALES COMO EL HORMIGÓN ARMADO, EN LA
CIUDAD DE SAN JUAN DE LOS DOS RÍOS DE TENA, PROVINCIA DEL NAPO,
ECUADOR**

Trabajo de titulación previo a la obtención
del Título de Ingeniero e Ingeniera Civiles

AUTORES: Marco Daniel Peralta Albuja
Verónica Lizbeth Tapia Sánchez

TUTOR: Daniel Armando Valverde Castillo

Quito - Ecuador
2024

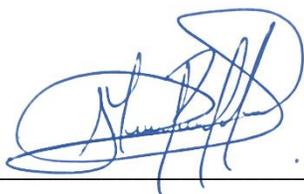
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Marco Daniel Peralta Albuja con documento de identificación N°1750026823 y Verónica Lizbeth Tapia Sánchez con documento de identificación N°1726509001; 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, 28 de febrero de 2024

Atentamente,



Marco Daniel Peralta Albuja
1750026823



Verónica Lizbeth Tapia Sánchez
1726509001

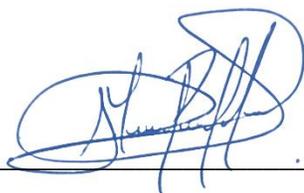
CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Marco Daniel Peralta Albuja con documento de identificación N°1750026823 y Verónica Lizbeth Tapia Sánchez con documento de identificación N°1726509001; 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: “Análisis comparativo del sistema constructivo Steel Framing frente a métodos tradicionales como el hormigón armado, en la ciudad de San Juan de los dos ríos de Tena, provincia del Napo, Ecuador”, 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, 28 de febrero de 2024

Atentamente,



Marco Daniel Peralta Albuja

1750026823



Verónica Lizbeth Tapia Sánchez

1726509001

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: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO STEEL FRAMING FRENTE A MÉTODOS TRADICIONALES COMO EL HORMIGÓN ARMADO, EN LA CIUDAD DE SAN JUAN DE LOS DOS RÍOS DE TENA, PROVINCIA DEL NAPO, ECUADOR, realizado por Marco Daniel Peralta Albuja con documento de identificación N°1750026823 y Verónica Lizbeth Tapia Sánchez con documento de identificación N°1726509001, 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, 28 de febrero de 2024

Atentamente,



Ing. Daniel Armando Valverde Castillo, MSc.

1900467869

DEDICATORIA

A mis padres y hermanos, por su amor incondicional, apoyo constante y por ser mi fuente de inspiración y motivación.

A mis abuelitas, por su sabiduría, consejos y por enseñarme el valor del esfuerzo y la perseverancia. A ellos, con profunda gratitud, dedico este trabajo.

Verónica Lizbeth Tapia Sánchez

DEDICATORIA

A mis padres, dedico este trabajo como un pequeño símbolo de mi profunda gratitud. Su amor incondicional ha sido el faro que me ha guiado en este camino, iluminando incluso los momentos más desafiantes. Sus consejos sabios y su apoyo constante me dieron la fuerza para perseverar y alcanzar mis metas. Este trabajo es un reflejo de su dedicación inquebrantable por mi futuro y de su invaluable confianza en mis capacidades.

Marco Daniel Peralta Albuja

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, fuente de mi sabiduría y fortaleza, agradezco su guía, iluminación y bondad por permitirme alcanzar este logro.

A mis padres, pilares fundamentales de mi vida, les agradezco su amor incondicional, apoyo constante, sacrificio y dedicación por brindarme la mejor educación. Su fe en mí y sus enseñanzas sobre el esfuerzo y la perseverancia han sido claves en este camino.

A mi hermano, mi guía y mentor, le agradezco su apoyo incondicional y por sus consejos sabios.

A mis hermanas, les agradezco su cariño, por estar siempre presentes y compartir las alegrías de este logro. A todos ellos, con profunda gratitud, les agradezco.

Este logro no hubiera sido posible sin su invaluable ayuda y apoyo incondicional. Su amor y confianza me dieron la fuerza para seguir adelante en los momentos difíciles y celebrar con alegría este triunfo. Gracias por ser parte de este camino y por ser mi familia.

Marco Daniel Peralta Albuja

AGRADECIMIENTO

A Dios, por ser la luz que iluminó mi camino.

A mis padres, por su inmenso amor, constante apoyo y sacrificio.

A mis hermanos, por su incondicional compañía y aliento en cada momento.

A mis abuelitas, por la invaluable sabiduría y consejos que me brindaron.

A todos ellos, con infinito amor, les agradezco, es fruto del esfuerzo conjunto y la invaluable ayuda que me brindaron.

Verónica Lizbeth Tapia Sánchez

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I.....	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Problema de estudio	2
1.2.1 Antecedentes.....	3
1.2.2 Importancia y Alcance.....	3
1.2.3 Delimitación	4
1.3 Justificación.....	5
1.4 Objetivos	6
1.4.1 Objetivo General.....	6
1.4.2 Objetivos Específicos.	6
CAPÍTULO II	8
MARCO TEÓRICO	8
2.1 Steel Framing	8
2.2 Ventajas y Desventajas del Steel Framing	9
2.2.1 Ventajas	9
2.2.2 Desventajas	9
2.3 Sistema de construcción	9
2.3.1 Hormigón Armado.....	10

2.3.2 Steel Framing.....	11
2.3.3 Perfiles en Steel Framing.....	12
2.3.4 Requerimientos para la Construcción.....	14
2.3.5 Tipo de Fijaciones	14
2.3.6 Métodos De Construcción del Steel Framing y Hormigón Armado	17
2.4 Eficiencia Constructiva del Steel Framing.....	18
2.5 Sostenibilidad ambiental Steel Framing.....	18
2.6 Resistencia estructural y Adaptabilidad	18
2.6.1 Resistencia y Adaptabilidad del Steel Framing.....	18
2.6.2 Resistencia y Adaptabilidad del Hormigón	19
CAPÍTULO III.....	21
METODOLOGÍA.....	21
3.1 Tipo de Investigación	21
3.2 Método	21
3.3 Técnica de recolección de información.....	22
3.4 Proceso técnico de Ingeniería Civil.....	22
CAPÍTULO IV	24
ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO.....	24
4.1 Descripción de la estructura	24
4.1.1 Descripción Arquitectónica	24

4.1.2 Descripción Geométrica	28
4.2 Determinación de cargas	29
4.2.1 Cargas vivas.....	29
4.2.2 Carga muerta.....	30
4.3 Espectro de diseño.....	33
4.3.1 Determinación del Valor Z.....	33
4.3.2 Tipo de Perfil del Suelo	34
4.3.3 Coeficientes de perfiles de suelo F_a, F_d, F_s	34
4.3.4 Determinación de límite T_o y T_c	36
4.3.5 Determinación de factores η y r	36
4.3.6 Datos obtenidos Espectro Dinámico y Estático.....	37
4.4 Cortante basal.....	41
4.4.1 Determinación del coeficiente de importancia (I)	42
4.4.2 Determinación de reducción de resistencia sísmica R.....	42
4.4.3 Determinación de coeficientes de irregularidad en planta (ϕ_P y ϕ_E)	42
4.4.4 Determinación período de vibración T	43
4.4.5 Determinación del factor $S_a(T_a)$	44
4.4.6 Determinación cortante basal	44
4.5 Distribución vertical de cortante basal	45
4.5.1 Comprobación del Cortante basal.....	45

4.6 Dimensión de elementos estructurales	46
4.7 Análisis estructural	46
4.7.1 Modelación de la estructura.....	46
4.7.2 Modelo Estructural	48
4.7.3 Derivas de Piso	50
4.7.4 Dimensiones definitivas de elementos estructurales	50
CAPÍTULO V.....	51
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN STEEL FRAMING	51
5.1 Descripción de la estructura	51
5.2 Determinación de cargas	52
5.2.1 Carga viga.....	52
5.2.2 Carga muerta.....	53
5.3 Espectro de diseño.....	57
5.3.1 Datos obtenidos Espectro Dinámico y Estático.....	57
5.4 Cortante basal.....	61
5.4.1 Factor de reducción de resistencia sísmica (R)	61
5.4.2 Período de vibración T	62
5.4.3 Determinación del factor $S_a(T_a)$	62
5.4.4 Determinación cortante basal	62
5.6 Dimensión de perfiles.....	64

5.7 Análisis estructural.....	65
5.7.1 Modelación de la estructura.....	65
5.7.2 Modelo.....	66
5.7.3 Derivas de piso	67
5.8 Diseño estructural.....	70
5.8.1 Diseño a flexión.....	70
5.8.2 Diseño a corte	82
5.8.3 Miembros a compresión	84
5.8.4 Riostras	94
CAPÍTULO VI.....	96
ANÁLISIS ECONÓMICOS	96
6.1 Generalidades	96
6.2.2 Costo por metro cuadrado de construcción	97
6.2.4 Análisis de precios unitarios.....	103
6.3 Tiempo estimado de construcción en H.A	104
6.3.1 Duración de actividades.....	104
6.3.2 Tiempo constructivo de cada rubo.....	104
6.4 Análisis económico de la estructura en S.F.....	105
6.4.1 Presupuesto referencial.....	105
6.4.4 Análisis de precio unitario	114

6.5 Tiempo estimado de construcción.....	114
6.5.1 Tiempo constructivo de cada rubro	114
CAPÍTULO VII	117
ANÁLISIS COMPARATIVO	117
7.1 Análisis comparativo estructural.....	117
7.1.1 Carga Viva.....	117
7.1.2 Carga muerta.....	118
7.1.3 Espectro de diseño	119
7.1.4 Factores para el cálculo de cortante basal	120
7.1.5 Cortante basal y peso de la estructura	121
7.1.6 Derivas de piso	124
7.1.7 Elementos estructurales	127
7.2 Análisis e interpretación (Encuesta aplicada a población de dicha provincia)	131
7.3 Análisis comparativo económico	134
7.3.1 Costo total de la estructura	134
7.3.2 Costo por metro cuadrado.....	135
7.3.3 Tiempo de construcción.....	136
7.3.4 Volúmenes de obra	137
7.3.5 Incidencia por material	137
7.3.6 Incidencias por rubros	139

7.3.7 Incidencias por mano de obra.....	140
CONCLUSIONES.....	140
RECOMENDACIONES	143
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	144

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Límites territoriales de la Provincia de Napo	5
Tabla 2 Cargas vivas utilizadas.....	30
Tabla 3 Valores del factor Z.	33
Tabla 4 Valores del factor Z	34
Tabla 5 Resumen de clasificación de los perfiles de suelo	34
Tabla 6 Coeficiente de f_a	35
Tabla 7 Coeficiente de f_d	35
Tabla 8 Coeficiente de f_s	36
Tabla 9 Datos del espectro de diseño estático.....	37
Tabla 10 Datos del espectro de diseño dinámico.....	39
Tabla 11 Coeficiente de importancia	42
Tabla 12 Coeficiente de resistencia sísmica	42
Tabla 13 Coeficiente de configuración en planta.....	43
Tabla 14 Coeficiente de configuración en elevación	43
Tabla 15 Coeficiente para período de vibración	44
Tabla 16 Distribución de peso de la estructura	45
Tabla 17 Distribución vertical de cortante basal.....	45
Tabla 18 Dimensión de elementos estructurales.....	46
Tabla 19 Combinaciones de carga	47
Tabla 20 Control de derivas de piso.....	50
Tabla 21 Dimensiones de los elementos estructurales.....	50
Tabla 22 Cargas vivas para Steel Framing.....	53

Tabla 23	Espectro sísmico elástico e inelástico	57
Tabla 24	Espectro sísmico elástico e inelástico	59
Tabla 25	Coeficiente (R) para sistemas estructurales de ductilidad limitada	61
Tabla 26	Coeficientes para período de vibración.....	62
Tabla 27	Cuantificación de pesos del Steel Framing.....	63
Tabla 28	Distribución vertical del cortante basal Steel Framing.....	63
Tabla 29	Dimensión de perfiles estructurales.....	65
Tabla 30	Control de derivas de piso Steel Framing.....	68
Tabla 31	Control de derivas de piso Steel Framing.....	68
Tabla 32	Control de derivas de piso Steel Framing.....	69
Tabla 33	Control de derivas de piso Steel Framing.....	69
Tabla 34	Refuerzo de labio simple.....	74
Tabla 35	Eje neutro con secciones efectivas.....	80
Tabla 36	Refuerzo de labio simple	88
Tabla 37	Presupuesto referencial en Hormigón Armado.....	96
Tabla 38	Volumen de hormigón de replantillo	98
Tabla 39	Volumen de hormigón en plintos.....	98
Tabla 40	Volumen de hormigón en cadena de amarre.....	98
Tabla 41	Volumen de hormigón en columnas	99
Tabla 42	Volumen de hormigón en vigas	99
Tabla 43	Volumen de losa	99
Tabla 44	Cantidad de bloques de alivianamiento	100
Tabla 45	Cantidad de mampostería.....	100

Tabla 46 Acero de refuerzo en plintos	100
Tabla 47 Acero de refuerzo en columnas.....	101
Tabla 48 Acero de refuerzo en cadenas	101
Tabla 49 Acero de refuerzo en losa	102
Tabla 50 Duración constructiva por rubro	104
Tabla 51 Duración constructiva por rubro.	104
Tabla 52 Comparación de espectros dinámicos.....	105
Tabla 53 Volumen de excavación.....	106
Tabla 54 Volumen de hormigón de replantillo	106
Tabla 55 Volumen de hormigón en plintos.....	107
Tabla 56 Volumen de hormigón de cadenas.....	107
Tabla 57 Volumen de hormigón de columnas	107
Tabla 58 Volumen de hormigón de vigas	108
Tabla 59 Acero de refuerzo en plintos	108
Tabla 60 Acero de refuerzo en cadenas	108
Tabla 61 Acero de refuerzo en columnas.....	109
Tabla 62 Acero de refuerzo en viga	110
Tabla 63 Acero de refuerzo en losa	110
Tabla 64 Cantidad de perfiles	112
Tabla 65 Cantidad de OSB de entrepiso	113
Tabla 66 Unidades de paneles.....	113
Tabla 67 Cantidad accesorios para paneles.....	113
Tabla 68 Cantidad de paneles de vidrio	114

Tabla 69 Tiempo constructivo para Steel Framing.....	114
Tabla 70 Comparación carga viva.	117
Tabla 71 Comparación carga muerta	118
Tabla 72 Compasión de paredes divisoras.....	118
Tabla 73 Deriva calculada en sentido X-	126
Tabla 74 Deriva calculada en sentido Y-	126
Tabla 75 Deriva calculada en sentido X+	126
Tabla 76 Deriva calculada en sentido Y+	127
Tabla 77 Comparación de costo total.....	134
Tabla 78 Tiempo de construcción.....	136
Tabla 79 Volúmenes de obra	137
Tabla 80 Incidencia por materiales	137
Tabla 81 Otro tipo de material	138
Tabla 82 Incidencia por rubros	139

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Ubicación de la vivienda de tres pisos	4
Figura 2	Ejemplo de Steel Framing.....	8
Figura 3	Partes de construcción de Hormigón Armado.....	10
Figura 4	Ejemplo de componentes de una vivienda con Steel Framing.....	11
Figura 5	Perfilería tipo C	12
Figura 6	Perfilería tipo U	13
Figura 7	Tipos de tornillos.....	15
Figura 8	Anclajes permanentes.....	16
Figura 9	Render del edificio	24
Figura 10	Vista en planta P.B	25
Figura 11	Vista en planta P.P.....	26
Figura 12	Vista en planta S.P.....	27
Figura 13	Vista en 3D de la estructura	28
Figura 14	Vista en planta de la estructura.....	29
Figura 15	Vista en planta y corte de losa alivianada	30
Figura 16	Vista en elevación de la Mampostería.....	32
Figura 17	Espectro sísmico de diseño.....	33
Figura 18	Espectro sísmico elástico e inelástico	38
Figura 19	Espectro Sísmico ETABS	38
Figura 20	Espectro sísmico elástico e inelástico	41
Figura 21	Modelo en 3D.....	48

Figura 22	Modelo en planta de la estructura.....	49
Figura 23	Vista en 3D de la estructura	51
Figura 24	Vista en plana de la estructura.....	52
Figura 25	Detalle de entrepiso húmedo	54
Figura 26	Detalle de entrepiso seco	55
Figura 27	Detalle de panel estructural comercial	56
Figura 28	Espectro sísmico estático.....	58
Figura 29	Espectro sísmico Dinámico	61
Figura 30	Detalle de perfiles tipo C y U	64
Figura 31	Modelo 3D de la estructura en Steel Framing.....	66
Figura 32	Vista en planta del modelo en Steel Framing	67
Figura 33	Perfiles C estructurales	70
Figura 34	Perfiles C estructurales	71
Figura 35	Perfiles C estructurales	84
Figura 36	Perfiles C estructurales	85
Figura 37	Diseño de agujeros en montantes.....	91
Figura 38	Diseño de agujeros en montantes	91
Figura 39	Presupuesto referencial del Steel Framing.	91
Figura 40	Diseño de agujeros en montantes	91
Figura 41	Comparación de espectros dinámicos	105
Figura 42	Comparación de espectros dinámicos	119
Figura 43	Comparación de espectros inelásticos	120
Figura 44	Comparación de los dos sistemas estructurales.....	123

Figura 45	Comparación de derivas de piso en X	124
Figura 46	Comparación de derivas de piso en Y	125
Figura 47	Detalle panel estructural.....	128
Figura 48	Detalle de columna.....	128
Figura 49	Detalle de entrepiso.....	129
Figura 50	Detalle de viga.....	129
Figura 51	Estadística de resultados.....	131
Figura 52	Comparación económica	132
Figura 53	Costo por metro cuadrado.	135
Figura 54	Tiempo de Construcción	135
Figura 55	Incidencia por materiales.....	1389
Figura 56	Incidencia por rubros.....	139
Figura 57	Incidencia de mano de obra.....	140

RESUMEN

El presente estudio analiza y compara dos sistemas constructivos para viviendas: el tradicional hormigón armado y el innovador Steel Framing. Este último se presenta como una alternativa viable al sistema tradicional, ofreciendo ventajas significativas en cuanto a rapidez, economía, seguridad y comportamiento sísmico.

El análisis se basa en una vivienda tipo, considerando aspectos técnicos, económicos y sociales. Se realiza un análisis estructural de la vivienda utilizando ambos sistemas, comparando su comportamiento ante diferentes cargas y solicitaciones. También se realiza un análisis de costos de obra gris, determinando el sistema más económico en términos de construcción.

Los resultados del estudio indican que el Steel Framing presenta un mejor desempeño en comparación con el hormigón armado en la mayoría de los aspectos analizados. Es un sistema más rápido de construir, lo que reduce el tiempo de entrega de la vivienda y permite a los propietarios ocuparla antes. Además, es un sistema más económico, con un menor costo de construcción por metro cuadrado.

En cuanto a la seguridad, el Steel Framing también ofrece ventajas. Es un sistema más resistente a los sismos, lo que lo hace más seguro para los ocupantes de la vivienda. Además, es un sistema más ligero, lo que reduce la carga sobre la cimentación y los elementos estructurales.

Finalmente, el Steel Framing cumple con las normas ecuatorianas de construcción. Es un sistema seguro y confiable que puede ser utilizado para construir viviendas en todo el país.

Palabras clave: Steel Framing, Hormigón armado, Vivienda, Construcción, Economía, Seguridad, Sismo, Normas, Ecuador.

ABSTRACT

The present work analyzes and compares two construction systems for residential structures: the traditional system of reinforced concrete and the innovative Steel Framing. Steel Framing shows an alternative that is viable in contrast to the traditional system, offering significant advantages in terms of speed, economy, safety, and seismic behavior.

This analysis is based on a typical structure for residential buildings, considering technical, economic, and social aspects. A structural analysis of the residential building was carried out using both systems, comparing its behavior under different loads and solicitations. An analysis of the cost of unfinished houses was also performed, determining the most economical structure systems in terms of construction.

The result of the study demonstrates that Steel Framing presents better performance in contrast to reinforced concrete structures in most of the aspects that were analyzed. Steel Framing is a faster system to build up, which reduces the delivery time of the residential and allows owners to occupy it sooner. In addition, it is the more economical system, with a lower construction cost per meter square.

In terms of security, Steel Framing also offers advantages. It is a system that is more resistant to earthquakes, which makes it safer for the occupants of the house. In addition, it is a lighter system, which reduces the load on the foundation and structural elements.

Finally, the Steel Framing follows the Ecuadorian construction standards. It is a safe and reliable system that can be used to build residential structures throughout the country.

Keywords: Steel Framing, Reinforced concrete, Housing, Construction, Economy, Security, Earthquake, Standards, Ecuador.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

La finalidad del presente proyecto es comparar la eficiencia tanto estructura como la eficiencia económica entre un sistema tradicional de hormigón armado y el sistema estructural liviano (Steel Framing) con el objetivo de proponer nuevas técnicas constructivas para viviendas en la zona amazónica del Ecuador; Aunque el Steel Framing en Ecuador no es reciente en la zona amazónica no es muy utilizada.

Al ser una tecnología muy poca conocida, tiene aceptación en varias provincias del Ecuador especialmente en Quito, sobre todo en el campo industrial como por ejemplos conjuntos residenciales donde se ha visto sus beneficios y cualidades, que pueden ser aprovechadas en dicha zona.

El concepto de las estructuras realizadas con Steel Framing es dividir la estructura en una gran cantidad de elementos estructurales, de manera que cada uno resista una porción de carga total (Mauricio Jorajuria, F.S. (2015)), además que tiene otras cualidades como: precisión, costo y reducción del tiempo en construcción.

Actualmente, los bajos recursos económicos limitan el diseño de viviendas que son construidas con sistemas tradicionales, por lo tanto, es necesario realizar un análisis económico comparativo en donde se reflejan los costos que conlleva al construir por métodos tradicionales y el Steel Framing.

1.2 Problema de estudio

El problema que se abordará en el presente proyecto es el siguiente: ¿Cuál es la eficiencia estructural, eficiencia económica y durabilidad del sistema de construcción Steel Framing en comparación con el método tradicional como el hormigón en una vivienda de tres plantas en la ciudad de San Juan de los dos ríos de Tena de la provincia de Napo?

La Amazonia ecuatoriana presenta desafíos únicos en términos de construcción al ser una zona de alta vegetación, climas húmedos y suelos con una baja capacidad a la resistencia, que está constituida por suelos aluminio-ferrosos o mal drenados, Sin embargo, su eficiencia estructural, eficiencia económica y durabilidad en el contexto de la Amazonia ecuatoriana aún no se han estudiado ampliamente y comparado con los métodos tradicionales utilizados en la región.

El sistema de construcción Steel Framing ha ganado reconocimiento como una alternativa prometedora comparado con los métodos tradicionales. Sin embargo, su eficiencia estructural, eficiencia económica y durabilidad específicamente en el contexto de la Amazonia ecuatoriana aún no han sido ampliamente estudiadas y comparadas con los métodos tradicionales utilizados en la región.

Por lo tanto, es necesario realizar un análisis comparativo para determinar si el Steel Framing es una opción eficiente y sostenible en términos de construcción en la Amazonia ecuatoriana, en comparación al hormigón armado. Se requiere investigar y evaluar aspectos como la rapidez de montaje, desperdicios, el uso de recursos naturales, la resistencia al fuego y la capacidad de adaptación a las condiciones ambientales de la región.

1.2.1 Antecedentes

La ciudad de San Juan de los dos ríos de Tena de la provincia de Napo, de la región amazónica del Ecuador, presenta características geográficas y ambientales únicas, que plantean desafíos específicos para la construcción. La alta humedad, las fluctuaciones climáticas extremas y la presencia de insectos: representan obstáculos significativos para la durabilidad y resistencia de las estructuras. En este contexto, surge la necesidad de realizar un análisis comparativo entre el sistema de construcción Steel Framing y los métodos tradicionales utilizados en la Amazonia ecuatoriana. En consecuencia, es fundamental realizar un análisis comparativo exhaustivo que permita evaluar de manera objetiva los beneficios y limitaciones de cada sistema constructivo en el contexto específico de la ciudad de San Juan de los dos ríos de Tena.

1.2.2 Importancia y Alcance

El terremoto de magnitud 7.8 en la escala de Richter ocurrido el 16 de abril de 2016 en la provincia de Manabí, Ecuador, causó deslizamientos de tierras y daños en las construcciones de la región amazónica. Incentivando la importancia de investigar nuevas tecnologías que resuelvan los problemas de la construcción convencional.

La investigación está encaminada a beneficiar a la comunidad y los propietarios de viviendas en la ciudad de San Juan de los Dos Ríos de Tena. Además, se realizará una investigación exhaustiva sobre el sistema de construcción con Steel Framing y el hormigón armado en la región amazónica del Ecuador, analizando sus ventajas, desventajas, características técnicas, y su adaptabilidad al entorno geográfico y climático.

Se buscó una vivienda que cuente con los requisitos necesarios para la realización de este proyecto tales como que sea construida de forma tradicional es decir de hormigón armado y mampostería, otra característica es que la vivienda haya sido afectada por sismos, ya que eso da una ventaja para realizar estudios y comparar mejor estos dos sistemas. Este estudio permitirá evaluar la posibilidad de adoptar tecnologías más avanzadas y eficientes en el sector de la construcción, lo que podría mejorar la calidad de las edificaciones y reducir su impacto ambiental.

1.2.3 Delimitación

La vivienda de tres pisos está ubicada en la provincia del Napo, Cantón Tena, parroquia Tena, sector redondel Jumandy

Figura 1

Ubicación de la vivienda de tres pisos



Nota. Dentro del círculo rojo se aprecia la vivienda y la zona donde se va a trabajar. Elaborado por: Los autores a través de Google Earth Pro, 2024.

La provincia de Napo se encuentra ubicada en el centro norte de la Región Amazónica y cuyos límites se presentan en la siguiente tabla

Tabla 1

Límites territoriales de la Provincia de Napo

NORTE	Provincia de Sucumbíos
SUR	Provincias de Pastaza y Tungurahua
ESTE	Provincia de Orellana
OESTE	Provincias de Pichincha, Cotopaxi, Tungurahua

Nota. En la tabla se observa los límites territoriales de la provincia del Tena. Fuente: GAD Municipal de Tena. Elaborado por: Los autores.

Por su ubicación geográfica la temperatura media que se presenta actualmente en la provincia comprende valores entre los 25 y 27°C, con los picos más altos en el mes de octubre y los menores en julio.

Según estudios del GAD Municipal del Tena (2023) “El cantón Tena, se constituye en un sector multiétnico y pluricultural, su población actualmente llega a los 60.880 habitantes, de la cual el 61,7% de la población viven en la zona rural y el 38% en la zona urbana de Tena”

1.3 Justificación

Una de las principales motivaciones para realizar este análisis comparativo es la búsqueda de soluciones constructivas más eficientes y sostenibles. El sistema constructivo Steel Framing se destaca por su rapidez de construcción, su resistencia a condiciones climáticas adversas y su capacidad para lograr un buen rendimiento térmico. Además, habitualmente genera menos residuos durante la construcción y permite una mayor flexibilidad en el diseño arquitectónico. La

región amazónica es una de las áreas más ricas en biodiversidad del planeta, misma que experimenta altas temperaturas y humedad durante gran parte del año; Al investigar y comparar el impacto ambiental del sistema de construcción Steel Framing en comparación con el método tradicional ayudará a determinar cuál de ellos es más amigable con el medio ambiente. Esto puede influir en la toma de decisiones futuras en términos de políticas de construcción y planificación urbana sostenible. Sin embargo, también existen desafíos y limitaciones asociados al Steel Framing, como la necesidad de contar con mano de obra especializada, la disponibilidad de los materiales y la resistencia a fenómenos naturales específicos de la región. Por ello, es importante realizar un análisis comparativo que evalúe tanto los beneficios como las limitaciones de cada sistema constructivo.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Análisis comparativo que permita evaluar y comparar de manera integral el sistema de construcción Steel Framing y el método tradicional (hormigón armado) en el contexto específico de la ciudad de San Juan de los Dos Ríos de Tena, en la provincia del Napo, en la región amazónica del Ecuador, con el propósito de proporcionar información relevante y orientación en la selección del sistema constructivo más adecuado en esa región.

1.4.2 Objetivos Específicos.

- Evaluar la eficiencia del sistema de construcción Steel Framing frente a los métodos tradicionales (hormigón armado) en términos de rapidez de montaje y desempeño estructural en la ciudad de San Juan de los Dos Ríos de Tena, en la provincia del Napo

- Determinar los costos totales, incluyendo materiales y mano de obra, asociados con cada sistema constructivo para la viabilidad económica en la región amazónica.
- Comparar la capacidad de adaptación de ambos sistemas constructivos a las condiciones geográficas y climáticas específicas de la ciudad de San Juan de los Dos Ríos de Tena.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Steel Framing

La construcción de viviendas y edificaciones en la Amazonia ecuatoriana ha estado históricamente basada en métodos tradicionales que utilizan principalmente madera y concreto. Sin embargo, el sistema de construcción Steel Framing ha emergido como una alternativa moderna y eficiente en muchos lugares del mundo. Este análisis comparativo tiene como objetivo evaluar y contrastar el rendimiento del Steel Framing frente a los métodos tradicionales en términos de eficiencia constructiva, sostenibilidad ambiental y resistencia estructural en el contexto específico de la región amazónica ecuatoriana.

Figura 2

Ejemplo de Steel Framing.



Nota. En el lado izquierdo se observa la estructura en Steel Framing. Fuente: Alacero (2007).

2.2 Ventajas y Desventajas del Steel Framing

2.2.1 Ventajas

- La construcción con Steel Framing suele ser más rápida que los métodos tradicionales, ya que las piezas prefabricadas se ensamblan de manera eficiente en el lugar de construcción.
- Las estructuras de acero son significativamente más ligeras que las de concreto o madera, facilitando la manipulación y el transporte de los materiales durante la construcción.
- El acero es un material resistente que no se ve afectado por plagas o hongos. Además, es incombustible, lo que mejora la resistencia al fuego de la estructura.
- Las piezas de acero se fabrican con precisión en entornos controlados, lo que garantiza uniformidad y reduce los errores durante la construcción.

2.2.2 Desventajas

- El costo inicial de construcción con Steel Framing puede ser más alto que con algunos métodos tradicionales, aunque este costo puede compensarse con ahorros en otros aspectos del proyecto.
- Para edificios de gran altura, pueden surgir desafíos estructurales y económicos que limitan la aplicabilidad del Steel Framing en comparación con otros sistemas.
- Las estructuras de acero pueden transmitir más ruido de impacto que algunos otros materiales, aunque esto puede mitigarse con el uso adecuado de aislamiento acústico

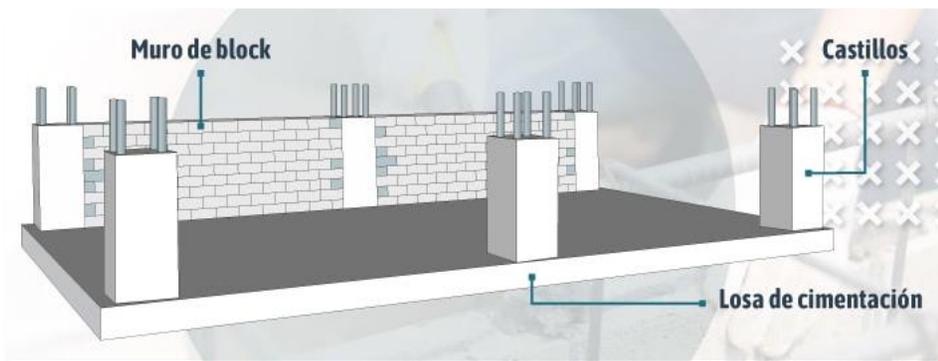
2.3 Sistema de construcción

2.3.1 Hormigón Armado

El hormigón armado, constituyente esencial en la industria de la construcción contemporánea, amalgama la tenacidad del acero con la resistencia a la compresión inherente al hormigón, dando origen a un compuesto estructural de notable robustez y perdurabilidad. En el proceso constructivo, se instaura un encofrado que desempeña el papel de matriz efímera, seguido de la meticulosa disposición de barras de acero de refuerzo, elemento determinante para la resistencia a la tracción. Posteriormente, se realiza el vertido de la mezcla compuesta por cemento, agua, arena y grava sobre el encofrado, otorgando resguardo y envoltura al esqueleto metálico. Esta simbiosis material se traduce en estructuras versátiles, aptas para acomodarse a variadas configuraciones, hallando aplicación en una diversidad de proyectos, desde edificaciones hasta obras de infraestructura y puentes. La durabilidad inherente al hormigón armado, su capacidad para desafiar condiciones climáticas adversas y el mantenimiento sistemático que demanda, consolidan su posición como componente fundamental en la edificación de estructuras de índole sólida y perdurable en el transcurso del tiempo.

Figura 3

Partes de construcción de Hormigón Armado



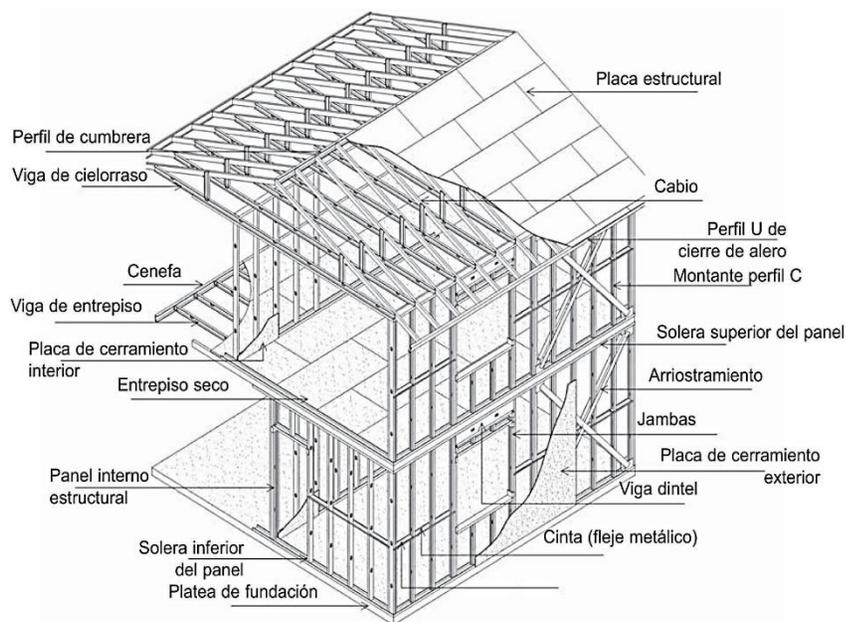
Nota. En la imagen se observa los componentes de la construcción con hormigón armado. Fuente: Panel y Acanalados. (2023, August 2).

2.3.2 Steel Framing

El Steel Framing que traducido al español: “Steel = acero” y “Framing / Frame= estructura, construcción”; Es un sistema de construcción que se basa en el uso de perfiles de acero galvanizado como elementos estructurales principales. Estos perfiles forman un esqueleto que soporta el resto de los componentes del edificio, como paneles de cerramiento y aislamiento. La estructura de acero es liviana pero altamente resistente, lo que permite una mayor flexibilidad en el diseño y facilita la rapidez de construcción debido a la prefabricación de los elementos. Además, el uso de acero reciclado y la posibilidad de reciclaje al final de la vida útil del edificio hacen del Steel Framing una opción atractiva desde el punto de vista de la sostenibilidad

Figura 4

Ejemplo de componentes de una vivienda con Steel Framing



Nota. En la imagen se observa todos los nombres de las partes de una vivienda con Steel Framing

Fuente: Manual de la ingeniería de Steel Framing (2019) (pág. 11).

2.3.3 Perfiles en Steel Framing

Los perfiles a continuación constan con dimensiones que son utilizados en la constructora Ecoliving, los cuales cumplan con las normativas para perfiles conformados en frío como proporcionadas por la American Iron and Steel Institute (2017)

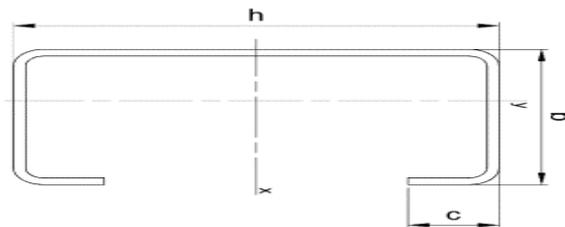
A nivel nacional, la empresa ECOLIVING suministra perfiles para Steel Framing con las dimensiones especificadas en las normativas.

Figura 5

Perfilería tipo C

STUD (ESTRUCTURAL)						
DESIGNACIÓN DEL PERFIL	SECCIÓN SSSMA ¹	ALMA (h)	ALA (b)	LABIO (c)	RADIO	ESPESOR NOMINAL
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
PGC 89X41X13	350S162	89	41	13	2	0,93
		89	41	13	2	1,20
		89	41	13	2	1,50
PGC 102X41X13	400S162	102	41	13	2	0,93
		102	41	13	2	1,20
		102	41	13	2	1,50
PGC 140X41X13	550S162	140	41	13	2	0,93
		140	41	13	2	1,20
		140	41	13	2	1,50
		140	41	13	2	1,90
		140	41	13	2	2,60
PGC 150X41X13	600S162	150	41	13	2	0,93
		150	41	13	2	1,20
		150	41	13	2	1,50
		150	41	13	2	1,90
		150	41	13	2	2,60
PGC 203X41X13	800S162	203	41	13	2	1,20
		203	41	13	2	1,50
		203	41	13	2	1,90
		203	41	13	2	2,60
		254	41	13	2	1,50
PGC 254X41X13	1000S162	254	41	13	2	1,90
		254	41	13	2	2,60
		305	41	13	2	1,50
PGC 305X41X13	1200S162	305	41	13	2	1,90
		305	41	13	2	2,60
		305	41	13	2	2,60

1. Designación según la Sociedad Americana de Fabricantes de Studs



Nota. En la imagen se observa todos perfiles C para una estructura en Steel Framing Fuente:

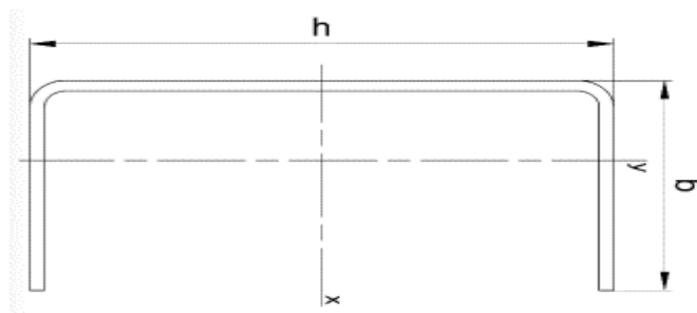
DIPAC. (2022, julio).

Figura 6

Perfilería tipo U

TRACK ESTRUCTURAL					
DESIGNACIÓN DEL PERFIL	SECCIÓN SSSMA ¹	ALMA (h)	ALA (b)	RADIO (c)	ESPESOR NOMINAL
		mm	mm	mm	mm
PGU 89X38	350T150	89	38	2	0,93
		89	38	2	1,20
		89	38	2	1,50
PGU 102X38	400T150	102	38	2	0,93
		102	38	2	1,20
		102	38	2	1,50
PGU 140X38	550T150	140	38	2	0,93
		140	38	2	1,20
		140	38	2	1,50
		140	38	2	1,90
		140	38	2	2,60
PGU 150X38	600T150	150	38	2	0,93
		150	38	2	1,20
		150	38	2	1,50
		150	38	2	1,90
		150	38	2	2,60
PGU 203X38	800T150	203	38	2	1,20
		203	38	2	1,50
		203	38	2	1,90
		203	38	2	2,60
PGU 254X38	1000T150	254	38	2	1,50
		254	38	2	1,90
		254	38	2	2,60
PGU 305X38	1200T150	305	38	2	1,50
		305	38	2	1,90
		305	38	2	2,60

1. Designación según la Sociedad Americana de Fabricantes de Studs



Nota. En la imagen se observa todos perfiles U para una estructura en Steel Framing Fuente: DIPAC. (2022, julio).

2.3.4 Requerimientos para la Construcción

El requerimiento para la construcción de estructuras en el Ecuador se rige bajo:

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN- NEC-SE-HM ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO. (INEN,2014)

- Instituto Ecuatoriano de Normalización “ REGLAMENTO TÉCNICO ECUATORIANO RTE INEN 0.37:2009 DISEÑO, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO”
- Norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-AC: estructuras de acero
- Norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-CG: cargas (no sísmicas) NEC-SE-VIVIENDA: vivienda de hasta dos pisos con luces de hasta 5m parte 1,2,3,4
- AISI S 201.- Especificación de perfiles.
- AISI S 230.- Método para diseño de viviendas.
- AISI S 240.- Diseño Estructural.

2.3.5 Tipo de Fijaciones

Las conexiones abarcan distintas modalidades: entre pernos y rieles para la construcción de paneles; la totalidad de la estructura se compone mediante uniones entre las paredes, entrepisos y la cubierta; entre paneles y revestimientos; fijación provisional de paneles a cimientos y fijación duradera de paneles a cimientos. La mayoría de estos ensamblajes son llevados a cabo por un especialista, quien se encarga de la unión al material a través de la fijación de los hilos del alambre.

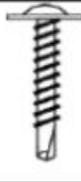
2.3.5.1 Tipo Tornillo

Los tornillos que se emplearán en el sistema deben cumplir con ciertas características fundamentales, como ser autoperforantes, contar con un recubrimiento de zinc (galvanizado) y

ajustarse a las especificaciones de la norma ASTM B1513. La tabla 2-1 proporciona una visión detallada de los diversos tipos de tornillos y sus aplicaciones, destacando las características específicas de cada uno.

Figura 7

Tipos de tornillos

<p>Tornillo autoperforante para perfiles</p>	<p>Dimensiones: #10 (4.8 mm) x ¾", galvanizado. Uso: unión entre perfiles para formar paneles (PGG y PGC)</p>	
<p>Tornillo Hexagonal</p>	<p>Dimensiones: #10 (4.8 mm) x ¾", galvanizado. Uso: unión entre paneles, formar vigas I, rigidizadores y encuentros de cubiertas.</p>	
<p>Tornillo para fibrocemento con alas</p>	<p>Dimensiones: #8 (4.2 mm) x 1 ¼", galvanizado. Uso: fijar placas de fibrocemento a los perfiles de acero galvanizado</p>	
<p>Tornillo para placa de yeso</p>	<p>Dimensiones: #6 y #7 (3.50 y 3.84 mm)- Uso: fijar placas de gypsum a los perfiles de acero galvanizado</p>	

Nota. En la imagen se observa todos los tipos de tornillos para una estructura en Steel Framing

Fuente: AISI S100.

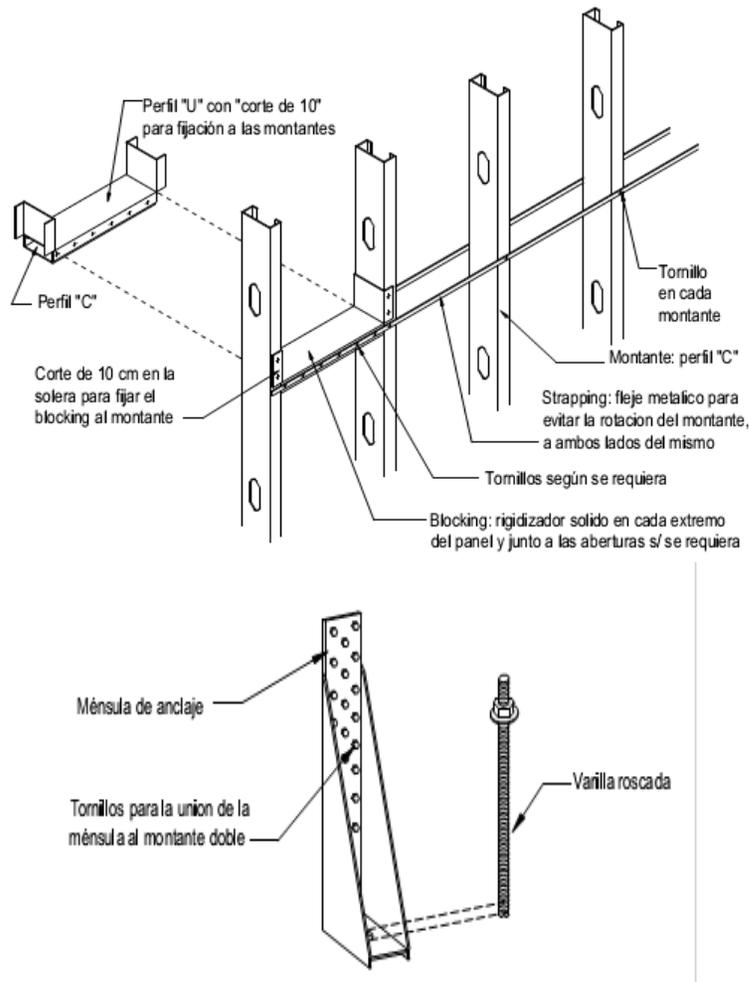
2.3.5.2 Tipo Anclajes

Para llevar a cabo la fijación de la estructura completa o de los paneles, se distinguen dos categorías de anclajes: temporales y permanentes. Para los anclajes temporales, se emplean pernos

autoperforantes o clavijas de acero que posibilitan la sujeción de los paneles durante la fase de montaje. En cuanto a los anclajes permanentes, estos pueden instalarse previo al vertido de la cimentación o posterior a este proceso. Es más común realizar los anclajes permanentes después del vertido del hormigón, utilizando una varilla roscada con anclaje químico. Se utiliza un componente del sistema SF conocido como Anclaje HTT (Tirante de Tensión Pesada) que puede resistir una carga nominal de tensión de 5000 kg, como se muestra en la figura 6, que ilustra la disposición de un anclaje permanente.

Figura 8

Anclajes permanentes



Nota. En la imagen se observa los anclajes permanentes para una estructura en Steel Framing

Fuente: Consul Steel (2016). Tornillos y Anclajes.

2.3.6 Métodos De Construcción del Steel Framing y Hormigón Armado

2.3.6.1 Sistema de Construcción “In Situ”

El hormigón armado in situ es una técnica de construcción que implica verter hormigón en el lugar de la obra, reforzándolo con armaduras de acero para crear estructuras resistentes y duraderas.

El Steel Framing in situ es un método de construcción como su nombre lo dice es la instalación de estructuras de acero prefabricadas directamente en el lugar de la obra.

Ambos métodos ofrecen eficiencia, durabilidad y versatilidad, convirtiéndolo en una opción atractiva para diversos proyectos de construcción.

2.3.6.2 Viviendas Modulares

Son volúmenes tridimensionales totalmente prefabricados que incorporan una amplia gama de acabados tanto en su exterior como en su interior, incluso con equipamiento específico para su propósito, por ejemplo, mobiliario sanitario para baños junto con sus correspondientes instalaciones hidrosanitarias. Están preparados para ser instalados directamente en el sitio de construcción y son particularmente solicitados cuando se requiere de manera inmediata cualquier tipo de espacio. Sin embargo, presentan como desventajas la dificultad adicional en el transporte, llegando en algunos casos a necesitar el uso de una grúa para su montaje según las circunstancias específicas.

2.4 Eficiencia Constructiva del Steel Framing

El Steel Framing se destaca por su eficiencia constructiva en múltiples aspectos. Por medio de la prefabricación de los elementos estructurales, el tiempo de construcción puede reducirse significativamente en comparación con los métodos tradicionales. La ligereza del acero facilita el transporte y manejo de los materiales en áreas remotas como la Amazonia. Además, el sistema permite una mayor precisión en la instalación y un menor desperdicio de materiales, lo que contribuye a la reducción de costos y al impacto ambiental positivo.

2.5 Sostenibilidad ambiental Steel Framing

En términos de sostenibilidad ambiental, el Steel Framing presenta varias ventajas. El uso de acero reciclado y la posibilidad de reciclar los componentes al final de la vida útil del edificio disminuyen la demanda de nuevos recursos y reducen la cantidad de residuos de construcción. Además, el acero galvanizado es resistente a la humedad y a los insectos, lo que prolonga la vida útil del edificio y minimiza la necesidad de tratamientos químicos. No obstante, es fundamental evaluar el impacto ambiental de la producción y transporte del acero en la región amazónica y considerar la gestión adecuada de los residuos de construcción y demolición.

2.6 Resistencia estructural y Adaptabilidad

2.6.1 Resistencia y Adaptabilidad del Steel Framing

El Steel Framing, un avanzado sistema de construcción que, se fundamenta en perfiles de acero galvanizado reconocidos por su extraordinaria resistencia a la tracción y compresión. Estos perfiles, caracterizados por su combinación única de ligereza y solidez, poseen una capacidad excepcional para resistir tanto cargas verticales como horizontales. La durabilidad inherente del acero galvanizado frente a la corrosión y la humedad lo convierte en una elección idónea para

desafiantes entornos, como la Amazonia ecuatoriana, donde la humedad desempeña un papel crucial.

La eficiencia distintiva del Steel Framing se refleja en su enfoque modular y prefabricado, que otorga una notoria flexibilidad y adaptabilidad en el diseño y disposición de espacios interiores. Los componentes de acero, fácilmente manipulables, facilitan ajustes durante la construcción o en etapas posteriores del proyecto. Además, el sistema se integra de manera eficaz con tecnologías modernas de eficiencia energética, tales como sistemas de aislamiento térmico, paneles solares y automatización para viviendas inteligentes. Esta integración contribuye significativamente al desarrollo de hogares eficientes y sostenibles, marcando así un paso adelante en la construcción contemporánea

2.6.2 Resistencia y Adaptabilidad del Hormigón

El hormigón es conocido por su alta resistencia a la compresión, lo que lo hace ideal para soportar cargas verticales, siendo especialmente adecuado para estructuras que deben sostener pesadas cargas, como edificios de varios pisos. Sin embargo, su resistencia a la tracción es limitada, lo que implica una mayor susceptibilidad a grietas y fisuras bajo tensiones laterales. La construcción con hormigón armado destaca por su eficiencia al proporcionar estructuras sólidas y duraderas, capaces de resistir cargas considerables. La flexibilidad en el diseño y la agilidad en la ejecución de proyectos se traducen en eficiencia económica y en la optimización de los plazos de construcción. Sin embargo, es esencial abordar el desafío ambiental inherente a la producción de cemento, un componente esencial del hormigón, que contribuye de manera significativa a las emisiones de carbono. En busca de una mayor sostenibilidad, se están explorando avances en tecnologías de producción de cemento más ecológicas y en métodos de reciclaje de residuos de construcción. En

consecuencia, la eficiencia de la construcción con hormigón armado requiere un equilibrio cuidadoso entre su rendimiento estructural y los impactos ambientales asociados.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Tipo de Investigación

El presente proyecto está basado en dos tipos de investigaciones: de campo y aplicada. En el contexto de este estudio, la investigación de campo permitirá la recopilación directa de datos en el entorno real de San Juan de los Dos Ríos de Tena. Se llevarán a cabo observaciones, encuestas y entrevistas en el lugar para obtener información valiosa sobre la implementación y el rendimiento de los sistemas constructivos en cuestión. Además, la investigación aplicada implica la aplicación práctica de conocimientos teóricos y la evaluación de soluciones concretas en el ámbito de la construcción, permitiendo analizar de manera específica cómo el Steel Framing se compara con los métodos tradicionales como el Hormigón Armado en el contexto geográfico y cultural de la provincia del Napo en Ecuador. Este enfoque mixto posibilitará una comprensión integral y contextualizada de las ventajas y desafíos asociados con los sistemas constructivos estudiados en el área específica de investigación.

3.2 Método

La metodología de investigación se empleada en este proyecto técnico es la deductiva. Con este enfoque implica comenzar con teorías generales sobre los sistemas constructivos para luego derivar conclusiones más específicas y aplicables al caso de estudio. En este contexto, se partirá de los principios fundamentales asociados con el Steel Framing y el Hormigón Armado, estableciendo hipótesis sobre sus ventajas y desventajas generales. A medida que se recojan datos empíricos mediante la investigación de campo en San Juan de los Dos Ríos de Tena, se evaluarán estas hipótesis, permitiendo afinar y ajustar las conclusiones a las características particulares de la región. Este enfoque deductivo proporcionará una base teórica sólida para comprender y analizar

de manera sistemática las dinámicas específicas de los sistemas constructivos en el contexto geográfico y cultural de la provincia del Napo en Ecuador.

3.3 Técnica de recolección de información

Se implementarán encuestas estructuradas y entrevistas semiestructuradas para obtener datos cuantitativos y cualitativos sobre la percepción de la comunidad local, constructores y profesionales de la construcción en relación con los dos sistemas constructivos. La observación directa en el sitio de construcción y el análisis de documentos relacionados con proyectos previos serán también parte fundamental de la recopilación de datos. Además, se considerará la revisión de informes gubernamentales y normativas locales para obtener una comprensión holística de los factores regulatorios y económicos que puedan influir en la elección entre el Steel Framing y el Hormigón Armado en esta región específica de Ecuador. Esta estrategia de recolección de información permitirá una evaluación completa y contextualizada, proporcionando datos cuantitativos rigurosos y perspectivas cualitativas valiosas para el análisis comparativo de ambos sistemas constructivos.

3.4 Proceso técnico de Ingeniería Civil

El proceso técnico de Ingeniería Civil para la tesis "Análisis Comparativo del Sistema Constructivo Steel Framing frente a Métodos Tradicionales como el Hormigón Armado, en la Ciudad de San Juan de los Dos Ríos de Tena, Provincia del Napo, Ecuador" seguirá una metodología precisa y estructurada. En primera instancia, se realizará una revisión detallada de la literatura y normativas técnicas asociadas con el Steel Framing y el Hormigón Armado, estableciendo una sólida base teórica. A continuación, se llevará a cabo un análisis minucioso de proyectos de construcción anteriores y actuales en la ciudad de San Juan de los Dos Ríos de Tena, evaluando su desempeño en términos estructurales y económicos. La recolección de datos en el

terreno, mediante encuestas y entrevistas con profesionales locales y partes interesadas, proporcionará información esencial sobre la percepción y aplicabilidad de ambos sistemas constructivos en el contexto regional. El análisis comparativo final se centrará en criterios técnicos, económicos y ambientales, destacando las ventajas y desafíos específicos de cada sistema en el entorno particular de la provincia del Napo en Ecuador. Este enfoque metodológico meticuloso respaldará un análisis profundo en el ámbito de la Ingeniería Civil.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO

4.1 Descripción de la estructura

4.1.1 Descripción Arquitectónica

El proyecto existente del edificio consta de una superficie total aproximada de 105.26m², repartidas en 3 pisos. En la planta baja se encuentran dos locales comerciales de 38.94 m² y 22.16 m². El primer piso tiene un área de 57.515m² es un departamento con dos dormitorios, sala comedora, cocina, baño y terraza frontal, en el mismo piso conta de una oficina independiente de 35.15m² con sala de estar, oficina, baño y terraza frontal. En el segundo piso consta de dos departamentos de 46.35m² aproximadamente conformados por: sala, comedor, cocina, un baño, un dormitorio y una terraza frontal. La cubierta de la edificación es accesible y es utilizada a modo de terraza.

A continuación, se presenta una representación 3D de la edificación y planos arquitectónicos.

Figura 9

Render del edificio

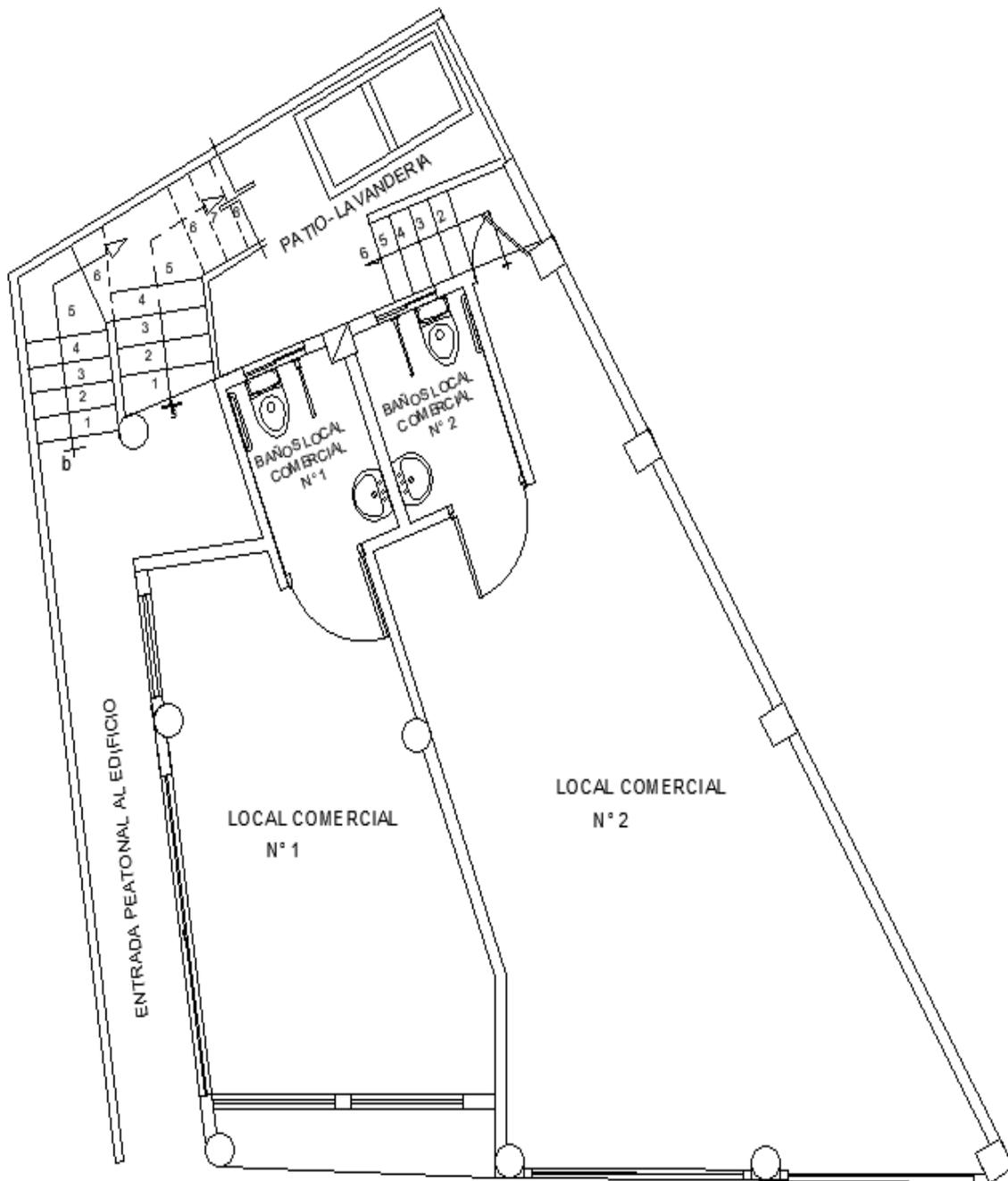


Nota. En la imagen se observa la ilustración de la vivienda en 3D en hormigón armado Fuente:

Arq. Fausto Miño Rostoni (2023).

Figura 10

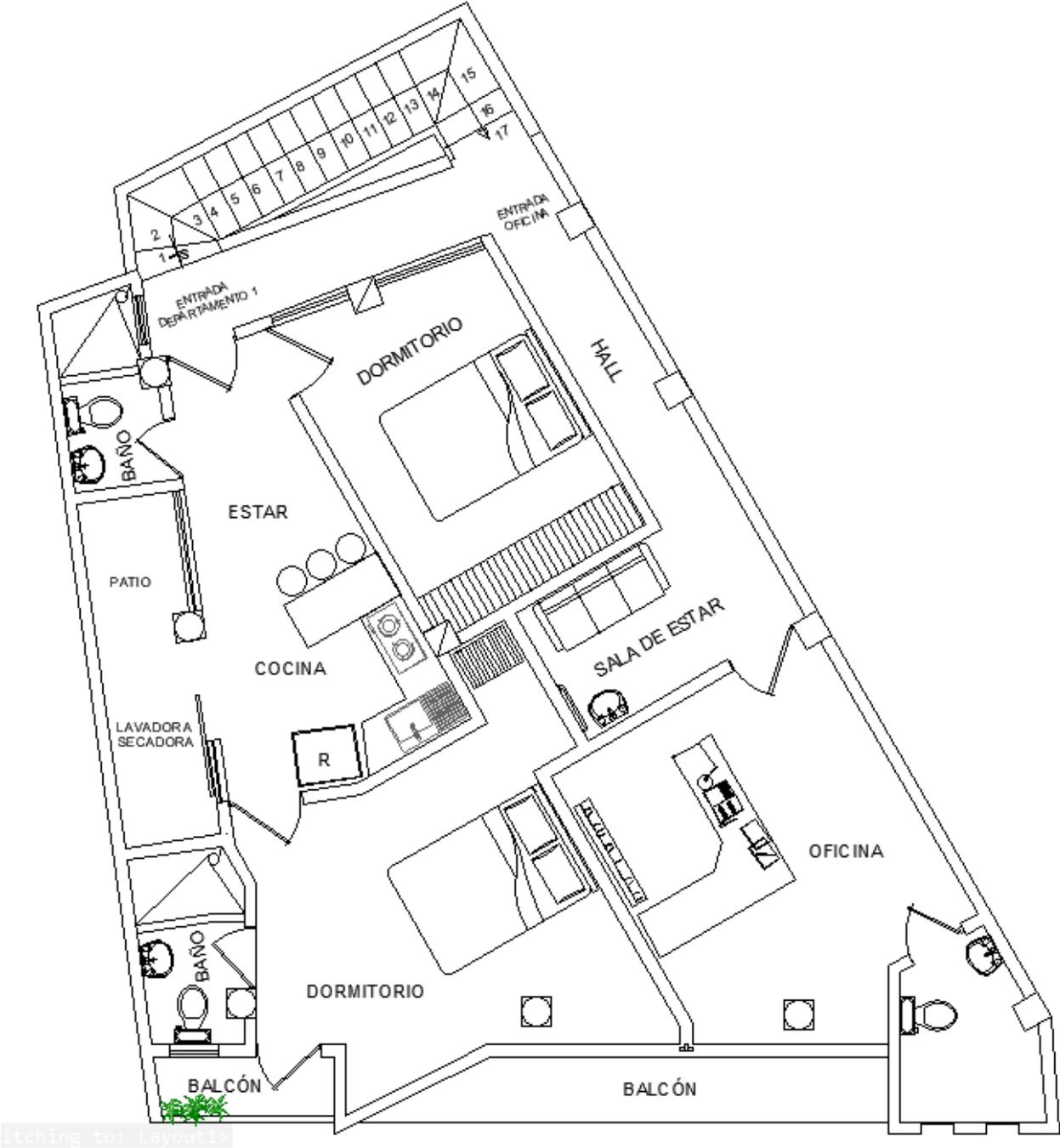
Vista en planta P.B



Nota. En la imagen se observa la ilustración de la planta baja de la vivienda Fuente: Arq. Fausto Miño Rostoni (2023).

Figura 11

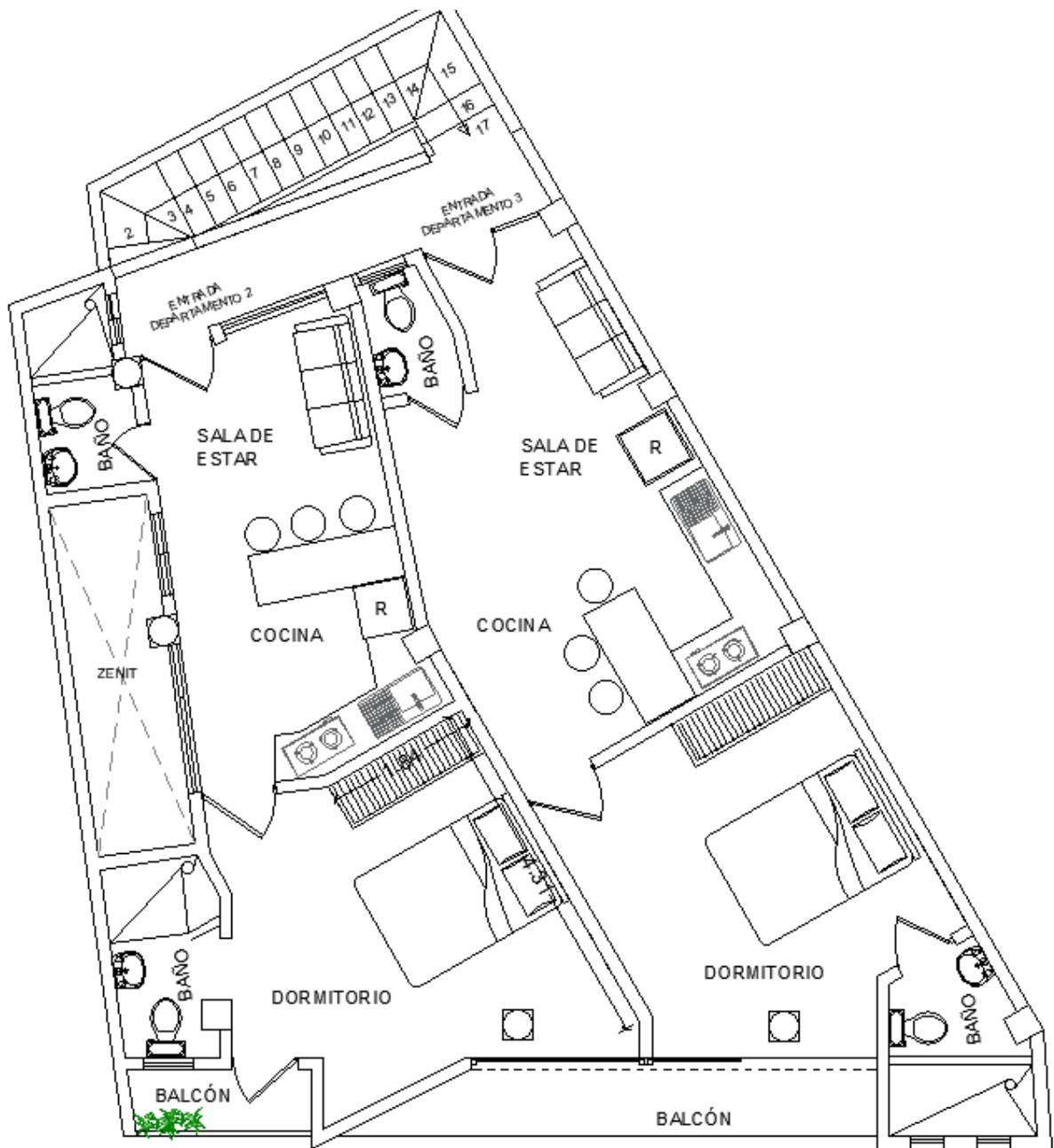
Vista en planta P.P



Nota. En la imagen se observa la ilustración de la primera planta de la vivienda Fuente: Arq. Fausto Miño Rostoni (2023).

Figura 12

Vista en planta S.P



Nota. En la imagen se observa la ilustración de la segunda planta de la vivienda Fuente: Arq. Fausto Miño Rostoni (2023).

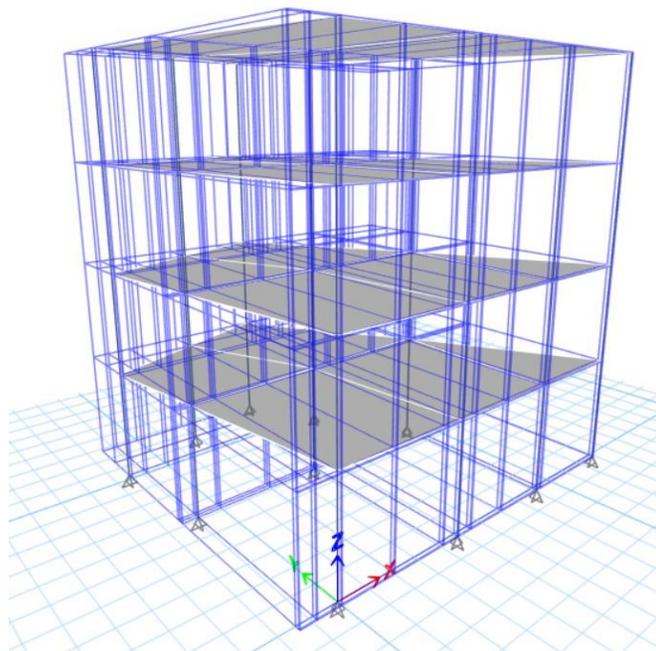
4.1.2 Descripción Geométrica

La estructura de tres niveles exhibe una elevación con una geometría bastante regular, aunque en planta no presenta tanta uniformidad. No obstante, esta regularidad contribuirá a la precisión de los resultados para la comparación estructural que se busca llevar a cabo. Esto se debe a que en configuraciones más complicadas, el comportamiento de los materiales que se utilizarán puede experimentar variaciones notables. Es relevante señalar que las escaleras están ubicadas en el exterior de la estructura.

Las dimensiones de la estructura son las siguientes: 10.10 metros de longitud frontal, 14.37 metros de longitud de lado derecho, 9.64 metros de longitud de lado izquierdo, 6.09 metros de longitud posterior con una altura de entrepiso de 3 metros y una altura total de 9.24 metros.

Figura 13

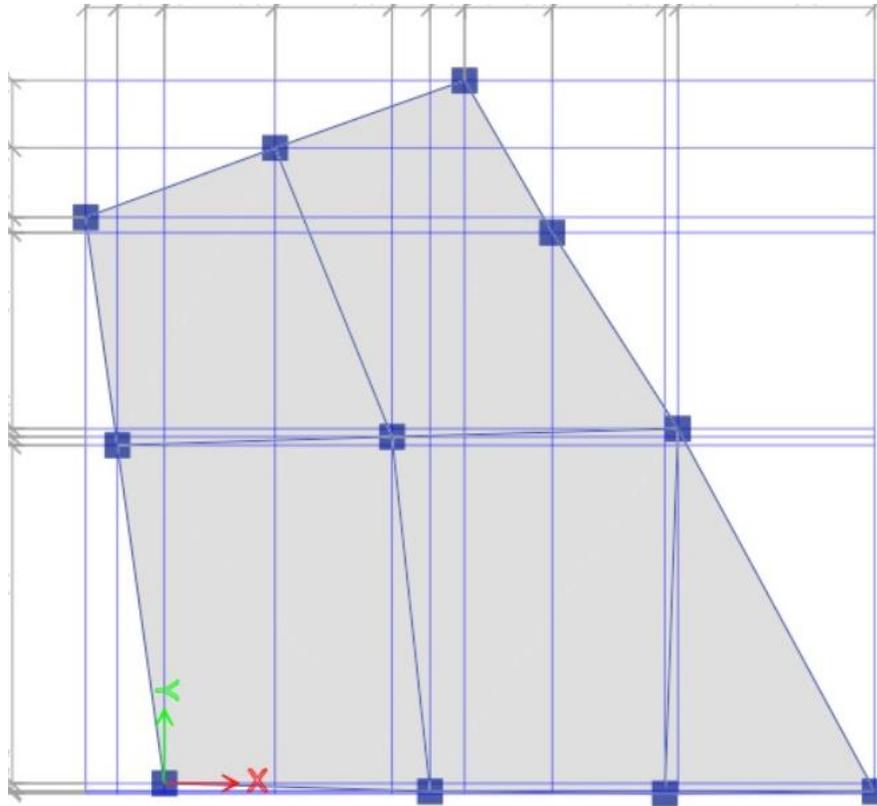
Vista en 3D de la estructura



Nota. Vista en elevación 3D. Elaborado por: Los autores a través del programa ETABS 21.

Figura 14

Vista en planta de la estructura



Nota. Vista en elevación 3D. Elaborado por: Los autores a través del programa ETABS 21.

4.2 Determinación de cargas

Las fuerzas que se incluirán en el modelo para el software ETABS son:

4.2.1 Cargas vivas

Cargas extraídas de la NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas) de acuerdo con la sección 4.2.1.

Tabla 2

Cargas vivas utilizadas

USO	CARGA UNIFORME	
	KN/m ²	Kg/m ²
Balcones	4,8	480
Departamentos	2	200
Cubierta no accesibles	0.7	70

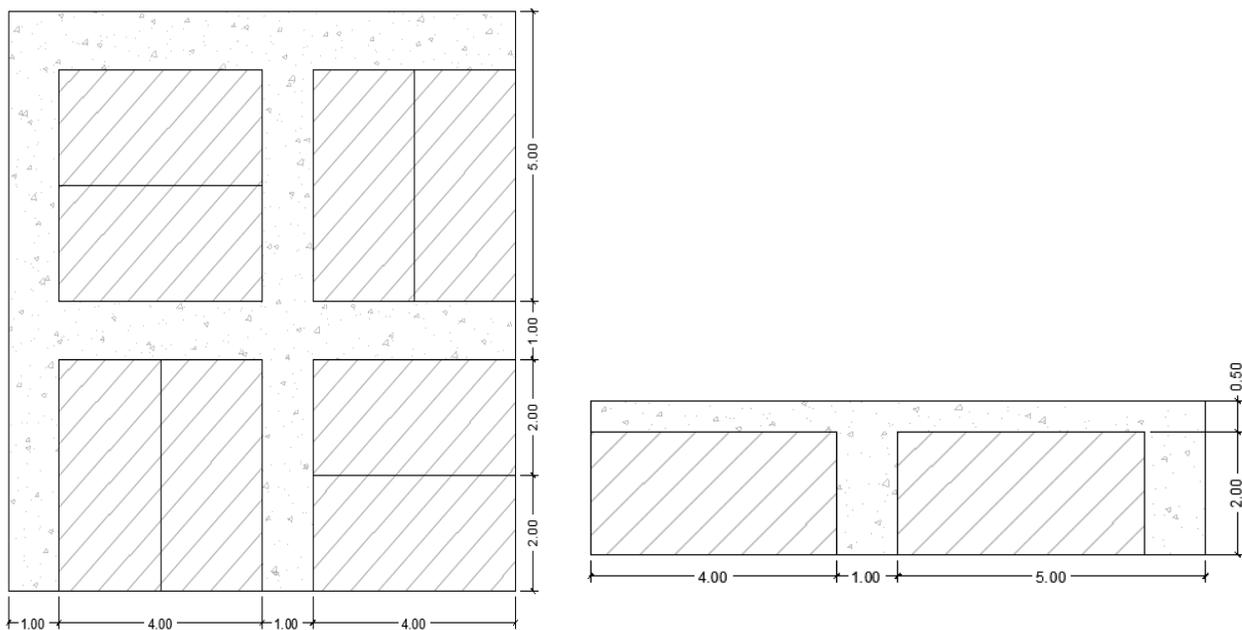
Nota. Valores establecidos para cargas vivas. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

4.2.2 Carga muerta

Para calcular la carga muerta aplicada a la losa, se realizarán los cálculos correspondientes.

Figura 15

Vista en planta y corte de losa alivianada



Nota. Ilustración de la losa alivianada vista en planta y elevación. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD.

*Se evaluará para 1m^2

Peso de Loseta:

$$0.05\text{m} \times 1.0\text{m} \times 1.0\text{m} \times 2400\text{Kg}/\text{m}^3 = 120\text{Kg}$$

$$120/1\text{m}^2 = 120\text{Kg}/\text{m}^2$$

Peso de Nervios:

$$0.1\text{m} \times 0.2 \times 5.40\text{m} \times 2400\text{Kg}/\text{m}^3 = 259.2\text{Kg}$$

$$259.2/1\text{m}^2 = 259.2\text{Kg}/\text{m}^2$$

Peso de Bloques de alivianamientos:

$$8 \times 12\text{Kg} = 96\text{Kg}$$

$$96\text{Kg}/1\text{m}^2 = 96\text{Kg}/\text{m}^2$$

Peso Recubrimiento (cerámica con mortero de cemento)

$$1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.01\text{m} \times 2000\text{Kg}/\text{m}^3 = 20 \text{ Kg}$$

$$20\text{Kg} \times 1\text{m}^2 = 20\text{Kg}/\text{m}^2$$

$$1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.02\text{m} \times 2200\text{Kg}/\text{m}^3 = 44 \text{ Kg}$$

$$44\text{Kg} \times 1\text{m}^2 = 44\text{Kg}/\text{m}^2$$

Peso de Acabados :

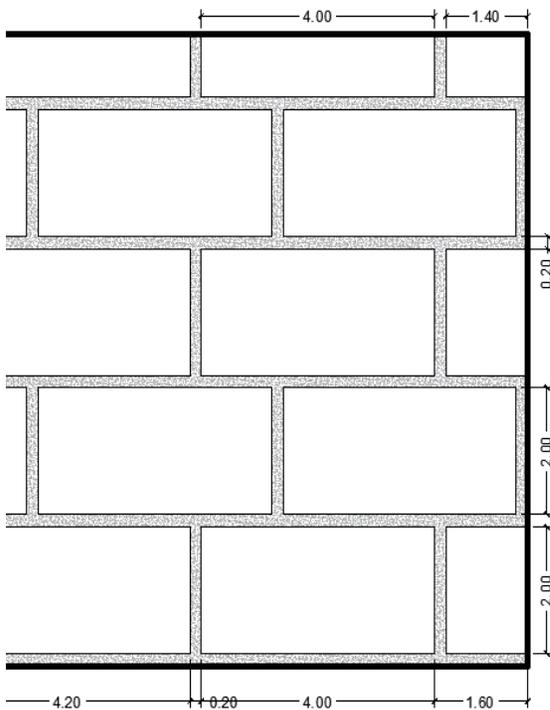
$$1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.04\text{m} \times 2200\text{Kg}/\text{m}^3 = 88 \text{ Kg}$$

$$88\text{Kg} \times 1\text{m}^2 = 88\text{Kg/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta Losa} = 627.2 \text{ Kg/m}^2 \approx 628 \text{ Kg/m}^2$$

Figura 16

Vista en elevación de la Mampostería



$$N^{\circ} \text{ Bloques: } \frac{1}{\text{Longitud} + \text{Espesor}} \times (\text{Altura} + \text{Espesor})$$

$$N^{\circ} \text{ Bloques: } \frac{1}{(0.4 \text{ m} + 0.02\text{m}) \times (0.2\text{m} + 0.02\text{m})} = 10.82$$

$$\text{Volumen Bloques: } 10.82 \times 0.4\text{m} \times 0.2\text{m} \times 0.2\text{m} = 0.1731 \text{ m}^3$$

Volumen Mortero:

$$5(1\text{m} \times 0.20\text{m} \times 0.02\text{m}) + 12(0.20\text{m} \times 0.20\text{m} \times 0.02\text{m}) + 3(0.10\text{m} \times 0.20\text{m} \times 0.02\text{m}) = 0.0308 \text{ m}^3$$

Nota. Ilustración de mampostería vista en elevación. Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD.

Carga Muerta mampostería:

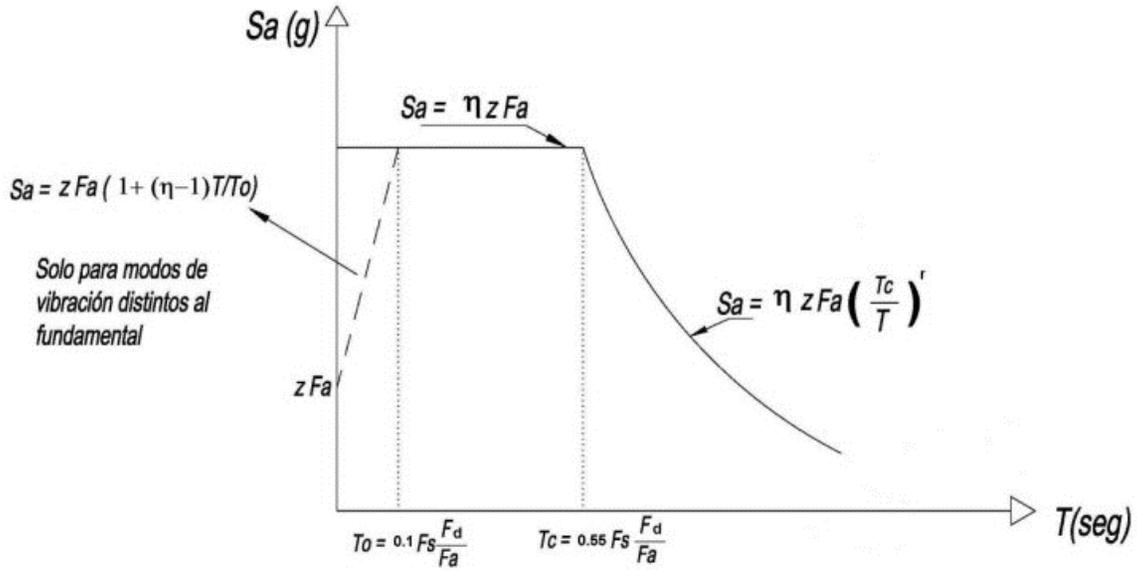
$$[(0.1731 \text{ m}^3 \times 1200 \text{ Kg/m}^3) + (0.0308 \text{ m}^3 \times 2200 \text{ Kg/m}^3)] / 1 \text{ m}^2 = 275.48 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta Para Edificio: } 628 \text{ Kg/m}^2 + 275.48 \text{ Kg/m}^2 = 903.45 \text{ Kg/m}^2$$

4.3 Espectro de diseño

Figura 17

Espectro sísmico de diseño



Nota. Ilustración del espectro sísmico de diseño. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

4.3.1 Determinación del Valor Z

Tabla 3

Valores del factor Z.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
COTUNDO	COTUNDO	ARCHIDONA	NAPO	0.35
TENA	TENA	TENA	NAPO	0.35
LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	0.15
TARACOA	TARACOA	ORELLANA	ORELLANA	0.15
NUEVO ROCAFUERTE	NUEVO ROCAFUERTE	AGUARICO	ORELLANA	0.15
TIPUTINI	TIPUTINI	AGUARICO	ORELLANA	0.15
PAYAMINO	PUERTO FRANCISCO DE ORELLANA	ORELLANA	ORELLANA	0.25

Nota. Tabla del factor Z de la provincia del Napo Fuente: NEC-SE-DS (2015).

Para Tena zona símica V: $Z = 0.35$

Tabla 4

Valores del factor Z

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

Nota. Tabla del factor Z de la provincia del Napo Fuente: NEC-SE-DS (2015).

4.3.2 Tipo de Perfil del Suelo

Perfil asumido: Tipo E

Tabla 5

Resumen de clasificación de los perfiles de suelo

E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

Nota. Tabla del factor E del perfil de suelo de la provincia del Napo Fuente: NEC-SE-DS (2015).

4.3.3 Coeficientes de perfiles de suelo F_a, F_d, F_s

$$F_a = 1.1$$

Tabla 6*Coefficiente de fa*

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 del factor fa del perfil del subsuelo de la provincia del Napo Fuente: NEC-SE-DS (2015).

$$F_d = 1.65$$

Tabla 7*Coefficiente de fd*

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 del factor f_d del perfil del subsuelo de la provincia del Napo Fuente: NEC-SE-DS (2015).

$$F_s = 1.8$$

Tabla 8

Coefficiente de 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 del factor f_s . del perfil del subsuelo de la provincia del Napo Fuente: NEC-SE-DS (2015).

4.3.4 Determinación de límite T_o y T_c

$$T_o = 0.1 \times F_s \times F_d/F_a$$

$$T_o = 0.1 \times 1.8 \times 1.65/1.1 = 0.27s$$

$$T_c = 0.55 \times F_s \times F_d/F_a$$

$$T_c = 0.55 \times 1.8 \times 1.65/1.1 = 1.485s$$

4.3.5 Determinación de factores η y r

$$\eta = 2.6$$

Provincias del Oriente

$$r = 1.5$$

Para tipo de suelo E

4.3.6 Datos obtenidos Espectro Dinámico y Estático

Tabla 9

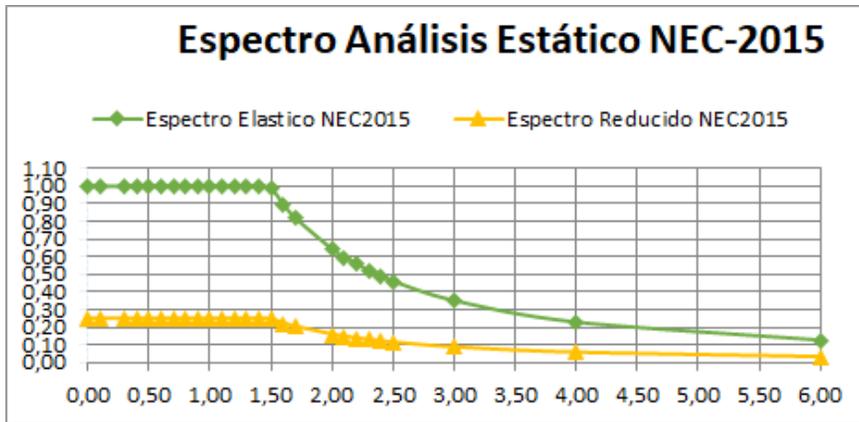
Datos del espectro de diseño estático

ESPECTRO PARA ANÁLISIS ESTÁTICO		
T	Elástico	Inelástico
	Sa	Sa
seg.	(g)	(g)
0,001	1,001	0,247
0,100	1,001	0,247
0,300	1,001	0,247
0,400	1,001	0,247
0,500	1,001	0,247
0,600	1,001	0,247
0,700	1,001	0,247
0,800	1,001	0,247
0,900	1,001	0,247
1,000	1,001	0,247
1,100	1,001	0,247
1,200	1,001	0,247
1,300	1,001	0,247
1,400	1,001	0,247
1,500	0,986	0,243
1,600	0,895	0,221
1,700	0,817	0,202
2,000	0,640	0,158
2,100	0,595	0,147
2,200	0,555	0,137
2,300	0,519	0,128
2,400	0,487	0,120
2,500	0,458	0,113
3,000	0,349	0,086
4,000	0,226	0,056
6,000	0,123	0,030

Nota. Resultados obtenidos para el espectro estático. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Figura 18

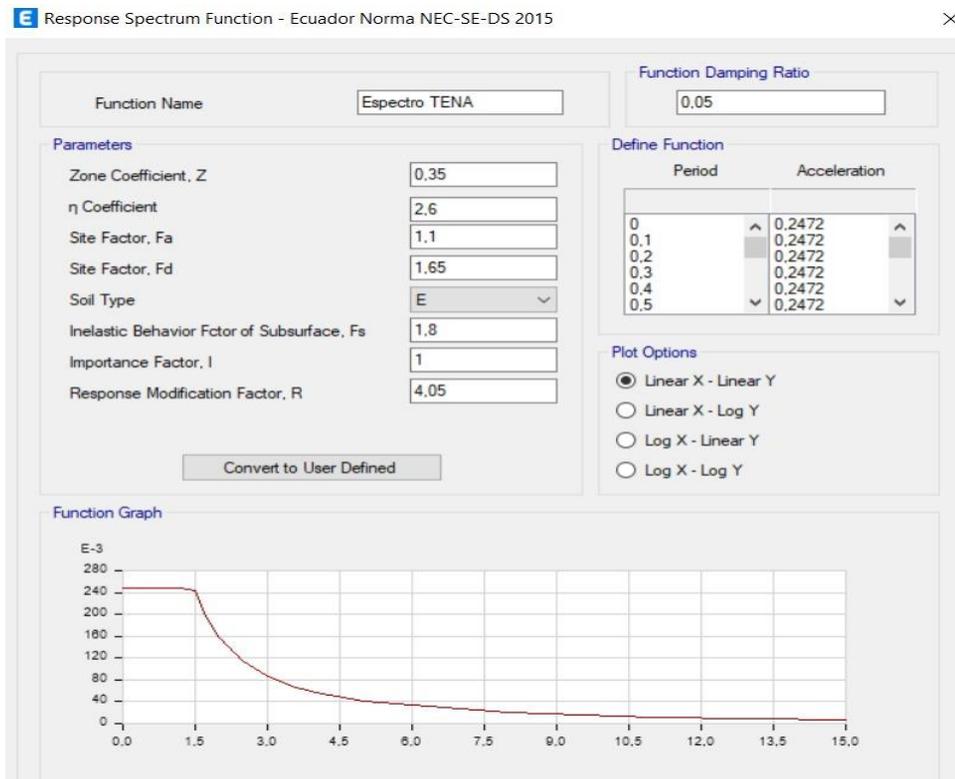
Espectro sísmico elástico e inelástico



Nota. Gráficos obtenidos para el espectro estático. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Figura 19

Espectro Sísmico ETABS



Nota. Captura del espectro sísmico de diseño en el programa. Elaborado por: Los autores a través de ETABS 21.

Tabla 10

Datos del espectro de diseño dinámico

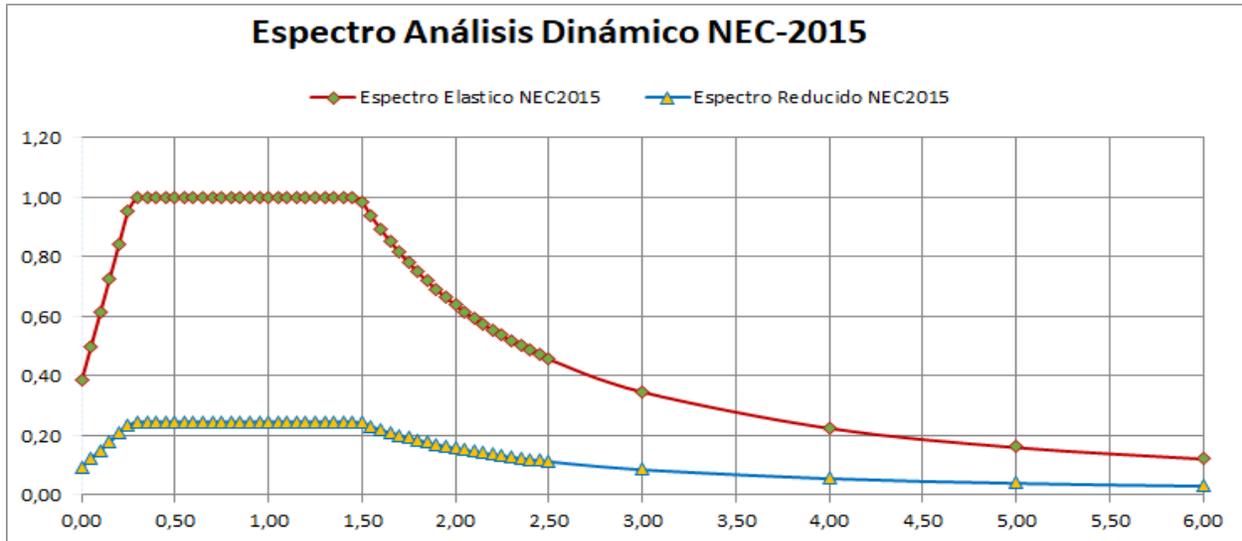
ESPECTRO PARA ANÁLISIS DINÁMICO		
T	Elástico	Inelástico
	S_a	S_a
seg.	(g)	(g)
0,000	0,385	0,095
0,050	0,499	0,123
0,100	0,613	0,151
0,150	0,727	0,180
0,200	0,841	0,208
0,250	0,955	0,236
0,300	1,001	0,247
0,350	1,001	0,247
0,400	1,001	0,247
0,450	1,001	0,247
0,500	1,001	0,247
0,550	1,001	0,247
0,600	1,001	0,247
0,650	1,001	0,247
0,700	1,001	0,247
0,750	1,001	0,247
0,800	1,001	0,247
0,850	1,001	0,247
0,900	1,001	0,247
0,950	1,001	0,247
1,000	1,001	0,247
1,050	1,001	0,247
1,100	1,001	0,247
1,150	1,001	0,247
1,200	1,001	0,247
1,250	1,001	0,247
1,300	1,001	0,247
1,350	1,001	0,247

1,400	1,001	0,247
1,450	1,001	0,247
1,500	0,986	0,243
1,550	0,939	0,232
1,600	0,895	0,221
1,650	0,855	0,211
1,700	0,817	0,202
1,750	0,782	0,193
1,800	0,750	0,185
1,850	0,720	0,178
1,900	0,692	0,171
1,950	0,665	0,164
2,000	0,640	0,158
2,050	0,617	0,152
2,100	0,595	0,147
2,150	0,575	0,142
2,200	0,555	0,137
2,250	0,537	0,133
2,300	0,519	0,128
2,350	0,503	0,124
2,400	0,487	0,120
2,450	0,472	0,117
2,500	0,458	0,113
3,000	0,349	0,086
4,000	0,226	0,056
5,000	0,162	0,040
6,000	0,123	0,030

Nota. Resultados obtenidos para el espectro dinámico. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Figura 20

Espectro sísmico elástico e inelástico



Nota. Gráfico obtenido para ambos espectros dinámicos. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

4.4 Cortante basal

La fuerza basal o de base, en el contexto de las cargas últimas en la base de una estructura, se calcula mediante la suma de las fuerzas laterales aplicadas en cada piso. Esta fuerza resultante se determina mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} W$$

Dónde:

I: Coeficiente de importancia.

S_a: Aceleración espectral de diseño.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_P y ϕ_E: Coeficientes de regularidad en planta y elevación.

W: Carga sísmica reactiva.

4.4.1 Determinación del coeficiente de importancia (I)

La finalidad del factor I consiste en elevar la exigencia sísmica de diseño para estructuras que, debido a sus particularidades de uso o relevancia, deben preservar su operatividad o sufrir daños mínimos en el transcurso y posterioridad de un sismo conforme a las pautas de diseño establecidas.

$$I = 1$$

Tabla 11

Coeficiente de importancia

Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0
-------------------	--	-----

Nota. Tabla del coeficiente de importancia. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

4.4.2 Determinación de reducción de resistencia sísmica R

$$R = 5$$

Tabla 12

Coeficiente de resistencia sísmica

Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Nota. Tabla del coeficiente de resistencia sísmica. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

4.4.3 Determinación de coeficientes de irregularidad en planta ($\emptyset P$ y $\emptyset E$)

$$\emptyset P = 0.9$$

Tabla 13

Coefficiente de configuración en planta

<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso</p> <p>$\phi_p=0.9$</p> <p>a) $CxD > 0.5AxB$</p> <p>b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
---	--

Nota. Tabla del coeficiente de configuración en planta. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

$$\phi_E = 0.9$$

Tabla 14

Coefficiente de configuración en elevación

<p>Tipo 2 - Distribución de masa</p> <p>$\phi_E=0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_E$ ó</p> <p>$m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
---	--

Nota. Tabla del coeficiente de configuración en elevación. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

4.4.4 Determinación período de vibración T

$$T = C_t \times h_n^a$$

C_t: Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T: Período de vibración

Tabla 15*Coficiente para período de vibración*

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 del coeficiente para período de vibración. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

$$h_n = 3 + 3 + 3.24\text{m} = 9.24\text{m}$$

$$T = 0.055 \times 9.24^{0.9} = 0.4069\text{s}$$

4.4.5 Determinación del factor Sa(Ta)

Esta fórmula será usada porque nuestro período de vibración es mayor que nuestro período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (tc)

$$S_a = n \times Z \times F_a$$

$$S_a = 2.6 \times 0.35 \times 1.1 = 1.001$$

4.4.6 Determinación cortante basal

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times \phi_P \times \phi_E} \times w$$

$$V = \frac{1 \times 1.001}{5 \times 0.9 \times 0.9} \times w$$

$$V = 0.2471 \times w$$

4.5 Distribución vertical de cortante basal

Tabla 16

Distribución de peso de la estructura

PISOS	LOSA (T)	COLUMNAS (T)	VIGAS (T)	MAMPOSTERÍA (T)	INSTALACIONES (T)	CV (T/m ²)	PESO PROPIO (T)
1	49.92	9.70	12.08	33.54	0.10	0.20	105.39
2	46.92	9.70	12.08	31.80	0.13	0.20	100.68
CUBIERTA	43.63	0	12.08	5.59	0	0.07	61.32
							267.39

Nota. Tabla de cuantificación de peso en la estructura. Elaborado por: Los autores.

Tabla 17

Distribución vertical de cortante basal

PISOS	ALTURA (m)	Hi altura acumulada (m)	Wi (Ptotal) (ton)	Wi * Hi	Wi * Hi/Σ	FUERZA TOTAL FX=V*Wi*Hi/Σ	Vx acumulada (ton)
1	3.24	3.24	105.39	341.46	0.22	14.68	14.68
2	3	6.24	100.68	628.24	0.41	27.01	41.69
CUBIERTA	3	9.24	61.32	566.57	0.37	24.36	66.04
		Σ	267.39	1536.28	1.00	66.04	

Nota. Tabla de cuantificación de cortante basal en la estructura. Elaborado por: Los autores.

4.5.1 Comprobación del Cortante Basal

$$Constante = \frac{Z * I * C}{R * \emptyset p * \emptyset e}$$

$$W * Constante = \sum Fx$$

$$267.39 * 0.247 = 66.04$$

$$66.04 = 66.04$$

4.6 Dimensión de elementos estructurales

En la tabla siguiente se presentan las medidas de los componentes estructurales que se incluirán en el programa ETABS 21. Es importante considerar que las vigas se integrarán en la losa, dando lugar a lo que se conoce como "vigas peraltadas". Además, las losas se aligerarán mediante bloques de hormigón, y sus dimensiones se detallan en la tabla.

Tabla 18

Dimensión de elementos estructurales

ELEMENTO	ASIGNACIÓN	DIMENSIONES	
		b (cm)	h (cm)
VIGA	V 25 X 30	25	30
COLUMNA	C 35 X 35	35	35
LOSA	Losa alivianada	-	25

Nota. Tabla de elementos estructurales usados. Elaborado por: Los autores.

4.7 Análisis estructural

4.7.1 Modelación de la estructura

Se establecerán los siguientes parámetros para llevar a cabo la modelación de la estructura.

4.7.1.1 Propiedades de los materiales

Resistencia de hormigón: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del hormigón: $Ec = 210.000 \text{ Kg/cm}^2$

Peso específico del hormigón $\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$

Fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 2.000.000 \text{ kg/cm}$

4.7.1.2 Combinación de carga

Tabla 19

Combinaciones de carga

Combinación 1:	$U=1.4D$
Combinación 2:	$U=1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
Combinación 3:	$U=1.2D+1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$
Combinación 4:	$U=1.2D+1.0W+1.0L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
Combinación 5:	$U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$
Combinación 6:	$U=0.9D+1.0W$
Combinación 7:	$U=0.9D+1.0E$

Nota. Tabla del coeficiente para período de vibración. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

4.7.1.3 Inercia de secciones agrietadas

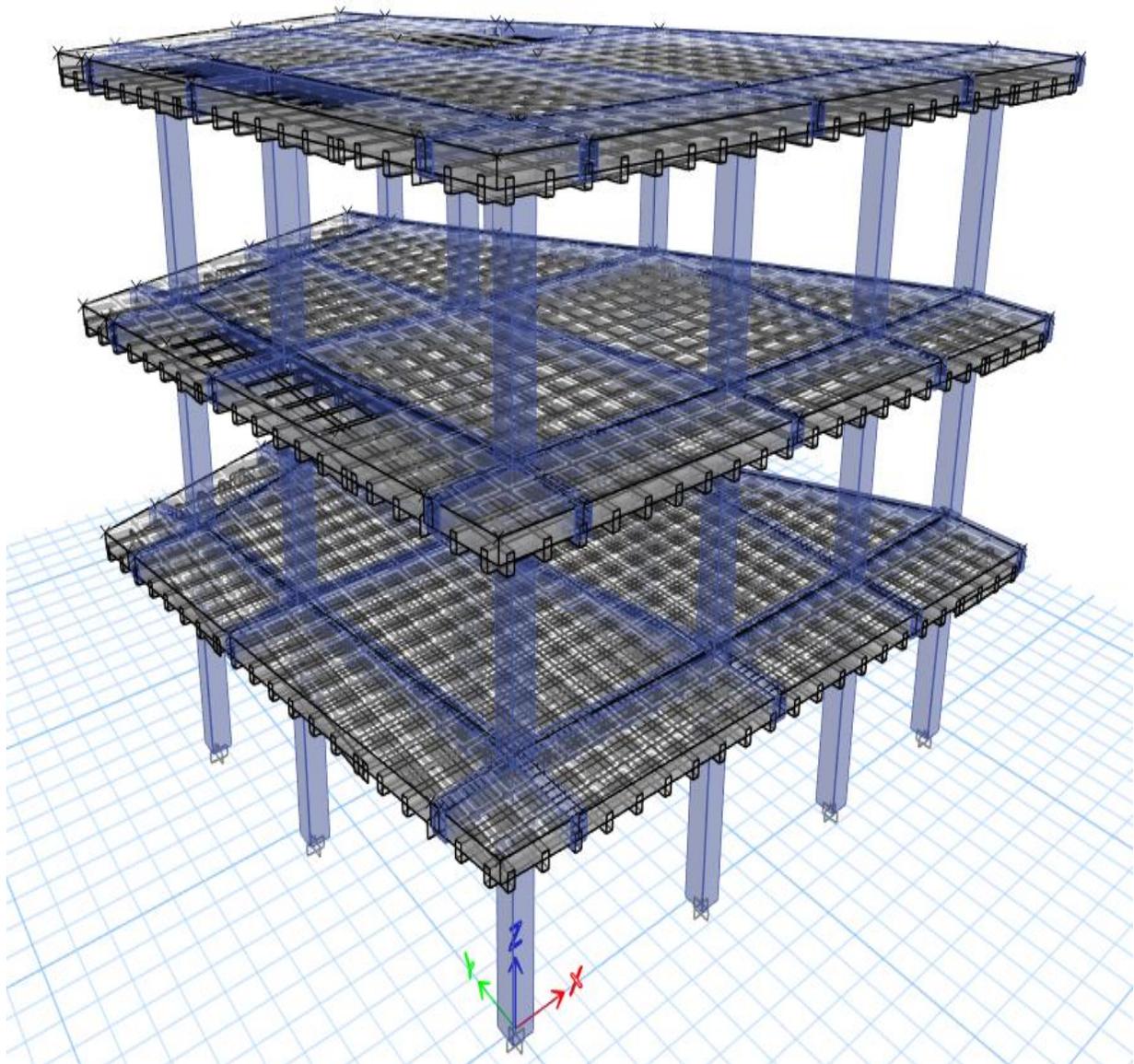
Estos factores son esenciales para calcular las derivas máximas:

- En el caso de las columnas, se utiliza el 0.8 veces la longitud característica (l_g).
- Para las vigas, se aplica el 0.5 veces la longitud característica (l_g).

4.7.2 Modelo Estructural

Figura 21

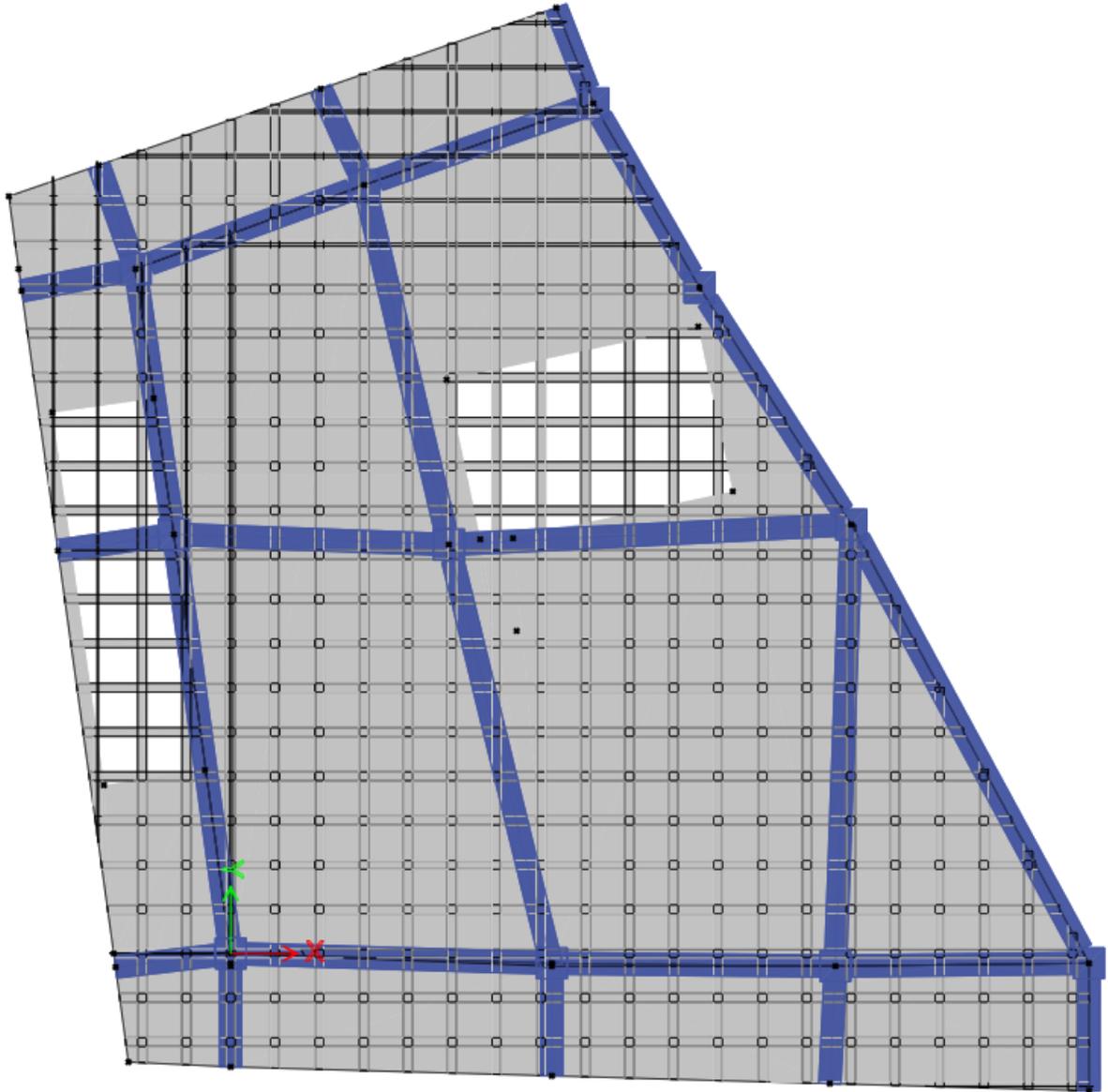
Modelo en 3D



Nota. Ilustración en 3D de la vivienda. Elaborado por: Los autores a través de ETABS 21.

Figura 22

Modelo en planta de la estructura



Nota. Ilustración en planta de la vivienda. Elaborado por: Los autores a través de ETABS 21.

4.7.3 Derivas de Piso

Es necesario realizar un seguimiento de los desplazamientos horizontales inducidos por el sismo en la estructura. Se debe examinar en cada nivel y en las direcciones X e Y del sismo. Conforme a la normativa NEC, se debe aplicar la fórmula siguiente:

$$\nabla M = 0.75 * R * \nabla E \leq 0.02$$

Tabla 20

Control de derivas de piso

PISO	ELEVACIÓN	R	$\Delta E X$	ΔM	$\Delta M \leq 0,02$	$\Delta E Y$	ΔM	$\Delta M \leq 0,02$
BASE	0	5	0	0	CUMPLE	0	0	CUMPLE
1	3,24	5	0,002065	0,00774	CUMPLE	0,000275	0,00103	CUMPLE
2	6,24	5	0,002368	0,00888	CUMPLE	0,000173	0,00065	CUMPLE
3	9,24	5	0,001596	0,005985	CUMPLE	0,000888	0,00333	CUMPLE

Nota. Tabla de derivas de piso de cada nivel de la vivienda. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

4.7.4 Dimensiones definitivas de elementos estructurales

Después de completar todas las comprobaciones necesarias, se determinan las dimensiones finales de los elementos estructurales; asimismo, cabe destacar que dichas dimensiones fueron especificadas por los constructores.

Tabla 21

Dimensiones de los elementos estructurales

ELEMENTO	ASIGNACIÓN	DIMENSIONES	
		b (cm)	h (cm)
VIGA	V 25 X 30	25	30
COLUMNA	C 35 X 35	35	35
LOSA	Losa alivianada	-	25

Nota. Tabla de elementos estructurales de la vivienda. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN STEEL FRAMING

Para este capítulo se considerará la norma NEC-SE-VIVIENDA (2015) específicamente en el apartado 6.8 titulado "Muros portantes livianos de acero (Steel Framing)".

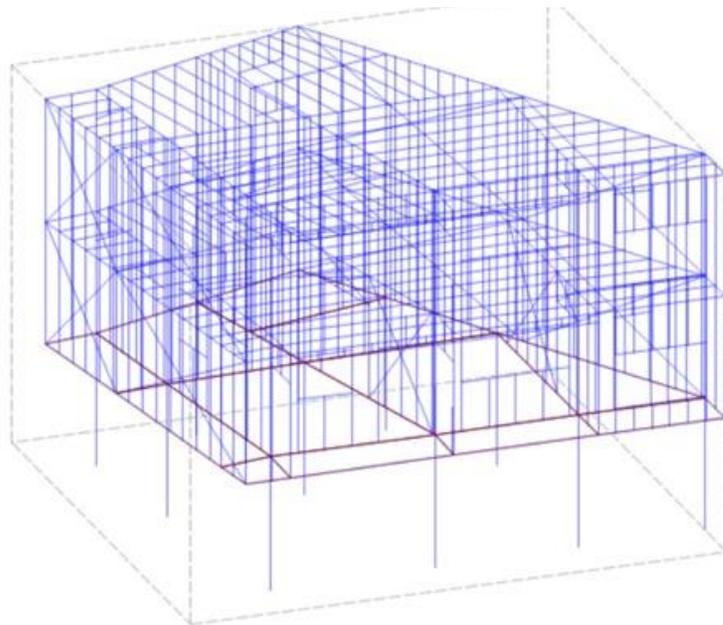
Esta sección indica que la estructura debe ser diseñada conforme a la norma AISI S200-07, dicha norma recomienda usar el "Manual de Ingeniería de Steel Framing del ILAFA" (Instituto Latinoamericano del Fierro y Acero). Para esta exposición, se seguirá este último documento.

5.1 Descripción de la estructura

Como ya se mencionó, el proyecto que será objeto de análisis es exactamente el mismo, manteniendo las mismas características y distribuciones tanto en planta como en elevación. En consecuencia, se procede a realizar los cálculos correspondientes. A continuación, se exhiben imágenes de la estructura construida con el sistema Steel Framing.

Figura 23

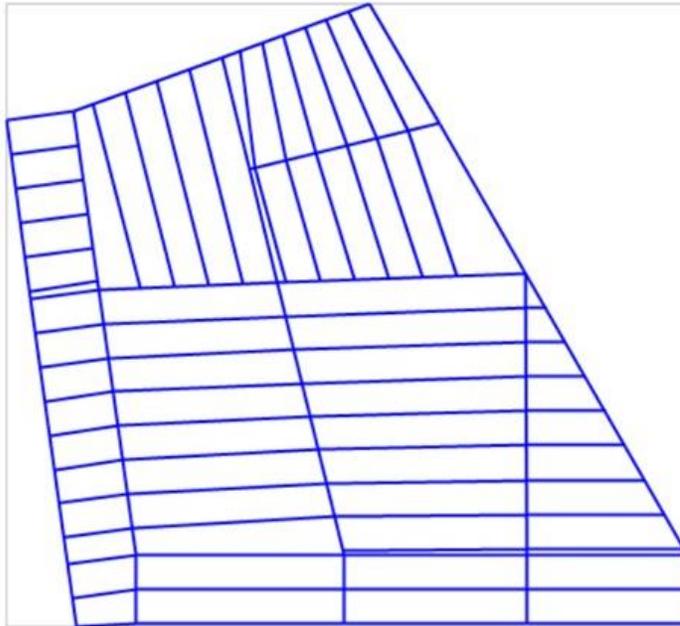
Vista en 3D de la estructura



Nota. Ilustración en 3D de la vivienda con perfiles estructurales, las líneas en rojo representan la losa de hormigón. Elaborado por: Los autores a través de SAP2000.

Figura 24

Vista en plana de la estructura



Nota. Ilustración en planta de la vivienda con perfiles estructurales. Elaborado por: Los autores a través de SAP2000.

5.2 Determinación de cargas

Las fuerzas que se toman en cuenta en el modelo para el software SAP2000 son:

5.2.1 Carga viga

Cargas tomadas de la NEC-SE-CG (2015): Cargas (no sísmicas) sección 4.2.1.

Tabla 22*Cargas vivas para Steel Framing*

USO	CARGA UNIFORME	
	KN/m ²	Kg/m ²
Escalera y Rutas de Escape	4,8	480
Balcones	4,8	480
Departamentos	2	200
Almacenes	4,8	480
Oficinas	2,5	240
Terraza inaccesible	0,7	70

Nota. Tabla de cargas vivas a utilizar en el diseño la vivienda en SAP2000. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

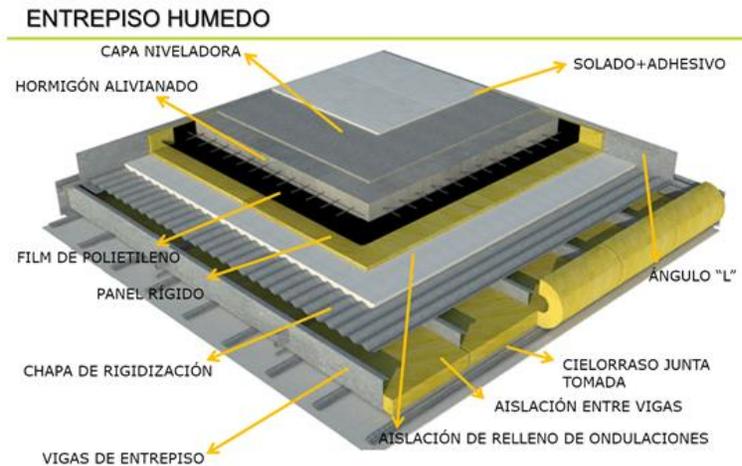
5.2.2 Carga muerta

Para determinar la carga muerta sobre el entrepiso, se realizarán los cálculos respectivos para ambas opciones: entrepiso seco y entrepiso húmedo. Se compararán para apreciar las ventajas de la construcción en seco mediante Steel Framing, que minimiza el uso de hormigón y, por ende, reduce considerablemente la carga muerta.

Entrepiso húmedo:

Figura 25

Detalle de entrepiso húmedo



Nota. En la imagen se observa las partes de un entrepiso húmedo para una estructura en Steel Framing. Fuente: JMA - Perfiles de Acero Galvanizado. (2024, mayo 9).

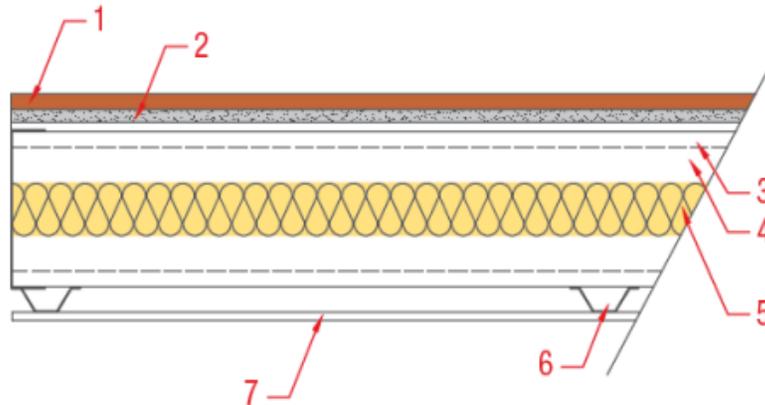
1) Baldosa cerámica:	28.0 kg/m ²
2) Capa niveladora:	28.5 kg/m ²
3) Hormigón alivianado:	120.4 kg/m ²
4) Malla electrosoldada:	3.1 kg/m ²
5) Placa colaborante(polietileno):	7.0 kg/m ²
6) Perfil G:	2.5 kg/m ²
7) Aislación termoacústica:	1.6 kg/m ²
8) Perfil omega 12.5 x 0.5	0.6 kg/m ²
9) Panel de yeso 10 mm	7.0 kg/m ²

Total 198.7 kg/m²

Entrepiso Seco:

Figura 26

Detalle de entrepiso seco



Nota. En la imagen se observa las partes de un entrepiso secos para una estructura en Steel Framing. Fuente: JMA - Perfiles de Acero Galvanizado. (2024, mayo 9).

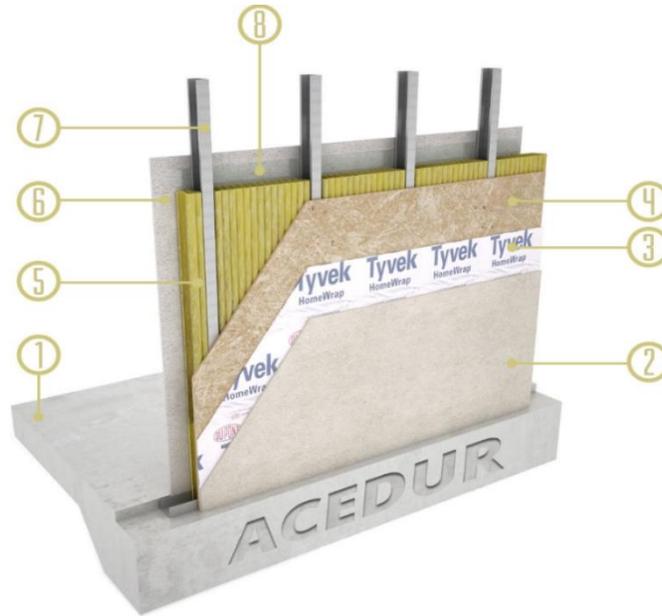
1) Baldosa cerámica:	28.0 kg/m ²
2) Capa de nivelación:	28.5 kg/m ²
3) Panel de OSB:	7.0 kg/m ²
4) Perfil G:	2.5 kg/m ²
5) Aislación termoacústica:	1.6 kg/m ²
6) Perfil omega 12.5 x 0.5:	0.6 kg/m ²
7) Panel de yeso 10 mm:	7.0 kg/m ²

Total 75.2 kg/m²

Panel estructural:

Figura 27

Detalle de panel estructural comercial



Nota. En la imagen se observa las partes de un panel estructural para una estructura en Steel Framing. Fuente: ACEDUR (2021).

1) Placa de hormigón armado:

2) Placa cemento: 16.0 kg/m²

3) Barrera de agua y viento:

4) Placa OSB: 7.0 kg/m²

5) Aislante térmico y acústico de lana de vidrio: 1.6 kg/m²

6) Placa de yeso: 9.0 kg/m²

7) Perfil estructural PGC de acero galvanizado: 1.5 kg/m²

8) Barrera de vapor:

Total 35.1 kg/m²

Carga muerta para cubiertas:

Entrepiso seco: 80kg/m²

Entre piso húmedo: 200kg/cm²

Carga muerta por piso:

Entrepiso seco: 80kg/m²+35.1 kg/m²= 120 kg/m²

Entre piso húmedo: 200kg/cm²+35.1 kg/m²= 240 kg/m²

5.3 Espectro de diseño

El espectro de diseño elástico para la estructura utilizando Steel Framing es idéntico al obtenido para la estructura de hormigón armado, ya que ningún factor se ve afectado. Sin embargo, el espectro inelástico varía, dado que el coeficiente de reducción de resistencia sísmica (R) para estructuras de acero conformado en frío, según la NEC (15), es de 2.5.

5.3.1 Datos obtenidos Espectro Dinámico y Estático

Tabla 23

Espectro sísmico elástico e inelástico

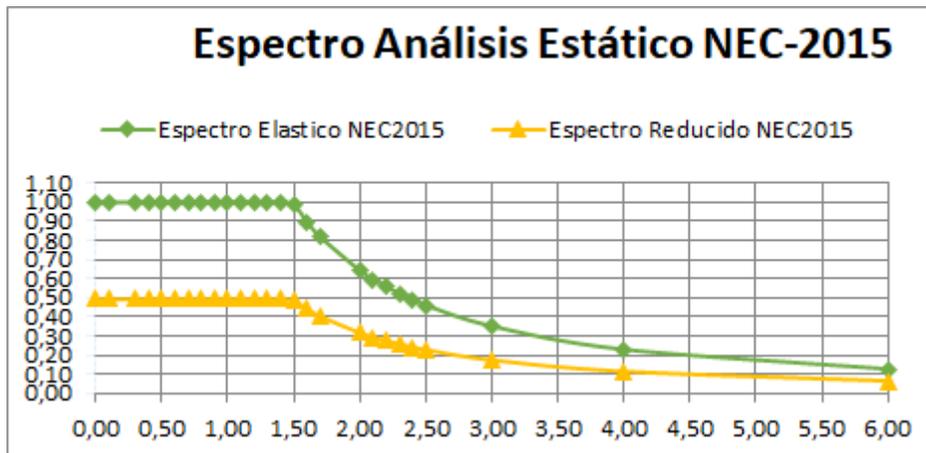
ESPECTRO PARA ANÁLISIS ESTÁTICO		
T	Elástico	Inelástico
	Sa	Sa
seg.	(g)	(g)
0,001	1,001	0,494
0,100	1,001	0,494
0,300	1,001	0,494
0,400	1,001	0,494
0,500	1,001	0,494
0,600	1,001	0,494
0,700	1,001	0,494
0,800	1,001	0,494
0,900	1,001	0,494
1,000	1,001	0,494

1,100	1,001	0,494
1,200	1,001	0,494
1,300	1,001	0,494
1,400	1,001	0,494
1,500	0,986	0,487
1,600	0,895	0,442
1,700	0,817	0,404
2,000	0,640	0,316
2,100	0,595	0,294
2,200	0,555	0,274
2,300	0,519	0,256
2,400	0,487	0,241
2,500	0,458	0,226
3,000	0,349	0,172
4,000	0,226	0,112
6,000	0,123	0,061

Nota. Tabla de análisis estático. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Figura 28

Espectro sísmico estático



Nota. Gráficos obtenidos para el espectro estático. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 24*Espectro sísmico elástico e inelástico*

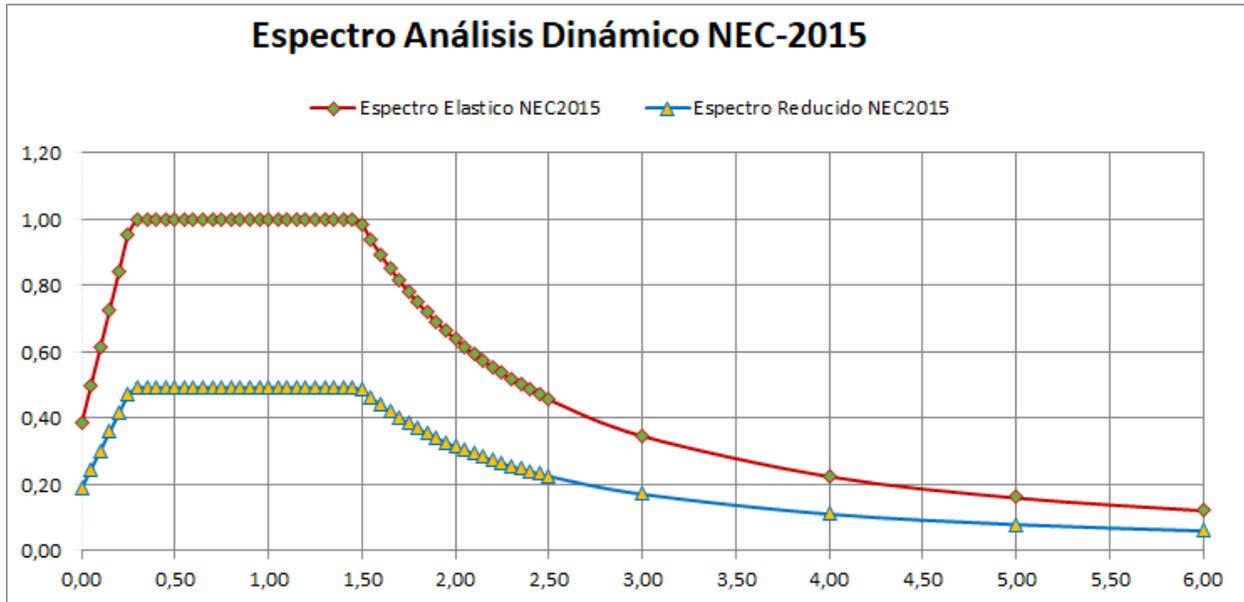
ESPECTRO PARA ANÁLISIS DINÁMICO		
T	Elástico	Inelástico
	Sa	Sa
seg.	(g)	(g)
0,000	0,385	0,190
0,050	0,499	0,246
0,100	0,613	0,303
0,150	0,727	0,359
0,200	0,841	0,415
0,250	0,955	0,472
0,300	1,001	0,494
0,350	1,001	0,494
0,400	1,001	0,494
0,450	1,001	0,494
0,500	1,001	0,494
0,550	1,001	0,494
0,600	1,001	0,494
0,650	1,001	0,494
0,700	1,001	0,494
0,750	1,001	0,494
0,800	1,001	0,494
0,850	1,001	0,494
0,900	1,001	0,494
0,950	1,001	0,494
1,000	1,001	0,494
1,050	1,001	0,494
1,100	1,001	0,494
1,150	1,001	0,494
1,200	1,001	0,494
1,250	1,001	0,494
1,300	1,001	0,494
1,350	1,001	0,494
1,400	1,001	0,494
1,450	1,001	0,494
1,500	0,986	0,487

1,550	0,939	0,464
1,600	0,895	0,442
1,650	0,855	0,422
1,700	0,817	0,404
1,750	0,782	0,386
1,800	0,750	0,370
1,850	0,720	0,356
1,900	0,692	0,342
1,950	0,665	0,329
2,000	0,640	0,316
2,050	0,617	0,305
2,100	0,595	0,294
2,150	0,575	0,284
2,200	0,555	0,274
2,250	0,537	0,265
2,300	0,519	0,256
2,350	0,503	0,248
2,400	0,487	0,241
2,450	0,472	0,233
2,500	0,458	0,226
3,000	0,349	0,172
4,000	0,226	0,112
5,000	0,162	0,080
6,000	0,123	0,061

Nota. Tabla obtenida para el espectro dinámico. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Figura 29

Espectro sísmico Dinámico



Nota. Gráficos obtenidos para el espectro dinámico. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

5.4 Cortante basal

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E} W$$

5.4.1 Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

$$R = 2.5$$

Tabla 25

Coefficiente (R) para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Nota. Tabla del coeficiente (R) para sistemas estructurales dúctiles. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

5.4.2 Período de vibración T

$$T = C_t \times h_n^{\alpha}$$

Tabla 26

Coefficientes para período de vibración

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75

Nota. Tabla para verificar los coeficientes para el período de vibración. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

$$h_n = 3 + 3 + 3.24\text{m} = 9.24\text{m}$$

$$T = 0.073 \times 9.24^{0.75} = 0.3869\text{s}$$

5.4.3 Determinación del factor $S_a(T_a)$

Esta fórmula será usada puesto que el período de vibración es mayor que el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (t_c)

$$S_a = n \times Z \times F_a$$

$$S_a = 2.6 \times 0.35 \times 1.1 = 1.001$$

5.4.4 Determinación cortante basal

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times \phi_P \times \phi_E} \times w$$

$$V = \frac{1 \times 1.001}{2.5 \times 0.9 \times 0.9} \times w$$

$$V = 0.4943 \times w$$

5.5 Distribución de cortante basal

Tabla 27

Cuantificación de pesos del Steel Framing

PISOS	LOSA (ton)	COLUMNAS (ton)	VIGAS (ton)	MAMPOSTERÍA (ton)	INSTALACIONES (ton)	CV (T/m2)	PESO PROPIO (ton)		
1	49.92	9.7	12.08	33.54	0.1	0.2	105.38		
	ENTREPISO (Kgf)	TRACK/SOLERA (Kgf)	STUD/MONTANTE (Kgf)	VIGA STEEL FRAMING (Kgf)	RIOSTRA (Kgf)	PANELES (Kgf)	INSTALACIONES (Kgf)	CV (T/m2)	PESO PROPIO (ton)
2	20863.5	361.93	1082.62	570.89	62.58	7847.48	110	0.2	30.95
3	20863.5	409.89	1127.98	0.6	46.83	7440.15	110	0.07	30.02
Σ							T/m2		166.35

Nota. Tabla obtenida de la cuantificación de pesos de la estructura en Steel Framing. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 28

Distribución vertical del cortante basal Steel Framing.

PISOS	ALTURA (m)	Hi altura acumulada (m)	Wi (Ptotal) (ton)	Wi * Hi	Wi * Hi/Σ	FUERZA TOTAL FX=V*Wi*Hi/Σ	Vx acumulada (ton)
1	3.24	3.24	105.38	341.44	0.42	34.58	34.58
2	3	6.24	30.95	193.12	0.24	19.56	54.14
3	3	9.24	30.02	277.35	0.34	28.09	82.23
		Σ	166.35	811.92	1	82.22	

Nota. Tabla de distribución vertical del cortante basal en Steel Framing. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

$$Constante = \frac{Z * I * C}{R * \phi p * \phi e}$$

$$W * Constante = \sum Fx$$

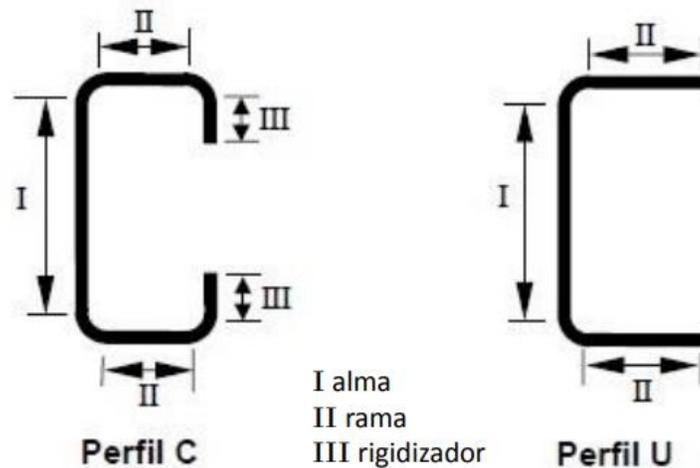
$$166.35 * 0.4943 = 48086.29$$

5.6 Dimensión de perfiles

La tabla presenta las dimensiones de los perfiles estructurales que se incluirán en el programa SAP 2000. Se ha optado por una separación de 40 cm entre montantes y vigas de entrepiso, dado que es la separación estándar en la industria de prefabricados y en la mayoría de los proyectos que emplean el sistema Steel Framing. Este enfoque ayuda a reducir los esfuerzos que cada perfil debe soportar, lo que a su vez disminuye la posibilidad de sobrecargas y fallos en la estructura.

Figura 30

Detalle de perfiles tipo C y U



- *Nota.* Tabla de distribución vertical del cortante basal en Steel Framing. Fuente: Instituto de la construcción en seco (INCOSE).

Tabla 29*Dimensión de perfiles estructurales.*

ELEMENTOS	ASIGNACIÓN	DIMENSIONES			
		h (mm)	b (mm)	c (mm)	e (mm)
SOLERA	PGU 100X50X2	100	50	15	2
MONTANTE	PGC 100X50X2	104	50		2
VIGA	PGC 175X50X15X2	175	50	15	2
CENEFA	PGU 175X50X2	177	50		2

Nota. Tabla de dimensiones de perfiles a usar para la estructura en Steel Framing. Elaborado por:

Los autores a través de Excel.

5.7 Análisis estructural

5.7.1 Modelación de la estructura

Para diseñar la estructura, se establecerán los siguientes parámetros:

5.7.1.1 Propiedades de los materiales

ASTM A570 grado 50

Límite de fluencia: $f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del acero: $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

5.7.1.2 Combinaciones de carga para estructura metálica

Combinaciones de cargas a Rotura: (NEC-SE-CG)

Combinación 1: $U=1.4D$

Combinación 2: $U=1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

Combinación 3: $U=1.2D+1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$

Combinación 4: $U=1.2D+1.0W+1.0L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

Combinación 5: $U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$

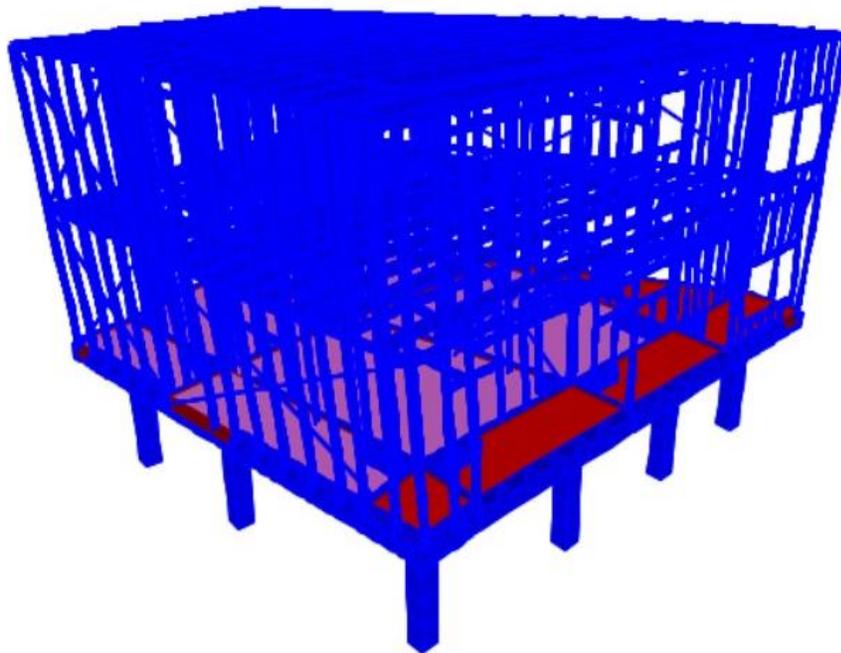
Combinación 6: $U=0.9D+1.0W$

Combinación 7: $U=0.9D+1.0E$

5.7.2 Modelo

Figura 31

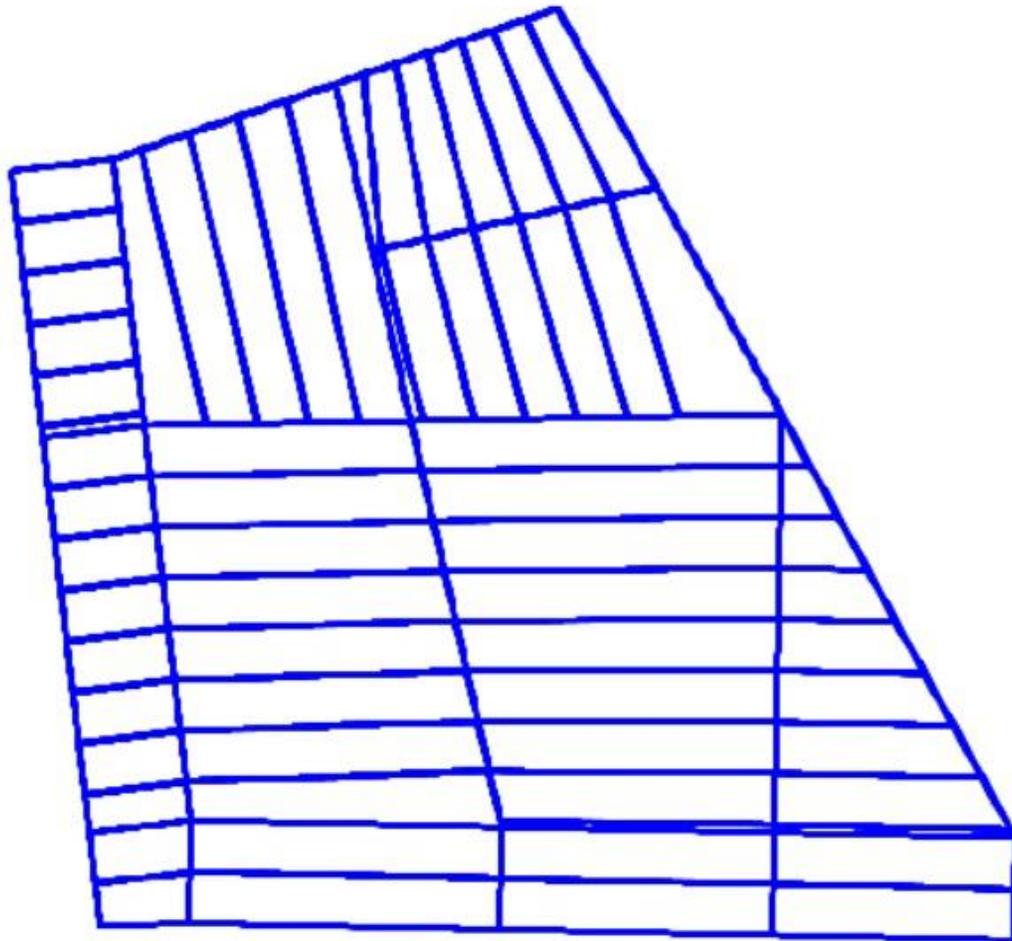
Modelo 3D de la estructura en Steel Framing.



Nota. Modelo en 3D de la estructura en Steel Framing. Elaborado por: Los autores a través de SAP2000.

Figura 32

Vista en planta del modelo en Steel



Nota. Modelo en planta de la estructura en Steel Framing. Elaborado por: Los autores a través de SAP2000.

5.7.3 Derivas de piso

Es necesario realizar un seguimiento de los movimientos laterales de la estructura provocados por el terremoto, examinándola en cada nivel y en las direcciones X e Y del sismo.

Tabla 30*Control de derivas de piso Steel Framing.*

SENTIDO X +							
	Des. Superior (cm)	Des. Inferior (cm)	Deriva inelástica (cm)	Altura (cm)	Deriva calculada	Deriva normativa	Observación
Entrepiso	1.2160	0	2.736000	275	0.00994909	0.01	ok
Cubierta	1.2167	1.2160	0.001575	275	0.00000573	0.01	ok

Nota. Tabla de control de derivas de piso en el sentido X+. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 31*Control de derivas de piso Steel Framing.*

SENTIDO Y +							
	Des. Superior (cm)	Des. Inferior (cm)	Deriva inelástica (cm)	Altura (cm)	Deriva calculada	Deriva normativa	Observación
Entrepiso	0.9034	0	2.03265	275	0.00739145	0.01	ok
Cubierta	1.068	0.9034	0.37035	275	0.00134673	0.01	ok

Nota. Tabla de control de derivas de piso en el sentido Y+. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 32*Control de derivas de piso Steel Framing.*

SENTIDO X -							
	Des. Superior (cm)	Des. Inferior (cm)	Deriva inelástica (cm)	Altura (cm)	Deriva calculada	Deriva normativa	Observación
Entrepiso	0.8844	0	1.9899	275	0.007236	0.01	ok
Cubierta	1.2164	0.8844	0.747	275	0.002716364	0.01	ok

Nota. Tabla de control de derivas de piso en el sentido X-. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 33*Control de derivas de piso Steel Framing.*

SENTIDO Y -							
	Des. Superior (cm)	Des. Inferior (cm)	Deriva inelástica (cm)	Altura (cm)	Deriva calculada	Deriva normativa	Observación
Entrepiso	0.904	0	2.034	275	0.007396364	0.01	ok
Cubierta	1.0642	0.904	0.36045	275	0.001310727	0.01	ok

Nota. Tabla de control de derivas de piso en el sentido Y-. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

5.8 Diseño estructural

5.8.1 Diseño a flexión

Figura 33

Perfiles C estructurales

Designación	Dimensiones				Masa Kg/m	A cm ²	d1 cm	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
	h	b	c	e				Ix	Iy	Wx	Wy	ix	iy
	mm	mm	mm	mm				cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
G 60x30x10x2	60	30	10	2	1,96	2,54	1,44	14,88	5,28	4,9	2,74	2,42	1,44
G 80x40x15x2	80	40	15	2	2,75	3,54	1,46	35,25	8,07	8,81	3,18	3,16	1,51
G 80x40x15x3	80	40	15	3	3,95	5,11	1,46	49,04	10,85	12,26	4,27	3,1	1,46
G 80x50x15x2	80	50	15	2	3,06	3,88	1,46	41,11	13,55	10,28	4,34	3,23	1,88
G100x50x15x2	100	50	15	2	3,38	4,34	1,73	69,24	14,98	13,85	4,57	4,00	1,86
G100x50x15x3	100	50	15	3	4,89	6,31	1,72	97,78	20,51	19,56	6,25	3,94	1,8
G100x50x15x4	100	50	15	4	6,29	8,15	1,71	122,5	24,85	24,49	7,55	3,88	1,75
G100x50x20x4	100	50	20	4	6,60	8,55	1,85	126,7	28,5	25,34	9,05	3,85	1,83
G100x50x25x5	100	50	25	5	8,35	10,86	1,98	152,51	36,52	30,5	12,09	3,75	1,83
G125x50x15x2	125	50	15	2	3,77	4,84	1,56	116,4	16,16	18,63	4,69	4,91	1,83
G125x50x15x3	125	50	15	3	5,48	7,06	1,55	165,5	22,16	26,48	6,43	4,84	1,77
G125x50x15x4	125	50	15	4	7,07	9,15	1,54	208,7	26,88	33,39	7,78	4,78	1,71
G125x50x15x5	125	50	15	5	8,55	11,11	1,54	246,2	30,41	39,39	8,78	4,71	1,65
G125x50x20x4	125	50	20	4	7,39	9,55	1,68	217	30,9	34,7	9,32	4,77	1,8
G125x50x25x5	125	50	25	5	9,33	12,11	1,8	264,3	39,88	42,29	12,46	4,67	1,82
G125x50x30x6	125	50	30	6	11,32	14,73	1,92	307,1	48,69	49,14	15,81	4,56	1,81
G150x50x15x2	150	50	15	2	4,16	5,34	1,42	178,7	17,13	23,83	4,78	5,79	1,79
G150x50x15x3	150	50	15	3	6,07	7,81	1,42	255,2	23,49	34,03	6,56	5,72	1,73
G150x50x15x4	150	50	15	4	7,86	10,15	1,41	323,5	28,51	43,13	7,95	5,65	1,68
G150x50x15x5	150	50	15	5	9,53	12,36	1,41	383,6	32,27	51,15	8,98	5,57	1,62
G150x50x20x4	150	50	20	4	8,17	10,5	1,54	337	32,9	44,9	9,52	5,65	1,77
G150x75x25x5	150	75	25	5	12,28	15,86	2,65	545,4	117,2	72,71	24,17	5,86	2,72
G175x50x15x2	175	50	15	2	4,56	5,84	1,31	257,7	17,92	29,45	4,85	6,64	1,75
G175x50x15x4	175	50	15	4	8,64	11,15	1,3	470,0	29,85	53,71	8,07	6,49	1,64

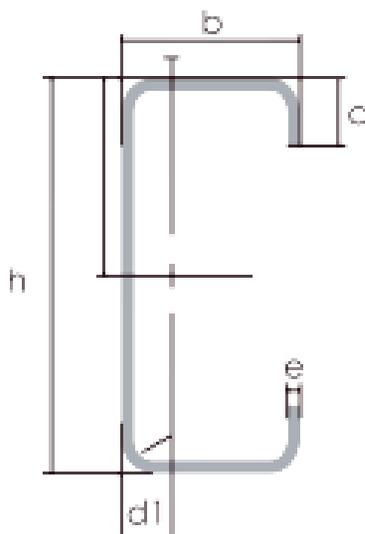
Nota.

Ilustración de los perfiles comerciales. Fuente: DIPAC. (2022, julio).

El perfil “PGC 175x50x15x2” será diseñado para viga de entrepiso.

Figura 34

Perfiles C estructurales



DIMENSIONES	
h	175 mm
b	50 mm
c	15 mm
e	2 mm
R	3 mm
A	584 mm ²
d1	13,1 mm
d2	87.5 mm
I _x	257.7 cm ⁴
I _y	17.92 cm ⁴
S _x	29.45 cm ³
S _y	4,85 cm ³

Nota. Ilustración del perfil C. Fuente: DIPAC. (2022, julio).

5.8.1.1 Cálculo de secciones efectivas

Labios:

$$W = c - (R + e)$$

$$W = 15 - (3 + 2) = 10 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Relaciones máximas entre ancho plano y espesor de elementos comprimidos (sección B.1.1)

B1.1 Consideraciones sobre la relación entre el ancho plano de las alas y su espesor

$$W/t = 10 / 2 = 5 \leq 60 \quad \text{ok}$$

- Sección efectiva de labio a compresión:

El labio actúa como un refuerzo en el borde que está expuesto a gradientes de esfuerzos, por lo tanto, se sigue el protocolo establecido en la Sección B3.2.

$$\lambda = \sqrt{\frac{F}{F_{cr}}}$$

$$F = f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

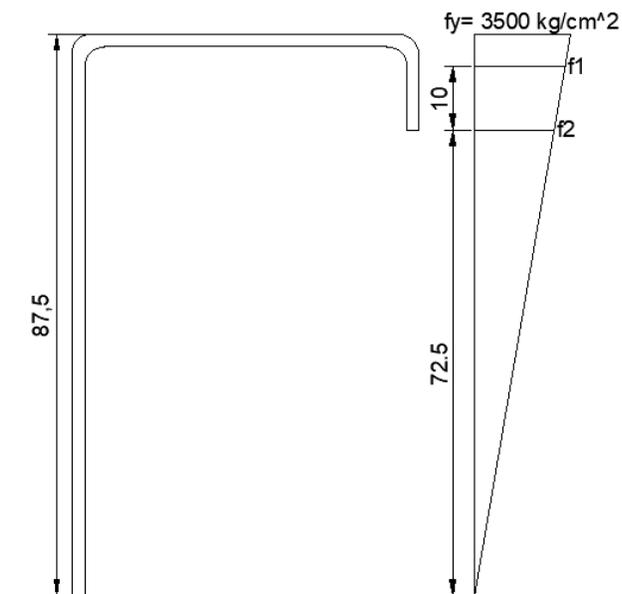
$$\text{Módulo de elasticidad del acero: } E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = k * \frac{\pi^{2xE}}{12(1 - U^2)} * \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

$$U = 0.3$$

$$k = \frac{0.578}{\psi + 0.34}$$

$$\psi = \frac{f_2}{f_1}$$



$$\frac{3500}{87.5} = \frac{f1}{82.5} = \frac{f2}{72.5}$$

$$f1 = 3300 \frac{kg}{cm^2}; f2 = 2900 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\psi = \frac{2900}{3300} = 0.878$$

$$k = \frac{0.578}{0.878 + 0.34} = 0.4745$$

$$F_{cr} = k * \frac{\pi^2 x E}{12(1 - U^2)} * \left(\frac{t}{w}\right)^2 = 0.4756 * \frac{\pi^2 x 2000000}{12(1 - 0.3^2)} * \left(\frac{2}{10}\right)^2 = 34388.16$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{3500}{34388.16}} = 0.319 \leq 0.673$$

- Sección efectiva labio a tensión:

$$c = w = 10 \text{ mm}$$

Alas:

$$W = b - 2(R + e)$$

$$W = 50 - 2 * (3 + 2) = 40 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Relaciones máximas entre ancho plano y espesor de elementos comprimidos (sección B.1.1)

B1.1 Consideraciones sobre la relación entre el ancho plano de las alas y su espesor

$$W/t = 40/2 = 20 \leq 60 \quad \mathbf{ok}$$

- Sección efectiva de labio a compresión:

El componente de compresión del ala está sometido a una carga uniforme de compresión y cuenta con un refuerzo en el borde. El ancho efectivo "b" debe calcularse conforme a las directrices establecidas en la Sección B4.

B4 Anchos efectivos de los elementos con un rigidizador intermedio o un rigidizador de borde

$$S = 1.28 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.28 * \sqrt{\frac{2000000}{3500}} = 30.59$$

$$0.328 (S) = 0.328 (30.59) = 10.036$$

Como $W/t = 20 \geq 12.35$

$$b_1 = (b/2) (RI)$$

$$b_2 = b - b_1$$

$$ds = d's(RI)$$

El ancho efectivo "b" debe ser determinado conforme a las pautas establecidas en la Sección B2.1, utilizando el coeficiente de pandeo de la placa, denotado como "k", según se detalla en la Tabla B4-1 que se presenta a continuación.

B2.1 Elementos rigidizados uniformemente comprimidos

B4.1 Elementos uniformemente comprimidos con un rigidizador intermedio

Tabla 34

Refuerzo de labio simple.

Refuerzo de labio simple ($140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$)	
$D/w \leq 0.25$	$0.25 < D/w \leq 0.8$
$3.57(R_f)^n + 0.43 \leq 4$	$(4.82 - 5D/w)(R_f)^n + 0.43 \leq 4$

Nota. Tabla de refuerzo de labio simple. Fuente: (AISI) S100 - 2013

$$\frac{D}{W} = \frac{15}{40} = 0.38 \text{ por lo tanto:}$$

$$k = \left(4.82 - 5 * \frac{D}{W}\right) (R1)^n + 0.43 < 4$$

$$R1 = \frac{IS}{Ia} < 1$$

$$IS = \frac{t * c^3}{12} = \frac{2 * 10^3}{12} = 166.66 \text{ cm}^4$$

$$Ia = 399 * 2^4 \left(\frac{\frac{w}{t}}{s} - 0.328\right)^3 \leq t^4 \left(115 * \frac{w}{t} + 5\right)$$

$$Ia = 399 * 2^4 \left(\frac{\frac{40}{2}}{30.59} - 0.328\right)^3 \leq 2^4 \left(115 * \frac{40}{2} + 5\right)$$

$$Ia = 222.097 \leq 1283.00 \quad \mathbf{ok}$$

$$R1 = \frac{IS}{Ia} = \frac{166.66}{222.097} = 0.75 < 1 \quad \mathbf{ok}$$

$$n = \left(0.582 - \frac{\frac{w}{t}}{4 * s}\right) > 0.33$$

$$n = \left(0.582 - \frac{\frac{40}{2}}{4 * 30.59}\right) = 0.418 > 0.33 \quad \mathbf{ok}$$

$$k = \left(4.82 - 5 * \frac{15}{40}\right) (0.75)^{0.418} + 0.43 = 3.04 < 4 \quad \mathbf{ok}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F}{Fcr}}$$

$$F = fy = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad del acero: } E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = k * \frac{\pi^2 x E}{12(1 - U^2)} * \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

$$U = 0.3$$

$$F_{cr} = 3.04 * \frac{\pi^2 x 2000000}{12(1 - 0.3^2)} * \left(\frac{2}{40}\right)^2 = 13737.91$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{3500}{13737.91}} = 0.504 < 0.673$$

$$b = w = 40 \text{ mm}$$

$$b_1 = (b/2) (RI) = (40/2) (0.75) = 15 \text{ mm}$$

$$b_2 = b - b_1 = 40 - 15 = 25 \text{ mm}$$

- Labio a compresión modificado:

$$ds = d's(RI)$$

$$d's = c = 10 \text{ m}$$

$$ds = 10 (0.75) = 7.5 \text{ mm}$$

- Sección efectiva de ala a tensión:

$$b = w = 10 \text{ mm}$$

Alma:

$$W = h - 2(R + e)$$

$$W = 175 - 2 * (3 + 2) = 165 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Relaciones máximas entre ancho plano y espesor de elementos comprimidos (sección B.1.1)

B1.1 Consideraciones sobre la relación entre el ancho plano de las alas y su espesor

$$W/t = 165/2 = 82.5 \leq 200 \quad \mathbf{ok}$$

- Alma a compresión:

El alma se convierte en algo más rígido cuando está sujeto a un gradiente de esfuerzos, y el ancho efectivo b_c debe ser calculado según lo establecido en la Sección B2.3.

B2.3 Almas y elementos rigidizados con gradiente de tensiones

$$W = 82.5 \text{ mm}$$

$$\frac{h_o}{b_o} = \frac{175}{50} = 3.5 < 4 \quad \mathbf{ok}$$

$$b_1 = b_c / (3 + \psi)$$

$$b_2 = b_c / 2 \text{ si } \psi > 0.236$$

$$b_2 = b_c - b_1 \text{ si } \psi \leq 0.236$$

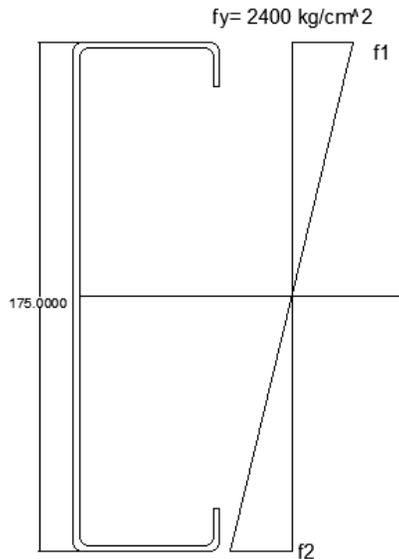
$$\lambda = \sqrt{\frac{F}{F_{cr}}}$$

$$F = f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad del acero: $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

$$k = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2(1 + \psi)$$

$$\psi = \frac{f_2}{f_1}$$



$$f1 = f2$$

$$\psi = \frac{f2}{f1} = 1$$

$$k = 4 + 2(1 + 1)^3 + 2(1 + 1) = 24$$

$$F_{cr} = 24 * \frac{\pi^2 * 2000000}{12(1 - 0.3^2)} * \left(\frac{2}{82.5}\right)^2 = 25495.90$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{3500}{25495.90}} = 0.37 < 0.673$$

$$b = w = 82.5 \text{ mm}$$

$$b1 = bc / (3 + \psi) = 82.5 / (3 + 1) = 20.625$$

$$\psi = 1 > 0.236$$

$$b2 = bc / 2 \text{ si } \psi > 0.236$$

$$b2 = 82.5 / 2 = 41.25 \text{ mm}$$

$$B1 + b2 \leq bc$$

$$20.62 + 41.25 \leq 82.5$$

$$61.87 \leq 82.5 \quad \mathbf{ok}$$

Elementos circulares:

$$r = R + t/2 = 3 + 2/2 = 4 \text{ mm}$$

$$L = \frac{\pi * r}{2} = \frac{\pi * 4}{2} = 6.28 \text{ mm}$$

5.8.1.2 Cálculo de eje neutro con secciones efectivas:

- Elementos circulares superiores (1):

$$c = 0.637 (r) = 0.637 \times 4 = 2.548 \text{ mm}$$

$$y = (r - c) + t/2 = (4 - 2.548) + 2/2 = 2.452$$

- Elementos circulares inferiores (2):

$$y = h - 2.452 = 175 - 2.452 = 172.548 \text{ mm}$$

- Ala superior (3):

$$y = t/2 = 2/2 = 1 \text{ mm}$$

- Ala inferior (4):

$$y = h - t/2 = 175 - 1 = 174 \text{ mm}$$

- Labio superior (5):

$$y = ds / 2 + (R + t) = 7.5/2 + (3 + 2) = 8.75 \text{ mm}$$

- Labio inferior (6):

$$y = h - (c/2 + (R + t)) = 175 - (10/2 + (5)) = 165 \text{ mm}$$

- Alma (7)(8)

$$y = b1/2 + (R + t) = 20.625/2 + (3 + 2) = 15.3125 \text{ mm}$$

$$y = h - (b2 + 95) / 2 - (R + t) = 175 - (41.25 + 95) / 2 - (3 + 2) = 101.875 \text{ mm}$$

Tabla 35

Eje neutro con secciones efectivas.

ELEMENTO	LONGITUD EFECTIVA L (mm)	y (mm)	Ly (mm ²)	Ly ² (mm ³)
1	12.56	2452	3079712	7551453824
2	12.56	172548	216720288	3739465225
3	40.00	1	40	40
4	40.00	174	6960	1211040
5	7.50	8,75	65625	57421875
6	10.00	165	1650	272250
7	20.62	15312	31573344	4834510433
8	123.74	101875	126060125	1284237523
	266.98		238353709	314699829

Nota. Tabla para calcular centroides. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

$$y_{cg} = \frac{\sum Ly}{\sum L} = \frac{23835,3709}{266,98} = 89.27 \text{ mm}$$

5.8.1.3 Momento de inercia de la sección lineal

Se estima que Ixx es aproximadamente igual a cero para los elementos 1 y 2 debido a que sus valores reales son muy pequeños y su efecto total en ΣI_{xx} será insignificante.

$$\text{Elemento 3} \quad I_{xx} = \frac{40 \times 1^3}{12} = 3.33 \text{ mm}^4$$

$$\text{Elemento 4} \quad I_{xx} = \frac{40 \times 1^3}{12} = 3.33 \text{ mm}^4$$

$$\text{Elemento 6} \quad I_{xx} = \frac{1 \times 10^3}{12} = 83.33 \text{ mm}^4$$

$$\text{Elemento 7} \quad I_{xx} = \frac{1 \times 20.62^3}{12} = 730.60 \text{ mm}^4$$

$$\text{Elemento 8} \quad I_{xx} = \frac{1 \times 123.74^3}{12} = 157887.98 \text{ mm}^4$$

$$\Sigma I_{xx} = 158708.57$$

$$I'x = \Sigma I_{xx} + \Sigma Ly^2 - ycg^2 \cdot \Sigma L$$

$$I'x = 158708.57 + 3146998,29 - 89.27^2 \cdot 266,98 = 1178107.758 \text{ mm}^4$$

5.8.1.4 Momento de inercia de la sección total

$$I_x = I'x \cdot t = 1178107.758 \cdot 2 = 2356215.517 \text{ mm}^4$$

5.8.1.5. Módulo de sección con respecto a la fibra extrema superior

$$S_e = \frac{I_x}{Y_{cg}} = \frac{2356215.517}{89.27} = 26394.25 \text{ mm}^3 = 26.39 \text{ cm}^3$$

4.8.1.6. Momento de Diseño

La manera de calcular la resistencia a la flexión está especificada de acuerdo con la Sección

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección La resistencia nominal a la flexión, M_n , se debe calcular ya sea en base a la iniciación de la fluencia en la sección efectiva (Procedimiento I) o en base a la capacidad de reserva inelástica (Procedimiento II) según corresponda

$$M_n = S_e * F_y$$

$$M_n = 26.39 * 3500 = 92365 \text{ kg. cm}$$

$$M_u = \Phi_b * M_n$$

para alas de compresión atiesadas $\Phi_b = 0.95$

$$M_u = 0.95 * 92365 = 87746.75 \text{ kg.cm}$$

4.8.1.7. Comprobación de resistencia

Los datos de la viga más cargada según el software SAP2000 son los siguientes:

$$M_{cm} = 179.5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{cv} = 436.8 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{cs} = 218.97 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_a = 1.2 * M_{cm} + 1.6 * M_{cv} + 0.5 * M_{cs}$$

$$M_a = 1.2 * (179.5) + 1.6 * (436.8) + 0.5 * (218.97) = 1022.265 \text{ kg.cm}$$

$$M_u \geq M_a$$

$$87746.75 \text{ kg.cm} \geq 1022.265 \text{ kg.cm} \quad \mathbf{ok}$$

5.8.2 Diseño a corte

El diseño a corte será realizado con la Sección C3.2.

C3.2 Resistencia para corte exclusivamente

$$V_n = A_w * F_v$$

$$A_w = 5.84 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{t} > 1.51 \sqrt{\frac{E K_v}{F_y}}$$

$$K_v = 5.34$$

$$\frac{h}{t} > 1.51 \sqrt{\frac{2000000 * 5.34}{3500}} = 83.41$$

$$82.5 \leq 83.41$$

$$F_v = 0.904 * E * K_v / (h/t)^2$$

$$F_v = 0.904 * 2000000 * 5.34 / (82.5)^2 = 1418.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_n = 5.84 * 1418.50 = 8284.086 \text{ kg}$$

$$V_u = \Phi_v * V_n$$

$$V_u = 0.95 * 8284.086 = 7869.88 \text{ kg}$$

5.8.2.1 comprobación de resistencia

Los datos de la viga más cargada según el software SAP2000 son los siguientes:

$$V_{cm} = 238.61 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$V_{cv} = 60.02 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$V_{cs} = 106.77 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$V_a = 1.2 * V_{cm} + 1.6 * V_{cv} + 0.5 * V_{cs}$$

$$V_a = 1.2 * 238.61 + 1.6 * 60.02 + 0.5 * 106.77 = 435.749 \text{ kg}$$

$$V_u \geq V_a$$

$$7869.88 \text{ kg} \geq 435.749 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

5.8.3 Miembros a compresión

El perfil “PGC “100x50x15x2” será diseñado para viga de entrepiso.

Figura 35

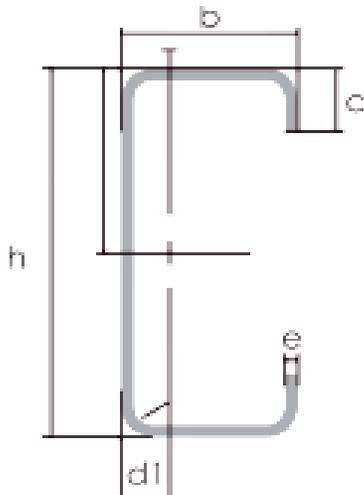
Perfiles C estructurales

Designación	Dimensiones				Masa Kg/m	A cm ²	d1 cm	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
	h	b	c	e				ix	ly	Wx	Wy	ix	iy
	mm	mm	mm	mm				cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
G 60x30x10x2	60	30	10	2	1,96	2,54	1,44	14,88	5,28	4,9	2,74	2,42	1,44
G 80x40x15x2	80	40	15	2	2,75	3,54	1,46	35,25	8,07	8,81	3,18	3,16	1,51
G 80x40x15x3	80	40	15	3	3,95	5,11	1,46	49,04	10,85	12,26	4,27	3,1	1,46
G 80x50x15x2	80	50	15	2	3,06	3,88	1,46	41,11	13,55	10,28	4,34	3,23	1,88
G100x50x15x2	100	50	15	2	3,38	4,34	1,73	69,24	14,98	13,85	4,57	4,00	1,86
G100x50x15x3	100	50	15	3	4,89	6,31	1,72	97,78	20,31	19,36	6,25	3,94	1,8
G100x50x15x4	100	50	15	4	6,29	8,15	1,71	122,5	24,85	24,49	7,55	3,88	1,75
G100x50x20x4	100	50	20	4	6,60	8,55	1,85	126,7	28,5	25,34	9,05	3,85	1,83
G100x50x25x5	100	50	25	5	8,35	10,86	1,98	152,51	36,52	30,5	12,09	3,75	1,83
G125x50x15x2	125	50	15	2	3,77	4,84	1,56	116,4	16,16	18,63	4,69	4,91	1,83
G125x50x15x3	125	50	15	3	5,48	7,06	1,55	165,5	22,16	26,48	6,43	4,84	1,77
G125x50x15x4	125	50	15	4	7,07	9,15	1,54	208,7	26,88	33,39	7,78	4,78	1,71
G125x50x15x5	125	50	15	5	8,55	11,11	1,54	246,2	30,41	39,39	8,78	4,71	1,65
G125x50x50x4	125	50	20	4	7,39	9,55	1,68	217	30,9	34,7	9,32	4,77	1,8
G125x50x25x5	125	50	25	5	9,33	12,11	1,8	264,3	39,88	42,29	12,46	4,67	1,82

Nota. Ilustración de los perfiles C comerciales. Fuente: DIPAC. (2022, julio).

Figura 36

Perfiles C estructurales



DIMENSIONES	
h	100 mm
b	50 mm
c	15 mm
e	2 mm
R	3 mm
A	434 mm ²
d1	17.3 mm
d2	50 mm
I _x	69.24 cm ⁴
I _y	14.98 cm ⁴
S _x	13.85 cm ³
S _y	4.58 cm ³

Nota. Ilustración del perfil C. Fuente: DIPAC. (2022, julio).

5.8.3.1 Resistencia al pandeo por flexión (Eje Débil)

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2}$$

$$K = 1$$

$$L = 2.75 \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{14.98}{4.34}} = 1.86 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2000000}{\left(\frac{1 \cdot 275}{1.86}\right)^2} = 903 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3500}{903}} = 1.96 > 1.5$$

$$F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda c} \right) * F_y = \left(\frac{0.877}{1.96^2} \right) * 3500 = 800 \text{ kg/cm}^2$$

5.8.3.2 Cálculo de secciones efectivas

Labios:

$$W = c - (R + e)$$

$$W = 15 - (3 + 2) = 10 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Relaciones máximas entre ancho plano y espesor de elementos comprimidos (sección B.1.1)

B1.1 Consideraciones sobre la relación entre el ancho plano de las alas y su espesor.

$$W/t = 10/2 = 5 \leq 14 \quad \text{ok}$$

- Sección efectiva de labio a compresión:

El labio actúa como un refuerzo en el borde que está expuesto a gradientes de esfuerzos, por lo tanto, se sigue el protocolo establecido en la Sección B3.2.

$$\lambda = \sqrt{\frac{F}{F_{cr}}}$$

$$F = f_n = 800 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad del acero: $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

$$F_{cr} = k * \frac{\pi^{2xE}}{12(1 - U^2)} * \left(\frac{t}{w} \right)^2$$

$$U = 0.3$$

$$k = 0.43$$

$$F_{cr} = 0.43 * \frac{\pi^2 * 2000000}{12(1 - 0.3^2)} * \left(\frac{2}{10}\right)^2 = 31091.06$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{3500}{31091.06}} = 0.33 < 0.673$$

$$c = w = 10 \text{ mm}$$

Alas:

$$W = b - 2(R + e)$$

$$W = 50 - 2 * (3 + 2) = 40 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Relaciones máximas entre ancho plano y espesor de elementos comprimidos (sección B.1.1)

B1.1 Consideraciones sobre la relación entre el ancho plano de las alas y su espesor

$$W/t = 40 / 2 = 20 \leq 60 \quad \text{ok}$$

- Sección efectiva de labio a compresión:

El componente de compresión del ala está sometido a una carga uniforme de compresión y cuenta con un refuerzo en el borde. El ancho efectivo "b" debe calcularse conforme a las directrices establecidas en la Sección B4.

B4 Anchos efectivos de los elementos con un rigidizador intermedio o un rigidizador de borde

$$F = f_n = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 1.28 \sqrt{\frac{E}{F}} = 1.28 * \sqrt{\frac{2000000}{800}} = 64$$

$$0.328 (S) = 0.328 (64) = 20$$

$$\text{Como } W/t = 20 \geq 20$$

$$b1 = (b/2) (RI)$$

$$b2 = b - b1$$

$$ds = d's(RI)$$

El ancho efectivo "b" debe ser determinado conforme a las pautas establecidas en la Sección B2.1, utilizando el coeficiente de pandeo de la placa, denotado como "k", según se detalla en la Tabla B4-1 que se presenta a continuación.

B2.1 Elementos rigidizados uniformemente comprimidos

B4.1 Elementos uniformemente comprimidos con un rigidizador intermedio

Tabla 36

Refuerzo de labio simple

Refuerzo de labio simple ($140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$)	
$D/w \leq 0.25$	$0.25 < D/w \leq 0.8$
$3.57(R_1)^n + 0.43 \leq 4$	$(4.82 - 5D/w)(R_1)^n + 0.43 \leq 4$

Nota. Tabla establecida para refuerzo de labio simple. Fuente: (AISI) S100 - 2013

$$\frac{D}{W} = \frac{15}{40} = 0.38 \text{ por lo tanto:}$$

$$k = \left(4.82 - 5 * \frac{D}{W} \right) (R1)^n + 0.43 < 4$$

$$R1 = \frac{IS}{I_s} < 1$$

$$I_s = \frac{t * c^3}{12} = \frac{2 * 10^3}{12} = 166.66 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 399 * 2^4 \left(\frac{w}{t} - 0.328 \right)^3 \leq t^4 \left(115 * \frac{w}{s} + 5 \right)$$

$$I_a = 399 * 2^4 \left(\frac{\frac{40}{2}}{30.59} - 0.328 \right)^3 \leq 2^4 \left(115 * \frac{\frac{40}{2}}{30.59} + 5 \right)$$

$$I_a = 222.097 \leq 1283.00 \quad \mathbf{ok}$$

$$R1 = \frac{I_s}{I_a} = \frac{166.66}{222.097} = 0.75 < 1 \quad \mathbf{ok}$$

$$n = \left(0.582 - \frac{w}{4 * s} \right) > 0.33$$

$$n = \left(0.582 - \frac{\frac{40}{2}}{4 * 30.59} \right) = 0.418 > 0.33 \quad \mathbf{ok}$$

$$k = \left(4.82 - 5 * \frac{15}{40} \right) (0.75)^{0.418} + 0.43 = 3.04 < 4 \quad \mathbf{ok}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F}{F_{cr}}}$$

$$F = f_y = 800 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad del acero: $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

$$F_{cr} = k * \frac{\pi^{2xE}}{12(1 - U^2)} * \left(\frac{t}{w} \right)^2$$

$$U = 0.3$$

$$F_{cr} = 3.04 * \frac{\pi^2 * 2000000}{12(1 - 0.3^2)} * \left(\frac{2}{40}\right)^2 = 13737.91$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{800}{13737.91}} = 0.24 < 0.673$$

$$b = w = 40 \text{ mm}$$

$$b_1 = (b/2) (RI) = (40/2) (0.75) = 15 \text{ mm}$$

$$b_2 = b - b_1 = 40 - 15 = 25 \text{ mm}$$

- Labio a compresión modificado:

$$ds = d's(RI)$$

$$d's = c = 10 \text{ m}$$

$$ds = 10 (0.75) = 7.5 \text{ mm}$$

Alma:

$$W = h - 2(R + e)$$

$$W = 100 - 2 * (3 + 2) = 90 \text{ mm}$$

- Relación de esbeltez:

Relaciones máximas entre ancho plano y espesor de elementos comprimidos (sección B.1.1)

B1.1 Consideraciones sobre la relación entre el ancho plano de las alas y su espesor

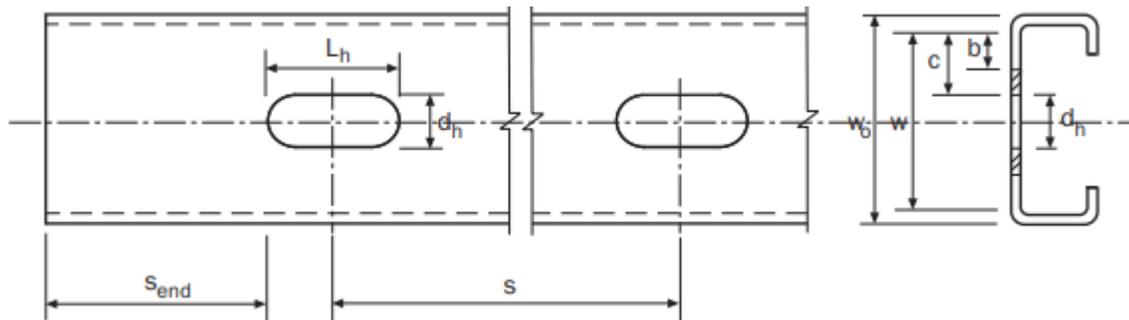
$$W/t = 90 / 2 = 45 \leq 500 \quad \text{ok}$$

- Sección efectiva:

Es necesario crear aberturas en el alma de los montantes para facilitar la instalación de sistemas eléctricos y de plomería en el interior.

Figura 37.

Diseño de agujeros en montantes



Fuente: American Iron and Steel Institute (AISI) S100 - 2013

$$S_f = 24 \text{ mm}$$

$$S_f = 300 \text{ mm} \geq 254 \text{ mm} \quad \mathbf{ok}$$

$$L_h = 144 \text{ mm}$$

$$L_h = 110 \text{ mm} \leq 144 \text{ mm} \quad \mathbf{ok}$$

$$d_h = 63.5 \text{ mm}$$

$$d_h = 38 \text{ mm} \leq 63.5 \text{ mm} \quad \mathbf{ok}$$

$$\frac{d_h}{w_o} = \frac{38}{100} = 0.38 < 0.5 \quad \mathbf{ok}$$

$$S \geq 610 \text{ mm}$$

$$S = L - 2(S_f) - L_h = 275 - 2(300) - 110 = 2040 \text{ mm}$$

$$2040 \text{ mm} \geq 610 \text{ mm} \quad \mathbf{ok}$$

La estructura interna está reforzada para resistir la presión uniforme y cuenta con aberturas no redondas. La medida adecuada del ancho debe ser determinada conforme a las pautas establecidas en la Sección B2.2.

$$W = 90 \text{ mm}$$

$$c = \frac{w - dh}{2} = \frac{90 - 38}{2} = 26 \text{ mm}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F}{Fcr}}$$

$$F = fn = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad del acero: } E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fcr = k * \frac{\pi^2 * E}{12(1 - U^2)} * \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

$$U = 0.3$$

$$Fcr = 0.43 * \frac{\pi^2 * 2000000}{12(1 - 0.3^2)} * \left(\frac{2}{26}\right)^2 = 4599.27$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F}{Fcr}} = \sqrt{\frac{800}{4599.27}} = 0.457 < 0.673$$

$$b = c = 26 \text{ mm}$$

5.8.3.3 Área efectiva

- Elementos no circulares:

$$r = R + t = 5 \text{ mm}$$

$$A = \pi r^2 - \pi R^2 = \pi 5^2 - \pi 3^2 = 50.27 \text{ mm}^2$$

- Almas:

$$A = c * t = 26 * 2 = 52 \text{ mm}^2$$

- Ala:

$$A = b * t = 40 * 2 = 80 \text{ mm}^2$$

- Labio:

$$A = ds * t = 7.5 * 2 = 15 \text{ mm}^2$$

$$A_e = \sum A = 198.73 \text{ mm}^2$$

5.8.3.4 Carga de diseño

La capacidad de resistencia a la compresión se calcula siguiendo las directrices establecidas en la Sección

C4: Miembros comprimidos con carga concéntrica

$$P_n = A_e * F_n$$

$$P_n = 1.9873 \text{ cm}^2 * 800 \text{ kg/cm}^2 = 1589.6 \text{ kg}$$

$$P_u = \Phi_c * P_n$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$P_u = 0.85 * 1589.6 = 1351.16 \text{ kg}$$

5.8.3.5 Comprobación de resistencia

El software SAP2000 proporcionó los siguientes datos del montante con la carga más

significativa:

$$P_{cm} = 97.1 \text{ kg}$$

$$P_{cv} = 390.72 \text{ kg}$$

$$P_{cs} = 52.63 \text{ kg}$$

PONER NUESTROS DATOS

$$P_a = 1.2 * P_{cm} + 1.6 * P_{cv} + 0.5 * P_{cs}$$

$$P_a = 1.2 * (97.1) + 1.6 * (390.72) + 0.5 * (52.63) = 767.987 \quad \text{kg}$$

$$P_u \geq P_a$$

$$1351.16 \text{ kg} \geq 767.987 \text{ kg} \quad \mathbf{ok}$$

5.8.4 Riostras

Se realizar el diseño de los refuerzos estructurales, considerando específicamente aquella que está ubicada en el borde más extenso del perímetro de la casa. La mayor fuerza axial (F_x) se determina a partir del SAP2000.

Datos:

Perfil: 50 x 2.6 mm

$F_x = 1699.31 \text{ kg}$

$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo de resistencia:

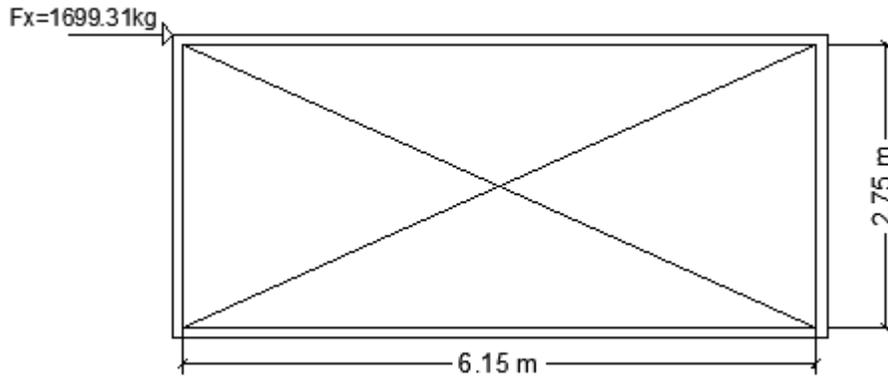
$$T_n = A_n * f_y$$

$$A_n = 5 \text{ cm} \cdot 0.26 \text{ cm} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$T_n = 1.3 \text{ cm}^2 \cdot 3500 \text{ kg/cm}^2 = 4550 \text{ kg}$$

$$\Phi T_n = 0.95(4550 \text{ kg}) = 4322.5 \text{ kg}$$

Fuerza diagonal de Fx:



$$\alpha = \tan^{-1}(2.75 \text{ m} / 6.15 \text{ m}) = 24.09^\circ$$

$$F_{diag.} = 1699.31 \text{ kg} / \cos(24.09^\circ) = 1861.56 \text{ kg}$$

Verificación:

$$\Phi T_n \geq F_{diag.}$$

$$4322.5 \text{ kg} > 1861.46 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS ECONÓMICOS

6.1 GENERALIDADES

Los costos de los elementos, que incluyen equipos, mano de obra, materiales y transporte de los Análisis de Precios Unitarios (APUS), se han obtenido a partir de los datos generados por la Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON).

6.2 Análisis económicos de la estructura en H.A

6.2.1 Presupuesto referencial

Tabla 38

Presupuesto referencial en Hormigón Armado

CIMENTACIÓN				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Excavación a máquina	m ³	37,125	4,78	177,45
Replanteo e=5cm	m ³	12,375	101,94	126,15
Hormigón simple en plintos f'c=210 kg/cm ²	m ³	9,9	119,41	1182,15
Cadena de hormigón f'c=210 kg/cm ²	m ³	7,04	119,41	840,80
Acero de refuerzo Fy=4,200 kg/cm ²	Kg	74,057,288	2,31	17107,23
SUB TOTAL				\$ 19.433,80
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Hormigón simple en columnas f'c=210 kg/cm ²	m ³	11,440,275	127,32	1456,57
Hormigón simple en vigas f'c=210 kg/cm ²	m ³	15,28	142,03	2169,86
Acero de refuerzo Fy=4,200 kg/cm ²	Kg	7,668,159,956	2,05	15719,72
Hormigón simple en losas f'c=210 kg/cm ²	m ³	52,76	219,24	11567,10
Bloque de alivianamiento 15*40*40 cm	U	1260	3,45	4347
SUB TOTAL				\$ 35.260,27
MAMPOSTERÍA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Mampostería de bloque liviano e=20 cm	m ²	477	11,92	\$ 5.684,53
TOTAL				\$ 60.378,60

CIMENTACIÓN				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Excavación a máquina	m ³	37,125	4,78	177,457
Replanteo e=5cm	m ³	12,375	101,94	126,150
Hormigón simple en plintos f _c =210 kg/cm ²	m ³	9,9	119,41	1182,15
Cadena de hormigón f _c =210 kg/cm ²	m ³	7,04	119,41	840,80
Acero de refuerzo F _y =4,200 kg/cm ²	kg	74,057,288	2,31	17107,23
			SUB TOTAL	\$ 19.433,80
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Hormigón simple en columnas f _c =210 kg/cm ²	m ³	11,440,275	127,32	1456,57
Hormigón simple en vigas f _c =210 kg/cm ²	m ³	15,28	142,03	2169,86
Acero de refuerzo F _y =4,200 kg/cm ²	kg	7,668,159,956	2,05	15719,72
Hormigón simple en losas f _c =210 kg/cm ²	m ³	52,76	219,24	11567,10
Bloque de alivianamiento 15*40*40 cm	U	1260	3,45	4347
			SUB TOTAL	\$ 35.260,27
MAMPOSTERÍA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Mampostería de bloque liviano e=20 cm	m ²	477	11,92	5684,53
			TOTAL	\$ 60.378,60

Nota. Cuantificación de presupuesto referencial. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

6.2.2 Costo por metro cuadrado de construcción

$$\frac{\$ 60.378,60}{200} = \$ 301,89/m^2$$

6.2.3 Cantidades de obra

Tabla 38

Volumen de excavación

VOLÚMENES DE EXCAVACIÓN				
N ° PLINTOS	e (m)	b (m)	L (m)	VOLUMEN (m³)
11	1,5	1,5	1,5	37,12

Nota. Cuantificación de volumen de excavación. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 39*Volumen de hormigón de replantillo*

VOLÚMENES DE HORMIGÓN DE REPLANTILLO				
N ° PLINTOS	e (m)	b (m)	L (m)	VOLUMEN (m³)
11	0,05	1,5	1,5	1,23

Nota. Cuantificación del volumen en el replantillo. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 40*Volumen de hormigón en plintos*

VOLÚMENES DE HORMIGÓN DE REPLANTILLO				
N ° PLINTOS	e (m)	b (m)	L (m)	VOLUMEN (m³)
11	0,05	1,5	1,5	1,23

Nota. Cuantificación del volumen en plintos. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 41*Volumen de hormigón en cadena de amarre.*

VOLÚMENES DE HORMIGÓN EN CADENA DE AMARRE				
N ° CADENAS	L (m)	b (m)	h (m)	VOLUMEN (m³)
1	9,80	0,35	0,35	1,20
1	11,55	0,35	0,35	1,41
1	5,77	0,35	0,35	0,70
1	8,07	0,35	0,35	0,98
1	8,02	0,35	0,35	0,98
1	9,44	0,35	0,35	1,15
1	4,83	0,35	0,35	0,5
				7,04

Nota. Cuantificación del volumen en cadenas. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 42*Volumen de hormigón en columnas*

VOLÚMENES DE HORMIGÓN EN COLUMNAS				
N ° COLUMNAS	L (m)	b (m)	h (m)	VOLUMEN (m³)
11	2,99	0,35	0,35	4,02
22	2,75	0,35	0,35	7,41
				11,44

Nota. Cuantificación del volumen en columnas. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 43*Volumen de hormigón en vigas*

VOLÚMENES DE HORMIGÓN EN VIGAS				
N ° VIGAS	L (m)	b (m)	h (m)	VOLUMEN (m³)
3	11,24	0,25	0,3	2,52
3	12,75	0,25	0,3	2,86
3	6,51	0,25	0,3	1,46
3	10,84	0,25	0,3	2,43
3	11,42	0,25	0,3	2,56
3	9,02	0,25	0,3	2,02
3	6,12	0,25	0,3	1,37
				15,27

Nota. Cuantificación del volumen en vigas. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 44*Volumen de losa*

VOLÚMENES DE LOSA MACIZA			VOLÚMENES DE LOSA ALIVIANADA		
ÁREA (m²)	e (m)	Vol. (m³)	ÁREA (m²)	VOL (m²)	Vol. (m³)
100	0,200	20,00	315	0,104	32,76
Σ					52,76

Nota. Cuantificación del volumen en losa. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 45

Cantidad de bloques de alivianamiento

CANTIDAD DE BLOQUES DE ALIVIANAMIENTO		
AREA (m ²)	BLOQUE (m ²)	UNIDADES
315	4	1260

Nota. Cuantificación de bloques de alivianamiento. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 46

Cantidad de mampostería

VOLUMEN DE MAMPOSTERÍA		
AREA (m ²)	BLOQUE (m ²)	UNIDADES
476,89	12,5	5961

Nota. Cuantificación de mampostería. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 47

Acero de refuerzo en plintos

ACERO DE REFUERZO EN PLINTOS													
MC	Φ mm	TIPO	N°	DIMENSIONES (m)						LONG CORTE	LONG TOTAL	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)
				a	b	c	d	e	f				
10	12	C	300	1,6	0,15	0,15				1,91	573	0,88	504,24
11	12	C	9	1,9	0,15	0,15				2,21	19,89	0,88	17,50
												521,74	

Nota. Cuantificación de acero de refuerzo en plintos. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 48

Acero de refuerzo en columnas

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS													
MC	Φ mm	TIPO	N°	DIMENSIONES (m)						LONG CORTE	LONG TOTAL	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)
				a	b	c	d	e	f				
30	14	L	176	0	0,1	10,7				11,24	1978,24	1208	2628,68
31	10	EC	1056	0	0	0,3				1,54	1626,24	0,617	1103,72
												3732,41	

Nota. Cuantificación de acero de refuerzo en columnas. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 49

Acero de refuerzo en cadenas

ACERO DE REFUERZO EN CADENAS													
MC	Φ mm	TIPO	N°	DIMENSIONES (m)						LONG CORTE	LONG TOTAL	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)
				a	b	c	D	e	f				
20	12	J	8	8,2	0,15	0,7				9,05	72,4	0,88	63,71
21	12	L	32	12	0,15					12,01	384,32	0,88	338,20
22	12	L	8	11	0,15					11,55	92,4	0,88	81,31
23	12	C	4	3,4	0,15	0,15				3,65	14,6	0,88	12,84
24	12	C	4	8,3	0,15	0,15				8,6	34,4	0,88	30,27
25	12	L	4	6,8	0,15					6,9	27,6	0,88	24,28
26	12	J	4	3,1	0,7	0,7				4,45	17,8	0,88	15,66
27	12	J	4	2,6	0,7					3,25	13	0,88	11,44
29	12	L	4	3,5	0,15					3,65	14,6	0,88	12,84
29	10	O	1500	6	0,15	0,7				6,8	10200	0,617	6293,4
												6883,98	

Nota. Cuantificación de acero de refuerzo en cadenas. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 50

Acero de refuerzo en losa

ACERO DE REFUERZO EN LOSA													
MC	Φ mm	TIPO	N°	DIMENSIONES (m)						LONG CORTE	LONG TOTAL	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)
				a	b	c	d	e	f				
1	12	L	21	0,1	0,048	1,27	0,93	0,048	0,1	2,496	52,416	0,88	46,12
2	12	L	30	0,1	0,048	1,05	1,2	0,048	0,1	2,546	76,38	0,88	67,21
3	12	N	24	0,1	0,048	0,93	0,9	0,048	0,1	2,126	51,024	0,88	44,90
4	12	N	30	0,1	0,048	1,2	1,4	0,048	0,1	2,896	86,88	0,88	76,45
5	12	N	30	0,1	0,048	1,2	1,05	0,048	0,1	2,546	76,38	0,88	67,21
6	12	O	9	0,1	0,048	1,35		0,048	0,1	1,646	14,814	0,88	13,03
7	12	O	21	0,1	0,048	1,5		0,048	0,1	1,796	37,716	0,88	33,19
8	12	O	6	0,1	0,048	1,5		0,048	0,1	1,796	10,776	0,88	9,48
9	12	O	3	0,1	0,048	2,5		0,048	0,1	2,796	8,388	0,88	7,38
10	12	O	3	0,1	0,048	2,58		0,048	0,1	2,871	8,613	0,88	7,57
11	12	O	3	0,1	0,048	3		0,048	0,1	3,296	9,888	0,88	8,70
12	12	O	3	0,1	0,048	3,22		0,048	0,1	3,516	10,548	0,88	9,28
13	12	O	3	0,1	0,048	3,55		0,048	0,1	3,846	11,538	0,88	10,15
14	12	O	3	0,1	0,048	3,85		0,048	0,1	4,146	12,438	0,88	10,94
15	12	N	6	0,1	0,048	1,05	1	0,048	0,1	2,346	14,076	0,88	12,38
16	12	O	6	0,1	0,048	1,2		0,048	0,1	1,496	8,976	0,88	7,89
17	12	L	15	0,1	0,048	1,05	1,05	0,048	0,1	2,396	35,94	0,88	31,62
18	12	N	18	0,1	0,048	1,05	1,55	0,048	0,1	2,896	52,128	0,88	45,87
19	12	O	36	0,1	0,048	1,55	1,55	0,048	0,1	3,396	122,256	0,88	107,5
20	12	O	3	0,1	0,048	1,45	3,95	0,048	0,1	5,696	17,088	0,88	15,03
21	12	O	3	0,1	0,048	1,45	3,5	0,048	0,1	5,246	15,738	0,88	13,84
22	12	O	3	0,1	0,048	1,45	2,4	0,048	0,1	4,146	12,438	0,88	10,94
23	12	O	3	0,1	0,048	1,45	1,5	0,048	0,1	3,246	9,738	0,88	8,56
24	12	N	21	0,1	0,048	1,5	1,67	0,048	0,1	3,466	72,786	0,88	64,05
25	12	L	15	0,1	0,048	1,67	1,05	0,048	0,1	3,016	45,24	0,88	39,81
26	10	M	6	0,1	0,048	11,2		0,048	0,1	11,446	68,676	0,617	42,37
27	10	M	3	0,1	0,048	10,5		0,048	0,1	10,796	32,388	0,617	19,98
28	10	M	3	0,1	0,048	10,2		0,048	0,1	10,496	31,488	0,617	19,42

29	10	M	3	0,1	0,048	10		0,048	0,1	10,296	30,888	0,617	19,05
30	10	M	3	0,1	0,048	9,8		0,048	0,1	10,096	30,288	0,617	18,68
31	10	M	3	0,1	0,048	9,55		0,048	0,1	9,846	29,538	0,617	18,22
32	10	M	3	0,1	0,048	9,3		0,048	0,1	9,596	28,788	0,617	17,76
33	10	M	3	0,1	0,048	4,5		0,048	0,1	4,796	14,388	0,617	8,87
34	10	M	3	0,1	0,048	7,17		0,048	0,1	7,466	22,398	0,617	13,81
35	10	M	3	0,1	0,048	8,08		0,048	0,1	8,376	25,128	0,617	15,50
36	10	M	3	0,1	0,048	7,88		0,048	0,1	8,176	24,528	0,617	15,13
37	10	M	3	0,1	0,048	7,68		0,048	0,1	7,976	23,928	0,617	14,76
38	10	M	6	0,1	0,048	7,28		0,048	0,1	7,576	22,728	0,617	14,02
39	10	M	3	0,1	0,048	6,68		0,048	0,1	6,976	41,856	0,617	25,82
40	10	M	3	0,1	0,048	3,28		0,048	0,1	3,576	10,728	0,617	6,61
41	10	M	3	0,1	0,048	6,3		0,048	0,1	6,596	19,788	0,617	12,20
42	10	M	3	0,1	0,048	6,12		0,048	0,1	6,416	19,248	0,617	11,87
43	10	M	3	0,1	0,048	4,1		0,048	0,1	4,396	13,188	0,617	8,13
44	10	M	3	0,1	0,048	4,34		0,048	0,1	4,636	13,908	0,617	8,58
45	10	M	3	0,1	0,048	2,8		0,048	0,1	3,096	9,288	0,617	5,73
46	10	M	3	0,1	0,048	3,7		0,048	0,1	3,996	11,988	0,617	7,39
47	10	M	3	0,1	0,048	4,7		0,048	0,1	4,996	14,988	0,617	9,24
48	10	M	3	0,1	0,048	5,4		0,048	0,1	5,696	17,088	0,617	10,54
49	10	M	3	0,1	0,048	7,8		0,048	0,1	8,096	24,288	0,617	14,98
50	10	M	3	0,1	0,048	10,6		0,048	0,1	10,846	32,538	0,617	20,07
51	10	M	3	0,1	0,048	10,9		0,048	0,1	11,196	33,588	0,617	20,72
52	10	M	3	0,1	0,048	11,4		0,048	0,1	11,646	34,938	0,617	21,55
53	10	K	3	0,1	0,048	6,75	6,75	0,048	0,1	13,796	41,388	0,617	25,5
54	10	K	3	0,1	0,048	6,65	6,65	0,048	0,1	13,596	40,788	0,617	25,16
55	10	M	3	0,1	0,048	9,1		0,048	0,1	9,396	28,188	0,617	17,39
56	10	M	3	0,1	0,048	5,9		0,048	0,1	6,196	18,588	0,617	11,46
57	10	M	3	0,1	0,048	6,05		0,048	0,1	6,346	19,038	0,617	11,74
58	10	M	3	0,1	0,048	11,4		0,048	0,1	11,696	35,088	0,617	21,64
59	10	M	3	0,1	0,048	11,2		0,048	0,1	11,496	34,488	0,617	21,27
60	10	M	3	0,1	0,048	11,1		0,048	0,1	11,346	34,038	0,617	21,0
61	10	M	3	0,1	0,048	10,9		0,048	0,1	11,196	33,588	0,617	20,7
62	10	M	3	0,1	0,048	10,3		0,048	0,1	10,596	31,788	0,617	19,61
63	10	EL	495	0,06	0,04	0,2	0,2	0,04	0,06	1,14	564,3	0,617	348,1
													1734,19

Nota. Cuantificación de acero de refuerzo en losa. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

6.2.4 Análisis de precios unitarios

Los análisis de precios unitarios se pueden revisar en el Anexo1.1.

6.3 Tiempo estimado de construcción en H.A

6.3.1 Duración de actividades

La estimación de la duración de las actividades se basará en los rendimientos establecidos en los análisis de precios unitarios correspondientes a cada categoría.

$$\text{Duración} = \text{rendimiento} * \text{cantidad de obra}$$

6.3.2 Tiempo constructivo de cada rubro

Tabla 51

Duración constructiva por rubro

CIMENTACIÓN				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	DURACIÓN (DÍAS)
Excavación a máquina	m ³	37,125	0,0620	2,3
Replanteo e=5cm	m ³	12,375	0,6465	0,8
Hormigón simple en plintos f'c=210 kg/cm ²	m ³	9,9	0,2222	2,2
Cadena de hormigón f'c=210 kg/cm ²	m ³	70,413	0,2414	1,7
Acero de refuerzo Fy=4,200 kg/cm ²	kg	74,057,288	0,001229	9,1
			SUB TOTAL	16,1
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	DURACIÓN (DÍAS)
Hormigón simple en columnas f'c=210 kg/cm ²	m ³	11,440,275	0,3200	3,6
Hormigón simple en vigas f'c=210 kg/cm ²	m ³	152,775	0,3200	4,8
Acero de refuerzo Fy=4,200 kg/cm ²	kg	7,668,159,956	0,0030	23
Hormigón simple en losas f'c=210 kg/cm ²	m ³	52,76	0,1000	5,2
Bloque de aliviamiento 15*40*40 cm	U	1260	0,0025	3,15
			SUB TOTAL	39,98
MAMPOSTERÍA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	DURACIÓN (DÍAS)
Mampostería de bloque liviano e=20 cm	m ²	477	0,023542977	11,23
			TOTAL	67,31

Nota. Cuantificación de tiempo estimado en hormigón armado. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Se calcula un período de construcción de 67.31 días laborales. Sin embargo, este cálculo no considera el tiempo requerido para el desencofrado de vigas y losas de hormigón armado, estimado en 14 días por piso. Por lo tanto, se añaden 42 días laborables al resultado anterior, dando un total de 108.96 días, lo que equivale aproximadamente a cinco meses y medio para finalizar la construcción de la estructura.

6.4 Análisis económico de la estructura en S.F.

6.4.1 Presupuesto referencial

Tabla 52

Presupuesto referencial del Steel Framing

ESTRUCTURA DE HORMIGÓN PLANTA BAJA				
CIMENTACIÓN				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Excavación a máquina	m ³	37,125	4,78	1,774,575
Replanteo e=5cm	m ³	12,375	101,94	12,615,075
Hormigón simple en plintos f'c=210 kg/cm ²	m ³	9,9	119,41	1,182,159
Cadena de hormigón f'c=210 kg/cm ²	m ³	70,413	119,41	840,801,633
Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm ²	Kg	74,057,288	2,31	1,710,723,353
			SUB TOTAL	\$ 19.433,80
ESTRUCTURA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Hormigón simple en columnas f'c=210 kg/cm ²	m ³	4,029,025	127,32	512,975,463
Hormigón simple en vigas f'c=210 kg/cm ²	m ³	50,925	142,03	723,287,775
Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm ²	Kg	2,577,481,308	2,05	5,283,836,681
Hormigón simple en losas f'c=210 kg/cm ²	m ³	30,92	219,24	67,789,008
Bloque de alivianamiento 15*40*40 cm	U	420	3,45	1449
			SUB TOTAL	\$ 14.748,00
MAMPOSTERÍA PLANTA BAJA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Mampostería de bloque liviano e=20 cm	m ²	182,81	11,92	21,790,952
ESTRUCTURA STEEL FRAMING PISOS SUPERIORES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Cartela 200 X 200 X 1,50	U	40	3,28	131,2
Anclajes HTT (Accesorio SF)	U	30	20,38	611,4
Acero conformado en frio	Kg	4364,59	2,3	10,038,557
Perno de anclaje par HTT (Varilla Roscada)	U	30	2,66	79,8
Tornillo #8 3/4"	U	2202	0,05	110,1

Tornillo de cabeza hexagonal #10 y #12	U	630	0,45	283,5
Tornillos con alas	U	110	0,4	44
Polietileno Espumado	MI	4	52,3	209,2
			SUB TOTAL	\$ 11.507,76

ENTREPSIO

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Tablero OSB	U	71	32	2272
Panel rígido lana de vidrio	U	8	53,2	425,6
			SUB TOTAL	\$ 2.697,60

PAREDES ESTRUCTURALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Panel de Gypsum (1.22* 2.44*0.0127)	U	182	7,21	1312,22
OSB Exterior	U	71	32	2272
Capa agua y viento	U	3	88,99	266,97
Cinta de fibra de vidrio	U	4	4,4	17,6
Base Coat	U	16	28,3	452,8
Panel rígido lana de vidrio	U	17	53,2	904,4
			SUB TOTAL	\$ 5.225,99
			TOTAL	\$ 55.792,25

Nota. Cuantificación de tiempo estimado en hormigón armado. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

6.4.2 Costo por metro cuadrado de construcción

$$\frac{\$ 55.792,24}{200} = \$ 278,96/m^2$$

6.4.3 Cantidad de obra

Tabla 53

Volumen de excavación.

VOLÚMENES DE EXCAVACIÓN				
N ° PLINTOS	e (m)	b (m)	L (m)	VOLUMEN (m^3)
11	1,5	1,5	1,5	37,1

Nota. Cuantificación del volumen de excavación. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 54

Volumen de hormigón de replantillo

VOLÚMENES DE HORMIGÓN DE REPLANTILLO				
N ° PLINTOS	e (m)	b (m)	L (m)	VOLUMEN (m³)
11	0,05	1,5	1,5	1,23

Nota. Cuantificación del volumen en el replantillo. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 55

Volumen de hormigón en plintos

VOLÚMENES DE HORMIGÓN EN PLINTOS				
N ° PLINTOS	e (m)	b (m)	L (m)	VOLUMEN (m³)
11	0,4	1,5	1,5	9,9

Nota. Cuantificación del volumen en plintos. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 56

Volumen de hormigón de cadenas

VOLÚMENES DE HORMIGÓN EN CADENA DE AMARRE				
N ° CADENAS	L (m)	b (m)	h (m)	VOLUMEN (m³)
1	9,80	0,35	0,35	1,20
1	11,55	0,35	0,35	1,41
1	5,77	0,35	0,35	0,70
1	8,07	0,35	0,35	0,98
1	8,02	0,35	0,35	0,98
1	9,44	0,35	0,35	1,15
1	4,83	0,35	0,35	0,5
				7,04

Nota. Cuantificación del volumen en cadenas. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 57

Volumen de hormigón de columnas

VOLÚMENES DE HORMIGÓN EN COLUMNAS				
N °	L	b	h	VOLUMEN
COLUMNAS	(m)	(m)	(m)	(m³)
11	2,99	0,35	0,35	4,02

Nota. Cuantificación del volumen en columnas. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 58

Volumen de hormigón de vigas

VOLÚMENES DE HORMIGÓN EN VIGAS				
N ° VIGAS	L (m)	b (m)	h (m)	VOLUMEN (m³)
1	11,24	0,25	0,3	0,8
1	12,75	0,25	0,3	0,95
1	6,51	0,25	0,3	0,48
1	10,84	0,25	0,3	0,81
1	11,42	0,25	0,3	0,85
1	9,02	0,25	0,3	0,67
1	6,12	0,25	0,3	0,45

Nota. Cuantificación del volumen en vigas. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 59

Acero de refuerzo en plintos

ACERO DE REFUERZO EN PLINTOS													
MC	Φ mm	TIPO	N°	DIMENSIONES (m)						LONG CORTE	LONG TOTAL	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)
				a	b	c	d	e	f				
10	12	C	300	1,61	0,15	0,15				1,91	573	0,88	504,24
11	12	C	9	1,91	0,15	0,15				2,21	19,89	0,88	17,50

Nota. Cuantificación de acero de refuerzo en plintos. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 60

Acero de refuerzo en cadenas

ACERO DE REFUERZO EN CADENAS

MC	Φ mm	TIPO	N°	DIMENSIONES (m)						LONG CORTE	LONG TOTAL	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)
				a	b	c	d	e	f				
20	12	J	8	8,2	0,15	0,7				9,05	72,4	0,88	63,71
21	12	L	32	11,86	0,15					12,01	384,32	0,88	338,20
22	12	L	8	11,4	0,15					11,55	92,4	0,88	81,31
23	12	C	4	3,35	0,15	0,15				3,65	14,6	0,88	12,84
24	12	C	4	8,3	0,15	0,15				8,6	34,4	0,88	30,27
25	12	L	4	6,75	0,15					6,9	27,6	0,88	24,28
26	12	J	4	3,05	0,7	0,7				4,45	17,8	0,88	15,66
27	12	J	4	2,55	0,7					3,25	13	0,88	11,44
29	12	L	4	3,5	0,15					3,65	14,6	0,88	12,84
29	10	O	1500	5,95	0,15	0,7				6,8	10200	0,617	6293,4

Nota. Cuantificación de acero de refuerzo en cadenas. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 61

Acero de refuerzo en columnas

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS

MC	Φ mm	TIPO	N°	DIMENSIONES (m)						LONG CORTE	LONG TOTAL	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)
				a	b	c	D	e	f				
30	14	L	60	0,4	0,1	10,7				11,24	674,4	1,208	896,14
31	10	EC	352	0,06	0,04	0,3				1,54	542,08	0,617	367,91

Nota. Cuantificación de acero de refuerzo en columnas. Elaborado por: Los autores a través de

Excel.

Tabla 62*Acero de refuerzo en viga*

ACERO DE REFUERZO EN VIGAS													
MC	Φ mm	TIPO	N°	DIMENSIONES (m)						LONG CORTE	LONG TOTAL	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)
				a	b	c	d	e	f				
32	14	P	4	0,1	0,056	10,5		0,06	0,1	10,842	43,368	1,208	52,38
33	14	Q	2	0,1	0,056	0,6	1,25	0,06	0,1	2,162	4,324	1,208	5,22
34	14	Q	2	0,1	0,056	1,25	0,87	0,06	0,1	2,432	4,864	1,208	5,87
35	14	Q	2	0,1	0,056	0,93	0,6	0,06	0,1	1,842	3,684	1,208	4,45
36	14	P	4	0,1	0,056	11,6		0,06	0,1	11,952	47,808	1,208	57,7
37	14	Q	2	0,1	0,056	0,6	1,09	0,06	0,1	2,002	4,004	1,208	4,83
38	14	Q	2	0,1	0,056	1,09	1	0,06	0,1	2,402	4,804	1,208	5,80
39	14	Q	2	0,1	0,056	1	0,6	0,06	0,1	1,912	3,824	1,208	4,61
40	14	R	2	0,1	0,056	5,42	8,49	0,06	0,1	14,222	28,444	1,208	34,3
41	14	R	2	0,1	0,056	9,32	5,43	0,06	0,1	15,062	30,124	1,208	36,3
42	14	Q	2	0,1	0,056	0,6	1,44	0,06	0,1	2,352	4,704	1,208	5,6
43	14	Q	2	0,1	0,056	1,44	0,94	0,06	0,1	2,692	5,384	1,208	6,50
44	14	Q	2	0,1	0,056	0,94	0,71	0,06	0,1	1,962	3,924	1,208	4,74
45	14	Q	2	0,1	0,056	0,71	0,6	0,06	0,1	1,622	3,244	1,208	3,91
46	14	P	4	0,1	0,056	6,3		0,06	0,1	6,612	26,448	1,208	31,92
47	14	Q	2	0,1	0,056	0,6	1,09	0,06	0,1	2,002	4,004	1,208	4,83
48	14	P	4	0,1	0,056	6,89		0,06	0,1	7,202	28,808	1,208	34,8
49	14	S	2	0,1	0,056	0,7	5,6	0,06	0,1	6,612	13,224	1,208	15,97
50	14	P	4	0,1	0,056	9		0,06	0,1	9,312	37,248	1,208	44,9
51	14	Q	2	0,1	0,056	0,6	1,06	0,06	0,1	1,972	3,944	1,208	4,764
52	14	Q	2	0,1	0,056	0,88	1,18	0,06	0,1	2,372	4,744	1,208	5,73
53	14	S	4	0,1	0,056	1,33		0,06	0,1	1,642	6,568	1,208	7,93
54	14	P	2	0,1	0,056	11,1		0,06	0,1	11,392	22,784	1,208	27,52
55	14	Q	2	0,1	0,056	0,6	1	0,06	0,1	1,912	3,824	1,208	4,61
56	14	Q	2	0,1	0,056	1	0,9	0,06	0,1	2,212	4,424	1,208	5,34
57	10	EV	535	0,06	0,04	0,12	0,17	0,04	0,06	0,92	492,2	0,617	303,6
58	14	S	2	0,1	0,056	0,9	3,2	0,06	0,1	4,412	8,824	1,208	10,64

Nota. Cuantificación de acero de refuerzo en vigas. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 63*Acero de refuerzo en losa*

ACERO DE REFUERZO EN LOSA													
MC	Φ mm	TIPO	N°	DIMENSIONES (m)						LONG CORTE	LONG TOTAL	PESO (KG)	PESO TOTAL (KG)
				a	b	c	d	e	f				
1	12	L	7	0,1	0,048	1,27	0,93	0,05	0,1	2,496	17,472	0,88	15,37
2	12	L	10	0,1	0,048	1,05	1,2	0,05	0,1	2,546	25,46	0,88	22,48
3	12	N	8	0,1	0,048	0,93	0,9	0,05	0,1	2,126	17,008	0,88	14,9

4	12	N	10	0,1	0,048	1,2	1,4	0,05	0,1	2,896	28,96	0,88	25,48
5	12	N	10	0,1	0,048	1,2	1,05	0,05	0,1	2,546	25,46	0,88	22,40
6	12	O	3	0,1	0,048	1,35		0,05	0,1	1,646	4,938	0,88	4,34
7	12	O	7	0,1	0,048	1,5		0,05	0,1	1,796	12,572	0,88	11,06
8	12	O	2	0,1	0,048	1,5		0,05	0,1	1,796	3,592	0,88	3,16
9	12	O	1	0,1	0,048	2,5		0,05	0,1	2,796	2,796	0,88	2,46
10	12	O	1	0,1	0,048	2,58		0,05	0,1	2,871	2,871	0,88	2,52
11	12	O	1	0,1	0,048	3		0,05	0,1	3,296	3,296	0,88	2,9
12	12	O	1	0,1	0,048	3,22		0,05	0,1	3,516	3,516	0,88	3,09
13	12	O	1	0,1	0,048	3,55		0,05	0,1	3,846	3,846	0,88	3,38
14	12	O	1	0,1	0,048	3,85		0,05	0,1	4,146	4,146	0,88	3,66
15	12	N	2	0,1	0,048	1,05	1	0,05	0,1	2,346	4,692	0,88	4,12
16	12	O	2	0,1	0,048	1,2		0,05	0,1	1,496	2,992	0,88	2,63
17	12	L	5	0,1	0,048	1,05	1,05	0,05	0,1	2,396	11,98	0,88	10,54
18	12	N	6	0,1	0,048	1,05	1,55	0,05	0,1	2,896	17,376	0,88	15,29
19	12	O	12	0,1	0,048	1,55	1,55	0,05	0,1	3,396	40,752	0,88	35,8
20	12	O	1	0,1	0,048	1,45	3,95	0,05	0,1	5,696	5,696	0,88	5,01
21	12	O	1	0,1	0,048	1,45	3,5	0,05	0,1	5,246	5,246	0,88	4,6
22	12	O	1	0,1	0,048	1,45	2,4	0,05	0,1	4,146	4,146	0,88	3,64
23	12	O	1	0,1	0,048	1,45	1,5	0,05	0,1	3,246	3,246	0,88	2,85
24	12	N	7	0,1	0,048	1,5	1,67	0,05	0,1	3,466	24,262	0,88	21,3
25	12	L	5	0,1	0,048	1,67	1,05	0,05	0,1	3,016	15,08	0,88	13,27
26	10	M	2	0,1	0,048	11,2		0,05	0,1	11,446	22,892	0,617	14,12
27	10	M	1	0,1	0,048	10,5		0,05	0,1	10,796	10,796	0,617	6,66
28	10	M	1	0,1	0,048	10,2		0,05	0,1	10,496	10,496	0,617	6,47
29	10	M	1	0,1	0,048	10		0,05	0,1	10,296	10,296	0,617	6,35
30	10	M	1	0,1	0,048	9,8		0,05	0,1	10,096	10,096	0,617	6,22
31	10	M	1	0,1	0,048	9,55		0,05	0,1	9,846	9,846	0,617	6,07
32	10	M	1	0,1	0,048	9,3		0,05	0,1	9,596	9,596	0,617	5,92
33	10	M	1	0,1	0,048	4,5		0,05	0,1	4,796	4,796	0,617	2,95
34	10	M	1	0,1	0,048	7,17		0,05	0,1	7,466	7,466	0,617	4,60
35	10	M	1	0,1	0,048	8,08		0,05	0,1	8,376	8,376	0,617	5,16
36	10	M	1	0,1	0,048	7,88		0,05	0,1	8,176	8,176	0,617	5,04
37	10	M	1	0,1	0,048	7,68		0,05	0,1	7,976	7,976	0,617	4,9
38	10	M	2	0,1	0,048	7,28		0,05	0,1	7,576	7,576	0,617	4,67
39	10	M	1	0,1	0,048	6,68		0,05	0,1	6,976	13,952	0,617	8,60
40	10	M	1	0,1	0,048	3,28		0,05	0,1	3,576	3,576	0,617	2,20
41	10	M	1	0,1	0,048	6,3		0,05	0,1	6,596	6,596	0,617	4,06
42	10	M	1	0,1	0,048	6,12		0,05	0,1	6,416	6,416	0,617	3,95
43	10	M	1	0,1	0,048	4,1		0,05	0,1	4,396	4,396	0,617	2,71

44	10	M	1	0,1	0,048	4,34		0,05	0,1	4,636	4,636	0,617	2,86
45	10	M	1	0,1	0,048	2,8		0,05	0,1	3,096	3,096	0,617	1,91
46	10	M	1	0,1	0,048	3,7		0,05	0,1	3,996	3,996	0,617	2,4
47	10	M	1	0,1	0,048	4,7		0,05	0,1	4,996	4,996	0,617	3,08
48	10	M	1	0,1	0,048	5,4		0,05	0,1	5,696	5,696	0,617	3,51
49	10	M	1	0,1	0,048	7,8		0,05	0,1	8,096	8,096	0,617	4,99
50	10	M	1	0,1	0,048	10,6		0,05	0,1	10,846	10,846	0,617	6,69
51	10	M	1	0,1	0,048	10,9		0,05	0,1	11,196	11,196	0,617	6,90
52	10	M	1	0,1	0,048	11,4		0,05	0,1	11,646	11,646	0,617	7,18
53	10	K	1	0,1	0,048	6,75	6,75	0,05	0,1	13,796	13,796	0,617	8,51
54	10	K	1	0,1	0,048	6,65	6,65	0,05	0,1	13,596	13,596	0,617	8,38
55	10	M	1	0,1	0,048	9,1		0,05	0,1	9,396	9,396	0,617	5,79
56	10	M	1	0,1	0,048	5,9		0,05	0,1	6,196	6,196	0,617	3,82
57	10	M	1	0,1	0,048	6,05		0,05	0,1	6,346	6,346	0,617	3,91
58	10	M	1	0,1	0,048	11,4		0,05	0,1	11,696	11,696	0,617	7,21
59	10	M	1	0,1	0,048	11,2		0,05	0,1	11,496	11,496	0,617	7,09
60	10	M	1	0,1	0,048	11,1		0,05	0,1	11,346	11,346	0,617	7
61	10	M	1	0,1	0,048	10,9		0,05	0,1	11,196	11,196	0,617	6,90
62	10	M	1	0,1	0,048	10,3		0,05	0,1	10,596	10,596	0,617	6,53
63	10	EL	165	0,06	0,04	0,2	0,2	0,04	0,06	1,14	188,1	0,617	116,0

Nota. Cuantificación de acero de refuerzo en losa. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 64

Cantidad de perfiles

CANTIDAD DE PERFILES					
PERFIL	LONG (m)	LONGITUD COMERCIAL (m)	CANTIDAD DE PERFILES	PESO UNITARIO (kg)	PESO (kg)
PGG 100x50x15x2	731,1	6	346	6,52	2255,97
PGC 100x50x2	242,74	6	104	7,88	819,78
PGG 175x50x15x2	257,7	6	106	11,07	1173,71
Riostra 50x2.6	113,78	6	24	4,84	116,1

Nota. Cuantificación de perfiles para la estructura en Steel Framing. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 65

Cantidad de OSB de entrepiso

UNIDADES DE OSB ENTREPISO		
ÁREA TOTAL (m²)	ÁREA PLACA (m²)	u
211,35	2,97	71

Nota. Cuantificación de perfiles OSB de entrepiso para la estructura en Steel Framing. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 66

Unidades de paneles

UNIDADES DE PANELES			
PANEL	ÁREA TOTAL (m²)	ÁREA PANEL (m²)	u
Gypsum	589,40	2,976	198
OSB	211,35	2,976	71

Nota. Cuantificación de paneles para la estructura en Steel Framing. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 67

Cantidad accesorios para paneles

ACCESORIOS PARA PANEL			
DESCRIPCIÓN	ÁREA TOTAL (m²)	ÁREA DE PRODUCTO (m²)	u
Capa agua y viento	225	75	3
Base Coat	212,08	13	16
Descripción	Metro Lineal total (ml)	Metro lineal producto (ml)	u
Cinta de fibra de vidrio	360	90	4

Nota. Cuantificación de accesorios paneles para la estructura en Steel Framing. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 68

Cantidad de paneles de vidrio

UNIDAD DE PANEL RÍGIDO DE LANA DE VIDRIO			
UBICACIÓN	ÁREA TOTAL (m²)	ÁREA DE PRODUCTO (m²)	u
Entrepiso	210	28,8	8
Pared	481,85	28,8	17

Nota. Cuantificación de panel rígido de lana de vidrio para la estructura en Steel Framing. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

6.4.4 Análisis de precio unitario

Los análisis de precios unitarios se pueden revisar en el Anexo1.2.

6.5 Tiempo estimado de construcción

6.5.1 Tiempo constructivo de cada rubro

Tabla 69

Tiempo constructivo para Steel Framing.

CIMENTACIÓN				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	DURACIÓN (DÍAS)
Excavación a máquina	m ³	37,125	0,06	2,3
Replanteo e=5cm	m ³	12,375	0,64	0,8
Hormigón simple en plintos f _c =210 kg/cm ²	m ³	9,9	0,2	2,2
Cadena de hormigón f _c =210 kg/cm ²	m ³	70,413	0,2	1,7
Acero de refuerzo f _y =4,200 kg/cm ²	kg	74,057,288	0,001	9,1
			SUB TOTAL	16,1

ESTRUCTURA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	DURACIÓN (DÍAS)
Hormigón simple en columnas f'c=210 kg/cm ²	m ³	4,029,025	0,32	1,28
Hormigón simple en vigas f'c=210 kg/cm ²	m ³	50,925	0,32	1,62
Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm ²	kg	2,577,481,308	0,003	7,73
Hormigón simple en losas f'c=210 kg/cm ²	m ³	30,92	0,1	3,09
Bloque de alivianamiento 15*40*40 cm	U	420	0,0025	1,05
			SUB TOTAL	14,79
MAMPOSTERÍA PLANTA BAJA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	DURACIÓN (DÍAS)
Mampostería de bloque liviano e=20 cm	m ²	182,81	0,023542977	4,30
ESTRUCTURA STEEL FRAMING				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	DURACIÓN (DÍAS)
Cartela 200 X 200 X 1,50	U	40	0,002	0,08
Anclajes HTT (Accesorio SF)	U	30	0,002	0,06
Acero conformado en frio	kg	4364,59	0,002	8,72
Perno de anclaje par HTT (Varilla Roscada)	U	30	0,002	0,06
Tornillo #8 3/4"	U	2202	0,002	4,40
Tornillo de cabeza hexagonal #10 y #12	U	630	0,002	1,26
Tornillos con alas	U	110	0,002	0,22
Polietileno Espumado	ml	4	0,002	0,008
			SUB TOTAL	14,82
ENTREPSIO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	DURACIÓN (DÍAS)
Tablero OSB	u	71	0,002	0,142
Panel rígido lana de vidrio	u	8	0,001	0,008
Piso flotante	m ²	210	0,025	5,25
			SUB TOTAL	5,4
PAREDES ESTRUCTURALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	DURACIÓN (DÍAS)
Panel de Gypsum (1.22* 2.44*0.0127)	u	182	0,002	0,36
OSB Exterior	u	71	0,023	1,63
Capa agua y viento	u	3	0,03	0,09
Cinta de fibra de vidrio	u	4	0,003	0,012

Base Coat	u	16	0,025	0,4
Panel rígido lana de vidrio	u	17	0,002	0,034
			SUB TOTAL	2,53
			TOTAL	57,95

Nota. Tiempo de construcción para la estructura en Steel Framing. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Se calcula un período de construcción de 57.95 días laborales. Sin embargo, este cálculo no considera el tiempo requerido para el desencofrado de vigas y losas de hormigón armado, estimado en 14 días por piso. Por lo tanto, se añaden 14 días laborales al resultado anterior ya que la planta baja y cimentación son de hormigón armado, dando un total de 71.95 días, lo que equivale aproximadamente tres meses y medio para finalizar la construcción de la estructura.

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS COMPARATIVO

7.1 Análisis comparativo estructural

El análisis comparativo se lleva a cabo con el fin de asegurar que un sistema estructural pueda mantener un comportamiento apropiado durante un evento sísmico importante, al tiempo que cumple con los estándares establecidos por la NEC (2015). Después de realizar un análisis de cada sistema, se determinará cuál de ellos es la opción más favorable.

7.1.1 Carga Viva

La carga viva en ambos sistemas estructurales se mantiene constante, ya que está fijada por la normativa de construcción de Ecuador (NEC).

Tabla 70

Comparación carga viva.

SUPERFICIE	H. A	S. F
	Kg/m ²	Kg/m ²
Balcones	480	480
Departamentos	200	200
Cubierta no accesibles	70	70

Nota. Tabla de comparación de carga viva para ambos métodos. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

7.1.2 Carga muerta

Se evidencia un cambio significativo en la carga muerta, con una disminución notable en el caso de los entrepisos secos, siendo del 86.6% en el departamento y del 85.5% en las cubiertas. Por otro lado, para los entrepisos húmedos, se observa una reducción del 73.2% en el departamento y del 63.6% en la cubierta.

Tabla 71

Comparación carga muerta

SUPERFICIE	HORMIGÓN ARMADO	STEEL FRAMING			
		ENTRE PISO SECO	REDUCCIÓN	ENTRE PISO HUMEDO	REDUCCIÓN
		Kg/m ²	%	Kg/m ²	%
DEPARTAMENTO	895	120	86,6%	240	73,2%
CUBIERTA	550	80	85,5%	200	63,6%

Nota. Tabla de comparación de carga muerta para ambos métodos. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 72

Comparación de paredes divisoras

MAMPOSTERÍA DE BLOQUE	PANEL ESTRUCTURAL	REDUCCIÓN
Kg/m ²	Kg/m ²	%
275,48	40	85,5%

Nota. Tabla de comparación de paredes divisoras para ambos métodos. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Con los datos mostrados en la tabla se observa claramente la ligereza del sistema Steel Framing. La reducción de carga entre una pared de albañilería de bloque habitual en la región, y un panel estructural del sistema Steel Framing es igualmente evidente, con una disminución del 85.5%

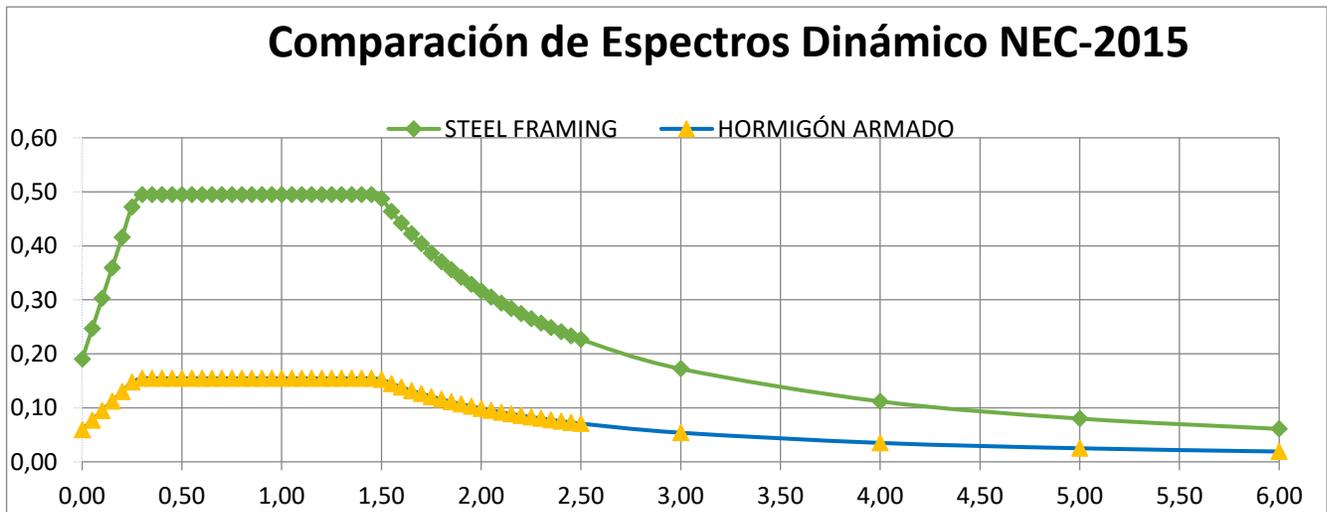
7.1.3 Espectro de diseño

▪ Espectro Dinámico

En el espectro dinámico, para un mismo nivel de amenaza sísmica, la estructura de hormigón armado experimentará fuerzas sísmicas inferiores en comparación con la estructura de Steel Framing. Esto se debe a que el hormigón armado exhibe una mayor capacidad de amortiguación y absorción de energía ante las fuerzas sísmicas, atribuible a su mayor rigidez y masa efectiva. Por tal razón, al analizar el espectro dinámico, se observará una respuesta sísmica más atenuada en la estructura de hormigón armado en comparación con la estructura de Steel Framing en condiciones de sismicidad similares.

Figura 41

Comparación de espectros dinámicos



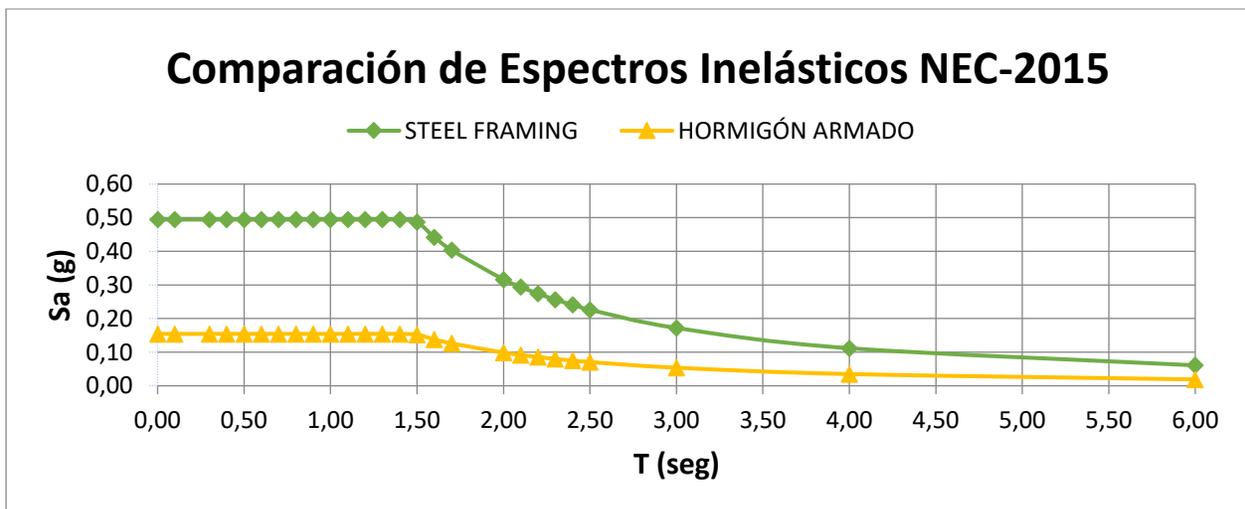
Nota. Tabla de comparación de espectros dinámicos para ambos métodos. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

▪ Espectro Inelástico

El cambio en el espectro inelástico ocurre debido a que el coeficiente de reducción de resistencia sísmica (R) varía según la NEC, siendo de 2.5 para estructuras de acero conformado en frío (Steel Framing) y de 5 para estructuras de hormigón armado. Esta diferencia representa una reducción del 50% en la resistencia sísmica entre ambos tipos de estructuras.

Figura 42

Comparación de espectros inelásticos



Nota. Tabla de comparación de espectros inelásticos para ambos métodos. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

7.1.4 Factores para el cálculo de cortante basal

Los factores I , ϕP y ϕE se mantienen constantes al comparar el Steel Framing y el hormigón armado, ya que:

- El factor de importancia (I) es el mismo para ambos sistemas.
- La configuración estructural en planta y en elevación no varía, lo que significa que la distribución espacial de la masa y la rigidez es similar.

En consecuencia, el único factor que cambia en el cálculo del cortante basal es el factor de reducción de resistencia sísmica (R):

Para el Steel Framing, $R = 2.5$

Para el hormigón armado, $R = 5$

Debido a la diferencia en el factor R, el cortante basal del Steel Framing será aproximadamente la mitad que el del hormigón armado.

$$S_a = n \times Z \times F_a$$

$$T = C_t \times h n^a$$

HORMIGÓN ARMADO

$$T = 0.4069 \text{ s.}$$

STEEL FRAMING

$$T = 0.3869 \text{ s.}$$

Existe una diferencia del 4.98% en el período, siendo mínima, y demostrando que el factor con una mayor importancia es el coeficiente de reducción de resistencia sísmica R.

7.1.5 Cortante basal y peso de la estructura

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times \phi_P \times \phi_E} \times w$$

HORMIGÓN ARMADO

$$V = 0.2472 * W$$

STEEL FRAMING

$$V = 0.4943 * W$$

Con un 50% el cortante basal del Steel Framing es mayor a comparación del hormigón armado, dando como primera instancia que la estructura de Steel Framing debe soportar mayores cargas laterales que las cargas gravitacionales. Se entiende como:

En sistemas de estructuras como el hormigón armado, las cargas muertas; es decir, el peso permanente de la estructura y los materiales de construcción, suelen ser mucho mayores que las cargas vivas, como el peso de las personas, los muebles y otros elementos móviles. Por lo tanto, al calcular la carga reactiva W para el diseño estructural, normalmente solo se considera la carga muerta. Sin embargo, en situaciones especiales, como en zonas de bodegas y almacenaje, se puede agregar un pequeño porcentaje de la carga viva para compensar, pero en general, este impacto suele ser despreciable, ya que la estructura rara vez soportará el 100% de su carga viva.

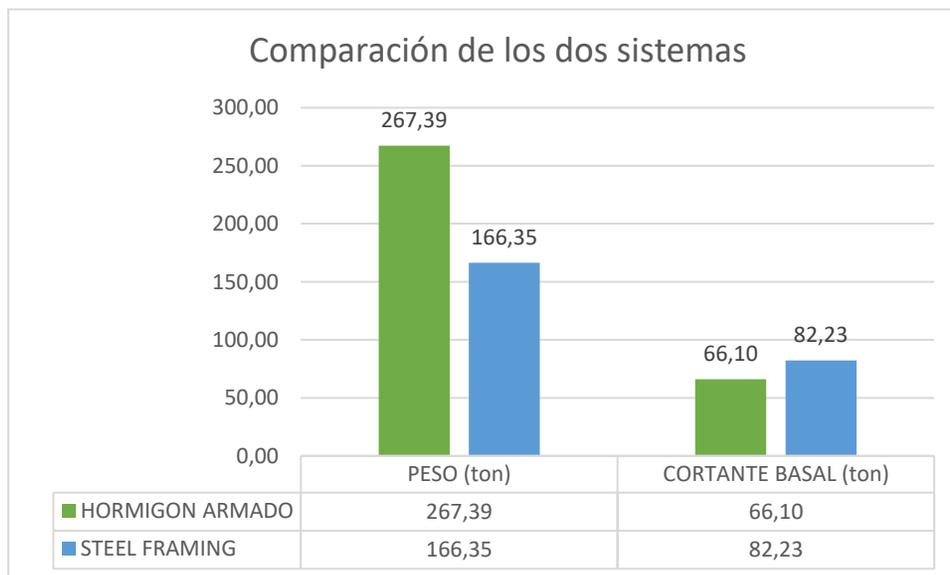
En contraste, en el sistema Steel Framing, las cargas vivas pueden ser igualmente significativas o incluso superar a las cargas muertas, dependiendo del diseño del entrepiso utilizado. Aunque es poco probable que la estructura esté completamente cargada en su totalidad en condiciones normales. Para abordar este desafío, se ajusta el coeficiente del cortante basal para incluir un porcentaje de la carga viva dentro de la carga reactiva.

La NEC (2015) clasifica al sistema Steel Framing como de ductilidad limitada, ya que sus elementos se consideran simplemente apoyados, lo que les permite soportar grandes deformaciones. Sin embargo, esta flexibilidad también puede hacer que la estructura sea inestable lateralmente. Por lo tanto, es fundamental incorporar sistemas de rigidización horizontal, como refuerzos y conexiones adecuadas entre los paneles, para garantizar la estabilidad de este tipo de estructuras.

Con lo expuesto, el cortante basal del Steel Framing es mayor que la del hormigón armado por su incorporación de sistemas rigidizadores, esto se observa con el siguiente esquema.

Figura 43

Comparación de los dos sistemas estructurales



Nota. Tabla estadística comparativa de pesos y cortante basal de ambos métodos. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

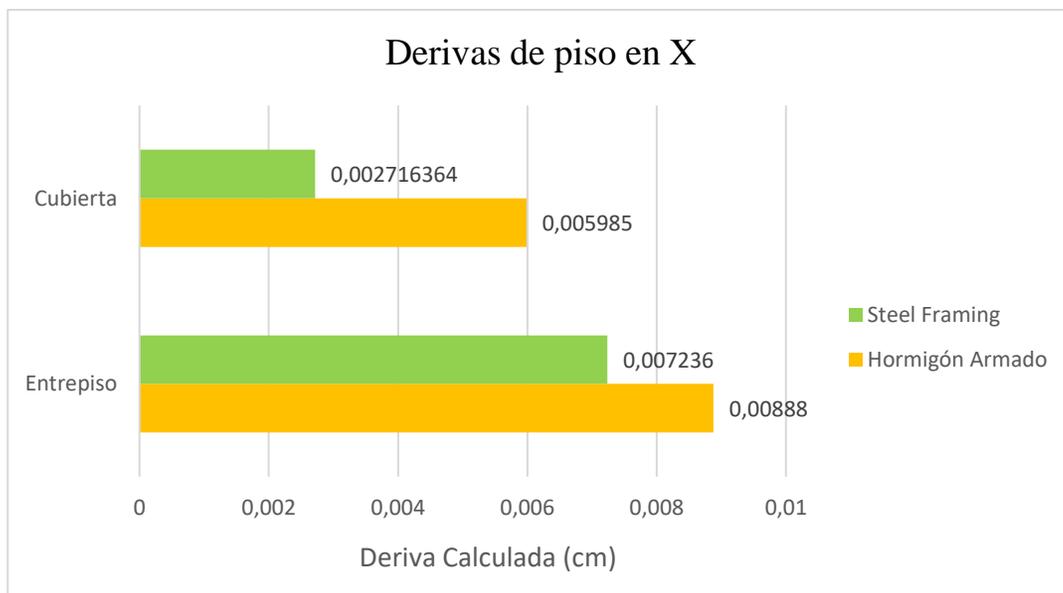
El peso de la estructura en Steel Framing representa un 60.73% a la estructura de hormigón armado y su cortante basal es un 24.40% más, que el del hormigón armado.

7.1.6 Derivas de piso

La deformación lateral relativa es mayor en el Hormigón Armado, este teniendo una rigidez lateral menor la cual causa una mayor deformación lateral, la deriva en Y del entrepiso del Steel Framing es mayor teniendo una rigidez menor con respecto al hormigón armado.

Figura 44

Comparación de derivas de piso en X

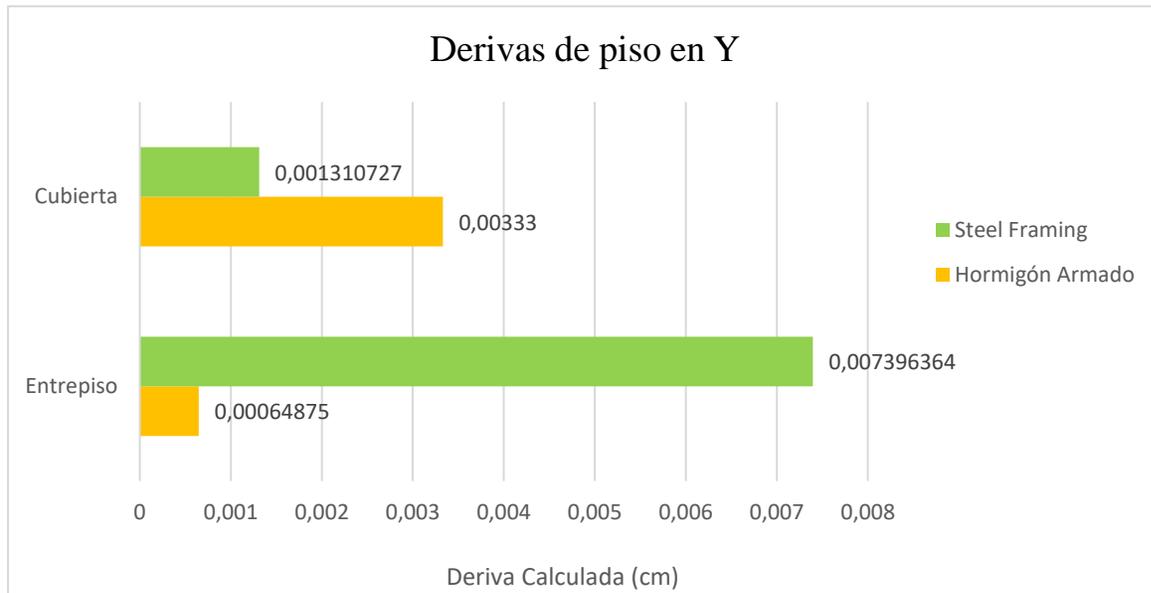


Nota. Tabla estadística comparativa de derivas de piso en sentido X de ambos métodos.

Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Figura 45

Comparación de derivas de piso en Y



Nota. Tabla estadística comparativa de derivas de piso en sentido Y de ambos métodos.

Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Por lo tanto, los arriostramientos concéntricos son altamente efectivos en el diseño sismorresistente de estructuras de acero, por lo que son muy utilizados en este tipo de construcciones. En estas estructuras, la resistencia de los arriostramientos suele ser el factor determinante del diseño.

Tabla 73*Deriva calculada en sentido X-*

SENTIDO X -							
	Des. Superior (cm)	Des. Inferior (cm)	Deriva inelástica (cm)	Altura (cm)	Deriva calculada	Deriva normativa	Observación
Entrepiso	0.8844	0	1.9899	275	0.007236	0.01	ok
Cubierta	1.2164	0.8844	0.747	275	0.002716364	0.01	ok

Nota. Deriva calculada debe ser menor que la deriva de la normativa. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 74*Deriva calculada en sentido Y-*

SENTIDO Y -							
	Des. Superior (cm)	Des. Inferior (cm)	Deriva inelástica (cm)	Altura (cm)	Deriva calculada	Deriva normativa	Observación
Entrepiso	0.904	0	2.034	275	0.007396364	0.01	ok
Cubierta	1.0642	0.904	0.36045	275	0.001310727	0.01	ok

Nota. Deriva calculada debe ser menor que la deriva de la normativa. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 75*Deriva calculada en sentido X+*

SENTIDO X +							
	Des. Superior (cm)	Des. Inferior (cm)	Deriva inelástica (cm)	Altura (cm)	Deriva calculada	Deriva normativa	Observación
Entrepiso	1.2160	0	2.736000	275	0.00994909	0.01	ok
Cubierta	1.2167	1.2160	0.001575	275	0.00000573	0.01	ok

Nota. Deriva calculada debe ser menor que la deriva de la normativa. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 76*Deriva calculada en sentido Y+*

SENTIDO Y +							
	Des. Superior (cm)	Des. Inferior (cm)	Deriva inelástica (cm)	Altura (cm)	Deriva calculada	Deriva normativa	Observación
Entrepiso	0.9034	0	2.03265	275	0.00739145	0.01	ok
Cubierta	1.068	0.9034	0.37035	275	0.00134673	0.01	ok

Nota. Deriva calculada debe ser menor que la deriva de la normativa. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

7.1.7 Elementos estructurales

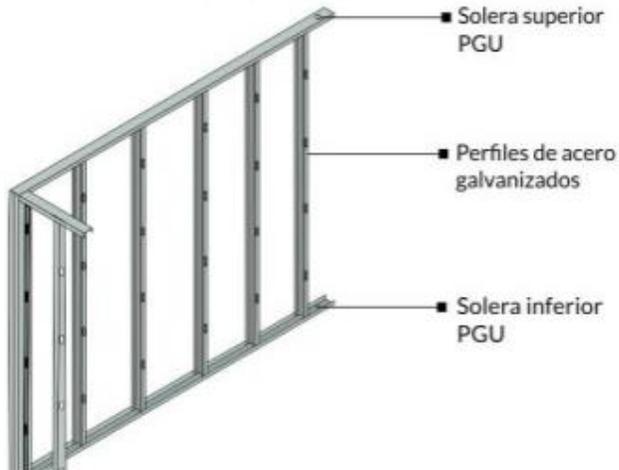
7.1.7.1 Elementos a compresión

Dada la marcada diferencia entre los elementos estructurales de los dos sistemas, tanto en materiales como en dimensiones, excepto en la cimentación y planta baja que utiliza los mismos materiales, se realizará una comparación únicamente ilustrativa.

- Panel estructural:

Figura 46

Detalle panel estructural.



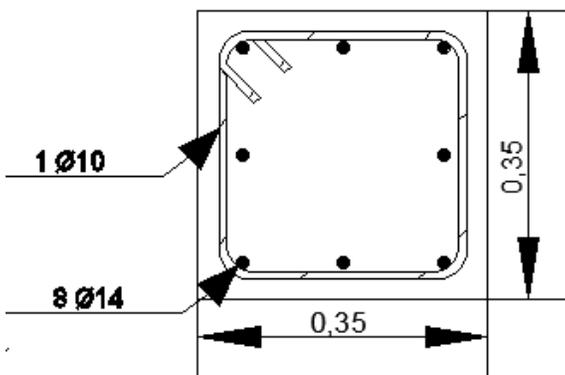
	DIMENSIONES (mm)	MASA (kg/m)
Montante	G 100X50X15X2	3,38
Solera	C 100X50X2	3,02
Riostra	50x2,6	

Nota. Ilustración de un panel estructural Fuente: Consulsteel. (2023).

- Columna:

Figura 47

Detalle de columna



	DIMENSIONES (cm)	MASA (kg/m)
Columna	35 x 35	294
Armadura Long.	8 Ø 14 mm	
Armadura trans.	Est. 1 Ø 10 mm	

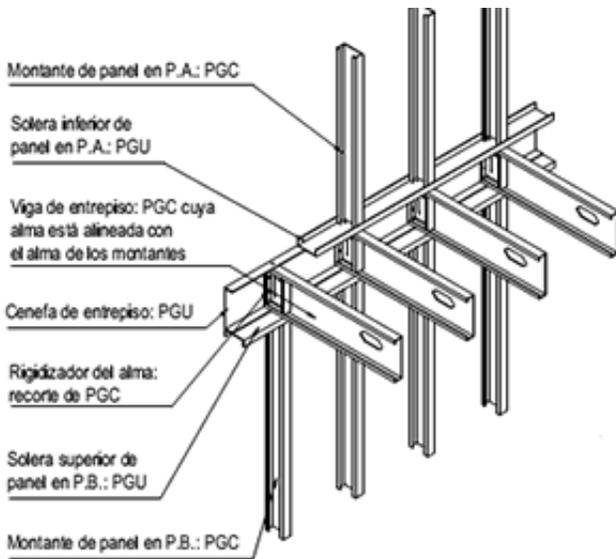
Nota. Ilustración detalle de columna. Elaborado por: Los autores

7.1.7.2 Elementos a flexión

- Panel de entrepiso:

Figura 48

Detalle de entrepiso.



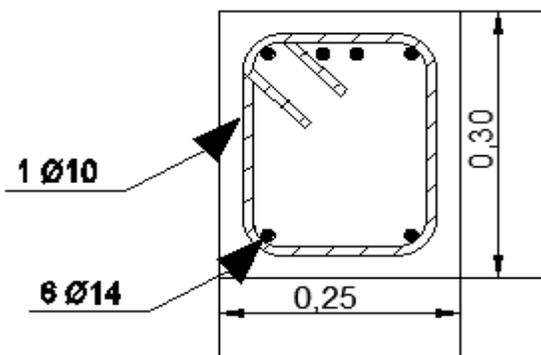
	DIMENSIONES (mm)	MASA (kg/m)
Viga de entrepiso	G 175X50X15X2	4,56
Cenefa	C 200X50X2	4,59

Nota. Ilustración detalle de entrepiso. Fuente: Consulsteel. (2023).

- Viga:

Figura 49

Detalle de viga



	DIMENSIONES (cm)	MASA (kg/m)
Viga	0,25 x 0,30	18
Armadura Long.	6 Φ 14 mm	
Armadura trans.	Est. 1 Φ 10 mm	

Nota. Ilustración detalle de viga. Elaborado por: Los autores

7.1.7.3 Losas

Las opciones para losas en Steel Framing y hormigón armado son diversas. En Steel Framing se puede optar por entrepisos secos, más ligeros, o húmedos, similares a las losas colaborantes del hormigón armado. En este último sistema, también se pueden elegir losas tradicionales aligeradas o colaborantes. La elección dependerá de las necesidades del proyecto, considerando factores como el peso, la resistencia y el presupuesto.

7.1.7.4 Cimentación

La cimentación en el sistema Steel Framing, a diferencia de otros elementos, se configura como un componente singular, cuya materialización en hormigón armado resulta indispensable. Esta necesidad obedece a la exigencia de una superficie perfectamente nivelada, la cual funge como base para el correcto comportamiento estructural del conjunto. Dicho comportamiento se fundamenta en la verticalidad de los paneles, la cual solo puede garantizarse mediante una cimentación continua a lo largo de estos.

En el caso particular de nuestro proyecto técnico, la cimentación se extiende más allá de su función básica, integrándose con la losa de planta baja para conformar una única platea de hormigón.

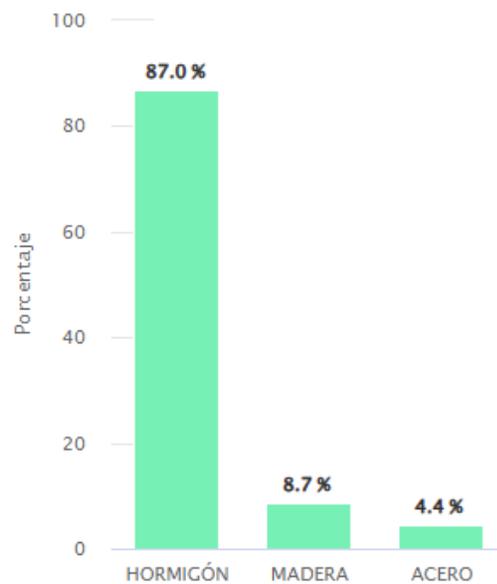
La integración de la cimentación y la losa de planta baja crea una estructura monolítica de gran rigidez, capaz de resistir mejor las fuerzas sísmicas y de otro tipo.

7.2 ANÀLISIS E INTERPRETACIÒN (Encuesta aplicada a poblaci3n de dicha provincia)

Pregunta N.º.1: ¿De qué material es construida su casa?

Figura 50

Estadística de resultados



Elaborado por: Los autores

Análisis:

El material de construcción de viviendas más utilizado es el hormigón, con un porcentaje del 87,0%. La madera es el segundo material más utilizado, con un porcentaje del 8,7%. El acero es el material menos utilizado, con un porcentaje del 4,4%

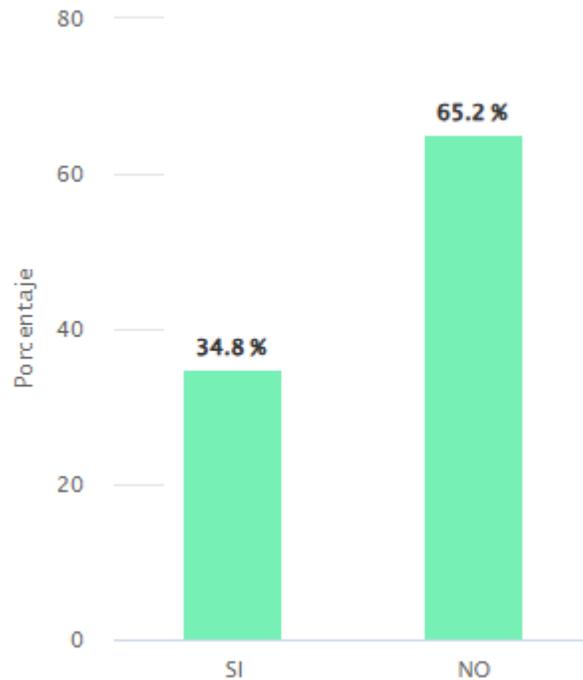
Interpretación:

El hormigón es la opción más popular para la construcción de viviendas debido a sus ventajas prácticas y tradición, mientras que la madera y el acero se utilizan en menor medida para casos específicos.

Pregunta N°.2: ¿A escuchado hablar sobre el Steel Framing?

Figura 51

Estadística de resultados



Elaborado por: Los autores

Análisis:

La mayoría de las personas (65,2%) no han escuchado hablar del Steel Framing. Un tercio de las personas (34,8%) si ha escuchado hablar del Steel Framing.

Interpretación:

El Steel Framing es un sistema de construcción relativamente nuevo, lo que explica que un 65.2% de las personas no lo conozca.

Pregunta N°.3: ¿Dada la explicación que le acabamos de brindar estaría dispuesta a construir su vivienda con Steel Framing? (Pregunta abierta)

Interpretación:

Las respuestas a esta pregunta abierta son variadas y dependen de las necesidades, preferencias y valores de cada persona. Sin embargo, se pueden identificar algunos temas comunes:

La mayoría de las personas nos dijeron que no, ya que no confían mucho en este nuevo sistema ya que no existen muchas obras en la provincia con dicho material y prefieren construir con un material ya conocido.

Por otra parte, algunas personas dijeron que si ya que la provincia necesita ampliarse y con este sistema les permite eso.

Pregunta N°.3: ¿Cree que la gente adopte este tipo de construcción al pasar los años?

Las respuestas a esta pregunta abierta son variadas y dependen de las necesidades, preferencias y valores de cada persona. Sin embargo, se pueden identificar algunos temas comunes:

La mayoría de las personas nos dijeron que no, ya que no confían mucho en este nuevo sistema.

Por otra parte, algunas personas dijeron que si por su rapidez de construcción.

7.2 Análisis comparativo económico

La elección del sistema estructural adecuado para un proyecto es una decisión crucial, en la que el factor económico juega un papel fundamental. Analizar los costos asociados a cada sistema es vital para determinar la opción más viable y rentable.

En este contexto, se presenta una comparación entre el Steel Framing y el hormigón armado, dos de los sistemas estructurales más utilizados en la actualidad.

7.2.1 Costo total de la estructura

Tabla 77

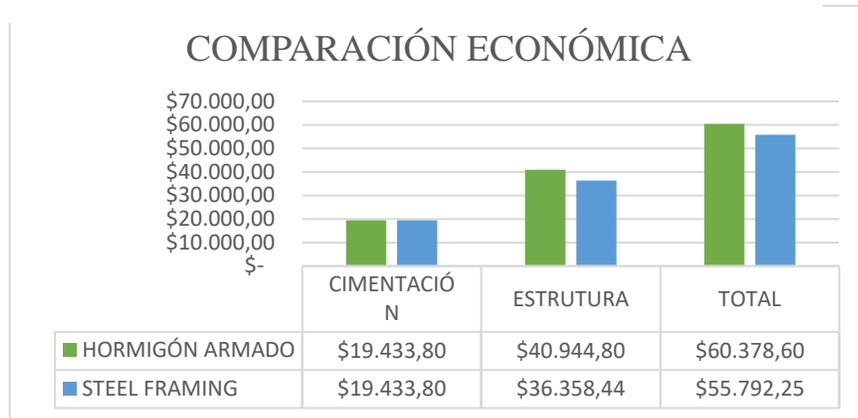
Comparación de costo total

RUBROS	HORMIGÓN ARMADO	STEEL FRAMING	DIFERENCIA (%)
CIMENTACIÓN	\$19,433.80	\$19,433.80	0
ESTRUTURA	\$40,944.80	\$36,358.44	12.61%
TOTAL	\$60,378.60	\$55,792.25	8.22%

Nota. Se observa la diferencia de cada parte de la construcción. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Figura 52

Comparación económica.



Elaborado por: Los autores.

Se obtiene un ahorro del 8.21% usando el método de construcción Steel Framing. Separando los rubros, se sigue obteniendo un ahorro, el cual en la estructura se ahorra un 12.61%, al tener una vivienda de tres pisos, el rubro de Cimentación es el mismo.

7.2.2 Costo por metro cuadrado

Figura 53

Costo por metro cuadrado



Elaborado por: Los autores.

7.2.3 Tiempo de construcción

Tabla 78

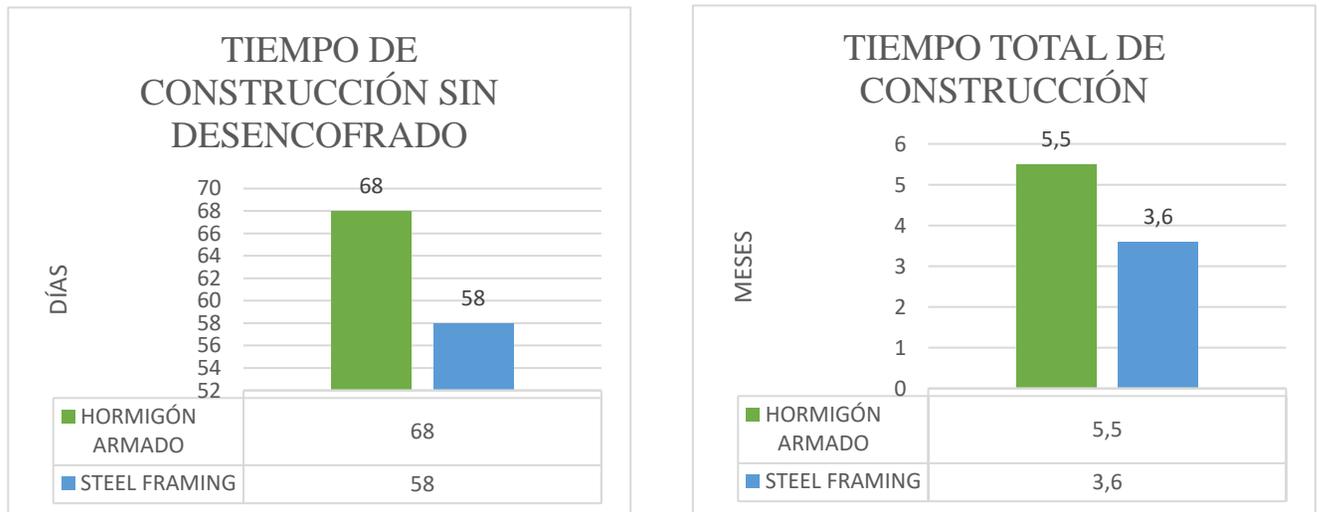
Tiempo de construcción

RUBRO	HORMIGÓN ARMADO (DÍAS)	DESENCOFRADO (DÍAS)	STEEL FRAMING (DÍAS)	DESENCOFRADO (DÍAS)
CIMENTACIÓN	16.1	14	16.1	14
ESTRUCTURA	39.98	14	34.98	-
ACABADOS	11.23	14	6.83	-
SUBTOTAL	68	42	58	14
TOTAL	110		72	
MESES	5.5		3.6	

Nota. Se observa la diferencia de tiempo de cada método. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Figura 54

Tiempo de construcción



Elaborado por: Los autores.

Existe una reducción del 14,70 % del sistema Steel Framing para el tiempo de construcción sin desencofrado, mientras que en el tiempo de la construcción total se reduce un 34,55% respecto al sistema de hormigón armado.

7.2.4 Volúmenes de obra

Variación de los principales materiales que se tiene de un sistema a otro.

Tabla 79

Volúmenes de obra

MATERIAL	HORMIGÓN ARMADO		STEEL FRAMING	
HORMIGON	\$17,216.50	38.66%	\$10,038.12	21.69%
ACERO	\$17,107.23	38.41%	\$32,429.63	70.08%
OTROS	\$10,208.99	22.92%	\$3,805.55	8.22%
TOTAL	\$44,532.72	100.00%	\$46,273.30	100.00%

Nota. Se observa los volúmenes de obra de cada método. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

7.2.5 Incidencia por material

Tabla 80

Incidencia por materiales

MATERIAL	UNIDADES	HORMIGÓN ARMADO	STEEL FRAMING	DIFERENCIA (%)
HORMIGÓN	m3	96,42	56,98	40,90%
ACERO	kg	7405,73	14347,80	48,38%
BLOQUES	u	5961	-	-
PANELES	u	-	17	-

Nota. Se observa la diferencia por material de cada método. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Tabla 81

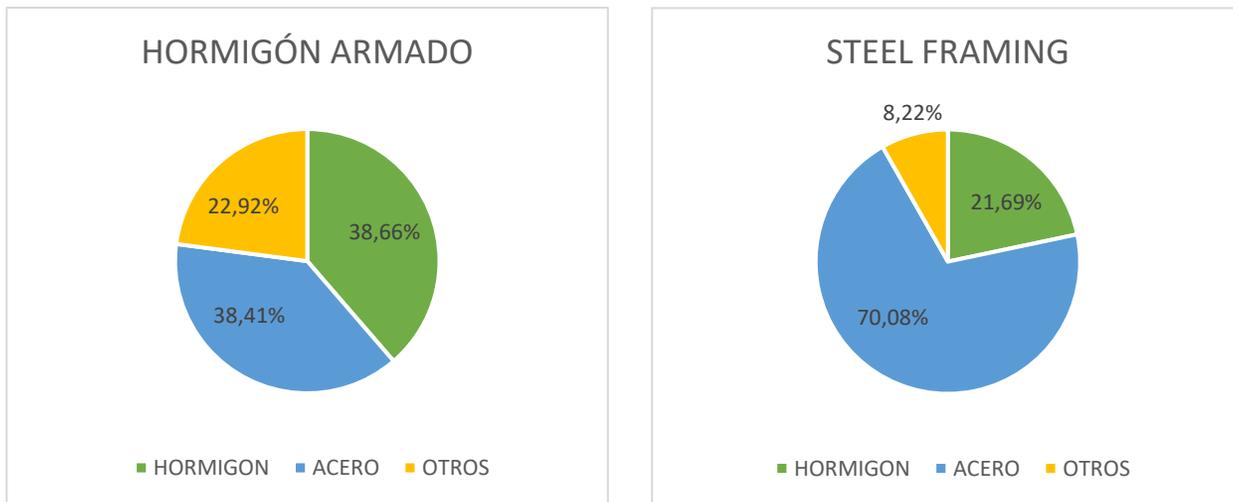
Otro tipo de material

OTROS	HORMIGÓN ARMADO		STEEL FRAMING	
EXCAVACIÓN	\$177.46	1.74%	\$177.46	4.66%
BLOQUES ALIVIANAMIENTO/ MAMPOSTERÍA	\$10,031.53	98.26%	\$3,628.10	95.34%
TOTAL	\$10,208.99	100.00%	\$3,805.55	100.00%

Nota. Se observa la diferencia por otros tipos de material de cada método. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Figura 42

Incidencia por materiales



Nota. Se observa los diferentes porcentajes de cada método respecto al material. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

7.2.6 Incidencias por rubros

Tabla 82

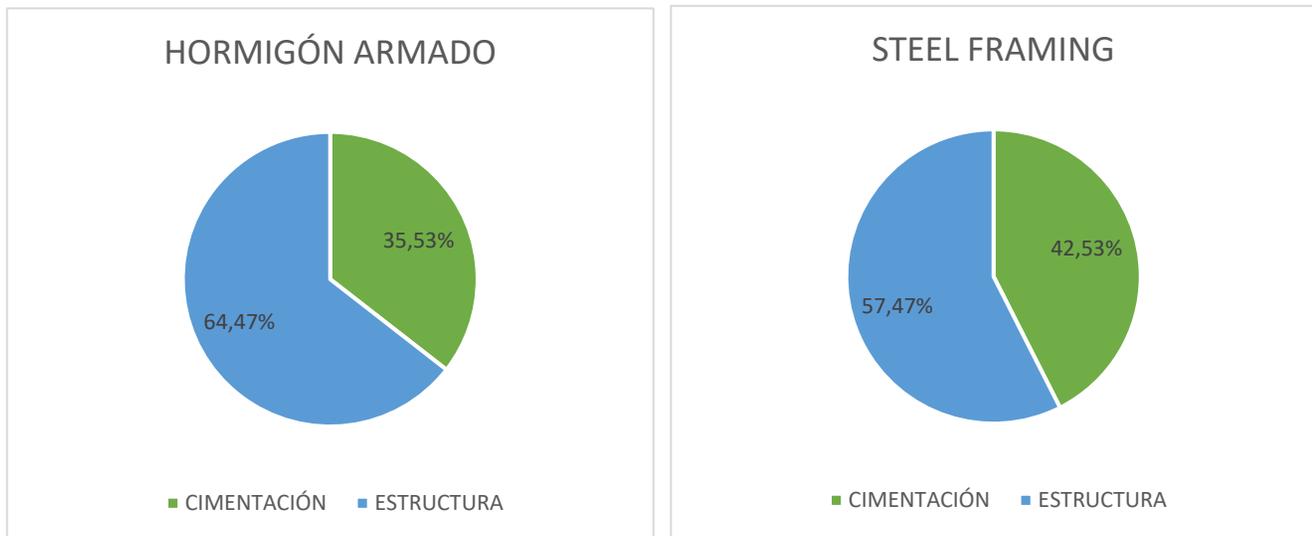
Incidencia por rubros

RUBROS	HORMIGÓN ARMADO		STEEL FRAMING	
CIMENTACIÓN	\$19,433.80	35.53%	\$19,433.80	42.53%
ESTRUCTURA	\$35,260.27	64.47%	\$26,255.76	57.47%
TOTAL	\$54,694.07	100%	\$45,689.56	100%

Nota. Se observa la diferencia por rubros de cada método. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

Figura 43

Incidencia por rubros.

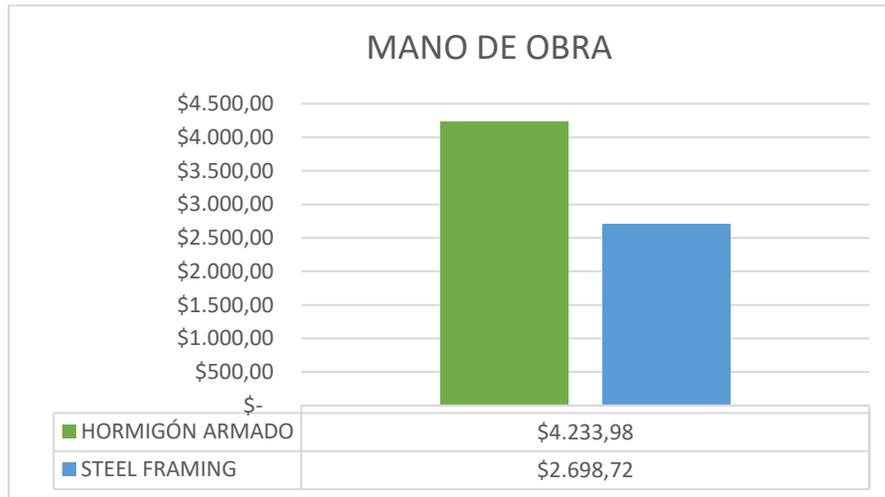


Nota. Se observa los diferentes porcentajes de cada método respecto al rubro. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

7.2.7 Incidencias por mano de obra

Figura 44

Incidencia de mano de obra.



Nota. Se observa los diferentes precios de cada método respecto a la mano de obra. Elaborado por: Los autores a través de Excel.

CONCLUSIONES

Después de completar el análisis comparativo técnico-económico-social entre el sistema convencional de construcción con hormigón armado y el sistema estructural liviano "Steel Framing", se llegan a las siguientes conclusiones:

Se comparo el tiempo de construcción de ambos sistemas de una vivienda de tres plantas en la ciudad de San Juan de los dos ríos de Tena de la provincia de Napo. El tiempo de montaje en el sistema tradicional fue de cinco meses y medio, mientras que en el sistema Steel Framing es de tres meses y medio. Que se puede apreciar un menor tiempo de construcción en el sistema Steel Framing.

En términos de costos, un aspecto crucial al seleccionar un sistema estructural se concluyó que el Steel Framing es hasta un 8.21% más económico que el hormigón en cuanto al costo total de la estructura. Esta reducción se refleja en todos los elementos relacionados con los costos, como materiales y mano de obra.

Dado que el Steel Framing utiliza poca agua y permite reciclar y reutilizar completamente el acero sin requerir tratamientos contra plagas ni aditivos, es claro que este sistema se posiciona como la alternativa más beneficiosa en un período en el que la preservación del medio ambiente y del planeta adquiere una importancia fundamental.

El Steel Framing, por su ductilidad limitada, presenta un desafío al determinar áreas específicas de fallo durante un terremoto de gran magnitud. Esto se debe a las conexiones articuladas del sistema, que resisten grandes deformaciones sin romperse, pero a la vez ofrecen menor resistencia a las fuerzas laterales. En resumen, el Steel Framing es flexible, pero vulnerable

a los sismos, por lo que en Ecuador el uso de Steel Framing es únicamente para construcciones de máximo dos pisos.

La solución al problema de la baja resistencia a las cargas laterales en el Steel Framing reside en las riostras concéntricas. Estas riostras funcionan como soporte lateral, fortaleciendo la estructura ante sismos. De hecho, los sistemas con riostras concéntricas son altamente eficientes para resistir terremotos, a diferencia de los pórticos resistentes a momento. En este caso, la resistencia del diseño se define por la capacidad de las riostras.

La norma ecuatoriana de la construcción aplica un coeficiente de reducción de resistencia sísmica (R) bajo al Steel Framing, lo que afecta negativamente al porcentaje del cortante basal y a su espectro de diseño. Sin embargo, la ligereza del sistema Steel Framing le permite tener un cortante basal mucho menor que una estructura de hormigón, convirtiéndolo en una excelente opción para resistir sismos.

RECOMENDACIONES

Se recomienda usar un software especializado para el modelado computacional del Steel Framing. Aunque SAP2000 es una opción viable, presenta mayor complejidad debido a la necesidad de dibujar cada elemento de la estructura individualmente. En el Steel Framing, la cantidad de elementos puede ser considerable, llegando a cientos o miles, lo que vuelve el modelado en SAP2000 un proceso tedioso y lento.

En definitiva, el Steel Framing se presenta como una opción innovadora, eficiente y sostenible para el sector de la construcción en nuestro país. Su potencial para generar un impacto positivo en la economía, el medio ambiente y la sociedad lo convierte en una alternativa que no podemos seguir ignorando.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alacero (2007). Steel Framing. Arquitectura. Santiago de Chile.

https://cms.alacero.org/uploads/steel_framing_arquitectura_5289010238.pdf

ACEDUR. (2021). steel framing.

<http://www.acedur.com/steel-framing/>

American Iron and Steel Institute. (2023). AISI S 201.- Especificación de perfiles. Washington, D.C.: AISI.

American Iron and Steel Institute. (2023). AISI S 240.- Diseño Estructural. Washington, D.C.: AISI.

ConsulSteel. (2015). *Manual de procedimiento construcción con acero liviano*. Buenos Aires.

DIPAC. (2022, julio). Catálogo actualizado - JULIO 2022.

<https://dipacmanta.com/wp-content/uploads/2022/07/Catalogo-actualizado-JULIO-2022.pdf-3.pdf>

Gobierno Autonomo Descentralizado provincial del Napo

<https://www.napo.gob.ec/website/index.php/2014-10-20-20-31-18/cantones/19-la-provincia#:~:text=Limita%20al%20norte%20con%20Sucumb%C3%ADos,urbanas%20y%20veinte%20parroquias%20rurales.>

Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción- NEC-SE-HM: estructuras de hormigón armado. Quito, Ecuador: INEN.

Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2014). Norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-AC: estructuras de acero. Quito, Ecuador: INEN.

Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2017). Norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-CG: cargas (no sísmicas). Quito, Ecuador: INEN.

Instituto de la construcción en seco (INCOSE)

<https://arqa.com/autores/instituto-de-la-construccion-en-seco>

JMA - Perfiles de Acero Galvanizado. (2024, mayo 9). Entrepisos: Entrepisos Húmedos.

<https://www.perfilesjma.com.ar/entrepisos-entrepisos-humedos/>

López, C. A., & Lamela, D. E. (2019). Manual de Ingeniería Steel Framing. Alacero.

https://cms.alacero.org/uploads/manual_ingenieria_steel_framing_cc1026e19b.pdf

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2023). Norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-VIVIENDA: vivienda de hasta dos pisos con luces de hasta 5m. Quito, Ecuador: MIDUVI.

Panel y Acanalados. (2023, August 2). Cimientos de una casa.

<https://panelyacanalados.com/blog/cimientos-de-una-casa/>