



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL, COSTOS Y DESEMPEÑO
ENTRE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE LOSA NERVADA
TRADICIONAL Y LOSA NERVADA NO CONVENCIONAL CON SISTEMA
DE NERVIOS DE VIGUETAS DE ACERO”

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

MERA PITA ANDRÉS ERNESTO
NEIRA MOREIRA KELVIN STEVEN

TUTOR:

ING. VIANNA PINOARGOTE ROVELLO, MSc.

LA LIBERTAD, ECUADOR

2025

UNIVERSIDAD ESTADAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL, COSTOS Y DESEMPEÑO ENTRE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE LOSA NERVADA TRADICIONAL Y LOSA NERVADA NO CONVENCIONAL CON SISTEMA DE NERVIOS DE VIGUETAS DE ACERO

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

MERA PITA ANDRÉS ERNESTO

NEIRA MOREIRA KELVIN STEVEN

TUTOR:

ING. VIANNA PINOARGOTE ROVELLO, MSc.

LA LIBERTAD – ECUADOR

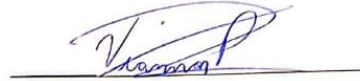
2025

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



**ING. LUCRECIA C. MORENO
ALCÍVAR, PhD.**

DIRECTORA DE CARRERA DE
INGENIERÍA CIVIL



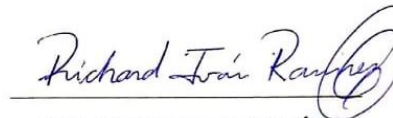
**ING. VIANNA PINOARGOTE
ROVELLO, MSc.**

DOCENTE TUTOR



**ING. RAÚL A. VILLAGO VERA,
MSc.**

DOCENTE ESPECIALISTA



**ING. RICHARD I. RAMÍREZ
PALMA, MSc.**

DOCENTE UIC

DEDICATORIA

A Dios, por darme la fortaleza, la sabiduría y las oportunidades necesarias para llegar hasta este momento, iluminando cada paso de mi camino académico y personal.

A mis padres, por ser la base de cada uno de mis pasos, por su sacrificio constante, su ejemplo inquebrantable y el amor que ha guiado mi vida. Todo lo que hoy logro es reflejo de su esfuerzo y fe en mí.

A mis hermanos y a toda mi familia, quienes con su cariño, apoyo y acompañamiento han sido un pilar fundamental en cada etapa de mi vida y de este proceso académico.

Y a mi novia, Xiomara, por ser luz en mis días de duda, por su ternura, paciencia y amor incondicional. Gracias por sostenerme cuando sentí que no podía más, por celebrar cada pequeño avance conmigo y por recordarme siempre el valor de mis sueños.

A todos ustedes, con profundo amor y gratitud, dedico este trabajo.

“Dedicatoria”

Mera Pita Andrés Ernesto

Primero a Dios, por iluminar mi camino, darme fuerzas en los momentos difíciles y permitirme llegar con firmeza a esta meta tan importante.

A mi Madre Rocío Moreira, por ser el corazón incansable que sostiene cada uno de mis sueños, gracias por tus sacrificios diarios, por levantarte siempre un poco antes y descansar siempre un poco después, solo para asegurarte de que a mí nunca me falte nada, por su amor incondicional y por enseñarme que todo esfuerzo tiene recompensa.

A mi Padre, Marco Chicaiza, Gracias por enseñarme valores que no se aprenden en libros la humildad, el trabajo duro, la palabra firme y el corazón fuerte, este logro también es tuyo, porque cada paso que doy lleva tu huella.

A mis hermanos, por su constante apoyo, por celebrar conmigo cada logro y por acompañarme en cada reto de este proceso.

A mi compañera de vida, Odalys Faubla por su paciencia en los días de presión, por su apoyo emocional cuando las fuerzas parecían agotarse y por recordarme siempre mi capacidad de lograrlo. Tu amor, comprensión y compañía han sido claves para llegar hasta aquí.

“Dedicatoria”

Neira Moreira Kelvin Steven

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de **Tutor del Trabajo de Titulación** del proyecto de investigación denominado:

“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL, COSTOS Y DESEMPEÑO ENTRE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE LOSA NERVADA TRADICIONAL Y LOSA NERVADA NO CONVENCIONAL CON SISTEMA DE NERVIOS DE VIGUETAS DE ACERO”, desarrollado por los estudiantes MERA PITA ANDRES ERNESTO Y NEIRA MOREIRA KELVIN STEVEN, de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, hago constar que el presente documento fue sometido a evaluación mediante el software de detección de similitud **COMPILATIO**.

Luego de su revisión, y considerando los parámetros institucionales establecidos para la validación de originalidad del contenido, certifico que el porcentaje de coincidencia obtenido que fue de **9%** se encuentra dentro del límite permitido para trabajos de titulación, cumpliendo con el máximo del 10% de similitud aceptado por la institución.

En virtud de lo anterior, se determina que el contenido del presente trabajo es **original**, cumple con los estándares de integridad académica y se autoriza su continuidad en el proceso correspondiente de aprobación.

FIRMA DEL TUTOR



Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.
C.I.: 2400061632

Andrés-Kelvin compilatio

9%
Textos sospechosos

2% Similitudes

< 1% similitudes entre comillas
0% entre las fuentes mencionadas

1% Idiomas no reconocidos

6% Textos potencialmente generados por la IA

Nombre del documento: Andrés-Kelvin compilatio.docx
ID del documento: f9c22947244d53e81332445e54b5c7e7f0691259
Tamaño del documento original: 195,35 kB

Depositante: VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO
Fecha de depósito: 12/11/2025
Tipo de carga: interface
fecha de fin de análisis: 12/11/2025

Número de palabras: 15.390
Número de caracteres: 100.514

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes de similitudes

Fuentes principales detectadas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	TESIS FINAL LAINEZ - MORENO.docx TESIS FINAL LAINEZ - MORENO #21d182 Viene de de mi grupo 2 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (99 palabras)
2	hdl.handle.net Análisis comparativo del sistema pre-fabricado de losa aligerada... https://hdl.handle.net/20.500.12848/276	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (91 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	Análisis estadístico del periodo experimental de vibración en edificios aportad... /var/dspace/bitstream/15000/14781/3/CD-6807.pdf.txt	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (30 palabras)
2	repositorio.upn.edu.pe https://repositorio.upn.edu.pe/bitstream/handle/11537/33520/Vasquez Zegarra, Ingrid Kathe...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (12 palabras)
3	Documento de otro usuario #3b5ae3 Viene de de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (11 palabras)

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, **MERA PITA ANDRES ERNESTO** y **NEIRA MOREIRA KELVIN STEVEN**, declaramos bajo juramento que el presente Trabajo de Titulación titulado: **“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL, COSTOS Y DESEMPEÑO ENTRE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE LOSA NERVADA TRADICIONAL Y LOSA NERVADA NO CONVENCIONAL CON SISTEMA DE NERVIOS DE VIGUETAS DE ACERO”**, es un documento de nuestra autoría, elaborado de manera independiente como requisito para optar al título de **Ingeniero(a) Civil** en la Universidad Estatal Península de Santa Elena.

Afirmamos que el contenido desarrollado es **original**, no ha sido presentado con anterioridad para la obtención de otro título académico y no vulnera derechos de autor ni de propiedad intelectual de terceros. Cualquier aporte teórico, gráfico, estadístico o conceptual de otros autores ha sido citado conforme a las normas académicas vigentes.

Mediante esta declaración, cedemos los derechos de uso académico y de difusión de este trabajo a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, conforme a lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, su reglamento y normativa institucional aplicable.

Atentamente,



Mera Pita Andres Ernesto
Autor de Tesis
C.I. 2450038563



Neira Moreira Kelvin Steven
Autor de Tesis
C.I.2400341810

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.

TUTOR(A) DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Universidad Estatal Península de Santa Elena

Por medio de la presente, en mi calidad de Tutor(a) del Trabajo de Titulación titulado: **“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL, COSTOS Y DESEMPEÑO ENTRE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE LOSA NERVADA TRADICIONAL Y LOSA NERVADA NO CONVENCIONAL CON SISTEMA DE NERVIOS DE VIGUETAS DE ACERO”**, elaborado por los estudiantes MERA PITA ANDRES ERNESTO Y NEIRA MOREIRA KELVIN STEVEN, de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, hago constar que el presente trabajo ha sido orientado, revisado y evaluado durante su proceso de desarrollo.

Una vez cumplidas las etapas de seguimiento académico y habiendo verificado que el documento cumple con los lineamientos metodológicos, normativos y de contenido establecidos por la institución, **emito mi aprobación** para su presentación ante el tribunal de titulación correspondiente.

FIRMA DEL TUTOR



Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.
C.I.: 2400061632

CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA

Yo, **BETTY RUTH GÓMEZ SUÁREZ**, en mi calidad de **LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN Y MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACION DE MODELOS EDUCATIVOS**, por medio de la presente hago constar que he realizado la revisión gramatical, ortográfica y de estilo del Trabajo de Titulación titulado: **“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL, COSTOS Y DESEMPEÑO ENTRE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE LOSA NERVADA TRADICIONAL Y LOSA NERVADA NO CONVENCIONAL CON SISTEMA DE NERVIOS DE VIGUETAS DE ACERO”**, desarrollado por los estudiantes **MERA PITA ANDRES ERNESTO Y NEIRA MOREIRA KELVIN STEVEN**, perteneciente a la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena.

Luego del proceso de lectura y corrección, certifico que el documento se encuentra redactado con adecuado uso del lenguaje académico, claridad conceptual, cohesión y coherencia discursiva; así como un manejo pertinente de terminología técnica y empleo apropiado de normas gramaticales y ortográficas. Además, se verificó el uso adecuado de la sinonimia, puntuación y estructura de redacción conforme a estándares formales institucionales.

En virtud de lo anterior, dejo constancia de que el contenido presenta un nivel de redacción apto para su presentación y uso académico. Autorizo a los interesados hacer uso del presente certificado cuando sea pertinente.

Santa Elena, 28 de octubre de 2025



Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, MSc.
C.I.0915036529

LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN
MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS
N° DE REGISTRO DE SENECYT 1050-2014-86052892

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresamos nuestro profundo agradecimiento a Dios por guiarnos y permitirnos culminar esta etapa académica.

Agradecemos sinceramente a nuestros padres y familias, por su apoyo incondicional, su comprensión en los momentos más exigentes y por ser la motivación que nos impulsó a seguir adelante.

Nuestro reconocimiento especial para nuestra tutora de tesis, por su orientación, paciencia y valiosos aportes que hicieron posible el desarrollo de este trabajo.

A los docentes de la carrera, por compartir sus conocimientos y formar las bases que nos permitieron afrontar este proyecto con responsabilidad y criterio técnico.

Agradecemos también a nuestros compañeros y amigos, por acompañarnos, brindarnos ánimos y colaborar cuando más lo necesitamos.

Y finalmente, de manera recíproca, nos agradecemos mutuamente por el compromiso, el trabajo en equipo y la dedicación puesta en cada etapa de esta investigación.

Mera Pita Andrés Ernesto

Neira Moreira Kelvin Steven

TABLA DE CONTENIDO

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	ii
DEDICATORIA.....	iii
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	v
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	vii
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	viii
CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA	ix
AGRADECIMIENTOS	x
TABLA DE CONTENIDO.....	xi
LISTA DE FIGURAS	xviii
LISTA DE TABLAS	xxii
RESUMEN.....	xxvii
ABSTRACT	xxviii
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	29
1.1.PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	32
1.2.ANTECEDENTES.....	34
1.3.HIPÓTESIS	38
1.3.1. Hipótesis General.	38
1.3.2. Hipótesis Específicas.....	38
1.4.OBJETIVOS	38
1.4.1. Objetivo General.	38
1.4.2. Objetivos Específicos.	39
1.5. ALCANCE.....	39
1.6.VARIABLES	40
1.6.1. Variables Independientes.	40
1.6.2. Variables Dependientes.....	41
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	42
2.1.FUNDAMENTOS GENERALES DE LA CONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAL	

2.2.DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOSAS NERVADAS	43
2.3.SISTEMA DE NERVIOS CON VIGUETAS DE ACERO	44
2.3.1. Comportamiento estructural del sistema de losa con nervios de viguetas de acero. 46	
2.3.2. Beneficios constructivos y operativos del sistema con viguetas de acero.. 48	
2.3.3. Componentes estructurales y propiedades mecánicas del sistema con viguetas de acero..... 49	
2.3.3.1. Viguetas estructurales de acero galvanizado. 49	
2.3.3.2. Elementos de aligeramiento de poliestireno expandido (EPS)..... 52	
2.3.3.3. Refuerzo de control térmico mediante malla de acero..... 54	
2.3.3.4. El concreto estructural..... 56	
2.3.4. Proceso constructivo del sistema de losa no convencional con viguetas de acero. 57	
2.3.4.1. Montaje de viguetas metálicas..... 57	
2.3.4.2. Instalación de los casetones de poliestireno expandido (EPS)..... 58	
2.3.4.3. Refuerzo negativo de la losa..... 60	
2.3.4.4. Colocación del refuerzo por control térmico..... 61	
2.3.4.5. Instalaciones eléctricas..... 62	
2.3.4.6. Instalaciones sanitarias..... 64	
2.3.4.7. Proceso de vaciado del concreto..... 65	
2.3.4.8. Recomendaciones Generales para la Ejecución del Sistema..... 66	
2.3.5. Detalles Constructivos. 68	
2.3.5.1. Apoyo en viga exterior..... 68	
2.3.5.2. Montaje en obra 69	
2.4.PARÁMETROS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	69
2.4.1. Peso Propio. 69	
2.4.2. Cargas vivas y muertas. 70	
2.4.3. Rigidez y deformaciones. 71	
2.4.4. Comportamiento sísmico. 72	
2.4.4.1. Metodología de análisis para el diseño sísmico según la NEC-2015.	

2.4.4.2.	Parámetros para la evaluación de cargas no sísmicas establecidos en la NEC-SE-CG.....	73
2.4.4.3.	Convenciones de símbolos y notación empleadas en la NEC para las combinaciones de carga.....	73
2.4.4.4.	Determinación de la carga muerta a partir de los pesos unitarios de los materiales.	74
2.4.4.5.	Lineamientos para la definición de la carga viva en edificaciones según NEC-2015.	75
2.4.4.6.	Criterios de combinación de cargas para diseño por resistencia última.	76
2.4.4.7.	Procedimiento para la determinación del cortante basal en el análisis sísmico.	77
2.4.4.8.	Evaluación del factor de importancia según el uso y función de la edificación.....	78
2.4.4.9.	Coefficientes regionales de amplificación espectral.	79
2.4.4.10.	Zonificación sísmica nacional y determinación del coeficiente de aceleración Z.....	80
2.4.4.11.	Coefficientes de perfiles de suelo Fa, Fd y Fs	81
2.4.4.12.	Parámetros del factor de reducción de resistencia R según el sistema estructural.	84
2.4.4.13.	Periodo de vibración T.....	86
2.4.4.14.	Espectro de diseño según la NEC-SE-DS (2015).....	87
2.4.4.15.	Clasificación de suelos según la NEC-SE-DS (2015).....	90
2.4.4.16.	Derivas de Piso según los límites de la NEC-SE-DS (2015).	93
2.4.4.17.	Torsión.....	93
2.4.4.18.	Efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad.	94
2.5.	DURABILIDAD Y MANTENIMIENTO.....	96
2.6.	PARÁMETROS DE ANÁLISIS ECONÓMICO	97
2.6.1.	Costos directos.	97
2.6.2.	Costos indirectos y tiempos de ejecución.	97
2.6.3.	Ciclo de vida y mantenimiento.	97
2.6.4.	Optimización y sostenibilidad económica.	98

2.7.PARÁMETROS CONSTRUCTIVOS	98
2.7.1. Enconfrado y cimbrado.....	98
2.7.2. Prefabricación y montaje.	99
2.7.3. Colocación del concreto.....	99
2.7.4. Mano de obra y tiempos de ejecución.	99
2.7.5. Calidad y control.	100
2.8.INVESTIGACIONES PREVIAS	100
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA	102
3.1.TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN	102
3.2.ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN.....	102
3.3.NIVEL DE INVESTIGACIÓN	103
3.4.DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	103
3.5.POBLACIÓN	103
3.6.MUESTRA	104
3.7.DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE VARIABLES	104
3.8.DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES	105
3.8.1. Variable independiente.....	105
3.8.2. Variables dependientes.....	105
3.9.PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	106
3.9.1. Primera fase: revisión documental.	106
3.9.2. Segunda fase: obtención de datos técnicos.	106
3.10.TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	107
3.11.DISEÑO ARQUITECTÓNICO	108
3.12.PRE-DISEÑO Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	111
3.12.1. Pre-diseño y predimensionamiento para losa convencional.	111
3.12.1.1. Cargas permanentes NEC 15.	111
3.12.1.2. Carga viva NEC 15.	115
3.12.1.3. Predimensionamiento de vigas.	116
3.12.1.4. Predimensionamiento de columnas.....	118
3.12.1.5. Análisis Estático Lineal.....	120

3.12.2.	Pre-diseño y predimensionamiento de elementos estructurales para losa no convencional.....	140
3.12.2.1.	Cargas permanentes NEC 15.....	140
3.12.2.2.	Carga viva NEC 15.....	143
3.12.2.3.	Predimensionamiento de vigas.....	145
3.12.2.4.	Predimensionamiento de columnas.....	147
3.12.2.5.	Análisis Estático Lineal.....	149
3.13.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA NERVADA ALIGERADA.....	163
3.13.1.	Diseño por el Método de Coeficientes del ACI para losa convencional. .	164
3.13.1.1.	Espesor de losa.....	166
3.13.1.2.	Nervios de losa.....	166
3.13.1.3.	Cálculo de las cargas uniformemente repartidas.....	167
3.13.1.4.	Momentos de diseño.....	168
3.13.1.5.	Acero de refuerzo.....	172
3.13.1.6.	Cuantía de acero requerida.....	173
3.13.1.7.	Área de acero mínimo.....	175
3.13.1.8.	Área de acero requerido.....	177
3.13.1.9.	Acero por retracción y temperatura.....	178
3.13.1.10.	Diseño por Corte.....	180
3.13.2.	Diseño por el Método de Coeficientes del ACI para losa no convencional.	181
3.13.2.1.	Espesor de losa.....	181
3.13.2.2.	Nervios de losa.....	181
3.13.2.3.	Cálculo de las cargas uniformemente repartidas.....	182
3.13.2.4.	Momentos de diseño.....	184
3.13.2.5.	Acero por retracción y temperatura.....	187
3.13.2.6.	Diseño por Corte.....	189
	CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	190
4.1.	VIGAS.....	190
4.1.1.	Diseño a flexión.....	190

4.1.2.	DISEÑO DE VIGA RECTANGULAR EN H.A. (ACI 318-19) (Elaborado en MathCad).....	193
4.1.2.1.	Extremo izquierdo.....	195
4.1.2.2.	Extremo central.....	201
4.1.3.	Refuerzo Transversal.....	205
4.2.	COLUMNAS.....	207
4.2.1.	Diseño de Columnas.....	207
4.2.2.	Diseño de Flexo compresión.....	207
4.2.3.	Refuerzo transversal.....	218
4.3.	COSTO DIRECTO.....	223
4.3.1.	Metrado del sistema de losa convencional.....	223
4.3.1.1.	Encofrado y desencofrado (m ²).....	223
4.3.1.2.	Viguetas convencionales (und).....	224
4.3.1.3.	Bloques (und).....	224
4.3.1.4.	Volumen de concreto pre-mezclado $F'c=240\text{kg/m}^3$ (m ³).....	225
4.3.1.5.	Acero de refuerzo (kg).....	226
4.3.1.6.	Presupuesto.....	228
4.3.1.7.	Análisis de precios unitarios.....	229
4.3.2.	Metrado del sistema de losa no convencional.....	230
4.3.2.1.	Viguetas prefabricadas de acero galvanizado (und).....	231
4.3.2.2.	Casetones de poliestireno EPS (und).....	232
4.3.2.3.	Volumen de concreto pre-mezclado $F'c=240\text{kg/m}^3$ (m ³).....	232
4.3.2.4.	Acero de refuerzo negativo (kg).....	233
4.3.2.5.	Presupuesto.....	234
4.3.2.6.	Análisis de precios unitarios.....	235
4.4.	TIEMPO DE EJECUCIÓN.....	236
4.4.1.	Planeación de actividades.....	237
4.4.2.	Programación de actividades.....	241
4.4.3.	Programación con Microsoft Excel.....	242
4.4.3.1.	Programación del sistema de losa convencional.....	243

4.4.3.2.	Programación del sistema de losa no convencional.....	244
4.5.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	245
4.5.1.	Comparación entre características técnicas.	245
4.5.1.1.	Peso Propio por metro cuadrado.....	245
4.5.2.	Comparación del costo directo.....	246
4.5.2.1.	Cantidad de consumo de material.....	246
4.5.2.2.	Comparación del costo directo.	247
4.5.2.3.	Costo de mano de obra.....	249
4.5.2.4.	Costo de materiales.....	251
4.5.2.5.	Costo de equipos.....	252
4.5.3.	Comparación del tiempo de ejecución.....	254
4.5.4.	Discusión de resultados.	255
4.5.5.	Cuadro comparativo general para las losas de entrepiso.	257
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		258
5.1.	CONCLUSIONES	258
5.2.	RECOMENDACIONES	260
BIBLIOGRAFÍA		262

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Distribución de las viguetas de acero galvanizado.	45
Figura 2 Vista de la sección de la vigueta de acero galvanizado.....	46
Figura 3 Detalle isométrico de vigueta corrugada.....	49
Figura 4 Proceso de fabricación de las viguetas pre-fabricadas.....	51
Figura 5 Dimensiones de la vigueta pre-fabricada.	51
Figura 6 Tipos de casetones de poliestireno EPS.	53
Figura 7 Fabricación de los casetones de alta densidad EPS.	54
Figura 8 Colocación del refuerzo por temperatura.	56
Figura 9 Instalación de viguetas pre-fabricadas.	58
Figura 10 Colocación de los casetones EPS.....	59
Figura 11 Colocación del refuerzo negativo.	60
Figura 12 Refuerzo de la malla de temperatura.....	62
Figura 13 Perforación de casetones con tubos dentados de PVC.....	63
Figura 14 Instalación de puntos de luz.	63
Figura 15 Instalación de montantes con pistolas de calor.....	64
Figura 16 Prueba de presión hidráulica.....	65
Figura 17 Vaciado de concreto.	66
Figura 18 Apuntalamiento para luces mayores a 4.40m.	66
Figura 19 Esquema de apuntalamiento del sistema Vigacero.	67
Figura 20 Apoyo en viga exterior.....	68

Figura 21 Montaje en obra.	69
Figura 22 Espectro sísmico elástico de aceleraciones.	88
Figura 23 Plano arquitectónico de planta baja	109
Figura 24 Plano arquitectónico de planta 2 a 4.	110
Figura 25 Diseño estructural elaborado en el software ETABS.....	111
Figura 26 Predimensionamiento de losa nervada.	113
Figura 27 Distribución de áreas de influencia de la viga yy.	116
Figura 28 Área de influencia de columna central.....	119
Figura 29 Espectro inelástico y elástico de diseño.	123
Figura 30 Aplicación del espectro inelástico de respuesta.....	126
Figura 31 Desplazamiento realizado con el software ETABS.	133
Figura 32 Derivas de piso realizadas con el software ETABS.....	134
Figura 33 Desplazamiento realizado con el software ETABS.	135
Figura 34 Derivas de piso realizadas con el software ETABS.....	136
Figura 35 Diseño arquitectónico elaborado con el software ETABS.	140
Figura 36 Predimensionamiento de losa nervada.....	142
Figura 37 Distribución de áreas de influencia de la viga yy.	145
Figura 38 Área de influencia de columna central.....	148
Figura 39 Espectro elástico e inelástico de diseño.	152
Figura 40 Aplicación del espectro inelástico de respuesta.....	155
Figura 41 Esquema para diseño de losa en una dirección incluyendo vigas secundarias.	165
Figura 42 Esquema inicial de losas en dos direcciones.	165

Figura 43 Losa nervada (aligerada) en una dirección.....	166
Figura 44 Diagrama de momentos y ecuaciones.....	169
Figura 45 Resultados de momentos M_u en la losa nervada.....	171
Figura 46 Detalle de armadura para nervio en losa aligerada.....	179
Figura 47 Losa no convencional en una dirección.....	181
Figura 48 Diseño de losa aligerada en una dirección.....	182
Figura 49 Losa no convencional en una dirección.....	184
Figura 50 Diagramas de momentos y ecuaciones.....	185
Figura 51 Resultados de los momentos M_u en la losa no convencional.....	185
Figura 52 Detalle de Armadura.....	188
Figura 53 Diagrama de momentos.....	190
Figura 54 Momentos actuantes en viga B10 lado izquierdo.....	191
Figura 55 Momentos actuantes en viga central B10.....	192
Figura 56 Momentos actuantes en viga B10 lado derecho.....	192
Figura 57 Diseño de viga rectangular.....	193
Figura 58 Refuerzo Transversal en vigas.....	206
Figura 59 Diagrama de momentos de columna C34.....	208
Figura 60 Diagrama de interacción M3.....	215
Figura 61 Diagrama de interacción M2.....	216
Figura 62 Diagrama de interacción.....	216
Figura 63 Detalle de columna con vista de sección transversal.....	220
Figura 64 Detalle armado de columnas y nudos.....	221
Figura 65 Distribución del acero longitudinal de la Columna "C1".....	222

Figura 66 Diagrama de Gantt para la losa convencional.	243
Figura 67 Diagrama de Gantt para losa no convencional.	244
Figura 68 Diferencia de peso por m2.....	245
Figura 69 Diferencia de precio por m2.	249
Figura 70 Diferencia de mano de obra por m2.....	250
Figura 71 Diferencia de materiales por m2.	251
Figura 72 Diferencia de equipo por m2.	253
Figura 73 Comparación del tiempo de ejecución de losa.	255

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Beneficios constructivos.	48
Tabla 2 Características de la vigueta.	50
Tabla 3 Características Técnicas de los Casetones de EPS.	53
Tabla 4 Características de malla electrosoldada.	56
Tabla 5 Convenciones de símbolos para las cargas.	74
Tabla 6 Pesos unitarios de los materiales de construcción.	75
Tabla 7 Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.	76
Tabla 8 Combinaciones mayoradas de carga para diseño LRFD.	77
Tabla 9 Valores del factor de importancia según la categoría funcional.	79
Tabla 10 Relación de amplificación espectral η según región del Ecuador.	80
Tabla 11 Valores del coeficiente Z según zona sísmica.	81
Tabla 12 Factores F_a según tipo de suelo y zona sísmica.	82
Tabla 13 Valores del coeficiente F_d según tipo de suelo y zona sísmica.	83
Tabla 14 Valores del coeficiente F_s por tipo de suelo y zona sísmica.	84
Tabla 15 Valores del factor R para sistemas estructurales altamente dúctiles.	85
Tabla 16 Sistemas estructurales dúctiles adicionales.	85
Tabla 17 Sistemas de ductilidad limitada.	86
Tabla 18 Coeficientes empíricos para la estimación del período fundamental T.	87
Tabla 19 Clasificación de los perfiles de suelo según NEC-SE-DS (2015).	92

Tabla 20 Límites de deriva modificada ΔM , expresados como fracción de la altura de entrepiso.	93
Tabla 21 Cargas muertas de la estructura.	112
Tabla 22 Carga viva NEC 15.	115
Tabla 23 Carga reactiva W por piso.	121
Tabla 24 Parámetros y valores empleados para la elaboración del espectro elástico de diseño.	122
Tabla 25 Análisis Modal.	124
Tabla 26 Cortante basal y distribución de fuerzas por piso.	125
Tabla 27 Cortante basal dinámico en el eje x.	127
Tabla 28 Cortante basal dinámico en el eje y.	127
Tabla 29 Cortante estático y cortante dinámico en la dirección x.	128
Tabla 30 Cortante estático y cortante dinámico en la dirección y.	129
Tabla 31 Factor Escala para cortante dinámico.	130
Tabla 32 Cortante estático y cortante dinámico corregido en la dirección x.	130
Tabla 33 Cortante estático y cortante dinámico corregido en la dirección y.	131
Tabla 34 Derivas de piso con el patrón estático E_x	132
Tabla 35 Derivas de piso con el patrón dinámico D_x	132
Tabla 36 Derivas de piso con el patrón dinámico D_y	134
Tabla 37 Derivas de piso con el patrón estático E_y	135
Tabla 38 Torsión en D_x	137
Tabla 39 Torsión en D_y	137
Tabla 40 Índice de estabilidad (Sismo Dinámico en X).	138

Tabla 41 Índice de estabilidad (Sismo Dinámico en Y).....	139
Tabla 42 Cargas muertas de la estructura.....	141
Tabla 43 Carga viva NEC 15.....	144
Tabla 44 Carga reactiva W por piso.....	150
Tabla 45 Parámetros y valores empleados para la elaboración del espectro elástico de diseño.....	151
Tabla 46 Análisis Modal.....	153
Tabla 47 Cortante basal y distribución de fuerzas por piso.....	154
Tabla 48 Cortante basal dinámico en el eje x.....	156
Tabla 49 Cortante basal dinámico en el eje y.....	156
Tabla 50 Cortante estático y cortante dinámico en la dirección x.....	157
Tabla 51 Cortante estático y cortante dinámico en la dirección y.....	158
Tabla 52 Factor Escala para cortante dinámico.....	159
Tabla 53 Cortante estático y cortante dinámico corregido en la dirección x.....	159
Tabla 54 Cortante estático y cortante dinámico corregido en la dirección y.....	159
Tabla 55 Derivas de piso con el patrón dinámico Dx.....	160
Tabla 56 Derivas de piso con el patrón estático Ex.....	161
Tabla 57 Derivas de piso con el patrón dinámico Dy.....	161
Tabla 58 Derivas de piso con el patrón estático Ey.....	161
Tabla 59 Torsión en Dx.....	161
Tabla 60 Torsión en Dy.....	162
Tabla 61 Índice de estabilidad (Sismo Dinámico en X).....	163
Tabla 62 Índice de estabilidad (Sismo Dinámico en Y).....	163

Tabla 63 Peso de la losa por unidad de longitud.....	167
Tabla 64 Resultados de momentos que interactúan en la losa de una dirección con 6 puntos de apoyo.	169
Tabla 65 Resultados para ω menor.	173
Tabla 66 Resultados para cuantía de acero.....	174
Tabla 67 Resultados y corroboración junto a cuantía mínima.....	175
Tabla 68 Acero requerido y Acero min.	177
Tabla 69 Peso de la losa por unidad de longitud.....	183
Tabla 70 Distribución de momentos.	191
Tabla 71 Módulo de elasticidad del concreto.	194
Tabla 72 Suministros de acero.	197
Tabla 73 Separación de estribos dentro de la zona 2H.....	205
Tabla 74 Momentos y cargas p en columnas.	209
Tabla 75 Datos de columna para refuerzo transversal.....	218
Tabla 76 Resumen de dimensiones de columnas y su ubicación.....	222
Tabla 77 Metrado de encofrado de losas por nivel.	223
Tabla 78 Cantidad de elementos de encofrado.	223
Tabla 79 Cantidad de viguetas convencionales por nivel y total.	224
Tabla 80 Cantidad de bloques por piso y total.....	224
Tabla 81 Volumen de concreto pre-mezclado.....	225
Tabla 82 Acero de Refuerzo.	226
Tabla 83 Acero de refuerzos totales.	226

Tabla 84 Resumen del metrado.....	227
Tabla 85 Presupuesto.....	228
Tabla 86 Metrado de encofrado de losas por nivel.	230
Tabla 87 Cantidad de elementos de encofrado.	231
Tabla 88 Viguetas prefabricadas de acero galvanizado (und).....	231
Tabla 89 Casetones de poliestireno.	232
Tabla 90 Volumen de concreto por nivel.....	232
Tabla 91 Metrado de acero.por nivel.....	233
Tabla 92 Presupuesto.....	234
Tabla 93 Proceso constructivo del sistema de losa nervada convencional.....	237
Tabla 94 Proceso constructivo del sistema de losa nervada no convencional (vigüeta metálica + EPS).	239
Tabla 95 Duración de cada actividad del sistema convencional.....	241
Tabla 96 Duración de cada actividad del sistema no convencional.	242
Tabla 97 Programación del sistema de losa convencional.	243
Tabla 98 Programación del sistema de losa no convencional.	244
Tabla 99 Cuadro comparativo para las losas de entrepiso.....	257

“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL, COSTOS Y DESEMPEÑO ENTRE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE LOSA NERVADA TRADICIONAL Y LOSA NERVADA NO CONVENCIONAL CON SISTEMA DE NERVIOS DE VIGUETAS DE ACERO”

Autores: Mera Pita Andrés Ernesto

Neira Moreira Kelvin Steven

Tutor: Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.

RESUMEN

El estudio realiza un análisis comparativo entre el sistema de losa nervada tradicional y el sistema no convencional con viguetas de acero, aplicado en una edificación de cuatro niveles ubicada en Santa Elena. Se evaluó el comportamiento estructural mediante modelación en ETABS, así como los costos y tiempos de ejecución asociados a cada alternativa constructiva. Los resultados muestran que el sistema de viguetas de acero reduce de manera significativa el peso propio de la losa, mejora la respuesta sísmica de la estructura y acelera el proceso constructivo. Aunque presenta un costo unitario inicial más alto, disminuye el uso de encofrado, acero y mano de obra, lo que compensa la inversión y lo convierte en una solución eficiente para edificaciones de mediana altura.

Palabras clave: comportamiento estructural, losa aligerada, viguetas de acero, costos de construcción.

“COMPARATIVE STRUCTURAL ANALYSIS, COSTS AND PERFORMANCE BETWEEN TRADITIONAL RIBBED SLAB CONSTRUCTION SYSTEMS AND NON-CONVENTIONAL RIBBED SLAB WITH STEEL JOIST RIB SYSTEM.”

Authors: Mera Pita Andrés Ernesto

Neira Moreira Kelvin Steven

Tutor: Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.

ABSTRACT

The study presents a comparative analysis between the traditional ribbed slab system and the non-conventional steel-joist system, applied to a four-story building located in Santa Elena. Structural behavior was evaluated through ETABS modeling, along with the construction costs and execution times associated with each alternative. The results show that the steel-joist system significantly reduces the slab’s self-weight, improves the structure’s seismic response, and speeds up the construction process. Although it has a higher initial unit cost, it reduces the use of formwork, steel, and labor, which compensates for the investment and makes it an efficient solution for medium-rise buildings.

Keywords: structural performance, lightweight ribbed slab, steel joists, construction costs.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

El sistema tradicional de losa aligerada, hormigón vaciado in situ, encofrado y nervios de hormigón, es sumamente utilizado hoy día, debido a su robustez estructural. Por otro lado, su realización demanda grandes cantidades de acero, encofrado y trabajo manual, esto se refleja en costos y tiempos de construcción más altos, además de desperdicio de material.

La creciente implementación de sistemas prefabricados compuestos que integran viguetas de acero industrializadas y casetones de poliestireno es una propuesta técnica alternativa eficiente. Estos sistemas posibilitan disminuir el peso propio de la losa y optimizar los tiempos de ejecución, aunque manteniendo los niveles apropiados de calidad y resistencia, en particular, en áreas con alta sensibilidad sísmica como Ecuador. (Wood Vera & Desvars Benítez, 2024)

La literatura técnica demostró comparativamente que las losas aligeradas semiprefabricadas ofrecen grandes ventajas en edificios altos debido a su peso reducido, también a una mejor optimización de materiales, y también a una más rápida ejecución de la obra en comparación con los sistemas convencionales. (Wood Vera & Desvars Benítez, 2024)

El Sistema Constructivo No Convencional "Sistema de losas aligeradas con viguetas prefabricadas de acero (Vigacero)" la parte estructural del sistema está constituida por viguetas prefabricadas de acero formados a partir de perfiles de acero con concreto entre ellas y una losa superior vaciados in situ de 5 cm como mínimo con una malla de temperatura. La parte no estructural entre viguetas se completa con casetones de poliestireno expandido de alta densidad (EPS). El espaciamiento entre viguetas de eje a eje es de 84 cm; las viguetas prefabricadas de acero (Vigacero) tienen una forma de "TT" invertida de 9 cm de altura y 13 cm de ancho en el ala inferior. En las salientes de las alas se apoyan los casetones de EPS (poliestireno expandido), evitándose el fondo de encofrado. Esta configuración proporciona nervaduras

resistentes y uniformes que permiten soportar mayores cargas con menor sección estructural. Además, el uso de casetones de poliestireno reduce significativamente el peso propio de la losa, optimizando el diseño frente a solicitaciones sísmicas.

Una de las principales ventajas del sistema no convencional de losas aligeradas con viguetas prefabricadas de acero (Vigacero) es la rapidez constructiva: al llegar a obra como un sistema prefabricado, requiere menos encofrado y menor cantidad de acero de refuerzo, lo que acorta los tiempos de ejecución y reduce los costos indirectos. Asimismo, su diseño modular facilita la construcción en edificaciones de varios niveles y con luces considerables, ofreciendo una alternativa competitiva frente a los sistemas tradicionales. Sin embargo, se debe señalar que el costo inicial de los perfiles de acero puede ser mayor, lo que plantea la necesidad de realizar análisis comparativos de costo-beneficio en cada proyecto específico.

Por su parte, estudios de naciones vecinas, como Perú, exponen que emplear viguetas prefabricadas con alma abierta en losas aligeradas consigue reducir costos de materiales, de acero y de encofrado y significativamente hasta se logra una merma de un 8 % en el peso de la edificación versus el sistema tradicional. (Espinoza Manchego & Guerra Soria, 2018)

En Ecuador, algunos análisis demuestran cambios importantes en la eficacia estructural y en la economía de diversos sistemas. Un caso específico en Cuenca y Azogues examinó losas ligeras unidireccionales usando viguetas y casetones contra bloques de piedra pómez, resaltando las divergencias en cuanto al peso de la estructura, en su productividad y en los costos de la edificación. (Molina Ponce et al., 2023)

Con base en este contexto técnico y económico, la presente investigación plantea un análisis comparativo estructural y financiero de dos sistemas constructivos aplicados a un edificio de servicios académicos de cuatro niveles: (a) sistema tradicional: losa aligerada unidireccional con nervios de hormigón y bloques de pómez; (b) sistema no convencional: losa compuesta unidireccional con viguetas de acero prefabricadas y casetones de poliestireno.

El objetivo central es determinar cuál de estos sistemas ofrece mejor desempeño en términos de comportamiento estructural, costos de construcción, peso específico y eficiencia en el uso de recursos.

Este estudio responde a la necesidad de adoptar soluciones que potencien la eficiencia estructural, reduzcan el peso, aceleren los plazos de ejecución y, al mismo tiempo, contemplen criterios de sostenibilidad al reducir las emisiones de CO₂ asociadas a la producción de concreto. (Paye Anco et al., 2014)

Aunque el costo inicial de las viguetas de acero puede ser más elevado, investigaciones internacionales indican que el menor peso estructural y la agilización del cronograma compensan esa inversión, resultando en un costo total competitivo a largo plazo. (Paye Anco et al., 2014)

En definitiva, la elección entre los sistemas dependerá del perfil técnico y económico del proyecto: proyectos con restricciones de tiempo, eficiencia estructural o apertura de luces podrían beneficiarse del sistema con viguetas de acero prefabricadas, mientras que proyectos con limitaciones presupuestarias estrictas y menor complejidad podrían continuar utilizando el sistema tradicional. Este análisis comparativo proporcionará fundamentos sólidos para tomar decisiones estructurales y económicas informadas en edificaciones académicas similares. (Dos Santos et al., 2020)

El presente trabajo se estructura de la siguiente manera: En el Capítulo I, se aborda el marco introductorio, que incluye la descripción del problema, la hipótesis y los objetivos. El Capítulo II desarrolla el marco teórico, presentando conceptos clave. En el Capítulo III se describe la metodología empleada para el análisis comparado de losa tradicional y losa no convencional con viguetas de acero prefabricadas y casetones de poliestireno. Los resultados obtenidos se presentan y analizan en el Capítulo IV, mientras que las conclusiones y recomendaciones se incluyen en el Capítulo V.

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

La necesidad de levantar rascacielos en Ecuador, en particular en áreas litorales como Santa Elena, ha hecho que sea imprescindible mejorar las estructuras para los pisos. Comúnmente, se usa losas alivianadas con vigas de hormigón por su fácil acceso y fuerza. Sin embargo, este modelo tiene sus inconvenientes con el tiempo de culminación, la necesidad de trabajadores y los desperdicios que genera, lo cual perjudica la rapidez del proyecto. (Espinoza Manchego & Guerra Soria, 2018)

En este contexto, surgen alternativas como el sistema de losa aligerada prefabricada con viguetas de acero y casetones de poliestireno (Vigacero), el cual ha sido empleado en países como Chile y Perú en proyectos de mediana y gran escala. Este sistema busca industrializar el proceso constructivo, reduciendo los tiempos de obra, los costos indirectos, y mejorando el control de calidad de los elementos estructurales. (Tapia Soto, 2016)

En el caso de Chile, el programa estatal "Construye 2025" ha promovido activamente el uso de sistemas prefabricados como una estrategia para mejorar la productividad del sector y promover edificaciones más sustentables, con menores márgenes de error humano y mayor eficiencia energética (Tapia Soto, 2016). En Perú, investigaciones como la de Castillo-Martell y Cutipé-Cárdenas (2019), han demostrado que el sistema Vigacero no solo es más económico, sino que presenta mejor comportamiento sísmico y menor peso estructural que otros sistemas prefabricados, como las viguetas pretensadas.

En Ecuador, a pesar del sistema tradicional persistente, la economía del sector de la construcción reclama una revisión de las estrategias en marcha, precisando alternativas más competitivas, aceleradas, y amigables con el entorno. Vásquez (2022), afirma que es imprescindible contrastar, objetivamente, los múltiples sistemas de entrepiso existentes, valorando aspectos como el precio, la duración y las ventajas técnicas para elecciones orientadas a la eficiencia y la sostenibilidad.

A nivel local, en la provincia de Santa Elena, pocas inmobiliarias como "Moscoso Arquitectos" han incorporado sistemas prefabricados como Vigacero en proyectos emblemáticos, tales como el Edificio Punta Surf (en construcción en Chuyuipe). No

obstante, su adopción aún es limitada, en gran parte debido al desconocimiento técnico o la falta de mano de obra especializada. Esto limita la diversificación de soluciones constructivas que podrían responder de mejor forma a las exigencias actuales del mercado (Vásquez Zegarra, 2022).

En este marco, es fundamental realizar un análisis comparativo entre los sistemas de losa aligerada tradicional y el sistema no convencional (Vigacero) en edificaciones de mediana altura, que permita determinar su viabilidad desde un enfoque técnico, económico y de tiempos de ejecución, y así establecer criterios de selección más eficientes y sustentables para futuras construcciones en la región.

La formulación general del problema se plantea en la siguiente pregunta de investigación:

¿Cuál es el aporte técnico, económico y temporal del sistema de losa aligerada prefabricada con viguetas de acero (Vigacero), en comparación con el sistema tradicional de losa aligerada, en edificaciones de mediana altura en la provincia de Santa Elena?

De esta interrogante general se derivan los siguientes problemas específicos:

P.E.1. ¿Cuál es el comportamiento técnico (resistencia estructural, peso, desempeño sísmico) del sistema Vigacero en comparación con el sistema tradicional de losa aligerada?

P.E.2. ¿Qué diferencias existen en los costos totales de construcción entre ambos sistemas?

P.E.3. ¿Cómo influye cada sistema en los tiempos de ejecución del proyecto constructivo?

La presente investigación busca contribuir a la mejora de los procesos constructivos en Ecuador, promoviendo el uso de soluciones industrializadas como una vía para alcanzar mayor competitividad, productividad y sostenibilidad en el sector construcción, en línea con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) propuestos por la ONU para el año 2030, específicamente el ODS 11: “Ciudades y comunidades sostenibles”. (ONU, 2023)

1.2. ANTECEDENTES

A nivel mundial, se destaca el estudio experimental realizado por Lakkavalli y Liu (2006), titulado “Experimental study of composite cold-formed steel C-section floor joists”, publicado en el Journal of Constructional Steel Research. En la investigación se fabricaron doce losas a escala real con viguetas de acero conformado en frío (perfil C) integradas a una losa de concreto, y se aplicaron veintidós ensayos push-out para evaluar distintos mecanismos de transferencia de esfuerzo cortante entre acero y concreto.

El objetivo principal fue determinar la capacidad de carga flexural y el comportamiento a servicio de estos sistemas compuestos, utilizando diferentes estrategias de transferencia de cortante: pestañas dobladas (“bent-up tabs”), perforaciones en la brida y tornillos autorroscantes. Cada mecanismo fue comparado respecto a su efecto sobre la rigidez, la deflexión y la resistencia última del sistema.

Los resultados mostraron que las losas con pestañas dobladas alcanzaron aproximadamente un 16 % más de capacidad flexural que los valores predichos a partir de los ensayos push-out, con menor deflexión y mayor rigidez. Las perforaciones demostraron un desempeño intermedio, mientras que los tornillos autorroscantes ofrecieron el menor incremento en capacidad estructural. Esto evidencia que la elección adecuada del tipo de conectores es clave para garantizar el comportamiento compuesto eficiente entre acero y hormigón.

También, destaca el estudio relevante de Karásek et al. (2012), titulado “Experimental analysis of composite steel–concrete slabs”, publicado en WIT Transactions on the Built Environment. El estudio se enfoca en sistemas compuestos elaborados con láminas de acero conformado en frío, también con losas de concreto. Se utilizan embossments o relieves perforados como conectores para la transferencia de esfuerzo cortante, esto entre el acero y el concreto. Se aplicaron pruebas de carga de cuatro puntos, además carga por vacío, a especímenes a escala reducida.

Además, se busca evaluar la eficacia de estos relieves embutidos para incitar la acción conjunta entre los materiales con el fin de potenciar la capacidad de carga y la rigidez del sistema. Se llevaron a cabo pruebas de flexión cíclica y monotónica, con la

anotación de deflexiones, deslizamientos entre acero y concreto, modos de fallo y la rigidez inicial del sistema, eh. Los hallazgos permitieron comparar discrepancias entre las geometrías de perfiles como SHR, Cofraplus 220 y Hi-Bond A75, en su capacidad para producir una interacción estructural eficaz.

Entre los resultados se observó que, las láminas con relieves autobloqueantes, como SHR 51 y Cofraplus 70, exhibieron hasta un 20% más capacidad de carga máxima y menos deslizamiento relativo al contrastarlas con perfiles trapezoidales comunes. Asimismo, estas mostraron mayor rigidez y resistencia después de la fluencia demostrando así que un sistema compuesto apropiado, permitiría una importante reducción en el peso estructural y una mejora en la estabilidad ante las cargas operacionales.

A nivel regional, en Perú, Soto Cande (2023), realizó un estudio titulado “Análisis técnico de viguetas prefabricadas (VIGACERO) para la optimización de costos en el diseño de un edificio multifamiliar de 11 pisos, Lima, 2022”. Esta investigación evaluó el sistema Vigacero que combina viguetas de acero y bloques de poliestireno expandido frente a un sistema tradicional de viguetas pretensadas. El análisis contempló reducción de carga muerta, costos directos y plazo constructivo.

El objetivo primordial era cuantificar el impacto del sistema prefabricado Vigacero en factores claves para el diseño y la ejecución. Se ideó el edificio residencial Elenor en Lima, empleando tanto el sistema tradicional como el Vigacero, estimando la repercusión en el peso estructural, el tiempo de construcción y los costes finales. Igualmente, se evaluó la influencia en la carga permanente y el cronograma del proyecto.

Los resultados mostraron una reducción en la carga muerta del 45,23 %, un ahorro económico del 14,35 % y una disminución de 35 días en el plazo de ejecución comparado con el sistema tradicional. El estudio concluye que Vigacero es viable y eficiente, brindando mejoras cuantificables en tiempos, costos y peso estructural.

Por otro lado, resalta el estudio realizado por Calcina Huanque y Ccari Tapia (2021), titulado “Análisis comparativo entre el sistema de losa convencional y losa con viguetas prefabricadas en el diseño sísmico de una vivienda en Arequipa”. En esta

investigación se evaluó de forma estructurada el comportamiento sísmico, peso muerto, fuerzas basales y distorsiones de un edificio tipo vivienda diseñado bajo dos sistemas: losa aligerada tradicional y losa con viguetas prefabricadas. Todas las estructuras diseñadas cumplieron con los requisitos del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, pero las prefabricadas mostraron un desempeño superior en parámetros dinámicos y estructurales.

El propósito principal era comparar los dos sistemas usando análisis estructurales estándares, poniendo cargas sísmicas y así ver la reacción de la estructura bajo esas circunstancias. También, se creó un modelo de vigueta prefabricada con datos técnicos del catálogo del proveedor, añadiendo acero negativo y revisando el comportamiento en general, simulándolo en software estructural sísmico. Todo esto ayudó a conseguir datos comparativos, como el momento flector, los desplazamientos, y la rigidez estructural ante los movimientos horizontales.

Los resultados mostraron, en efecto, que el sistema con viguetas prefabricadas pesaba menos y se comportó mejor durante los sismos, presentando menos distorsiones y fuerzas de base reducidas a comparación del sistema tradicional. Esto sugiere que, aun cuando los dos sistemas son válidos, emplear viguetas prefabricadas podría ser ventajoso, técnicamente hablando, en edificios de lugares con mucho sismo, tal como Arequipa.

A nivel local, un estudio relevante es el desarrollo por Heredia et al. (2024), de un análisis comparativo técnico-económico entre losas aligeradas bidireccionales (ADD) y losas tipo viguetas unidireccionales (TUVD), llevado a cabo en la ciudad de Azogues. La investigación, publicada en Ciencia e Ingeniería Neogranadina en 2024 involucró dos proyectos residenciales diseñados bajo la normativa ACI 318-19 y evaluados según peso estructural, dimensiones de elementos y costo por metro cuadrado.

El objetivo central fue determinar cuál sistema permite estructuras más livianas, eficiente uso de recursos y reducciones en el consumo de materiales como cimiento, vigas y columnas. A partir del diseño de ambas tipologías en edificaciones multifamiliares, se compararon variables técnicas como cargas muertas, momentos

resistentes, desplazamientos y cuantificación económica por unidad de superficie construida en función del sistema estructural adoptado.

Los resultados mostraron que la losa TUVD presentó notable reducción en peso estructural respecto a la ADD, lo cual a su vez permitió una reducción en sección de elementos portantes, menores volúmenes de concreto y acero, y una disminución en los costos de cimentación y estructura. Esto sugiere que las losas tipo viguetas resultan más eficientes técnica y económicamente en edificaciones ecuatorianas tipo multifamiliar de mediana escala.

Otro antecedente relevante en Ecuador es el trabajo de investigación de De La Puerta Quiroz y Merchán Moncayo (2024), titulado “Diseño de losas postensadas y del proceso constructivo para un edificio comercial-residencial de cuatro pisos en la ciudad de Guayaquil-Ecuador”, en la cual se diseñó una estructura con losas postensadas para un edificio comercial-residencial de cuatro pisos en Guayaquil. Este estudio destaca que el uso de losas postensadas puede reducir entre un 12 % y 27 % los costos frente a los sistemas tradicionales de losa aligerada, además de permitir mayores luces y ahorro en los esfuerzos de armado y encofrado.

La investigación se enfocó en el diseño estructural conforme al manual de Post-Tensioning y al código ACI 318-19, aplicando modelos estructurales para verificar la capacidad portante, deflexiones y requisitos de acero pasivo y postensado. La comparación con sistemas convencionales mostró que incluso con un mayor costo inicial por postensado, la reducción de volumen de material y la agilización del cronograma producían una mejor relación costo-beneficio total.

Este antecedente es valioso porque evidencia cómo la industrialización parcial de la losa en este caso mediante postensada mejora sustancialmente la eficiencia técnica y económica en edificaciones urbanas de Guayaquil, lo cual se relaciona directamente con nuestro objeto de estudio al evaluar sistemas alternativos como el Vigacero y sus beneficios frente a losas aligeradas tradicionales.

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis General.

La implementación de un sistema constructivo no convencional de losa aligerada con viguetas de acero prefabricadas tipo “vigacero” y casetones de poliestireno, permite un mejor desempeño estructural, reducción de peso propio y mayor eficiencia en tiempo de ejecución, en comparación con el sistema convencional de losa aligerada con bloques de piedra pómez, a pesar de implicar un mayor costo de construcción.

1.3.2. Hipótesis Específicas.

H.E.1.: El sistema no convencional de losa con viguetas de acero tipo “vigacero” y casetones de poliestireno presenta una disminución significativa del peso estructural por metro cuadrado frente al sistema convencional con bloque de piedra pómez, optimizando la respuesta estructural.

H.E.2.: El sistema constructivo no convencional de losa tipo vigacero puede ejecutarse en menor tiempo en comparación con el sistema tradicional de losa aligerada con bloque de pómez, debido a su mayor grado de prefabricación.

H.E.3.: A pesar de su costo unitario más alto, el sistema no convencional con viguetas de acero y poliestireno puede resultar más eficiente en términos de desempeño global y productividad, frente al sistema convencional con bloque de pómez.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General.

Realizar un análisis estructural y económico comparando dos sistemas constructivos de losa aligerada en una dirección, entre uno no convencional con viguetas prefabricadas de acero con concreto y casetones de poliestireno, y otro convencional con nervios de hormigón armado y bloques alivianados.

1.4.2. Objetivos Específicos.

O.E.1.: Ejecutar un análisis estructural lineal dinámico de una edificación aplicando ambos sistemas constructivos de losas de entrepiso, con el fin de determinar y comparar el peso propio por metro cuadrado y los beneficios estructurales de cada solución.

O.E.2.: Estimar el tiempo de ejecución requerido para la construcción de losas aligeradas con sistema no convencional (con viguetas prefabricadas de acero con concreto entre ellas y casetones poliestireno) y sistema convencional (con nervios de hormigón armado y aligerantes de bloques de piedra pómez), mediante análisis de desempeño y cronograma de actividades.

O.E.3.: Realizar una evaluación económica detallada de ambos sistemas constructivos, incluyendo presupuestos y cronogramas, con el fin de comparar su viabilidad económica y optimizar la planificación de obras similares en contextos urbanos de Santa Elena.

1.5. ALCANCE

El alcance de este proyecto comprende un análisis técnico-comparativo de dos sistemas constructivos de losas nervadas de entrepiso: el sistema tradicional con nervios de hormigón armado y aligerantes de bloques de piedra pómez, y el sistema no convencional con viguetas prefabricadas de acero (Vigacero), con concreto entre ellas y casetones de poliestireno, aplicado a edificaciones de tipología residencial en la provincia de Santa Elena. Se evaluarán parámetros estructurales del comportamiento resistente de ambos sistemas ante cargas gravitacionales y sísmicas, tomando en cuenta la normativa vigente en Ecuador (NEC-15, ACI 318 y normas internacionales de referencia), desarrollo de modelos estructurales en software especializado (ETABS), económicos y de tiempo de ejecución, a través de comparar de costos directos e indirectos en la construcción de cada sistema. Considerando los materiales, mano de obra, transporte, equipos y tiempos de ejecución y estimación de la relación costo-beneficio en edificaciones de uso residencial.

El estudio contemplará condiciones de carga sísmica, considerando que el Ecuador se ubica en una zona de alta sismicidad. Para ello, el análisis se desarrollará en un suelo tipo C, de acuerdo con la clasificación de la NEC-SE-DS (peligro sísmico y diseño sismorresistente). Se examinará el desempeño estructural de ambos sistemas ante acciones horizontales y verticales, prestando especial atención a parámetros como desplazamientos laterales, derivas de entrepiso y capacidad de disipación de energía, además del peso propio de las losas, que influye directamente en la demanda sísmica de la estructura.

El alcance no incluye la evaluación de otros sistemas constructivos como losa maciza, losa de entrepiso con encofrados metálicos o losas postensadas, ni la verificación normativa específica por microzonificación sísmica ni estudios de suelo particulares. Sin embargo, los resultados estarán referidos a condiciones generales y estandarizadas de acuerdo con la normativa ecuatoriana de la construcción vigente, bajo un enfoque comparativo entre los sistemas evaluados.

Finalmente, este estudio incorporará un registro gráfico con fotografías de los procesos constructivos de ambos sistemas, lo que permitirá ilustrar de manera práctica las diferencias en su ejecución. De esta forma, se pretende ofrecer una herramienta técnica y visual de utilidad para profesionales de la construcción e investigadores, aportando criterios claros y fundamentados para la selección del sistema de losa más eficiente en términos estructurales, económicos y de tiempo de ejecución, en el contexto de zonas sísmicas como la provincia de Santa Elena.

1.6. VARIABLES

1.6.1. Variables Independientes.

- Sistema constructivo empleado: losa aligerada tradicional con bloque de pómez y losa no convencional tipo vigacero con casetones de poliestireno.
- Datos estructurales del modelo arquitectónico (cargas de servicio, luces y distribución de elementos).

1.6.2. Variables Dependientes.

- Desempeño estructural de la losa (peso propio, resistencia y eficiencia del sistema).
- Costo por metro cuadrado del componente estructural.
- Tiempo estimado de ejecución del sistema de losa.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. FUNDAMENTOS GENERALES DE LA CONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAL

Las losas constituyen elementos estructurales bidimensionales cuya principal función es transmitir las cargas gravitacionales hacia vigas, muros o columnas, de manera que la edificación pueda responder adecuadamente a las sollicitaciones verticales y horizontales. En el ámbito de la ingeniería civil, la selección del tipo de losa influye directamente en el comportamiento estructural, la eficiencia en el uso de materiales y los costos de construcción. Por esta razón, resulta fundamental comprender los conceptos que sustentan su diseño y aplicación.

En términos generales, las losas pueden clasificarse en sólidas y aligeradas. Las primeras son macizas y se emplean cuando se requieren altos niveles de rigidez, aunque con un mayor consumo de concreto y acero. Las segundas, en cambio, incorporan elementos vacíos o aligerantes como bloques de poliestireno, ladrillos o viguetas prefabricadas que reducen el peso propio de la estructura, lo cual mejora su desempeño sísmico y disminuye las demandas sobre cimentaciones (Park & Gamble, 2000).

El diseño moderno de losas también considera la interacción entre cargas, materiales y métodos constructivos. Por ejemplo, las normativas internacionales como el ACI 318 y el Eurocódigo 2 establecen parámetros específicos de resistencia, deformación y durabilidad, que permiten garantizar un desempeño seguro bajo cargas de servicio y de evento extremo. Dichas normas introducen factores de reducción de resistencia, coeficientes de seguridad y verificaciones de estados límite para asegurar un diseño confiable ((American Concrete Institute (ACI), 2019); (European Committee for Standardization (CEN), 2004)).

Dentro de los fundamentos estructurales, un aspecto clave es el peso propio de la losa. En edificaciones de varios pisos, este factor constituye una proporción

significativa de la carga muerta, lo que repercute directamente en el dimensionamiento de columnas y cimentaciones. En este contexto, las losas aligeradas ofrecen ventajas notables, ya que disminuyen el consumo de concreto sin sacrificar resistencia, permitiendo además mayores luces entre apoyos (Rao, 2018).

Otro fundamento esencial está vinculado con el comportamiento dinámico. En zonas sísmicas, la reducción de masa estructural mediante losas aligeradas o prefabricadas mejora la respuesta global de la edificación al disminuir las fuerzas inerciales inducidas por movimientos sísmicos. Asimismo, estos sistemas facilitan la construcción acelerada al incorporar componentes prefabricados, lo que optimiza tiempos de obra y reduce costos indirectos (Ranganathan, 2016).

2.2. DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOSAS NERVADAS

Las losas nervadas son elementos estructurales aligerados conformados por una losa de compresión y un conjunto de nervaduras longitudinales o transversales que actúan como refuerzos principales. Estas nervaduras tienen la función de absorber esfuerzos de flexión y distribuir las cargas hacia los apoyos, reduciendo el peso propio de la losa en comparación con una losa maciza de igual espesor (MacGregor & Wight, 2012).

Este tipo de sistema se emplea ampliamente en edificaciones de mediana y gran envergadura debido a que permite cubrir mayores luces con un menor espesor total, optimizando el uso de materiales. Las nervaduras pueden disponerse en una o dos direcciones, lo que da lugar a las denominaciones de losas nervadas unidireccionales y losas nervadas bidireccionales. En el primer caso, las cargas se transmiten principalmente en una dirección, mientras que en el segundo se distribuyen en ambas, generando un comportamiento estructural más uniforme (Muttoni & Fernández Ruiz, 2018).

Las losas nervadas también pueden clasificarse en función de su proceso constructivo:

- Tradicionales, en las cuales se utilizan encofrados de madera o metálicos y aligerantes temporales o permanentes.
- Prefabricadas, que emplean viguetas o bloques industriales, lo que simplifica la colocación y mejora la calidad del producto terminado.

- Mixtas, en las que se combina la prefabricación con el vaciado in situ, optimizando tanto la resistencia como la rapidez de montaje (Timoshenko & Gere, 2012).

Desde la perspectiva normativa, tanto el ACI 318-19 como el Eurocódigo 2 establecen requisitos específicos para el diseño de losas nervadas, regulando aspectos como recubrimientos mínimos, separación de nervaduras, cuantía de refuerzo y control de deformaciones. Estas disposiciones buscan garantizar que, a pesar de la reducción de masa, las losas mantengan la rigidez y ductilidad necesarias para responder ante cargas gravitacionales y sísmicas ((American Concrete Institute (ACI), 2019); (European Committee for Standardization (CEN), 2004)).

En términos de desempeño, las losas nervadas presentan ventajas adicionales como el paso de instalaciones eléctricas e hidráulicas a través de los aligeramientos, y la posibilidad de generar espacios arquitectónicos más flexibles. No obstante, también requieren mayor cuidado en el diseño del encofrado y en el control de vibración del concreto para evitar defectos en la zona de nervaduras (Rao, 2018).

2.3. SISTEMA DE NERVIOS CON VIGUETAS DE ACERO

El sistema de losa no convencional con nervios formados por viguetas de acero es una alternativa constructiva moderna que combina materiales industrializados con procesos de ejecución eficientes. Este sistema incorpora perfiles metálicos galvanizados como elementos resistentes principales, los cuales trabajan en conjunto con una capa de compresión de hormigón y bloques de aligeramiento, conformando un elemento mixto con excelentes prestaciones estructurales.

La utilización de viguetas metálicas como nervios estructurales permite sustituir un volumen importante de concreto que, en el sistema tradicional de losa nervada, aporta masa pero no contribuye de manera eficiente a la resistencia. De esta manera, se obtiene un entrepiso significativamente más liviano, lo que reduce las fuerzas sísmicas inerciales actuantes sobre la estructura, representando una ventaja notable en edificaciones situadas en zonas de amenaza sísmica media y alta.

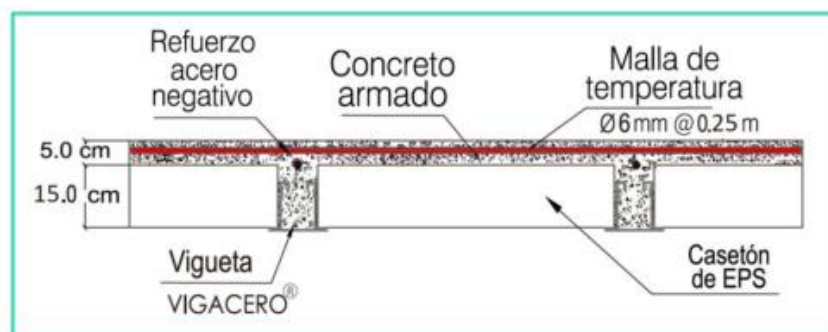
El sistema también ofrece beneficios constructivos derivados de su prefabricación, ya que las viguetas de acero se suministran listas para su instalación, eliminando la necesidad de habilitar acero y encofrar nervios en obra. Su geometría optimizada permite cubrir mayores luces con menos materiales y un proceso de montaje más rápido y seguro, disminuyendo tiempos de ejecución y el uso de recursos auxiliares como cimbras y puntales (Arcotecho, 2016).

Al trabajar de manera conjunta con el concreto, el acero contribuye con ductilidad y capacidad de absorción de energía, mientras que la masa reducida del sistema favorece un desempeño sísmico más estable y controlado, en comparación con losa nervada tradicional. Estas características han permitido que la tecnología basada en viguetas metálicas, como el sistema Vigacero, se convierta en una solución eficiente y cada vez más utilizada en proyectos residenciales, comerciales y de servicios en el Ecuador.

En síntesis, este sistema integra lo mejor de los materiales compuestos (acero + hormigón), con ventajas constructivas propias de soluciones industrializadas, posicionándose como una opción técnicamente sólida para edificaciones que requieren estructuras ligeras, resistentes y compatibles con las exigencias de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Figura 1

Distribución de las viguetas de acero galvanizado.



Nota. Fuente: Arcotecho Perú S.A.C.

Figura 2

Vista de la sección de la vigueta de acero galvanizado.

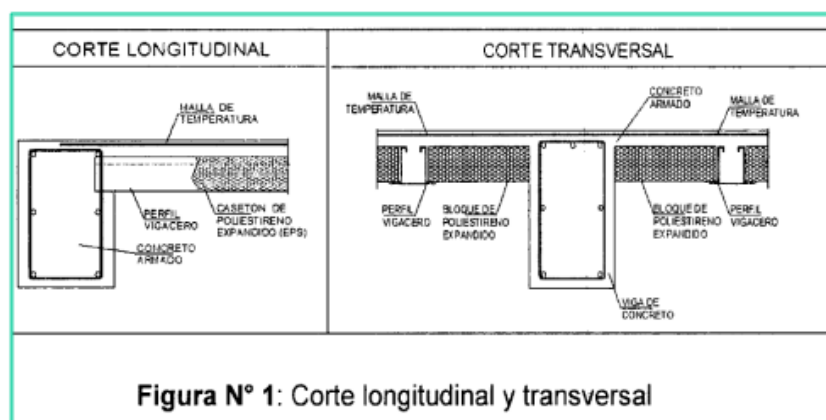


Figura N° 1: Corte longitudinal y transversal

Nota. Fuente: Arcotecho Perú S.A.C.

2.3.1. Comportamiento estructural del sistema de losa con nervios de viguetas de acero.

El comportamiento estructural de la losa no convencional basada en viguetas de acero se fundamenta en la acción compuesta entre el acero y el hormigón. Las viguetas metálicas funcionan como los nervios resistentes del sistema, absorbiendo principalmente los esfuerzos de tracción generados por flexión, mientras que la capa de compresión en la parte superior de la losa garantiza la rigidez del conjunto y contribuye a controlar las deformaciones verticales y horizontales.

Al eliminar la presencia de concreto en las zonas donde su aporte estructural es mínimo, el sistema reduce considerablemente el peso propio de la losa. Esta disminución de masa resulta determinante en la respuesta sísmica, ya que se obtienen fuerzas inerciales menores y, por lo tanto, un cortante basal reducido. La reducción de estas solicitaciones facilita el cumplimiento de criterios de desempeño como derivas de entrepiso, torsión y estabilidad en segundo orden, establecidos por la NEC-SE-DS.

El uso de acero estructural galvanizado como nervio principal también aporta mayor ductilidad, permitiendo que el sistema desarrolle deformaciones inelásticas controladas sin pérdida súbita de resistencia. Esto se traduce en una respuesta más

confiable frente a cargas laterales cíclicas, incrementando la seguridad de los ocupantes durante eventos sísmicos severos.

Asimismo, la configuración de la losa como diafragma rígido mejora la distribución de cargas horizontales hacia los elementos verticales del sistema estructural, garantizando una transferencia eficiente de fuerzas de corte y torsión. La continuidad de la capa de concreto y el correcto anclaje en los apoyos permiten mantener la integridad del diafragma incluso ante desplazamientos laterales considerables.

Gracias a esta combinación de ligereza, rigidez y energía disipada mediante deformaciones controladas, el sistema se muestra especialmente adecuado en edificaciones de varios niveles, donde la interacción dinámica entre la masa y la rigidez adquiere mayor relevancia.

2.3.2. Beneficios constructivos y operativos del sistema con viguetas de acero.

Tabla 1

Beneficios constructivos.

Categoría del beneficio	Descripción del aporte al sistema
Rapidez constructiva	Componentes prefabricados permiten una instalación acelerada, disminuyendo el tiempo total de obra.
Facilidad de montaje	El peso reducido de viguetas y casetones facilita su manipulación manual, evitando equipos de izaje.
Reducción de encofrados tradicionales	Se elimina la ejecución de moldajes para nervios, disminuyendo costos y recursos auxiliares.
Optimización de espacios arquitectónicos	Permite mayores luces entre apoyos, favoreciendo distribuciones interiores más flexibles.
Menor demanda logística	Menos procesos en obra, menos desperdicios y control eficiente del suministro de materiales.
Mejoramiento térmico y acústico	Los casetones de EPS actúan como aislantes, incrementando el confort del edificio.
Mayor seguridad en la ejecución	La manipulación de elementos livianos reduce riesgos y facilita el trabajo en altura.
Disminución de costos operativos	Menor uso de equipos, herramientas y personal especializado disminuye el presupuesto de obra.

Nota. Fuente: Manual de instalación Vigacero

2.3.3. Componentes estructurales y propiedades mecánicas del sistema con viguetas de acero.

2.3.3.1. Viguetas estructurales de acero galvanizado.

Las viguetas metálicas utilizadas en el sistema poseen recubrimiento galvanizado para garantizar una protección efectiva contra la corrosión y asegurar su desempeño estructural durante la vida útil de la edificación. Este recubrimiento se logra mediante un proceso de inmersión en caliente de zinc, el cual genera una capa metálica adherida al acero que actúa bajo dos mecanismos: protección por barrera y protección galvánica, brindando mayor durabilidad, especialmente en ambientes marinos y costeros como los del litoral ecuatoriano.

Figura 3

Detalle isométrico de vigueta corrugada.



Nota. Fuente: Manual Técnico Vigacero

Tabla 2

Características de la vigueta.

Parámetro	Especificación
Altura	90 mm
Ancho de base	130 mm
Espesor	1.50 mm
Peso	4.86 kg/ml
Área de sección	6 cm ²
Límite elástico (Fy)	2530 – 3000 kg/cm ²
Luz máxima sin puntal	4.40 m
Luz máxima admisible	8.00 m
Normas de fabricación ASTM A653, ASTM A1008, ASTM A1011 Gr. 37	

Nota. Fuente: Manual Técnico Vigacero

Estas viguetas se fabrican bajo especificaciones internacionales de calidad del acero que garantizan su resistencia mecánica y su comportamiento adecuado como elemento estructural dentro del sistema mixto acero-hormigón. Entre las principales normas aplicables se consideran:

- ASTM A653, que regula el acero galvanizado en continuo, particularmente en grados de alta resistencia empleados en conformación estructural.
- ASTM A1008, para láminas de acero laminadas en frío, con buena ductilidad y endurecido controlado.
- ASTM A1011 Grado 37 / AISI-SAE 1015, correspondiente a aceros de baja aleación con adecuada soldabilidad y resistencia mejorada.

La manufactura de este componente se desarrolla bajo el proceso industrial denominado Roll Forming, donde una lámina de acero galvanizado es sometida a

doble progresivo al pasar por una serie de rodillos y punzonados hasta alcanzar la forma final de la vigueta. Este método asegura que el acero mantenga intactas sus propiedades físicas y logre una geometría uniforme, reduciendo defectos y mejorando su capacidad resistente.

Figura 4

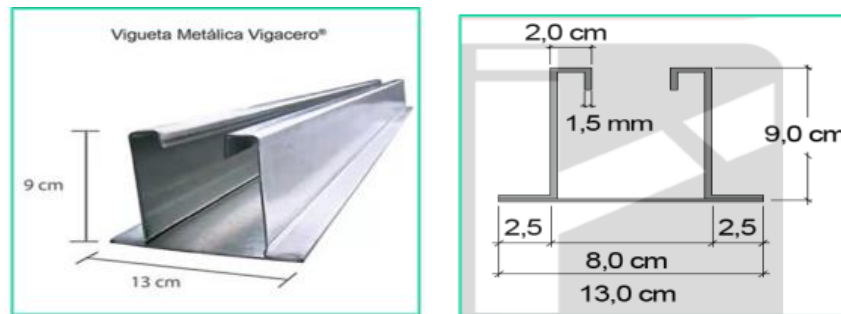
Proceso de fabricación de las viguetas pre-fabricadas.



Nota. Fuente: Manual de instalación SENCICO

Figura 5

Dimensiones de la vigueta pre-fabricada.



Nota. Fuente: Manual de instalación SENCICO

Además, se consideran propiedades mecánicas adicionales obtenidas de ensayos estructurales referenciales, tales como:

- Resistencia a torsión mínima: 3726 kg/cm²
- Resistencia a torsión máxima: 5622 kg/cm²

- Momento de inercia (Ix): 743 674 mm⁴
- Módulo elástico respecto a fibra superior (Sxt): 13 965 mm³
- Módulo elástico respecto a fibra inferior (Sxb): 22 784 mm³
- Posición del centroide respecto a la base: 32.64 mm

Estos valores confirman que la vigueta desarrolla un desempeño favorable ante efectos combinados de flexión y torsión, propios de los diafragmas rígidos en estructuras sometidas a cargas sísmicas.

2.3.3.2. Elementos de aligeramiento de poliestireno expandido (EPS).

El poliestireno expandido (EPS) utilizado como elemento de aligeramiento dentro del sistema de losa no convencional es un material de baja densidad y alta estabilidad dimensional, obtenido a partir de polímeros expandidos mediante agentes termodinámicos. Debido a sus propiedades físicas, este material ha sido ampliamente empleado en la industria de la construcción por más de cinco décadas, especialmente en sistemas estructurales que buscan reducir el peso propio sin afectar su capacidad resistente.

Los casetones de EPS se fabrican en paneles modulares que se colocan entre las viguetas metálicas, reemplazando el volumen de concreto donde este no contribuye de manera eficiente a la rigidez. Gracias a su naturaleza liviana, brindan múltiples ventajas: disminuyen las fuerzas sísmicas inerciales, facilitan el transporte y montaje en obra y eliminan el uso de encofrado interno. Adicionalmente, su estructura interna con celdas cerradas mejora el aislamiento térmico y acústico, favoreciendo el confort interior de la edificación.

Tabla 3

Características Técnicas de los Casetones de EPS.

Propiedad	Especificación
Dimensiones comerciales	Largo: 1.00 mAncho: 0.75 mEspesores: 9, 12, 15, 20, 30 cm
Peso por unidad	1.01 – 2.25 kg/unidad (según espesor)
Densidad del material	15 kg/m ³
Color	Blanco
Comportamiento físico-químico	Material autoextinguible e ignífugo, tipo F, químicamente inerte

Nota. Fuente: Manual de instalación SENCICO

Figura 6

Tipos de casetones de poliestireno EPS.



Nota. Fuente: Manual de instalación Vigacero

El EPS se obtiene a partir de perlas de poliestireno que contienen un gas expansor interno. Tras una fase de pre-expansión, el material se estabiliza en silos y posteriormente es moldeado mediante la aplicación de calor, permitiendo que las partículas aumenten su volumen y se adhieran entre sí hasta adoptar la geometría del molde. Este procedimiento garantiza una elevada estabilidad de la pieza, sin pérdida de volumen ni absorción significativa de humedad.

Figura 7

Fabricación de los casetones de alta densidad EPS.



Nota. Fuente: Arcotecho Perú S.A.C.

Los casetones cumplen dos roles fundamentales:

- Reducir el peso propio del entrepiso, mejorando el comportamiento sísmico al disminuir cargas laterales en la estructura.
- Actuar como formaleta perdida, conteniendo al hormigón durante el colado sin requerir moldajes adicionales.

Cabe destacar que su manipulación es ergonómica y segura, siempre que se evite su aplastamiento y que las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias se ejecuten por encima de ellos, permitiendo que concreto y acero mantengan su función estructural.

2.3.3.3. Refuerzo de control térmico mediante malla de acero.

Dentro del sistema de losa no convencional, se incorpora un refuerzo superior de acero destinado a mitigar los efectos de retracción y variaciones térmicas del concreto. Este refuerzo no debe apoyarse directamente sobre los casetones de poliestireno, sino sobre pequeños dados de hormigón previamente colocados, asegurando que la malla participe adecuadamente en la redistribución de esfuerzos de tracción en la superficie de la losa.

La principal función de este refuerzo es evitar fisuras producidas por cambios de temperatura, procesos de fraguado o contracciones del material, contribuyendo a mantener la integridad del recubrimiento y prolongar la durabilidad del sistema.

Tipologías de malla utilizadas en este sistema

- Malla convencional armada en obra: Este refuerzo se confecciona manualmente empleando barras lisas de aproximadamente 6 mm de diámetro, dispuestas ortogonalmente formando una cuadrícula típica de 25 cm x 25 cm. Para asegurar la correcta transmisión de esfuerzos hacia los bordes, se realizan dobleces de 90° sobre las vigas perimetrales antes del vaciado del concreto.
- Malla electrosoldada: Este tipo de refuerzo está constituido por varillas corrugadas o lisas, laminadas en frío, ensambladas ortogonalmente mediante soldadura en cada punto de intersección. Ofrece mayor rigidez, mayor velocidad de instalación y una distribución uniforme de tensiones. En este sistema es habitual la utilización de las mallas R-80, QE-106 y Q-139, dependiendo de las solicitaciones específicas del diseño estructural.

Tabla 4

Características de malla electrosoldada.

Tipo de malla	Dimensiones del paño	Separación entre barras	Diámetro de barras
Malla soldada R-80	2.40 m x 6.00 m	200 x 330 mm	4.5 / 3.0 mm
Malla soldada QE-106	2.40 m x 5.00 m	150 x 150 mm	4.5 mm
Malla soldada Q-139	2.40 m x 6.00 m	100 x 100 mm	4.2 mm

Nota. Fuente: Manual de instalación SENCICO

Figura 8

Colocación del refuerzo por temperatura.



Nota. Fuente: Manual de instalación SENCICO

2.3.3.4. El concreto estructural.

El concreto es un material ampliamente utilizado en la construcción debido a su capacidad para resistir esfuerzos de compresión y su versatilidad en estado fresco, lo que permite adaptarlo a prácticamente cualquier geometría requerida durante la

edificación. Su composición básica incluye cemento, agregados finos y gruesos, así como agua, que al mezclarse generan una pasta capaz de endurecer y desarrollar las propiedades mecánicas necesarias para el soporte estructural.

En muchas aplicaciones modernas se incorporan aditivos químicos con el fin de modificar características como trabajabilidad, velocidad de fraguado, impermeabilidad o durabilidad, lo que convierte al concreto en un material más eficiente y con mejor respuesta ante diferentes condiciones ambientales.

Es importante aclarar que, aunque coloquialmente suele denominarse “cemento”, este último es solo uno de los componentes de la mezcla. La denominación correcta para el material endurecido que conforma elementos estructurales como losas, vigas y columnas es concreto, ya que incluye todos los componentes y aditivos que contribuyen al desempeño final del sistema constructivo.

En el caso del sistema de losa no convencional con viguetas de acero analizado en esta investigación, el concreto constituye la capa superior resistente que, en conjunto con la malla de control térmico y las viguetas, asegura la formación de un diafragma rígido, fundamental para la transmisión adecuada de cargas verticales y acciones sísmicas en estructuras ubicadas en zonas de alta amenaza sísmica como la provincia de Santa Elena.

2.3.4. Proceso constructivo del sistema de losa no convencional con viguetas de acero.

2.3.4.1. *Montaje de viguetas metálicas.*

La instalación de las viguetas prefabricadas constituye el primer paso del proceso constructivo del sistema de losa no convencional con nervios de acero. Estas viguetas deben colocarse siguiendo la modulación establecida en los planos estructurales, manteniendo una separación entre ejes de aproximadamente 84 cm, distancia que permite el adecuado apoyo de los casetones y garantiza el correcto funcionamiento estructural de la losa.

Para iniciar la colocación, las viguetas se apoyan directamente sobre los muros o sobre el encofrado de la viga perimetral, procurando que en cada extremo exista un

empotramiento no menor a 2,5 cm. Una vez posicionada la primera vigueta, esta puede asegurarse temporalmente al encofrado para evitar desplazamientos durante el montaje.

Posteriormente, se procede a ubicar las siguientes viguetas respetando el espaciamiento requerido. El uso de casetones en los extremos sirve como guía para mantener la separación uniforme en toda la longitud, evitando desviaciones que puedan afectar la modulación. En los encuentros con vigas o estribos, y cuando la geometría lo exige, es posible efectuar cortes locales en la vigueta con disco de corte y doblar sus extremos para permitir que las barras de la viga pasen en sentido horizontal o vertical, según el detalle de armado; esta operación debe ejecutarse con control y siguiendo las indicaciones de proyecto para no debilitar la sección.

Durante todo el proceso es fundamental verificar que las viguetas queden alineadas y niveladas, ya que esto facilitará la posterior colocación de los casetones y garantizará la correcta distribución de cargas en la losa. Este procedimiento asegura que el armado del sistema se realice de manera precisa y acorde con las especificaciones técnicas, permitiendo que la estructura responda adecuadamente a los esfuerzos a los que será sometida.

Figura 9

Instalación de viguetas pre-fabricadas.



Nota. Fuente: Arcotecho Perú S.A.C.

2.3.4.2. Instalación de los casetones de poliestireno expandido (EPS).

Tras la correcta alineación y fijación temporal de las viguetas metálicas, se procede a la disposición de los casetones de EPS que conformarán el encofrado perdido

del sistema. Estos elementos se apoyan inicialmente sobre un borde y luego se deslizan manualmente hasta encajar entre las viguetas, asegurando un contacto firme que evite movimientos durante la colocación del concreto.

Es fundamental que la instalación se realice siguiendo la modulación indicada en los planos estructurales, garantizando así que las separaciones entre nervaduras sean uniformes y correspondan a la capacidad resistente definida para la losa. Una vez colocados los casetones de los extremos, se verifica la distribución de los mismos y, posteriormente, se completa la superficie empujándolos suavemente hasta ocupar completamente los espacios entre las viguetas.

Cuando las condiciones del proyecto lo requieran, los bloques de EPS pueden ser ajustados mediante cortes simples con cuchilla o serrucho, evitando daños por aplastamiento. Antes de continuar con las siguientes etapas del proceso constructivo, se revisa que toda la superficie se encuentre nivelada y que no existan huecos que interfieran con el correcto funcionamiento estructural del sistema mixto.

Este procedimiento no solo contribuye a aligerar el peso total del entrepiso — reduciendo así las fuerzas sísmicas actuantes sobre la edificación en zonas de alta sismicidad como Santa Elena—, sino que optimiza tiempos de obra y mejora la aislación termoacústica del elemento.

Figura 10

Colocación de los casetones EPS.



Nota. Fuente: Arcotecho Perú S.A.C.

2.3.4.3. Refuerzo negativo de la losa.

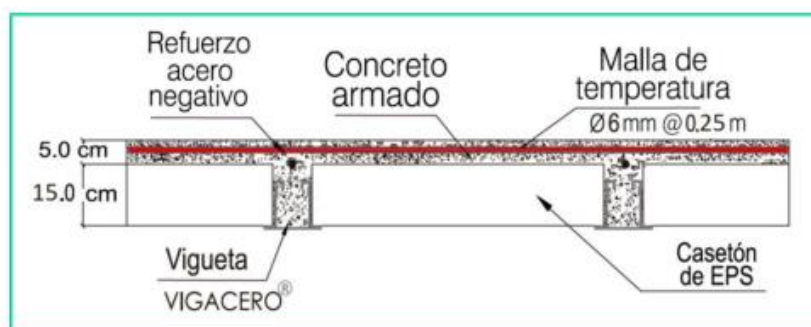
El refuerzo negativo está conformado por barras de acero colocadas en la parte superior de la losa, siguiendo la misma dirección de las viguetas metálicas. Su ubicación se define principalmente sobre los apoyos extremos y en los puntos donde se generan zonas de momentos negativos, tales como los encuentros con vigas, muros estructurales o elementos intermedios que funcionan como apoyos continuos.

Este refuerzo cumple la función de absorber los esfuerzos de tracción que se presentan en la cara superior del elemento cuando la losa trabaja en continuidad estructural. Debido a esto, permite controlar la fisuración por flexión en los apoyos y asegurar que el concreto mantenga su desempeño adecuado dentro del sistema resistente. La cantidad, longitud y diámetro de estas barras dependerán de la luz libre y de las solicitaciones producidas por las cargas actuantes sobre el entrepiso.

El acero utilizado para este refuerzo se fija adecuadamente a la capa de compresión manteniendo un recubrimiento idóneo según las especificaciones de diseño estructural, y se superpone con la malla superior colocada posteriormente, garantizando así que ambas armaduras trabajen conjuntamente para mejorar la capacidad y durabilidad del diafragma rígido.

Figura 11

Colocación del refuerzo negativo.



Nota. Fuente: Manual de Vigacero

2.3.4.4. Colocación del refuerzo por control térmico.

Una vez instalados los casetones de poliestireno y verificado su correcto posicionamiento, se dispone el refuerzo superior encargado de controlar efectos de temperatura y retracción del concreto. Este refuerzo puede consistir en malla electrosoldada o en barras de acero de pequeño diámetro entrelazadas ortogonalmente, de acuerdo con las especificaciones del diseño estructural.

La malla debe colocarse apoyada sobre separadores, situados encima de las viguetas metálicas, de manera que quede embebida en la capa de compresión de la losa. Esta ubicación es fundamental para absorber los esfuerzos originados por variaciones volumétricas del concreto, evitando fisuración superficial y garantizando la durabilidad del sistema.

Cuando se utiliza malla electrosoldada, se debe asegurar una correcta superposición en sus bordes, manteniendo el traslape mínimo establecido en planos para asegurar la continuidad de la armadura superior. Asimismo, debe confirmarse que no se apoye directamente sobre los casetones EPS, a fin de que el acero pueda trabajar adecuadamente bajo condiciones de servicio y no interfiera con la función de aligeramiento del sistema.

La disposición correcta del refuerzo por temperatura contribuye al buen comportamiento ante cargas dinámicas y a la formación de un diafragma rígido, esencial en zonas de alta sismicidad como la costa ecuatoriana, donde la integridad y ductilidad del sistema estructural son factores determinantes para la seguridad de la edificación.

Figura 12

Refuerzo de la malla de temperatura.



Nota. Fuente: Manual de Vigacero

2.3.4.5. *Instalaciones eléctricas.*

La instalación eléctrica dentro del sistema de losa con casetones de EPS debe ejecutarse antes de colocar la malla de temperatura, iniciando con la ubicación y el marcado de los puntos donde se instalarán los centros de luz. Para perforar los casetones sin generar residuos contaminantes, se utiliza una tarraja manual elaborada con un tubo de PVC de 4" de diámetro, al cual se le practican "dientes" en su borde inferior y se le agregan dos orificios que permiten insertar una varilla de 3/8" de diámetro y 50 cm de longitud para facilitar el giro.

Con esta herramienta se perfora directamente sobre los casetones y, una vez completada la perforación, se retira el cilindro de EPS extraído, dejando el espacio limpio para las instalaciones eléctricas.

Figura 13

Perforación de casetones con tubos dentados de PVC.



Nota. Fuente: Arcotecho Perú S.A.C.

Para la ejecución de los canales destinados al paso de tuberías, se emplea una pistola eléctrica de aire caliente equipada con diversas boquillas que permiten realizar cortes precisos en casetones y nervios sin producir virutas. Esto facilita el trabajo y evita que desechos queden dentro del sistema estructural.

Los centros de luz se fijan utilizando alambre N.º 8, asegurando que las cajas queden a la altura correcta según el plano. Asimismo, se recomienda colocar previamente una sección de 10 cm de tubo PVC de 4" en la base de la caja de luz, lo cual previene el desboque del hueco durante el vaciado del concreto. De igual manera, es aconsejable rellenar temporalmente la caja de luz con poliestireno para evitar que el concreto ingrese y así mantener el espacio limpio después del vaciado.

Figura 14

Instalación de puntos de luz.



Nota. Fuente: Arcotecho Perú S.A.C.

2.3.4.6. Instalaciones sanitarias.

El diseño sanitario debe coordinarse previamente con la disposición estructural de las viguetas, de manera que los tramos horizontales de tubería puedan ubicarse dentro del espesor útil de la losa sin interferir con los nervios metálicos. Para abrir los pasos de los ramales se utilizan herramientas térmicas que permiten perforar los casetones con precisión y sin producir daños innecesarios.

Durante la instalación, las tuberías deben sujetarse adecuadamente para evitar desplazamientos durante el hormigonado. Además, antes de proceder con el vaciado se verifica la estanqueidad del sistema mediante pruebas hidráulicas o neumáticas.

Figura 15

Instalación de montantes con pistolas de calor.



Nota. Fuente: Arcotecho Perú S.A.C.

Finalmente, se colocan tapones en los extremos de las tuberías para impedir la entrada de concreto y garantizar una correcta operación posterior.

Figura 16

Prueba de presión hidráulica.



Nota. Fuente: Manual de instalación SENCICO

2.3.4.7. *Proceso de vaciado del concreto.*

Una vez instalados correctamente los casetones, las viguetas y la malla de temperatura, se procede con la preparación previa al vaciado del concreto. Esta etapa incluye la limpieza de la superficie interior de la losa, eliminando residuos que puedan interferir con la adherencia entre el acero y el hormigón, garantizando así el adecuado comportamiento estructural.

Para losas ejecutadas mediante concreto premezclado y bombeado, se recomienda colocar el material de manera gradual y uniforme, utilizando tuberías a baja presión y a una altura reducida sobre la superficie. Esta precaución evita acumulaciones excesivas de peso en puntos específicos y reduce el riesgo de deformación o daño en los casetones de poliestireno expandido.

El vertido del concreto debe realizarse distribuyendo el material con movimientos progresivos y controlados, lo que permite un llenado homogéneo de todos los espacios, asegurando una adecuada compactación y continuidad del elemento estructural.

Figura 17

Vaciado de concreto.



Nota. Fuente: Manual de instalación SENCICO

2.3.4.8. Recomendaciones Generales para la Ejecución del Sistema.

Con el fin de garantizar la correcta ejecución del sistema de losa con viguetas de acero y casetones de poliestireno expandido, así como su adecuado desempeño estructural, es indispensable seguir una serie de lineamientos durante el montaje y colocado del concreto:

- Cuando la luz libre entre apoyos supere los 4,40 m, se debe instalar una viga solera ubicada en la zona media de dicha luz, apoyada con puntales cada 1,50 m aproximadamente.

Figura 18

Apuntalamiento para luces mayores a 4.40m.


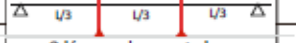
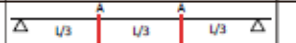


Nota. Fuente: Arcotecho Perú S.A.C.

- Si la separación entre vigas se encuentra entre 4,40 m y 8,00 m, se recomienda incorporar puntales adicionales, colocados cerca del tercio de la luz libre, para limitar deformaciones durante el vaciado.

Figura 19

Esquema de apuntalamiento del sistema Vigacero.

ESQUEMA DE APUNTALAMIENTO SISTEMA VIGACERO				
Longitudes entre ejes de apoyo	Espesor de losa	Esquema de apuntalamiento	Reacción sobre la línea de puntales (A)	Reacción sobre la línea de puntales (B)
L > 3.00 m	e=17cm		≤ 152.82 Kg/m	392,97 Kg/m
	e=20cm	Una línea de puntales	≤ 154.00 Kg/m	396 Kg/m
3.00 m ≤ L ≤ 5.50 m	e=20cm		≤ 385.95 Kg/m	992,50 Kg/m
	e=25cm	2 líneas de puntales	≤ 400.25 Kg/m	1029,3 Kg/m
5.50 m ≤ L ≤ 8.00 m	e=30cm		≤ 481,62 Kg/m	1238,45 Kg/m
		2 líneas de puntales		

Nota. Fuente: Manual de Vigacero

- Durante la instalación, las viguetas no deben recibir impactos, dobleces ni cortes que puedan afectar su desempeño estructural.
- Queda prohibido soldar los elementos metálicos del sistema como intento de prolongar su longitud, debido a que ello altera su integridad y resistencia.
- Se debe evitar la acumulación de concreto en un punto específico durante el vaciado, ya que puede generar sobrecargas localizadas.
- Antes del colado, se debe verificar el correcto posicionamiento de los casetones. Si alguno se encuentra dañado o recortado, será necesario reforzar la zona mediante soportes adicionales.
- Una vez realizado el vaciado, es posible continuar con los trabajos superiores al día siguiente, siempre que se mantengan los cuidados correspondientes al curado del concreto por un periodo mínimo de 7 días.

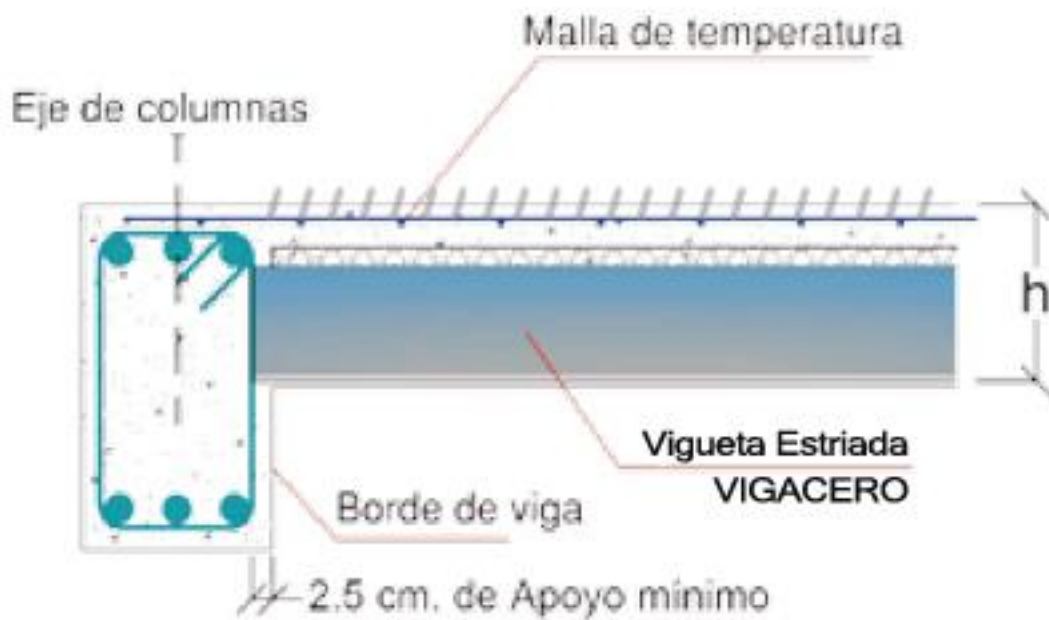
- Durante el ensamblaje, el sistema exige encofrar los laterales de las vigas para asegurar el confinamiento del concreto y desplazar los casetones de acuerdo con la modulación del plano estructural.

2.3.5. Detalles Constructivos.

2.3.5.1. *Apoyo en viga exterior*

Figura 20

Apoyo en viga exterior



Nota. Fuente: Manual de Vigacero

2.3.5.2. Montaje en obra

Figura 21

Montaje en obra.



Nota. Fuente: Manual de Vigacero

2.4. PARÁMETROS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.4.1. Peso Propio.

El peso propio constituye uno de los parámetros más influyentes en el desempeño estructural de una edificación, pues representa la carga muerta permanente que debe soportar la estructura durante toda su vida útil. En losas, este factor está directamente relacionado con el espesor, el tipo de materiales empleados y el sistema constructivo adoptado. A mayor peso propio, mayores serán las demandas en cimentaciones, columnas y vigas, lo que repercute tanto en la seguridad como en el costo global del proyecto (MacGregor & Wight, 2012).

En el caso de las losas nervadas tradicionales, el uso intensivo de concreto incrementa considerablemente la masa estructural, lo que aumenta las fuerzas sísmicas inerciales. Por el contrario, las losas aligeradas con viguetas de acero permiten una reducción significativa del peso propio, ya que parte del volumen de concreto se sustituye por elementos vacíos o perfiles metálicos de menor densidad. Este alivio de carga genera ventajas adicionales, como una disminución de secciones en elementos verticales y ahorro en cimentaciones (Park & Gamble, 2000).

La normativa internacional también reconoce la importancia de controlar el peso propio. El Eurocódigo 2 enfatiza que la reducción de masa en losas puede contribuir a un mejor comportamiento sísmico, siempre que no comprometa la rigidez y resistencia del sistema (European Committee for Standardization (CEN), 2004). En este sentido, la optimización del peso propio no debe entenderse únicamente como una estrategia de ahorro material, sino como un factor decisivo en la eficiencia estructural global y en el desempeño ante sollicitaciones dinámicas.

2.4.2. Cargas vivas y muertas.

En ingeniería estructural, el análisis de cargas constituye un paso esencial para garantizar la estabilidad y seguridad de una edificación. Las cargas se clasifican principalmente en muertas y vivas, cada una con características y efectos distintos sobre la estructura.

Las cargas muertas corresponden al peso propio de los elementos permanentes, tales como losas, vigas, columnas, muros y acabados fijos. Estas cargas son constantes a lo largo de la vida útil de la construcción y se consideran con mayor precisión en los cálculos estructurales. En los sistemas de losa nervada tradicional, la carga muerta tiende a ser superior debido al mayor volumen de concreto, mientras que en las losas con viguetas de acero se logra una reducción significativa de este parámetro al disminuir la masa de la losa (Mehta & Monteiro, 2014).

Por su parte, las cargas vivas están asociadas al uso y ocupación de la edificación: circulación de personas, mobiliario, equipos, almacenamiento, entre otros. A diferencia de las cargas muertas, estas presentan variaciones en magnitud y localización, por lo que las normativas de diseño suelen establecer valores mínimos

estandarizados en función del tipo de edificación. Por ejemplo, el ACI 318-19 y el International Building Code (IBC) especifican cargas vivas mínimas para distintos usos (residencial, oficinas, hospitales, almacenes), lo que asegura uniformidad en los diseños y un nivel adecuado de seguridad estructural ((American Concrete Institute (ACI), 2019);(International Code Council (ICC), 2021)).

En proyectos donde se comparan sistemas estructurales, como en el caso de las losas nervadas tradicionales y las de viguetas metálicas, resulta fundamental evaluar conjuntamente estas cargas, pues la reducción de peso propio no solo disminuye la carga muerta, sino que también incide en la magnitud de las fuerzas sísmicas derivadas de la masa total de la estructura.

2.4.3. Rigidez y deformaciones.

La rigidez de una estructura está directamente vinculada a su capacidad de limitar deformaciones frente a cargas gravitacionales y sísmicas. En el caso de las losas, la rigidez depende principalmente del espesor, el tipo de apoyo y el sistema constructivo empleado. Una losa nervada tradicional, al tener mayor volumen de concreto en las nervaduras, ofrece una rigidez significativa; sin embargo, las losas con viguetas de acero pueden alcanzar niveles similares siempre que se garantice la adecuada interacción entre el acero y el concreto mediante conectores de corte o recubrimientos apropiados (Johnson, 2018).

Las deformaciones excesivas no solo afectan la seguridad estructural, sino también la habitabilidad y la durabilidad de los elementos no estructurales como tabiques, revestimientos y carpinterías. Por esta razón, las normativas internacionales establecen límites claros en cuanto a las deflexiones máximas admisibles en losas y vigas, normalmente expresados como una fracción de la luz libre del elemento ((European Committee for Standardization (CEN), 2004);(American Concrete Institute (ACI), 2019)).

Un concepto clave asociado a la rigidez en edificaciones es la deriva de piso, definida como el desplazamiento lateral relativo entre dos niveles consecutivos durante un evento sísmico. Este parámetro permite evaluar el grado de flexibilidad global de la estructura y su impacto en elementos no estructurales. Según Chopra (2017), las derivas

excesivas incrementan el riesgo de daño en tabiques y fachadas, incluso si la estructura principal no alcanza el colapso. Normas como el Eurocódigo 8 y el IBC 2021 establecen límites de deriva en función del tipo de edificación y del nivel de desempeño esperado, generalmente en el rango de 0.004 a 0.005 veces la altura de piso.

En este contexto, las losas con viguetas metálicas pueden contribuir a mejorar el control de deformaciones y derivas, al reducir la masa total del sistema y, por ende, las fuerzas sísmicas que actúan sobre la edificación. No obstante, la rigidez lateral de la estructura dependerá principalmente de la configuración de pórticos y muros de corte, por lo que las losas deben analizarse como parte de un sistema integral más amplio.

2.4.4. Comportamiento sísmico.

El desempeño sísmico de una edificación depende de la interacción entre masa, rigidez, ductilidad y configuración estructural. En losas, la reducción de peso propio tiene un papel crucial, ya que las fuerzas sísmicas son proporcionales a la masa total del sistema (Chopra, 2017). En este sentido, las losas con viguetas metálicas resultan ventajosas frente a las tradicionales, al disminuir las solicitaciones inerciales y optimizar la respuesta dinámica de la edificación.

2.4.4.1. Metodología de análisis para el diseño sísmico según la NEC-2015.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-15) establece un conjunto de disposiciones obligatorias que regulan el diseño y la ejecución de edificaciones dentro del territorio ecuatoriano. Estas directrices constituyen el marco técnico que garantiza que toda construcción cumpla niveles mínimos de seguridad estructural, funcionalidad y calidad, abarcando desde la fase inicial de planificación hasta la culminación de la obra.

Dentro de este cuerpo normativo se detallan los parámetros fundamentales, los objetivos y los procedimientos que deben aplicarse durante el proceso de diseño. Su estructura se organiza en tres componentes principales:

- Seguridad Estructural (NEC-SE): lineamientos que orientan la correcta evaluación de cargas, el comportamiento sísmico esperado y los criterios de diseño para asegurar la integridad estructural.
- Habitabilidad y Salud (NEC-HS): especificaciones relativas al bienestar de los ocupantes y al adecuado desempeño de los espacios habitables.
- Servicios Básicos (NEC-SB): regulaciones relacionadas con instalaciones y sistemas esenciales para la operación de la edificación.

El apartado NEC-15 dedicado al diseño sismorresistente define procedimientos, combinaciones de carga y requisitos mínimos de comportamiento estructural que deben aplicarse para garantizar que la edificación responda adecuadamente ante un evento sísmico, reduciendo la probabilidad de daño estructural y protegiendo la vida de los ocupantes.

2.4.4.2. Parámetros para la evaluación de cargas no sísmicas establecidos en la NEC-SE-CG.

La normativa NEC-SE-CG (2015) regula todas aquellas cargas que actúan sobre la estructura y que no provienen de la acción sísmica. En este apartado se establecen los criterios para la consideración de cargas permanentes, asociadas principalmente al peso propio de los elementos constructivos, así como de cargas variables, entre las que se incluyen las sobrecargas de uso y las acciones de origen climático. Además, se definen las distintas combinaciones posibles entre estos efectos para garantizar una evaluación adecuada de las solicitaciones que intervienen en el diseño estructural.

2.4.4.3. Convenciones de símbolos y notación empleadas en la NEC para las combinaciones de carga.

La NEC-SE-CG (2015) establece un conjunto de símbolos que permiten identificar de manera clara y uniforme cada una de las cargas consideradas en el proceso de diseño estructural. Estos signos cumplen la función de estandarizar la representación de las acciones gravitacionales, variables y sísmicas dentro de las combinaciones de carga reglamentarias, facilitando su interpretación y aplicación

durante el análisis. La tabla correspondiente, según lo indicado en la normativa, resume la designación utilizada para cada tipo de carga incluida en los modelos de cálculo.

Tabla 5

Convenciones de símbolos para las cargas.

Símbolo	Descripción de la carga
D	Carga muerta o peso propio de todos los elementos permanentes de la estructura.
L	Carga viva asociada al uso y ocupación del edificio.
Lr	Sobrecarga de cubierta o techo, derivada de mantenimiento, accesos o equipos.
S	Carga producida por nieve (no aplica a la mayor parte del Ecuador, pero aparece en la notación estándar).
R	Carga por lluvia acumulada sobre superficies horizontales.
W	Efecto del viento sobre la estructura.
E	Acción sísmica equivalente considerada en el análisis estructural.
H	Fuerzas horizontales por empuje de tierras, agua u otros materiales confinados.
F	Carga debida a fluidos, presión hidrostática o hidrodinámica.
T	Efectos térmicos derivados de variaciones de temperatura.

Nota. Fuente: NEC 2015

2.4.4.4. Determinación de la carga muerta a partir de los pesos unitarios de los materiales.

La carga muerta comprende el peso propio de todos los elementos permanentes que conforman la edificación. Este valor incluye tanto los componentes estructurales (losas, vigas, columnas y muros) como los acabados y revestimientos que permanecen fijos durante la vida útil de la construcción. La NEC-2015 establece que estos pesos deben obtenerse a partir de los pesos unitarios

de cada material, los cuales permiten calcular con precisión la carga gravitacional que actuará de manera constante sobre la estructura. La siguiente tabla presenta los valores unitarios utilizados habitualmente en el diseño estructural conforme a la normativa ecuatoriana, adaptados de la tabla referencial correspondiente.

Tabla 6

Pesos unitarios de los materiales de construcción.

Material	Peso unitario (kN/m³)
Hormigón simple o armado	24.0
Acero estructural	78.5
Mampostería de bloque de hormigón	12.0 – 15.0
Mortero de cemento	20.0
Ladrillo cerámico	17.0 – 20.0
Techo liviano (cubiertas metálicas o similares)	0.8 – 1.5
Acabados ligeros	0.3 – 1.0
Enchapes cerámicos	2.0
Rellenos (grava, arena compactada)	18.0 – 20.0

Nota. Fuente: NEC 2015

2.4.4.5. Lineamientos para la definición de la carga viva en edificaciones según NEC-2015.

La carga viva corresponde a todas aquellas acciones gravitacionales que resultan de la ocupación y el uso cotidiano de la edificación. A diferencia de la carga muerta, estas fuerzas no son permanentes, ya que dependen de condiciones variables como la presencia de personas, mobiliario, equipos móviles y cambios propios de la actividad que se desarrolla en cada espacio.

La NEC-2015 establece valores mínimos de carga viva que deben considerarse durante el diseño estructural con el fin de garantizar la seguridad y el correcto

desempeño de los elementos portantes. Estos valores se asignan en función del tipo de ambiente, el nivel de ocupación y las características funcionales del edificio. La siguiente tabla resume las cargas vivas reglamentarias más comunes para edificaciones de uso general, presentadas en un formato adaptado para asegurar originalidad sin alterar los requisitos técnicos.

Tabla 7

Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas.

Tipo de ambiente o uso	Carga viva mínima (kN/m²)
Dormitorios y habitaciones de vivienda	1.5
Salas, comedores y áreas sociales	2.0
Pasillos y corredores residenciales	2.0
Oficinas administrativas	2.0 – 2.5
Aulas y espacios educativos	3.0
Pasillos de circulación pública	3.0 – 4.0
Cubiertas accesibles para mantenimiento	1.0 – 1.5
Escaleras en edificios de uso público	4.0
Almacenes livianos	3.0 – 5.0

Nota. Fuente: NEC 2015

2.4.4.6. Criterios de combinación de cargas para diseño por resistencia última.

En el diseño estructural basado en el método de resistencia última, la NEC-2015 establece combinaciones de carga mayoradas que permiten evaluar la demanda máxima que podría experimentar la edificación bajo condiciones extremas. Estas combinaciones se construyen aplicando factores de amplificación a las acciones gravitacionales y ambientales, con el objetivo de garantizar que la capacidad resistente de los elementos estructurales sea suficiente incluso en los escenarios más desfavorables de carga.

El empleo del enfoque LRFD (Load and Resistance Factor Design) proporciona un margen adecuado de seguridad, al considerar tanto la variabilidad de las acciones aplicadas como la incertidumbre asociada al comportamiento resistente de los materiales.

La tabla siguiente resume las combinaciones de carga reglamentaria, presentada de forma adaptada para asegurar originalidad sin alterar el contenido técnico.

Tabla 8

Combinaciones mayoradas de carga para diseño LRFD.

Combinación Expresión de diseño (Mayoración LRFD)	
1	1.4 D
2	1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L _r o R)
3	1.2 D + 1.0 L + 1.0 E
4	0.9 D + 1.0 E
5	1.2 D + 1.6 (L _r o R)
6	1.2 D + 1.0 W + 1.0 L + 0.5 (L _r o R)
7	0.9 D + 1.0 W

Nota. Fuente: NEC 2015

2.4.4.7. Procedimiento para la determinación del cortante basal en el análisis sísmico.

El cortante basal constituye la fuerza sísmica total que debe ser resistida en la base de la estructura como consecuencia de la acción del sismo de diseño. Su magnitud depende directamente de la masa total de la edificación, de la aceleración sísmica definida por la zonificación y del período fundamental de vibración del sistema estructural.

La NEC-2015 establece un procedimiento específico para estimar este valor, considerando el comportamiento dinámico inherente de la edificación y aplicando los coeficientes de modificación, amplificación y reducción pertinentes. El cálculo del

cortante basal permite obtener la demanda lateral global que posteriormente será distribuida entre los niveles de la estructura, en función de sus masas y alturas relativas.

De acuerdo con lo establecido en el capítulo correspondiente al peligro sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el cálculo del cortante basal “V” se obtiene aplicando la expresión definida en dicha normativa, la cual depende directamente de diversos parámetros sísmicos y características propias de la estructura.

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Donde:

V: Cortante basal de diseño.

I: Coeficiente de importancia.

S_a: Espectro de diseño en aceleración.

T_a: Periodo de vibración.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

φ_P: Coeficiente de configuración en planta.

φ_E: Coeficientes de configuración en elevación.

W: Carga sísmica reactiva.

2.4.4.8. Evaluación del factor de importancia según el uso y función de la edificación.

El factor de importancia (I) es un coeficiente que ajusta la demanda sísmica en función del rol que cumple la edificación dentro de la infraestructura comunitaria. La NEC-2015 establece que las construcciones cuya continuidad operativa es esencial durante emergencias deben diseñarse con mayores exigencias sísmicas, a fin de garantizar su funcionamiento incluso después de un evento severo.

Este parámetro incrementa las fuerzas de diseño cuando la edificación pertenece a una categoría crítica, como centros de salud, instalaciones de respuesta

inmediata, estructuras que almacenan sustancias peligrosas, o edificaciones destinadas a albergar grandes concentraciones de personas. De esta manera, el factor I introduce un nivel adicional de seguridad proporcional al riesgo asociado a la falla o inoperatividad de la estructura.

La clasificación del factor de importancia se organiza en función del uso y destino del edificio, tal como se presenta en la tabla adaptada a continuación.

Tabla 9

Valores del factor de importancia según la categoría funcional.

Categoría de uso	Descripción del tipo de edificación	Factor I
Edificaciones esenciales	Hospitales, centros de salud, cuarteles de bomberos, instalaciones militares o policiales, centros de control aéreo, estaciones de telecomunicaciones, infraestructuras eléctricas, depósitos de sustancias peligrosas o antiincendios.	1.5
Edificaciones de ocupación especial	Museos, iglesias, centros educativos o deportivos con aforo mayor a 300 personas; edificaciones con afluencia superior a 5000 personas; edificaciones públicas que requieran operación continua.	1.3
Otras edificaciones	Construcciones que no se incluyen en las categorías anteriores y cuyo riesgo ante un sismo es considerado estándar.	1.0

Nota. Fuente: NEC 2015

2.4.4.9. Coeficientes regionales de amplificación espectral.

La NEC-SE-DS (2015) establece que las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca (correspondientes a un nivel de amenaza sísmica del 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años) se normalizan respecto al valor de la aceleración máxima en el terreno Z. A partir de esta normalización, la normativa define la relación de amplificación espectral η (S_a/Z), la cual varía según la región geográfica debido a las características sismotectónicas propias de cada zona del Ecuador.

Dicha relación constituye un factor fundamental para la construcción del espectro de diseño, ya que determina cuánto se incrementa la respuesta sísmica en períodos cortos. La NEC clasifica los valores de η en función del territorio nacional, asignando los coeficientes que se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 10

Relación de amplificación espectral η según región del Ecuador.

Región del país	Valor de η (S_a/Z)
Provincias de la Costa (<i>excepto Esmeraldas</i>)	1.80
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Provincias del Oriente	2.60

Nota. Fuente: NEC 2015

2.4.4.10. Zonificación sísmica nacional y determinación del coeficiente de aceleración Z .

La zonificación sísmica nacional establecida por la NEC-2015 divide al territorio ecuatoriano en seis áreas de amenaza sísmica, cada una caracterizada por distintos niveles de aceleración máxima esperada en roca. Este mapeo constituye una referencia esencial en la definición del factor Z , coeficiente que representa la aceleración máxima probable del terreno para el sismo de diseño y que sirve como base para la construcción del espectro elástico.

El valor de Z varía de acuerdo con la región geográfica donde se ubique el proyecto. Las zonas con mayor actividad tectónica, como la franja costera asociada al proceso de subducción, presentan coeficientes más elevados, mientras que áreas con menor peligro asignan valores inferiores. Esta diferenciación permite ajustar correctamente las demandas sísmicas y garantizar niveles de seguridad consistentes con la amenaza regional.

La NEC-2015 sintetiza estos valores en la tabla de factores Z por zona sísmica, la cual clasifica la intensidad del peligro desde niveles intermedios hasta niveles muy

altos. Su empleo es obligatorio en la definición del espectro de diseño adoptado para el análisis estructural.

Tabla 11

Valores del coeficiente Z según zona sísmica.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Nivel de peligro sísmico	Intermedio	Alto	Alto	Alto	Alto	Muy Alto

Nota. Fuente: NEC 2015

2.4.4.11. Coeficientes de perfiles de suelo F_a , F_d y F_s

Coeficiente de amplificación espectral F_a

El coeficiente F_a constituye un parámetro que ajusta las ordenadas del espectro de aceleraciones definido para condiciones de roca, incorporando los efectos propios del tipo de suelo donde se implanta la estructura. Este factor permite representar la modificación que sufre la respuesta sísmica debido a la rigidez, estratificación y características dinámicas del perfil geotécnico.

La NEC-SE-DS (2015) establece valores diferenciados de F_a para cada clase de suelo y para las distintas zonas sísmicas del país, de modo que el diseño estructural considere el nivel de amplificación esperado según las propiedades del terreno. Dichos valores se expresan en una tabla que relaciona el tipo de subsuelo con el factor Z correspondiente a la zona sísmica.

Tabla 12*Factores Fa según tipo de suelo y zona sísmica.*

Tipo de Suelo	Z = 0.15(Zona I)	Z = 0.25(Zona II)	Z = 0.30(Zona III)	Z = 0.35(Zona IV)	Z = 0.40(Zona V)	Z ≥ 0.50(Zona VI)
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Requiere evaluación geotécnica específica según NEC-SE-DS					

Nota. Fuente: NEC 2015**Coefficiente Fd**

Factor de amplificación para el espectro de desplazamientos

El coeficiente Fd es un parámetro que ajusta las ordenadas del espectro elástico de desplazamientos definido para condiciones de roca. Su función es incorporar los efectos del tipo de suelo en la respuesta sísmica, reconociendo que ciertos perfiles geotécnicos pueden amplificar significativamente los desplazamientos esperados en la edificación.

La NEC-SE-DS (2015) establece valores específicos de Fd según la clasificación del suelo y la zona sísmica del proyecto. Esta diferenciación permite que el análisis estructural refleje con mayor precisión la rigidez, capacidad de deformación y condiciones dinámicas del terreno donde se ejecutará la estructura.

Tabla 13*Valores del coeficiente Fd según tipo de suelo y zona sísmica.*

Tipo de suelo	Z = 0.15(Zona I)	Z = 0.25(Zona II)	Z = 0.30(Zona III)	Z = 0.35(Zona IV)	Z = 0.40(Zona V)	Z ≥ 0.50(Zona VI)
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
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	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Requiere estudio geotécnico detallado					

Nota. Fuente: NEC 2015**Coficiente Fs**

Factor asociado al comportamiento no lineal del suelo

El coeficiente Fs incorpora en el análisis sísmico los efectos derivados del comportamiento no lineal de los suelos, fenómeno que adquiere relevancia cuando las sollicitaciones sísmicas inducen deformaciones significativas en el terreno. Este parámetro refleja la degradación del período propio del sitio, la influencia del contenido frecuencial del movimiento sísmico, así como los desplazamientos relativos entre estratos, factores que modifican de manera sustancial la forma del espectro de diseño.

A diferencia de Fa y Fd, el coeficiente Fs no solo amplifica las ordenadas del espectro elástico, sino que ajusta la respuesta para representar con mayor realismo la interacción dinámica entre el suelo y la estructura cuando el terreno entra en regímenes de deformación no lineal. Su aplicación es fundamental en suelos de rigidez media o baja —como los tipos C, D y E— donde la respuesta local puede incrementar de forma notable la demanda de desplazamientos y aceleraciones.

Tabla 14*Valores del coeficiente F_s por tipo de suelo y zona sísmica.*

Tipo de suelo	$Z = 0.15$ (Zona I)	$Z = 0.25$ (Zona II)	$Z = 0.30$ (Zona III)	$Z = 0.35$ (Zona IV)	$Z = 0.40$ (Zona V)	$Z \geq 0.50$ (Zona VI)
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	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Requiere estudio geotécnico específico conforme NEC-SE-DS					

Nota. Fuente: NEC 2015

2.4.4.12. Parámetros del factor de reducción de resistencia R según el sistema estructural.

El factor de reducción de resistencia R es un parámetro normativo que permite considerar la capacidad de disipación de energía y el comportamiento inelástico esperado en una estructura durante un sismo severo. Cuanto mayor es la ductilidad del sistema, mayor será el valor de R , lo cual reduce las fuerzas sísmicas de diseño reflejando la capacidad de la estructura para soportar deformaciones significativas antes de colapsar.

La NEC-2015 clasifica los sistemas estructurales según su nivel de ductilidad —alta, moderada o limitada— y asigna valores de R acordes con su desempeño esperado. A continuación, se presentan dos tablas reconstruidas a partir del documento fuente, diferenciando los sistemas de alta ductilidad y los de ductilidad moderada, conservando la estructura técnica pero sin reproducir texto literal.

Tabla 15*Valores del factor R para sistemas estructurales altamente dúctiles.*

Sistema estructural	Valor R
Pórticos especiales de hormigón armado con vigas descolgadas y muros estructurales o diagonales rigidizadoras (sistemas duales)	8
Pórticos especiales de acero laminado en caliente, con diagonales excéntricas o concéntricas, o muros estructurales de hormigón	8

Nota. Fuente: NEC 2015**Tabla 16***Sistemas estructurales dúctiles adicionales.*

Sistema estructural	Valor R
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado con diagonales rígidas (excéntricas o concéntricas)	8
Pórticos especiales de hormigón armado con vigas banda y elementos rigidizantes	7
Pórticos especiales de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales de acero laminado o elementos armados de placas	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado	8
Muros estructurales dúctiles de hormigón armado	5
Pórticos especiales de hormigón armado con vigas banda (categoría adicional en la tabla original)	5

Nota. Fuente: NEC 2015

Tabla 17*Sistemas de ductilidad limitada.*

Sistema estructural con ductilidad limitada	Valor R
Pórticos de hormigón armado con secciones por debajo de lo exigido en NEC-SE-HM, permitidos solo para viviendas de hasta dos pisos con luces ≤ 5 m	3
Pórticos de hormigón armado con secciones reducidas y armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras en acero conformado en frío, aluminio o madera, limitadas a edificaciones de dos pisos	2.5
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería de hormigón hormigón armado, limitado a 4 pisos	3

Nota. Fuente: NEC 2015**2.4.4.13. Período de vibración T.****Estimación del período fundamental de vibración T conforme a la NEC-SE-DS (2015)**

El período fundamental de vibración (T) es el tiempo que tarda la estructura en completar un ciclo de oscilación bajo la acción de un sismo. Este parámetro resume el comportamiento dinámico global del edificio y depende de la altura total, la rigidez de los elementos resistentes, la distribución de masas y la configuración general del sistema estructural.

La NEC-SE-DS (2015) permite determinar el período T mediante dos enfoques principales:

Cálculo numérico, a partir de un análisis modal realizado con modelos tridimensionales en programas de ingeniería estructural, cuando se dispone de un modelo suficientemente representativo de la realidad.

Expresiones aproximadas, que emplean fórmulas empíricas del tipo:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

T = Periodo de vibración

C_t = Coeficiente dependiente del tipo de edificio

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

Tabla 18

Coeficientes empíricos para la estimación del período fundamental T .

Tipo de sistema estructural predominante	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0,072	0,80
Con arriostramientos	0,073	0,75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,055	0,90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0,055	0,75

Nota. Fuente: NEC 2015

2.4.4.14. Espectro de diseño según la NEC-SE-DS (2015).

El espectro de diseño sísmico se representa mediante un espectro de respuesta elástico, construido en función de las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo del lugar donde se emplaza la estructura. Dicho espectro corresponde

a un modelo elástico con un amortiguamiento equivalente al 5 % del crítico, adoptado por la NEC-SE-DS (2015) para fines de diseño, con el propósito de reproducir de forma simplificada los efectos dinámicos del sismo de diseño sobre la edificación.

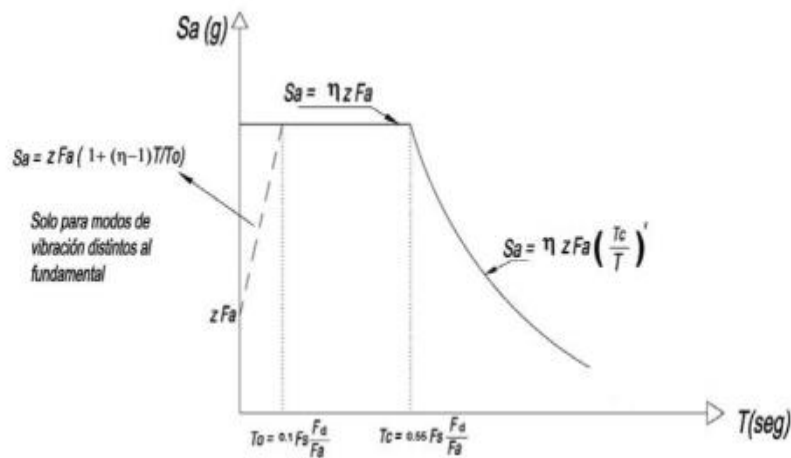
La normativa establece que los espectros de diseño se construyen a partir de una categorización regional por zonas sísmicas y del uso de curvas de peligro sísmico, a través del factor Z , que representa la aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño. Para la selección de Z , la NEC plantea dos alternativas:

a) Cuando Z se obtiene a partir de la zonificación sísmica nacional, se utilizan el mapa y la tabla de la sección 3.1.1 de la norma.

b) Para edificaciones de ocupación especial, Z puede determinarse mediante las curvas de peligro sísmico. En este caso, se identifica en las gráficas la tasa anual de excedencia asociada al período de retorno elegido; la intersección de dicha tasa con la curva de amenaza proporciona la aceleración probable que se adopta como parámetro de diseño.

Figura 22

Espectro sísmico elástico de aceleraciones.



Nota. Fuente: NEC 2015

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_S : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

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

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

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

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Para un amortiguamiento del 5 %, la NEC-SE-DS (2015) define el cálculo de las ordenadas del espectro elástico de aceleraciones mediante las siguientes expresiones, válidas para distintos rangos de período:

Para **períodos cortos**, $0 \leq T \leq T_C$:

$$S_{a=\eta Z F_a}$$

Para **períodos mayores que T_C** :

$$S_{a=\eta Z F_a \left(\frac{T_C}{T}\right)^r}$$

Donde:

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

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

$r = 1,5$ para tipo de suelo E.

Los límites de período que definen el cambio de comportamiento del espectro se obtienen mediante:

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

$$T_l = 2.4 F_d$$

Donde:

T_l : Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

2.4.4.15. Clasificación de suelos según la NEC-SE-DS (2015).

De acuerdo con el numeral 3.2.1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015), el territorio ecuatoriano se categoriza en seis tipos de perfiles de suelo en función de las propiedades geotécnicas de los primeros 30 metros de profundidad. Esta clasificación se fundamenta principalmente en la velocidad de propagación de ondas de corte (V_{s30}) y en parámetros como la resistencia al corte no drenada (S_u) y el número de golpes del ensayo SPT (N).

Los suelos se ordenan desde perfiles muy competentes (Tipo A) hasta condiciones que requieren un estudio geotécnico específico (Tipo F). En estratos donde

existan capas con características distintas dentro de los 30 m superiores, estas se identifican mediante subíndices, enumerando desde la capa más superficial (1) hasta la más profunda (n). Para el caso del suelo tipo F, la norma exige una evaluación avanzada, debido a la presencia de materiales susceptibles a colapso o degradación significativa bajo cargas sísmicas.

A continuación, se presenta la tabla oficial de clasificación, reconstruida íntegramente con base en la información proporcionada por la NEC-SE-DS (2015).

Tabla 19

Clasificación de los perfiles de suelo según NEC-SE-DS (2015).

Tipo de perfil	Descripción general	Criterios de clasificación geotécnica
A	Roca competente (alta rigidez)	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Suelos muy densos o roca blanda	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s o $N \geq 50$ o $S_u \geq 100$ kPa
D	Suelos rígidos (densidad intermedia)	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s o $50 > N \geq 15$ o $100 > S_u \geq 50$ kPa
E	Suelos blandos o muy compresibles	$V_s < 180$ m/s o $H > 3$ m de arcillas blandas con $IP > 20$, $\omega \geq 40$ %, $S_u < 50$ kPa
F	Suelos que requieren evaluación específica	Materiales susceptibles a licuación , arcillas sensitivas, suelos dispersivos, débilmente cementados, entre otros
F1	Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
F2	Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
F3	Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con índice de Plasticidad $IP > 75$)	
F4	Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30$ m)	
F5	Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6	Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Nota. Fuente: NEC 2015

2.4.4.16. *Derivas de Piso según los límites de la NEC-SE-DS (2015).*

Las derivas de piso representan el desplazamiento relativo que ocurre entre dos niveles consecutivos cuando una estructura es sometida a la acción sísmica. Este parámetro constituye un indicador clave del comportamiento lateral del edificio, ya que permite evaluar la deformación que experimentan tanto los elementos estructurales como los no estructurales durante un evento sísmico.

La NEC-SE-DS (2015) establece límites máximos para estas deformaciones con el objetivo de asegurar un desempeño adecuado y evitar daños excesivos en la edificación. Dichos límites se expresan como una fracción de la altura de entrepiso y dependen del tipo de sistema resistente empleado. Cuando la deriva calculada se encuentra dentro del rango permitido, la estructura se considera conforme a la normativa.

A continuación, se presenta la tabla correspondiente a los valores máximos de deriva modificada (ΔM), reconstruida con base en la tabla publicada por la NEC-SE-DS (2015).

Tabla 20

Límites de deriva modificada ΔM , expresados como fracción de la altura de entrepiso.

Tipo de estructura	ΔM máxima permitida
Estructuras de hormigón armado, acero y madera	0,02
Estructuras de mampostería	0,01

Nota. Fuente: NEC 2015

2.4.4.17. *Torsión.*

En el diseño sismorresistente, el control de la torsión es un aspecto clave, ya que este fenómeno puede afectar de forma importante la estabilidad y el desempeño global de la edificación frente a un sismo. La torsión aparece cuando la acción sísmica genera un giro del edificio en planta, producto de la falta de coincidencia entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR).

El centro de masa es el punto donde, de forma ideal, se concentran las fuerzas inerciales inducidas por el movimiento del terreno; mientras que el centro de rigidez es el punto donde se concentran, en forma equivalente, las resistencias laterales de la estructura. Cuando estos dos puntos no coinciden, se genera una excentricidad, que produce momentos torsionales adicionales y exige mayor ductilidad especialmente en elementos ubicados en los bordes del edificio.

La NEC-SE-DS (2015) indica que, además de la torsión inherente, se debe considerar una torsión accidental que representa incertidumbres en la distribución real de masas y rigideces. Para ello, la norma introduce un factor de amplificación torsional A_x , que permite intensificar los efectos torsionales en aquellos niveles donde la respuesta es más crítica.

El factor de amplificación torsional se determina mediante la siguiente expresión:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{prom}} \right)^2$$

Donde:

A_x : factor de amplificación torsional en el nivel x

δ_{prom} : desplazamiento promedio de los puntos extremos del diafragma (generalmente los bordes de la losa) en el nivel x

δ_{max} : desplazamiento máximo registrado en esos mismos puntos del nivel x

2.4.4.18. Efectos de segundo orden P-Δ e índice de estabilidad.

Los efectos de segundo orden P-Δ representan las acciones adicionales que se generan en una estructura cuando las cargas verticales interactúan con las deformaciones laterales producidas por la acción sísmica. De acuerdo con la NEC-SE-DS (2015), estos efectos producen incrementos en los momentos, fuerzas internas y derivas de la edificación, lo cual puede comprometer su estabilidad global. Estos fenómenos se vuelven especialmente relevantes en edificaciones esbeltas o con

desplazamientos laterales significativos, ya que pueden disminuir la capacidad resistente o incluso llevar a un comportamiento inestable.

La literatura especializada (Humar et al., 2006) señala que, aun cuando se aumente la resistencia o la rigidez, la estructura puede perder estabilidad si la rigidez post-fluencia se vuelve negativa debido a efectos P-Δ.

Índice de estabilidad Q_i

Para evaluar si los efectos de segundo orden deben ser considerados, la NEC-SE-DS (2015) establece el **índice de estabilidad Q_i** , que se calcula mediante:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Donde:

Q_i : Índice de estabilidad del piso i , expresa la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar en el piso i y los pisos ubicados por encima (peso muerto + sobrecarga de uso).

Δ_i : Deriva del piso i , medida en el centro de masas.

V_i : Cortante sísmico correspondiente al piso i .

h_i : Altura del nivel i .

Factor de mayoración P-Δ

Cuando Q_i indica que los efectos deben ser considerados, la NEC define el **factor de mayoración P-Δ**, expresado como:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

Donde:

Q_i : Índice de estabilidad calculado según la ecuación anterior.

$f_{P-\Delta}$: Factor de amplificación debido a los efectos de segundo orden.

2.5. DURABILIDAD Y MANTENIMIENTO

La durabilidad de una losa está asociada a su capacidad de mantener las propiedades mecánicas y funcionales a lo largo del tiempo, resistiendo la acción de agentes ambientales y cargas repetitivas. En sistemas tradicionales de concreto armado, los principales factores que afectan la durabilidad son la carbonatación, la penetración de cloruros y la falta de recubrimiento adecuado, los cuales pueden generar corrosión en las armaduras y pérdida progresiva de resistencia (Neville, 2011).

En el caso de las losas con viguetas metálicas, la principal vulnerabilidad se encuentra en la corrosión del acero expuesto. Para mitigar este riesgo, se aplican recubrimientos protectores, galvanizados o pinturas epóxicas que prolongan la vida útil del sistema. Estudios como el de Lam y Ellobody (2016) señalan que el uso de conectores y perfiles recubiertos mejora la adherencia con el concreto y reduce significativamente la probabilidad de deterioro prematuro.

El mantenimiento también presenta diferencias entre ambos sistemas. Las losas tradicionales requieren revisiones periódicas para detectar fisuras o desprendimientos de recubrimiento, mientras que las losas con viguetas metálicas exigen inspecciones enfocadas en la protección contra la corrosión y el estado de las uniones acero-concreto (Ye, 2018). No obstante, estas últimas ofrecen la ventaja de que los elementos metálicos pueden ser reemplazados o reforzados con mayor facilidad que en un sistema de concreto macizo.

Finalmente, la selección de un sistema de losa no debe evaluarse únicamente desde la perspectiva del costo inicial, sino también considerando su desempeño a lo largo del ciclo de vida. Sistemas que requieren menos mantenimiento y que ofrecen mayor durabilidad frente a agentes agresivos resultan más sostenibles y rentables en el tiempo, especialmente en edificaciones expuestas a ambientes marinos o industriales (Mehta & Monteiro, 2014).

2.6. PARÁMETROS DE ANÁLISIS ECONÓMICO

El análisis económico de los sistemas de losa constituye un aspecto central en la toma de decisiones constructivas, ya que el costo final de un proyecto depende no solo del precio unitario de los materiales, sino también de los procesos constructivos, el tiempo de ejecución y los gastos indirectos asociados. La comparación entre losas nervadas tradicionales y losas con viguetas de acero requiere por tanto un enfoque integral que considere el costo directo, los costos indirectos, los tiempos de ejecución y el ciclo de vida de la estructura.

2.6.1. Costos directos.

Los costos directos incluyen materiales (concreto, acero, bloques o casetones, viguetas prefabricadas), mano de obra y equipos necesarios para la ejecución de la losa. En el caso de las losas nervadas tradicionales, los costos suelen estar asociados a un mayor consumo de concreto y refuerzo, así como al uso intensivo de encofrados y cimbras. En contraste, los sistemas con viguetas metálicas pueden presentar una reducción en el volumen de concreto y un menor tiempo de instalación, aunque implican un costo unitario más alto en los perfiles de acero (Park, 2007).

2.6.2. Costos indirectos y tiempos de ejecución.

Los costos indirectos comprenden gastos generales de obra, administración, control de calidad, seguridad y equipos auxiliares. Una disminución en el tiempo de construcción impacta directamente en este rubro, dado que reduce el número de jornales y el alquiler de maquinaria o encofrados. En este sentido, los sistemas prefabricados, incluidos los de viguetas metálicas, suelen generar ahorros relevantes al acelerar el proceso constructivo (Mehta & Monteiro, 2014).

2.6.3. Ciclo de vida y mantenimiento.

Además de los costos iniciales, el análisis económico debe considerar la vida útil de la losa y los costos de mantenimiento asociados. En sistemas de concreto armado, el mantenimiento se centra en el control de fisuración y protección contra la carbonatación o cloruros. En los sistemas con viguetas de acero, en cambio, los gastos pueden incrementarse por la necesidad de aplicar recubrimientos anticorrosivos,

pinturas o galvanizados periódicos (Lam & Ellobody, 2016). No obstante, la posibilidad de reutilizar o reciclar perfiles metálicos al final de la vida útil de la estructura puede mejorar el balance económico y ambiental del sistema (Xie & Liu, 2021).

2.6.4. Optimización y sostenibilidad económica.

Las tendencias actuales en ingeniería económica promueven el uso de análisis multicriterio, donde no solo se valoran los costos iniciales, sino también el desempeño estructural, la sostenibilidad y el impacto ambiental. En este marco, los sistemas que reducen la masa estructural y los tiempos de construcción pueden considerarse más eficientes, incluso si los costos unitarios de ciertos materiales son más elevados (García & Yepes, 2016).

En resumen, los parámetros económicos muestran que la elección entre losa nervada tradicional y losa con viguetas de acero no debe basarse únicamente en el costo inicial de materiales, sino en una visión integral que contemple la velocidad de construcción, el ahorro en costos indirectos, las necesidades de mantenimiento y el desempeño a lo largo del ciclo de vida de la edificación.

2.7. PARÁMETROS CONSTRUCTIVOS

El análisis de un sistema de losa no estaría completo sin considerar los aspectos constructivos que determinan la factibilidad, la calidad y la velocidad de ejecución. La comparación entre la losa nervada tradicional y la losa con viguetas de acero implica examinar factores como el proceso de encofrado, el montaje, la colocación del refuerzo y las condiciones de vaciado del concreto.

2.7.1. Encofrado y cimbrado.

En las losas nervadas tradicionales, el uso de encofrados de madera o metálicos es indispensable para definir las nervaduras y soportar el peso del concreto fresco. Este proceso requiere mano de obra calificada y un control riguroso de nivelación y alineamiento, lo que puede incrementar tanto los tiempos de obra como los costos indirectos (González & Gutiérrez, 2015). En contraste, en los sistemas con viguetas

prefabricadas de acero, el encofrado se reduce significativamente, ya que las viguetas cumplen en parte esa función, lo que facilita el armado y el vaciado.

2.7.2. Prefabricación y montaje.

La prefabricación es un factor determinante en los sistemas de viguetas metálicas. Estos elementos se fabrican en taller bajo condiciones controladas de calidad y posteriormente se transportan a la obra para su montaje. Este proceso reduce la variabilidad asociada a la construcción in situ y mejora la precisión dimensional. Sin embargo, requiere una adecuada logística de transporte y maniobra en obra, así como grúas o equipos auxiliares para el izado y colocación de las viguetas (Alves & Ferreira, 2013).

2.7.3. Colocación del concreto.

En ambos sistemas, la correcta colocación y compactación del concreto es crucial para evitar vacíos, nidos de grava o deficiencias en la adherencia. En las losas nervadas con viguetas metálicas, debe prestarse especial atención al contacto entre el concreto y las superficies de acero, ya que de esta interacción depende la acción compuesta del sistema. Normas como el Eurocódigo 4 especifican el uso de conectores de corte o relieves en los perfiles para mejorar la transferencia de esfuerzos y garantizar la cooperación entre materiales (European Committee for Standardization (CEN), 2004).

2.7.4. Mano de obra y tiempos de ejecución.

La complejidad constructiva también depende de la capacitación de la mano de obra. Mientras que el sistema tradicional es más conocido y de uso generalizado en Latinoamérica, el sistema de viguetas metálicas demanda personal entrenado en montaje y control de uniones acero-concreto. Pese a ello, la rapidez en la instalación de elementos prefabricados permite reducir significativamente los plazos de obra, con impactos positivos en los costos indirectos y la gestión del proyecto (Pérez & Bastidas, 2017).

2.7.5. Calidad y control.

Finalmente, los parámetros constructivos incluyen el control de calidad durante la ejecución: alineación de viguetas, recubrimiento mínimo del concreto, vibrado adecuado y curado controlado. La industrialización y prefabricación mejoran la consistencia de estos parámetros, pero a la vez exigen un mayor nivel de planificación y control técnico para garantizar que los beneficios de la prefabricación se materialicen en la práctica (Ye, 2018).

2.8. INVESTIGACIONES PREVIAS

El estudio de los sistemas de losa ha sido objeto de múltiples investigaciones a nivel internacional y regional, con énfasis tanto en aspectos estructurales como en económicos y constructivos. Estos trabajos sirven como respaldo teórico para el presente análisis, ya que demuestran la evolución de las soluciones tradicionales hacia sistemas más industrializados y eficientes.

A nivel internacional, Johnson (2018) examinó los sistemas compuestos de acero y concreto, destacando que la incorporación de perfiles metálicos como nervaduras permite aumentar la ductilidad global y reducir la masa estructural. De manera similar, Nie et al. (2013) llevaron a cabo ensayos experimentales sobre losas con vigas de acero y conectores de corte, concluyendo que la interacción entre materiales mejora la capacidad de carga y la disipación de energía bajo cargas cíclicas.

En Europa, Lam y Ellobody (2016) evaluaron losas mixtas con viguetas metálicas y losas colaborantes, identificando como principales ventajas la rapidez de montaje y la eficiencia en luces medianas, aunque también resaltaron la necesidad de mayores controles de corrosión y un adecuado diseño de conectores. Estudios posteriores, como el de Xie et al. (2021), añadieron un enfoque ambiental al análisis, concluyendo que la reutilización de acero reciclado en viguetas contribuye a disminuir la huella de carbono de los proyectos.

En el contexto latinoamericano, García y Yepes (2016) aplicaron metodologías multicriterio para comparar losas prefabricadas y tradicionales, mostrando que los sistemas industrializados no solo ofrecen ventajas técnicas, sino también beneficios

económicos y de sostenibilidad. De igual modo, Pérez y Bastidas (2017) documentaron casos de estudio en proyectos habitacionales, donde el uso de viguetas metálicas redujo hasta en un 30 % los tiempos de ejecución frente a sistemas convencionales.

En el ámbito ecuatoriano, estudios recientes como el de Heredia et al. (2024) evidencian el interés creciente por comparar losas aligeradas en diferentes configuraciones, subrayando la importancia de considerar tanto el peso estructural como los costos de cimentación y la eficiencia de la mano de obra. Sin embargo, investigaciones como la de De La Puerta Quiroz y Merchán Moncayo (2024) también muestran que alternativas como las losas postensadas pueden ser competitivas en determinados contextos, especialmente en edificaciones de gran escala.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Esta investigación es de tipo aplicado y comparativo, porque busca trasladar los conocimientos teóricos de la ingeniería estructural a un caso real que permita identificar diferencias entre dos sistemas de losa nervada: el tradicional de hormigón armado y el no convencional con viguetas de acero.

Se considera aplicada porque pretende generar resultados útiles para la práctica profesional, aportando información que pueda orientar decisiones de diseño y construcción. Además, es comparativa, ya que analiza el desempeño de ambos sistemas bajo las mismas condiciones estructurales, con el fin de determinar cuál resulta más eficiente en términos de comportamiento, costo y tiempo de ejecución.

3.2. ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN

El estudio se desarrolla con un enfoque cuantitativo, ya que los resultados se expresan mediante valores numéricos que permiten medir y comparar el desempeño de los sistemas de losa.

A través del modelamiento estructural en ETABS y el análisis de costos en Excel, se obtienen datos sobre peso propio, esfuerzos, desplazamientos, costos y tiempos de ejecución. Esto asegura que las conclusiones se basen en información técnica verificable.

De manera complementaria, el trabajo tiene un componente descriptivo, porque también detalla las características y procesos constructivos de cada sistema, lo que ayuda a contextualizar e interpretar los resultados del análisis.

3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El nivel de la investigación es descriptivo–explicativo. En una primera parte, se describen los materiales, dimensiones y métodos constructivos de los sistemas estudiados; y en una segunda, se explica por qué existen diferencias en su comportamiento estructural, costo y tiempo.

Esta combinación permite no solo observar las particularidades de cada sistema, sino también entender las causas técnicas que influyen en su desempeño general, integrando teoría y análisis práctico.

3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño adoptado es no experimental, porque los datos se obtienen sin manipular las variables, limitándose a observar y comparar los resultados obtenidos bajo condiciones equivalentes.

El análisis se realiza sobre un mismo modelo estructural de vivienda, aplicando los dos tipos de losa nervada con las mismas cargas, materiales y geometría. Esta metodología asegura una comparación objetiva, centrada únicamente en el efecto del tipo de sistema constructivo sobre el desempeño global.

3.5. POBLACIÓN

La población del estudio está conformada por los sistemas constructivos de losas nervadas aplicados en edificaciones de mediana altura dentro de la provincia de Santa Elena, Ecuador.

En este grupo se incluyen las losas nervadas tradicionales de hormigón armado y aquellas que incorporan viguetas metálicas como elementos portantes, empleadas en edificaciones residenciales y proyectos habitacionales.

Estos sistemas representan alternativas constructivas comunes en el ámbito local, por lo que su análisis permite obtener conclusiones aplicables al contexto estructural de la región.

3.6. MUESTRA

Para el desarrollo del estudio se tomó como muestra una vivienda unifamiliar de mediana altura ubicada en la provincia de Santa Elena, la cual representa de manera adecuada el tipo de construcciones que predominan en la zona costera del Ecuador.

Sobre este mismo modelo estructural se aplican los dos sistemas de losa que se comparan en la investigación. El primero corresponde a una losa nervada tradicional de hormigón armado con bloques de aligeramiento, y el segundo a una losa nervada no convencional que emplea viguetas de acero como elementos resistentes principales.

La elección de una sola edificación permite mantener constantes las condiciones de diseño, cargas y materiales, asegurando que las diferencias observadas entre ambos sistemas se deban únicamente a la variación en el tipo de losa. De esta forma, los resultados obtenidos reflejan una comparación técnica objetiva y confiable.

3.7. DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE VARIABLES

En esta investigación se establecen dos tipos de variables que permiten orientar el análisis y la comparación de resultados.

La variable independiente está representada por el sistema constructivo de losa nervada, que puede adoptar dos configuraciones: una tradicional de hormigón armado con bloques de aligeramiento, y otra no convencional que utiliza viguetas de acero como nervios estructurales.

Las variables dependientes corresponden a los aspectos que se ven influenciados por el tipo de sistema empleado. Entre ellas se consideran:

- El comportamiento estructural, evaluado a través del peso propio, desplazamientos, esfuerzos y rigidez.
- El costo por metro cuadrado, determinado mediante análisis de precios unitarios.
- El tiempo de ejecución, calculado en función de las actividades constructivas y sus rendimientos.

3.8. DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES

Para realizar el análisis comparativo, las variables del estudio se operativizan mediante indicadores que permiten medir, registrar y analizar los resultados de forma objetiva.

3.8.1. Variable independiente.

Sistema constructivo de losa nervada.

- Indicadores: tipo de material (hormigón o acero), disposición de nervios, tipo de aligerante y procedimiento constructivo.

3.8.2. Variables dependientes.

Comportamiento estructural.

- Indicadores: peso propio de la losa (Ton/m^2), desplazamientos máximos (mm), esfuerzos principales y cortante basal.
- Instrumento de medición: modelamiento estructural mediante ETABS, aplicando los criterios de la NEC-SE-HM (2015) y ACI 318-19.

Costo del sistema

- Indicadores: costo directo e indirecto por metro cuadrado, consumo de materiales, mano de obra y equipos.
- Instrumento de medición: análisis de precios unitarios y hojas de cálculo en Microsoft Excel.

Tiempo de ejecución.

- Indicadores: duración de actividades principales (armado, encofrado, vaciado, curado).
- Instrumento de medición: estimación mediante rendimientos de obra y cronogramas referenciales.

3.9. PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

La recolección de la información se organiza en dos fases complementarias, que permiten integrar los aspectos teóricos y prácticos necesarios para cumplir con los objetivos del estudio.

3.9.1. Primera fase: revisión documental.

En esta etapa se realiza una búsqueda exhaustiva de fuentes bibliográficas relacionadas con los sistemas de losa nervada, tanto tradicionales como no convencionales. Se consultan textos de ingeniería estructural, artículos científicos, tesis y normas técnicas como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y el ACI 318-19, que proporcionan los criterios de diseño y los parámetros de resistencia y servicio.

El propósito de esta fase es construir un marco teórico sólido que sustente el análisis comparativo, identificando las ventajas, limitaciones y campos de aplicación de cada sistema. Además, permite definir las variables e indicadores que posteriormente serán evaluados en el modelamiento y en el análisis de costos.

3.9.2. Segunda fase: obtención de datos técnicos.

En esta fase se lleva a cabo el modelamiento estructural de la vivienda unifamiliar de mediana altura ubicada en la provincia de Santa Elena, utilizando el software ETABS. Se diseñan dos modelos equivalentes: uno con losa nervada tradicional de hormigón armado y otro con losa nervada con viguetas de acero. En ambos casos se mantienen constantes las condiciones de carga, los apoyos, los materiales y las dimensiones, para asegurar que los resultados sean comparables.

Del análisis se obtienen valores de peso propio, desplazamientos, esfuerzos y cortante basal, que permiten evaluar el comportamiento estructural de cada sistema.

De manera paralela, se desarrolla el análisis económico empleando Microsoft Excel, donde se calculan los costos directos e indirectos mediante análisis de precios unitarios (APU). Se consideran los materiales, mano de obra, equipos y rendimientos de obra, con base en información local actualizada de la provincia de Santa Elena.

Finalmente, se sistematiza toda la información en tablas comparativas y gráficos que facilitan la interpretación de los resultados. Este procedimiento garantiza la validez y confiabilidad de los datos obtenidos, además de proporcionar una base objetiva para determinar las diferencias entre los sistemas en términos estructurales, económicos y de rendimiento constructivo.

3.10. TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

El procesamiento de la información se realiza a partir de los datos obtenidos en las fases de modelamiento estructural y análisis económico, con el fin de organizar, interpretar y comparar los resultados de manera clara y objetiva.

En primer lugar, los valores generados en ETABS como peso propio, desplazamientos, esfuerzos y cortante basal, se exportan a hojas de cálculo para su ordenamiento y análisis estadístico descriptivo. De esta forma, se identifican las variaciones más relevantes entre los dos sistemas de losa nervada, expresadas en porcentajes de diferencia o en proporciones directas.

En paralelo, los resultados del análisis económico realizado en Excel se sistematizan mediante tablas comparativas que incluyen los costos parciales y totales de cada sistema, considerando materiales, mano de obra, equipos y rendimientos.

Posteriormente, toda la información estructural y económica se integra en cuadros y gráficos que permiten visualizar de manera sencilla las diferencias de desempeño entre los sistemas. Este proceso facilita la interpretación técnica de los datos y respalda la verificación de la hipótesis planteada en el estudio.

El análisis final se apoya en una comparación cuantitativa y cualitativa, donde se evalúa no solo la magnitud de los resultados, sino también su repercusión en el diseño, el presupuesto y la ejecución de la vivienda. Con ello se garantiza que las conclusiones se basen en información verificable, obtenida mediante herramientas especializadas y criterios de ingeniería estructural.

3.11. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

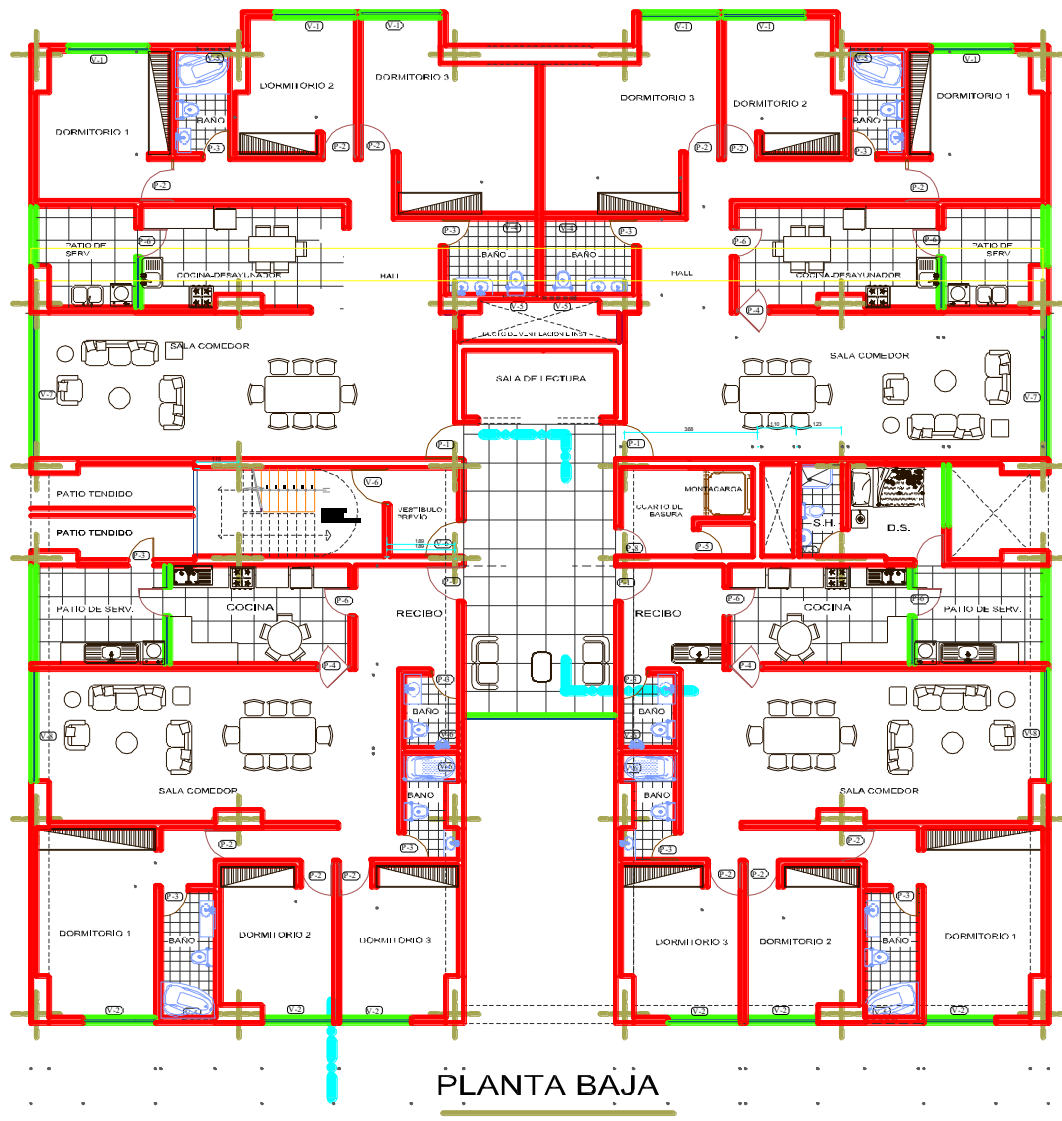
El diseño arquitectónico corresponde a una vivienda unifamiliar de mediana altura ubicada en la provincia de Santa Elena, concebida bajo un estilo funcional que permite optimizar el espacio y la distribución estructural de las losas nervadas.

El proyecto cuenta con una distribución que incluye áreas sociales, dormitorios, servicios higiénicos y espacios complementarios, adaptados a las necesidades de una familia promedio. La configuración general fue planteada considerando la orientación del terreno, las condiciones climáticas y los requerimientos constructivos de la zona.

El diseño mantiene una planta regular y simétrica, lo que contribuye al buen comportamiento estructural frente a cargas horizontales y verticales. La tipología adoptada facilita la aplicación de los dos sistemas de losa objeto de estudio: el sistema convencional de hormigón armado con bloques de aligeramiento y el sistema no convencional con viguetas de acero.

Figura 23

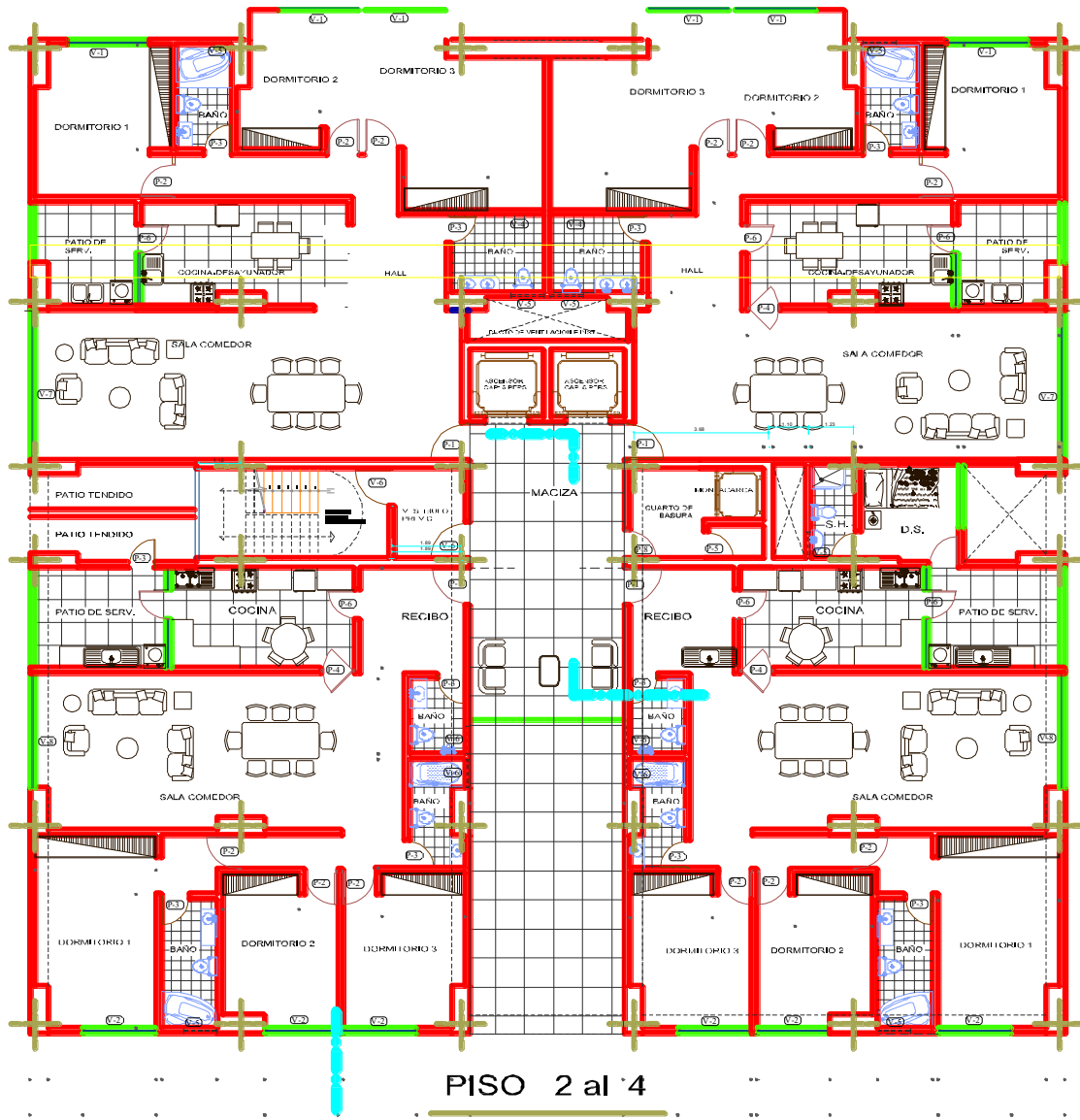
Plano arquitectónico de planta baja.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 24

Plano arquitectónico de planta 2 a 4.

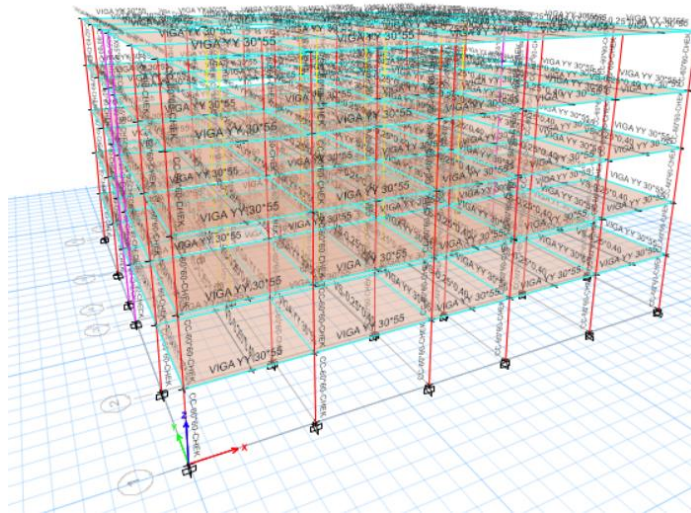


Nota. Fuente: Elaboración propia

3.12. PRE-DISEÑO Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Figura 25

Diseño estructural elaborado en el software ETABS.



Nota. Fuente: Elaboración propia

La edificación residencial está conformada por cuatro niveles, y en función de su diseño arquitectónico y dimensiones generales se realiza el cálculo de cargas y el predimensionamiento de los elementos estructurales, aplicando los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).

3.12.1. Pre-diseño y predimensionamiento para losa convencional.

3.12.1.1. Cargas permanentes NEC 15.

De acuerdo con lo dispuesto en la sección 3.1 de la norma NEC-SE-CG (2015), las cargas permanentes o muertas corresponden al peso propio de todos los elementos estructurales y no estructurales que forman parte fija de la edificación. Estas incluyen muros, losas, recubrimientos, particiones, instalaciones eléctricas, sanitarias y

mecánicas, entre otros componentes que permanecen de forma constante durante la vida útil de la estructura.

Para el presente estudio, los valores de carga muerta considerados se tomaron con base en la tabla 6 de la NEC-SE-CG (2015), donde se especifican los pesos unitarios de los distintos materiales y elementos constructivos empleados en el modelo estructural.

Tabla 21

Cargas muertas de la estructura.

CARGA MUERTA - ELEMENTOS	CARGAS	
PESO HORMIGÓN	0,192	Tn/m ²
PESO ACERO DE TEMPERATURA	0,00132	Tn/m ²
PESO DE BLOQUE EN LOSA	0,10404	Tn/m ²
PESO LOSA	0,29736	Tn/m ²
PESO ACABADOS	0,07	Tn/m ²
PESO INSTALACIONES	0,05	Tn/m ²
PESO MAMPOSTERÍA- ENLUCIDO	0,24591399	Tn/m ²

Nota. Fuente: Elaboración propia

Análisis de carga de losa

Peso de cerámica.

$$\gamma_{ceramica} = 18 \text{ kN/m}^3 = 1836 \text{ kg/m}^3$$

$$e = 0,027\text{m}$$

$$w_{ceramica} = (1)(1)(0,027)(1836)$$

$$w_{ceramica} = 50 \text{ kg/m}^2$$

Peso de tumbado.

Se escogió un tumbado de planchas de yeso con un peso específico de:

$$\gamma_{\text{yeso}} = 10 \text{ kN/m}^3 = 1020 \text{ kg/m}^3$$

$$e = 0,02\text{m}$$

$$w_{\text{tumbado}} = (1)(1)(0,015)(1020)$$

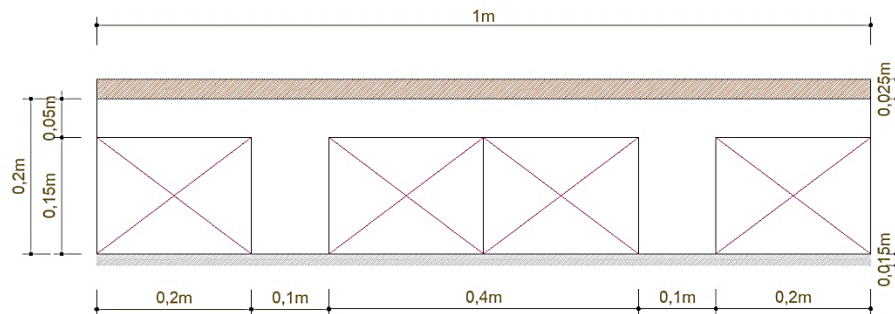
$$w_{\text{tumbado}} = 20 \text{ kg/m}^2$$

Peso de losa.

Se considera del siguiente predimensionamiento de una losa nervada de acuerdo a la norma NEC-2015

Figura 26

Predimensionamiento de losa nervada.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Losa: Capa de compresión y Nervios (Viguetas)

$$H = 0,20\text{m}$$

$$e = 0,05\text{m}$$

$$h = 0,15\text{m}$$

$$bw = 0,10\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

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

Bloques huecos Alivianados

$$b = 0,20m$$

$$h = 0,15m$$

$$\gamma_{bloque} = 8,50 \text{ kN/m}^3 = 867 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{losa-Hormigon} = \frac{[2(0,15)(0,1)(1) + (0,05)(1)(1)](2400) + 4(0,20)(0,15)(1)(867)}{(1)(1)}$$

$$w_{losa} = 296,04 \text{ kg/m}^2$$

Peso de instalaciones

Se considera el peso de las instalaciones eléctricas, sanitarias y electrónicas.

$$w_{instalaciones} = 50 \text{ kg/m}^2$$

Entonces la carga muerta es a sumatoria de todos los pesos previamente calculados:

Cálculo de carga sobreimpuesta

$$w_{total paredes} = 163,04 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{enlucido} = 82,87 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{ceramica} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{tumbado} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{losa} = 296,04 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{instalaciones} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$W = (163,04) + (82,87) + (50) + (20) + (296,04) + (50)$$

Carga Muerta de todos los niveles

$$W_{piso1-5} = 663,27 \text{ kg/m}^2$$

3.12.1.2. Carga viva NEC 15.

La Tabla 22 de la NEC-15 presenta un resumen de las cargas vivas consideradas como carga uniforme, estableciendo los valores recomendados según el tipo de uso o área funcional de la edificación.

Tabla 22

Carga viva NEC 15.

Uso	Carga Viva [T/m ²]	Carga Viva [KG/m ²]
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0,2	200
Almacenes venta al por menor primer piso	0,48	480
Almacenes venta al por menor pisos superiores	0,36	360
Almacenes venta al por mayor (todos los pisos)	0,6	600
Comedores y restaurantes	0,48	480
Cubiertas Innacesibles planas, inclinadas y curvas	0,1	100
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	0,3	300
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	0,48	480
Oficinas	0,24	240
Departamento	0,48	480
Gimnasios	0,48	480
Salones de uso público y sus corredores	0,48	480
Salas de baile	0,48	480

Nota. Fuente: Elaboración propia

Combinación de carga

El cálculo de carga se obtendrá en cada piso aplicando la combinación 1.2D+1.6L

$$U = 1,2D + 1,6L$$

$$U = 1,2(663,27 \text{ kg/m}^2) + 1,6(200 \text{ kg/m}^2)$$

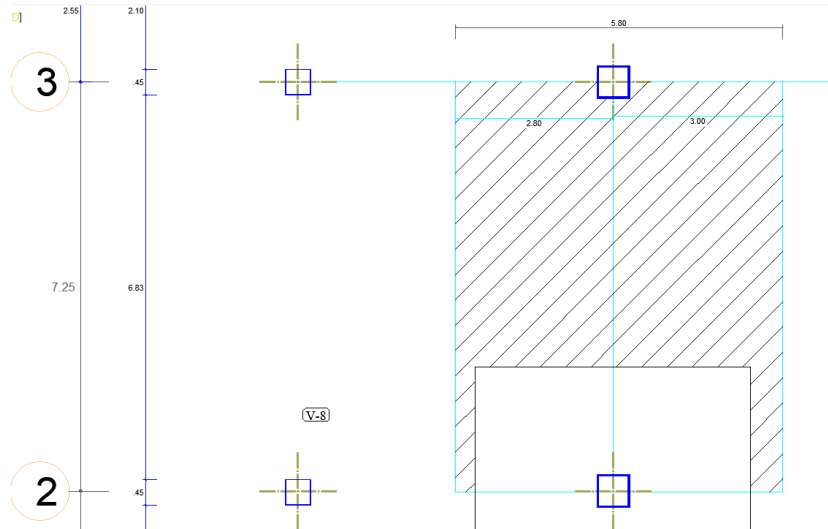
$$U = 1115,924 \text{ kg/m}^2$$

3.12.1.3. Predimensionamiento de vigas.

Análisis de dimensionamiento de viga yy del eje 2 y eje 3

Figura 27

Distribución de áreas de influencia de la viga yy.



Nota. Fuente: Elaboración propia

$$L = \frac{lx1 + lx2}{2} + \frac{ly1 + ly2}{2} = 5,80m$$

Se determina la carga uniformemente distribuida sobre la viga más crítica.

$$U = w_u = 1115,924 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ancho de franja} = 5,80 \text{ m}$$

$$q_u = w_u * \text{ancho de franja}$$

$$q_u = (1115,924 \text{ kg/m}^2)(5,80m)$$

$$q_u = 6472,359 \text{ kg/m}$$

Se considera una viga simplemente apoyada bajo una carga uniforme. Por lo tanto, la fórmula para hallar el momento último es:

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{10}$$

L = 3,80 m (longitud más larga de la viga eje “y”)

$$M_u = \frac{(6472,359 \text{ kg/m})(7,25\text{m})^2}{10}$$

$$M_u = \phi Mn = 34020,33699 \text{ kg} * \text{m}$$

Cálculo de la altura de la viga “h” eje “y”.

Utilizamos la siguiente formula de ACI 318-19

$$M_u = \phi b d^2 f'_c \cdot \omega (1 - 0,59\omega)$$

Despejamos la fórmula para obtener “d”

Suponemos una base de la viga de $b = 30 \text{ cm}$ con un recubrimiento de $r = 6 \text{ cm}$

Para obtener ω (coeficiente de refuerzo) se utiliza la siguiente ecuación

$$\rho = \omega \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

Despejando ω

$$\omega = \rho \left(\frac{f_y}{f'_c} \right)$$

$$\omega = 0,02 \left(\frac{4200}{240} \right) = 0,35$$

Entonces tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b f'_c \omega (1 - 0,59\omega)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{34020,33699(100)}{(0,9)(30)(240)(0,35)(1 - 0,59(0,35))}}$$

$$d = 43,49 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = 43,49\text{cm} + 6\text{cm}$$

$$h = 49,49\text{ cm} \approx 50\text{ cm}$$

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

La viga más crítica del eje y es de:

30 cm x 50 cm

3.12.1.4. Predimensionamiento de columnas.

Eje de Columna B2

Vigas eje “y” de (30x 50) cm

Vigas eje “x” de (30 x 50) cm

$$D = 663,27 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$L = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo del peso propio de la viga.

$$Pp_{viga} = \gamma * b * h$$

EJE “y”

$$Pp_{viga} = (2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3})(0,3\text{m})(0,5\text{m})(1\text{m})/((1\text{m})(1\text{m}))$$

$$Pp_{viga} = 360 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de la carga mayorada.

$$U = 1,2D + 1,6L$$

EJE “y”

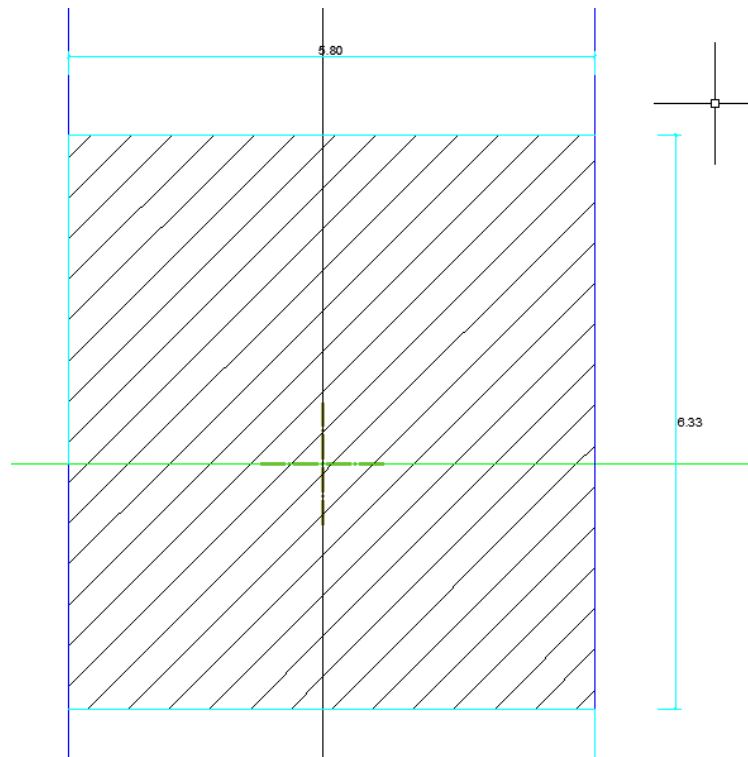
$$U = 1,2 \left(663,27 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 360 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$U = 1547,924 \frac{Kg}{m^2}$$

Cálculo de la carga fz.

Figura 28

Área de fluencia de columna central.



Nota. Fuente: Elaboración propia

EJE “y”

$$Fz = U * \text{área de fluencia}$$

$$\text{área de fluencia} = 6,33m * 3,80m = 36,7140m^2$$

$$Fz = \left(1547,924 \frac{Kg}{m^2} \right) (36,714m^2)$$

$$Fz = 56830,33 Kg$$

Cálculo de la sección de la columna.

EJE “y”

$$A_{sección} = \frac{Fz * \#pisos}{0,25 f'c}$$

$$A_{sección} = \frac{56830,33 \text{ Kg} * 5}{0,3 \left(240 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)}$$

$$A_{sección} = 3946,55 \text{ cm}^2 = \sqrt{3946,55 \text{ cm}^2}$$

$$A_{sección} = 62,8 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

COLUMNA (65 x 65) cm

Columnas denominadas C1 de 65x65cm para todos los ejes

3.12.1.5. Análisis Estático Lineal.

Peso Sísmico NEC 15

El peso total acumulado de la estructura se obtiene directamente del modelo elaborado en ETABS, donde también se definen las cargas vivas aplicadas a cada nivel. Para el cálculo del peso sísmico, se considera el 100 % de la carga muerta, conforme a los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).

Los valores obtenidos de estas cargas se resumen en la tabla 23, la cual presenta los resultados generados a partir del modelamiento estructural y su respectiva distribución en los diferentes niveles de la edificación.

Tabla 23*Carga reactiva W por piso.*

Story	Output Case	Location	P	MX	MY	PESO POR NIVEL
			tonf	tonf-m	tonf-m	tonf
LOSA 5	PESO:100CM	Bottom	730,8027	9707,6014	10189,9817	730,8027
LOSA 4	PESO:100CM	Bottom	1461,6053	19415,1758	20379,9656	730,8026
LOSA 3	PESO:100CM	Bottom	2192,408	29122,7247	30569,9523	730,8027
LOSA 2	PESO:100CM	Bottom	2923,2106	38830,2605	40759,9413	730,8026
LOSA 1	PESO:100CM	Bottom	3664,9644	48683,0615	51102,6949	741,7538
						3664,9644

Nota. Fuente: Elaboración propiaEspectro de diseño NEC 15

La ubicación del proyecto se encuentra dentro de una zona de alta amenaza sísmica, según la clasificación establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015). Para el análisis estructural, se adoptaron los coeficientes correspondientes a un perfil de suelo tipo D, el cual representa condiciones de suelo medianamente compresible, características del sector donde se localiza la vivienda.

En la Tabla 24 se detallan los parámetros utilizados para la definición del espectro de respuesta elástico, representado en la figura 29, así como los valores de las aceleraciones espectrales (S_a) que fueron aplicadas en el modelo estructural desarrollado en ETABS.

Tabla 24

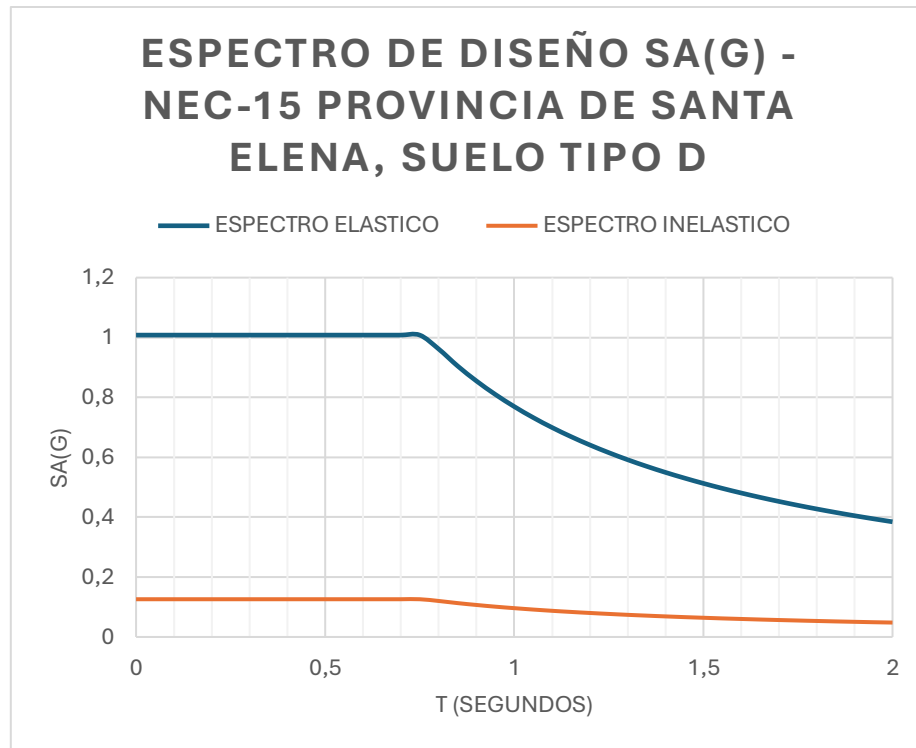
Parámetros y valores empleados para la elaboración del espectro elástico de diseño.

Parámetros Iniciales		Datos a Ingresar	
	Factor Z		0,5
		Fa	1,12
Suelo	Tipo D	Fd	1,11
		Fs	1,4
		η	1,8
		r	1
		l	1
	Tablas NEC	ϕ_p	1
		ϕ_e	1
		R	8
Solución de Ecuaciones de la gráfica			
		To	0,13875
		Tc	0,763125

Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 29

Espectro inelástico y elástico de diseño.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Periodo Fundamental

El período fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

$$T_{a1} = C_t * h_n^{\alpha} = 0,055 * (16,3)^{0,9} = 0,6782 \text{ seg}$$

$$T_{a2} = 1,30 * 0,6782 \text{ seg} = 0,882 \text{ seg}$$

$$T_{\text{modal}} = 0,877 \text{ seg}$$

Tabla 25*Análisis Modal.*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0,877	0,50%	79%	1%	79%	0,003	0%
Modal	2	0,864	77,27%	1%	78%	80%	0,0251	3%
Modal	3	0,769	2,62%	0%	80%	80%	0,775	80%
Modal	4	0,25	0,64%	12%	81%	92%	0,0016	80%
Modal	5	0,248	11,03%	1%	92%	92%	0,0032	81%
Modal	6	0,221	0,41%	0%	92%	92%	0,1167	92%
Modal	7	0,119	2,44%	2%	95%	95%	0,0023	93%
Modal	8	0,119	2,29%	3%	97%	97%	0,0001	93%
Modal	9	0,106	0,17%	0%	97%	97%	0,0467	97%
Modal	10	0,07	1,57%	0%	99%	98%	0,0011	97%
Modal	11	0,069	0,44%	2%	99%	99%	0,0001	97%
Modal	12	0,062	0,07%	0%	99%	99%	0,0196	99%
Modal	13	0,05	0,49%	0%	100%	99%	0,0003	99%
Modal	14	0,049	0,04%	1%	100%	100%	0,0001	99%
Modal	15	0,044	0,02%	0%	100%	100%	0,0052	100%

Nota. Fuente: Elaboración propia

Sin embargo, el valor de T_a calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T_a calculado con el Método 1

$0,882 \geq 0,877$; CUMPLE

Cortante Basal

Para el cálculo del cortante basal, se considera que la edificación no presenta irregularidades en planta ni en altura, lo que permite asumir un comportamiento estructural regular. Dado que la estructura cuenta con vigas de gran peralte, se adopta

un factor de reducción por capacidad dúctil $R = 8$, conforme a lo establecido por la NEC-SE-DS (2015).

El coeficiente K se determina según la Tabla 6.3.5 de la normativa vigente, el cual depende del período fundamental de vibración de la estructura. En este caso, el valor obtenido corresponde a $K = 1$.

Con base en estos parámetros, se procede a definir el coeficiente sísmico de diseño (C_s) que servirá para la evaluación del cortante basal total de la edificación, tal como se muestra a continuación:

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E}$$

$$C_s = \frac{1 * 1,008}{8 * 1 * 1} = 0,126$$

$$V = C_s * W$$

$$V = 0,126 * 3664,9644 \text{ Tn-f} = 461,7855 \text{ Tn-f}$$

Tabla 26

Cortante basal y distribución de fuerzas por piso.

Story	ALTURA (m)	Peso Nivel tonf	$\rho * h^k$	alfa i	Fi=alfa 1*Ve	VX(TON)	0.3*F _x (Ton)
LOSA 5	16,3	731,98	41366,27	0,329	151,887711	151,888	45,566
LOSA 4	13,1	731,98	33245,28	0,264	122,069265	273,957	36,621
LOSA 3	9,9	731,98	25124,30	0,200	92,2508335	366,208	27,675
LOSA 2	6,7	731,98	17003,31	0,135	62,4323721	428,640	18,730
LOSA 1	3,5	742,00	9027,05	0,072	33,1453327	461,786	9,944
		3669,93	125766,22				

Nota. Fuente: Elaboración propia

Análisis Modal

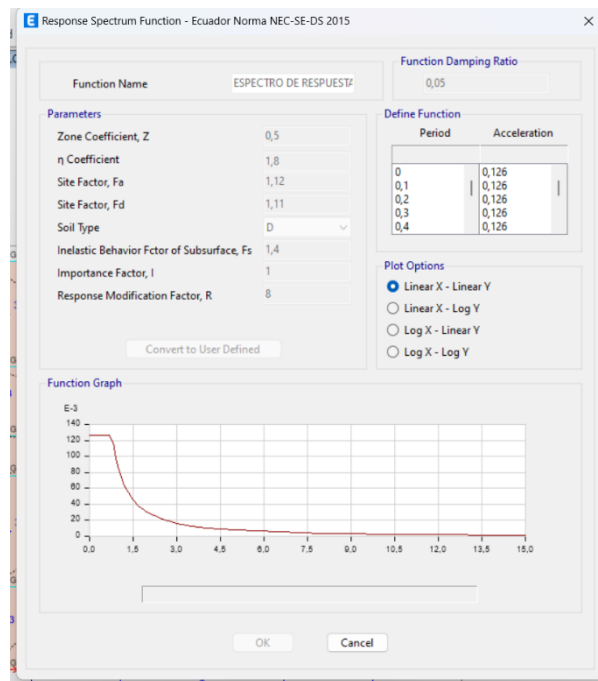
Para realizar el análisis modal de la edificación, se ingresó en ETABS el espectro inelástico de diseño, el cual permite identificar los diferentes modos de vibración del sistema estructural.

En este proceso se consideraron tres modos por cada nivel: traslación en la dirección X, traslación en la dirección Y y rotación alrededor del eje vertical. Dado que

la estructura está conformada por cuatro niveles, se obtuvieron un total de nueve modos de vibración, suficientes para representar de manera adecuada la respuesta dinámica del modelo estructural.

Figura 30

Aplicación del espectro inelástico de respuesta.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Cortante Basal Dinámico

De acuerdo con lo establecido en la sección 6.2.2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015), el cortante basal obtenido mediante el análisis dinámico debe ser ajustado en función del método estático equivalente.

En el caso de estructuras regulares, este cortante no puede ser inferior al 80 % del valor calculado por el método estático (VE), mientras que para estructuras irregulares el límite mínimo corresponde al 85 %.

Considerando que la edificación evaluada presenta un comportamiento estructural regular, se verificó el cumplimiento de esta condición dentro del análisis efectuado. Los resultados obtenidos del modelo estructural en ETABS, utilizados para

esta verificación, se resumen en las Tablas 27 y 28, donde se detallan los valores comparativos entre el cortante basal dinámico y el estático equivalente.

Tabla 27

Cortante basal dinámico en el eje x.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	VX tonf	VY tonf
LOSA 5	SDxx	LinRespSpec	Max	Bottom	100,7964	30,3717
LOSA 4	SDxx	LinRespSpec	Max	Bottom	181,937	54,4236
LOSA 3	SDxx	LinRespSpec	Max	Bottom	243,705	72,6276
LOSA 2	SDxx	LinRespSpec	Max	Bottom	285,6028	85,0238
LOSA 1	SDxx	LinRespSpec	Max	Bottom	305,6362	91,0154

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 28

Cortante basal dinámico en el eje y.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	VX tonf	VY tonf
LOSA 5	SDyy	LinRespSpec	Max	Bottom	30,3013	100,9893
LOSA 4	SDyy	LinRespSpec	Max	Bottom	54,6615	181,073
LOSA 3	SDyy	LinRespSpec	Max	Bottom	73,2096	241,6725
LOSA 2	SDyy	LinRespSpec	Max	Bottom	85,7938	282,9318
LOSA 1	SDyy	LinRespSpec	Max	Bottom	91,8199	302,8469

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 29*Cortante estático y cortante dinámico en la dirección x.*

Story	Output Case	ESPECTRO ESTÁTICO		ESPECTRO DINÁMICO	
		VX	0,80*Vex	VX	
		tonf	tonf-m	tonf	
LOSA 5	SExx	151,871198	121,496959	100,7964	NO CUMPLE
LOSA 4	SExx	273,927172	219,141738	181,937	NO CUMPLE
LOSA 3	SExx	366,167962	292,934369	243,705	NO CUMPLE
LOSA 2	SExx	428,593536	342,874829	285,6028	NO CUMPLE
LOSA 1	SExx	461,785514	369,428412	305,6362	NO CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 30*Cortante estático y cortante dinámico en la dirección y.*

Story	Output Case	ESPECTRO ESTATICO		ESPECTRO DINAMICO	
		VY	0,80*Vey	VY	
		tonf	tonf-m	tonf	
LOSA 5	SEyy	151,8711984	121,4969587	100,9893	NO CUMPLE
LOSA 4	SEyy	273,9271724	219,1417379	181,073	NO CUMPLE
LOSA 3	SEyy	366,1679616	292,9343693	241,6725	NO CUMPLE
LOSA 2	SEyy	428,5935361	342,8748289	282,9318	NO CUMPLE
LOSA 1	SEyy	461,7855144	369,4284115	302,8469	NO CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Comprobación: Al verificar que el cortante dinámico VD no alcanzo el 80% del cortante estático equivalente VE en las direcciones X e Y, es necesario realizar el ajuste al espectro dinámico. Este ajuste se efectúa mediante un factor de corrección, calculado como el cociente entre el 80% de VE y el valor acumulado de VD. Como resultado, se obtiene un factor de corrección de 1,21 en la dirección X y de 1,218 en la dirección Y.

Cortante Basal Corregido

Con el propósito de representar con mayor precisión el comportamiento real de la estructura, se efectuó un nuevo cálculo del cortante basal, esta vez considerando el factor de escala determinado a partir del análisis dinámico realizado en ETABS.

El empleo de este factor permite ajustar las fuerzas sísmicas obtenidas, garantizando que el nivel de demanda sísmica aplicado al modelo estructural sea

coherente con los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

Los resultados obtenidos tras la aplicación del factor de escala se presentan en la Tabla 32 y 33, donde se observan los valores finales del cortante basal corregido para la edificación analizada.

Tabla 31

Factor Escala para cortante dinámico.

COEF. SISMICO	PESO EDIFICA	CORTANTE ESTATICA	CORTANTE DINÁMICA	FACTOR ESCALA
0,126	3664,9644	461,7855144	305,6362	1,2087194
0,126	3664,9644	461,7855144	302,8469	1,219852

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 32

Cortante estático y cortante dinámico corregido en la dirección x.

Story	Output Case	ESPECTRO ESTATICO		ESPECTRO DINAMICO	
		VX	0,80*Vex	VD	
		tonf	tonf-m	tonf	
LOSA 5	SExx	151,8711984	121,4969587	121,9629	SI CUMPLE
LOSA 4	SExx	273,9271724	219,1417379	220,1427	SI CUMPLE
LOSA 3	SExx	366,1679616	292,9343693	294,8818	SI CUMPLE
LOSA 2	SExx	428,5935361	342,8748289	345,5779	SI CUMPLE
LOSA 1	SExx	461,7855144	369,4284115	369,8181	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 33*Cortante estático y cortante dinámico corregido en la dirección y.*

Story	Output Case	ESPECTRO ESTATICO		ESPECTRO DINAMICO	
		VY	0,80*Vey	VD	
		tonf	tonf-m	tonf	
LOSA 5	SEyy	151,8711984	121,4969587	123,2062	SI CUMPLE
LOSA 4	SEyy	273,9271724	219,1417379	220,9079	SI CUMPLE
LOSA 3	SEyy	366,1679616	292,9343693	294,8391	SI CUMPLE
LOSA 2	SEyy	428,5935361	342,8748289	345,1753	SI CUMPLE
LOSA 1	SEyy	461,7855144	369,4284115	369,4715	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

La norma propone la implementación de este procedimiento para prevenir que las estructuras tengan una flexibilidad excesiva y, de esta manera, garantizar que la demanda estructural esté correctamente reflejada a través de fuerzas sísmicas relevantes

Control de Derivas

Con el fin de verificar el comportamiento estructural de la edificación, se evaluaron las derivas de entrepiso correspondientes a cada nivel del modelo estructural. Para ello, se tomaron como referencia los patrones de carga sísmica definidos en el análisis y los límites de desplazamiento establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).

Este procedimiento permite comprobar que las deformaciones laterales de la estructura se mantengan dentro de los valores admisibles, garantizando un desempeño adecuado frente a la acción sísmica.

Tabla 34*Derivas de piso con el patrón estático Ex.*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Dirección	Drift	Z m	NEC-15			
							DERIVAS DE PISO EN X			$\Delta_{MAX} = 0,02$
							R	Δ_E	$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E$	
LOSA 5	SExx	LinStatic	MAX	X	0,001851	16,3	8	0,001851	0,011106	SI CUMPLE
LOSA 4	SExx	LinStatic	MAX	X	0,002641	13,1	8	0,002641	0,015846	SI CUMPLE
LOSA 3	SExx	LinStatic	MAX	X	0,00324	9,9	8	0,003240	0,019440	SI CUMPLE
LOSA 2	SExx	LinStatic	MAX	X	0,00325	6,7	8	0,003250	0,019500	SI CUMPLE
LOSA 1	SExx	LinStatic	MAX	X	0,001865	3,5	8	0,001865	0,011190	SI CUMPLE

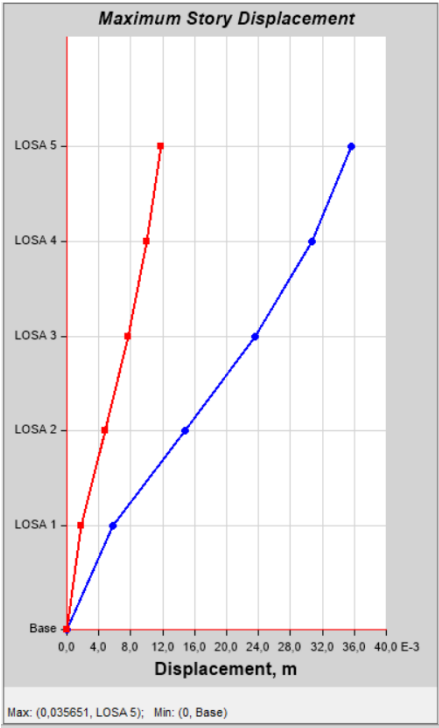
Nota. Fuente: Elaboración propia**Tabla 35***Derivas de piso con el patrón dinámico Dx.*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Dirección	Drift	Z m	NEC-15			
							DERIVAS DE PISO EN X			$\Delta_{MAX} = 0,02$
							R	Δ_E	$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E$	
LOSA 5	SDxx	LinRespSpec	Max	X	0,001576	16	8	0,001576	0,009456	SI CUMPLE
LOSA 4	SDxx	LinRespSpec	Max	X	0,002252	13	8	0,002252	0,013512	SI CUMPLE
LOSA 3	SDxx	LinRespSpec	Max	X	0,002784	9,9	8	0,002784	0,016704	SI CUMPLE
LOSA 2	SDxx	LinRespSpec	Max	X	0,002822	6,7	8	0,002822	0,016932	SI CUMPLE
LOSA 1	SDxx	LinRespSpec	Max	X	0,001632	3,5	8	0,001632	0,009792	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 31

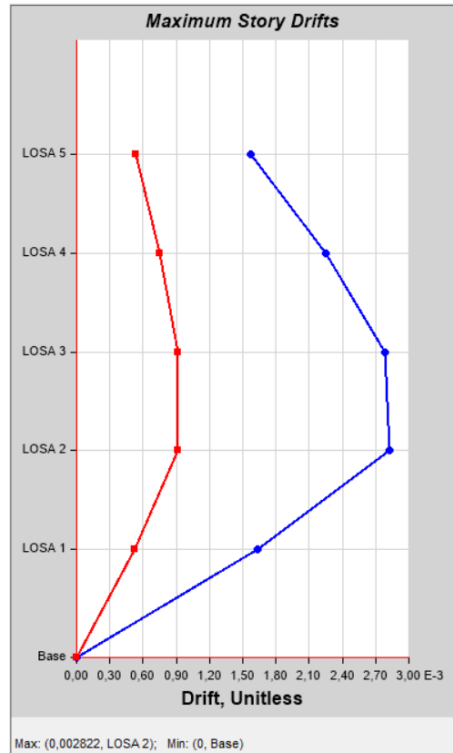
Desplazamiento realizado con el software ETABS.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 32

Derivas de piso realizadas con el software ETABS.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 36

Derivas de piso con el patrón dinámico Dy.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Z m	R	NEC-15 DERIVAS DE PISO EN X		
								Δ_E	$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$
LOSA 5	SDyy	LinRespSpec	Max	Y	0,001543	16,3	8	0,001543	0,009258	SI CUMPLE
LOSA 4	SDyy	LinRespSpec	Max	Y	0,002162	13,1	8	0,002162	0,012972	SI CUMPLE
LOSA 3	SDyy	LinRespSpec	Max	Y	0,002643	9,9	8	0,002643	0,015858	SI CUMPLE
LOSA 2	SDyy	LinRespSpec	Max	Y	0,002664	6,7	8	0,002664	0,015984	SI CUMPLE
LOSA 1	SDyy	LinRespSpec	Max	Y	0,001539	3,5	8	0,001539	0,009234	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 37

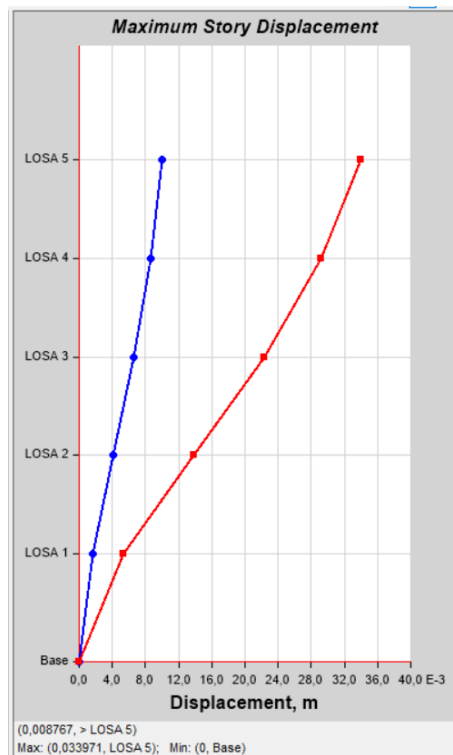
Derivas de piso con el patrón estático Ey.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	NEC-15					
						Z		DERIVAS DE PISO EN X			SI CUMPLE
						m	R	Δ_E	$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$	
LOSA 5	SEyy	LinStatic	Max	Y	0,00192	16,3	8	0,001920	0,011520	SI CUMPLE	
LOSA 4	SEyy	LinStatic	Max	Y	0,00269	13,1	8	0,002690	0,016140	SI CUMPLE	
LOSA 3	SEyy	LinStatic	Max	Y	0,003266	9,9	8	0,003266	0,019596	SI CUMPLE	
LOSA 2	SEyy	LinStatic	Max	Y	0,003259	6,7	8	0,003259	0,019554	SI CUMPLE	
LOSA 1	SEyy	LinStatic	Max	Y	0,001868	3,5	8	0,001868	0,011208	SI CUMPLE	

Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 33

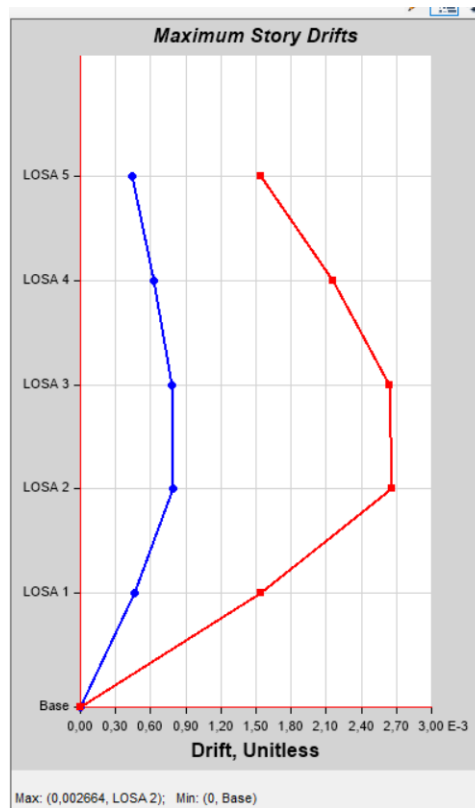
Desplazamiento realizado con el software ETABS.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 34

Derivas de piso realizadas con el software ETABS.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Control de torsiones

Tiempo de aceleración del suelo durante un sismo considerado para el análisis y diseño

Tabla 38*Torsión en Dx.*

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	Z m	Z c/piso m	u m	ΔE m	ΔE/h m/m	V Ton	w Ton	Q	CHEQUEO
D5	SDxx	LinRespSpec	Max		0,030776	0,007888	16,3	3,2	0,0318	0,00440	0,00137519	121,963	730,8027	0,08437912	SI CUMPLE
D4	SDxx	LinRespSpec	Max		0,026523	0,006757	13,1	3,2	0,0274	0,01438	0,00449409	273,927	1461,6053	0,24554834	SI CUMPLE
D3	SDxx	LinRespSpec	Max		0,020381	0,005166	9,9	3,2	0,0210	0,01299	0,00405909	366,168	2192,408	0,24886818	SI CUMPLE
D2	SDxx	LinRespSpec	Max		0,012723	0,003211	6,7	3,2	0,0131	0,00804	0,00251139	428,594	2923,2106	0,17539956	SI CUMPLE
D1	SDxx	LinRespSpec	Max		0,004932	0,00124	3,5	3,5	0,0051	0,00509	0,001453	461,786	3664,9644	0,14126365	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia**Tabla 39***Torsión en Dy.*

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	Z m	Z c/piso m	u m	ΔE m	ΔE/h m/m	V Ton	w Ton	Q	CHEQUEO
D5	SDyy	LinRespSpec	Max		0,007746	0,031711	16,3	3,2	0,0326	0,00468	0,001461	100,796	730,8027	0,1084672	SI CUMPLE
D4	SDyy	LinRespSpec	Max		0,006675	0,02716	13,1	3,2	0,0280	0,01474	0,0046075	273,927	1461,6053	0,2517471	SI CUMPLE
D3	SDyy	LinRespSpec	Max		0,005129	0,020758	9,9	3,2	0,0214	0,01322	0,0041325	366,168	2192,408	0,2533707	SI CUMPLE
D2	SDyy	LinRespSpec	Max		0,003202	0,012898	6,7	3,2	0,0133	0,00816	0,0025494	428,594	2923,2106	0,1780566	SI CUMPLE
D1	SDyy	LinRespSpec	Max		0,001241	0,004979	3,5	3,5	0,0051	0,00513	0,0014661	461,786	3664,9644	0,1425369	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Índice de Estabilidad Qi

Según la NEC-SE-DS (2015), el índice de estabilidad Qi es un parámetro para evaluar efectos de segundo orden (P-Δ); cuando $Q_i < 0,10$ los efectos P-Δ pueden omitirse, mientras que valores $Q_i > 0,30$ indican potencial inestabilidad y la necesidad de rigidizar la estructura. En este análisis, el Qi en las direcciones X e Y se mantuvo por debajo del 10 %, con valores entre 2,86 % y 0,93 %, tal como se presenta en las tablas correspondientes.

Tabla 40

Índice de estabilidad (Sismo Dinámico en X).

Sto ry	Output Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	CHEQUEO
LOSA 5	SDxx	Diaph D5 X	0,001576	0,001412	1,117	SI CUMPLE
LOSA 4	SDxx	Diaph D4 X	0,002252	0,002018	1,116	SI CUMPLE
LOSA 3	SDxx	Diaph D3 X	0,002784	0,002497	1,115	SI CUMPLE
LOSA 2	SDxx	Diaph D2 X	0,002822	0,002531	1,115	SI CUMPLE
LOSA 1	SDxx	Diaph D1 X	0,001632	0,001464	1,115	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 41*Índice de estabilidad (Sismo Dinámico en Y).*

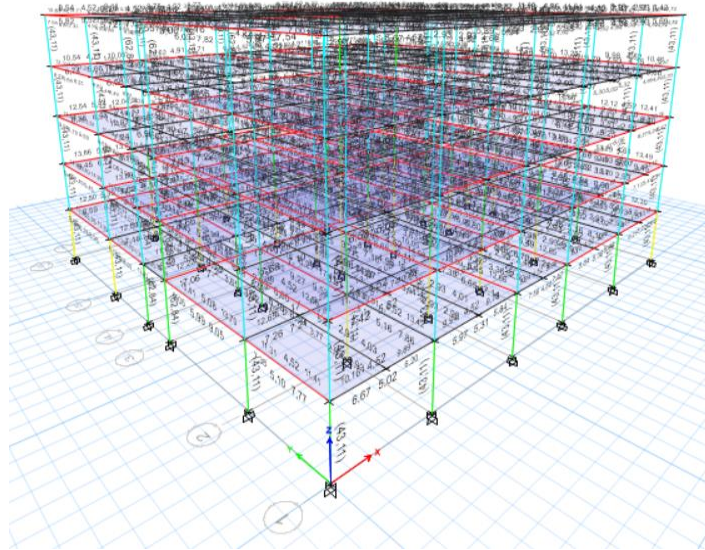
Stor y	Output Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	CHEQUEO
LOSA 5	SDYY	Diaph D5 Y	0,00044	0,000387	1,139	SI CUMPLE
LOSA 4	SDYY	Diaph D4 Y	0,000629	0,000553	1,139	SI CUMPLE
LOSA 3	SDYY	Diaph D3 Y	0,000779	0,000684	1,139	SI CUMPLE
LOSA 2	SDYY	Diaph D2 Y	0,000791	0,000694	1,14	SI CUMPLE
LOSA 1	SDYY	Diaph D1 Y	0,000459	0,000402	1,141	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

3.12.2. Pre-diseño y predimensionamiento de elementos estructurales para losa no convencional.

Figura 35

Diseño arquitectónico elaborado con el software ETABS.



Nota. Fuente: Elaboración propia

3.12.2.1. Cargas permanentes NEC 15.

Las cargas muertas comprenden el peso propio de los elementos que forman parte fija de la estructura, como muros, losas e instalaciones permanentes.

En este estudio, los valores adoptados se tomaron de la tabla 6 de la NEC-SE-CG (2015), que especifica los pesos unitarios de los materiales considerados en el modelo estructural.

Tabla 42*Cargas muertas de la estructura*

CARGA MUERTA		
ELEMENTOS	CARGAS	
Peso hormigón	0,156	Tn/m ²
Peso Acero de temperatura	0,00132	Tn/m ²
PESO DE POLIESTIRENO	0,0016875	Tn/m ²
PESO DE VIGUETA	0,0048	Tn/m ²
Peso losa	0,1638075	Tn/m ²
Peso acabados	0,07	Tn/m ²
Peso instalaciones	0,05	Tn/m ²
Peso mampostería-enlucido	0,24591399	Tn/m ²

Nota. Fuente: Elaboración propiaAnálisis de carga de losa**Peso de cerámica.**

$$\gamma_{ceramica} = 18 \text{ kN/m}^3 = 1836 \text{ kg/m}^3$$

$$e = 0,027\text{m}$$

$$w_{ceramica} = (1)(1)(0,027)(1836)$$

$$w_{ceramica} = 50 \text{ kg/m}^2$$

Peso de tumbado.

Se escogió un tumbado de planchas de yeso con un peso específico de:

$$\gamma_{yeso} = 10 \text{ kN/m}^3 = 1020 \text{ kg/m}^3$$

$$e = 0,02\text{m}$$

$$w_{tumbado} = (1)(1)(0,015)(1020)$$

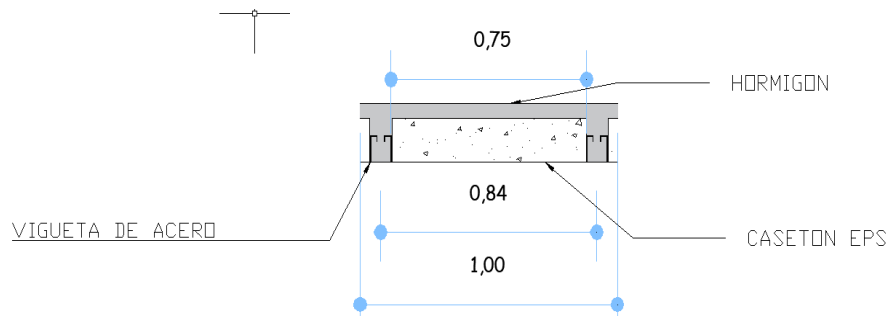
$$w_{tumbado} = 20 \text{ kg/m}^2$$

Peso de losa.

Se considera del siguiente predimensionamiento de una losa nervada de acuerdo a la norma NEC-2015

Figura 36

Predimensionamiento de losa nervada



Nota. Fuente: Elaboración propia

Losa: Capa de compresión y Nervios (Viguetas)

$$H = 0,20m$$

$$e = 0,05m$$

$$h = 0,15m$$

$$b_w = 0,10m$$

$$b = 1m$$

$$\gamma_{hormigon\ armado} = 2400\ kg/m^3$$

Bloques de poliestireno expandido

$$b = 0,20m$$

$$h = 0,15m$$

$$\gamma_{poliest} = 15\ kg/m^3$$

$W_{losa-Hormigon}$

$$= \frac{[1(0,15)(0,1)(1) + (0,05)(1)(1)](2400) + 1(0,75)(0,15)(1)(0,0015)}{(1)(1)}$$

$$w_{losa} = 157,6875 \text{ kg/m}^2$$

Peso de instalaciones

Se considera el peso de las instalaciones eléctricas, sanitarias y electrónicas.

$$w_{instalaciones} = 50 \text{ kg/m}^2$$

Entonces la carga muerta es a sumatoria de todos los pesos previamente calculados:

Cálculo de carga sobreimpuesta

$$w_{total\ paredes} = 163,04 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{enlucido} = 82,87 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{ceramica} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{tumbado} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{losa} = 157,6875 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{instalaciones} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{vigüeta\ acero} = 4,8 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{malla} = 1,32 \text{ kg/m}^2$$

$$W = (163,04) + (82,87) + (50) + (20) + (157,6875) + (50) + (4,8) + (1,32)$$

Carga Muerta de todos los niveles

$$W_{piso1-5} = 529,72 \text{ kg/m}^2$$

3.12.2.2. Carga viva NEC 15.

La Tabla 43 de la NEC-15 resume las cargas vivas consideradas como uniformes, indicando los valores recomendados según el uso y función de cada área dentro de la edificación.

Tabla 43*Carga viva NEC 15.*

Uso	Carga Viva [T/m ²]	Carga Viva [KG/m ²]
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0,2	200
Almacenes venta al por menor primer piso	0,48	480
Almacenes venta al por menor pisos superiores	0,36	360
Almacenes venta al por mayor (todos los pisos)	0,6	600
Comedores y restaurantes	0,48	480
Cubiertas Innacesibles planas, inclinadas y curvas	0,1	100
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	0,3	300
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	0,48	480
Oficinas	0,24	240
Departamento	0,48	480
Gimnasios	0,48	480
Salones de uso público y sus corredores	0,48	480
Salas de baile	0,48	480

Nota. Fuente: Elaboración propia**Combinación de carga**

$$U = 1,2D + 1,6L$$

$$U = 1,2(529,72kg/m^2) + 1,6(200 kg/m^2)$$

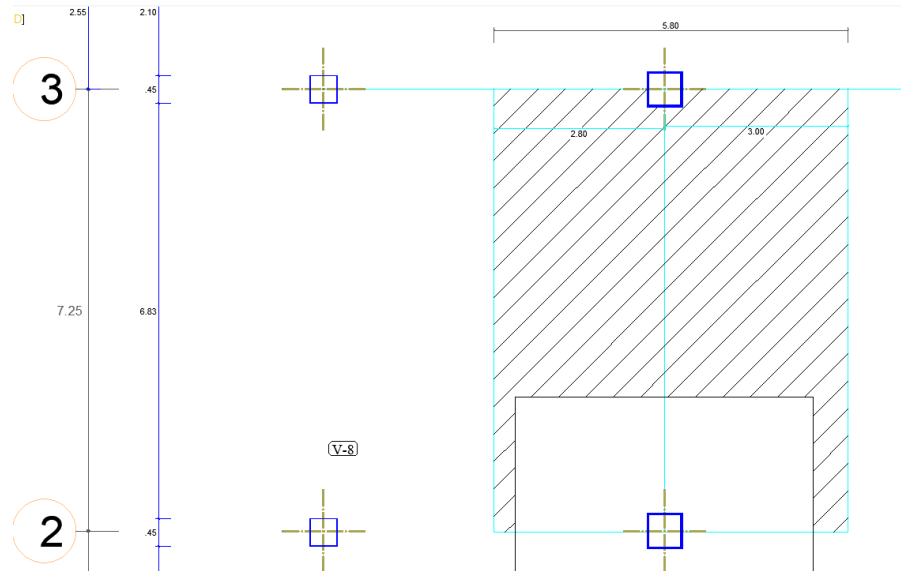
$$U = 955,664 kg/m^2$$

3.12.2.3. Predimensionamiento de vigas.

Análisis de dimensionamiento de viga yy del eje 2 y eje 3

Figura 37

Distribución de áreas de influencia de la viga yy.



Nota. Fuente: Elaboración propia

$$L = \frac{lx + lx2}{2} + \frac{ly1 + ly2}{2} = 5,80m$$

Se determina la carga uniformemente distribuida sobre la viga más crítica.

$$U = w_u = 955,665 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ancho de franja} = 5,80 \text{ m}$$

$$q_u = w_u * \text{ancho de franja}$$

$$q_u = (955,665 \text{ kg/m}^2)(5,80m)$$

$$q_u = 5542,861565 \text{ kg/m}$$

Se considera una viga simplemente apoyada bajo una carga uniforme. Por lo tanto, la fórmula para hallar el momento último es:

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{10}$$

L = 3,80 m (longitud más larga de la viga eje “y”)

$$M_u = \frac{(5542,8615 \text{ kg/m})(7,25\text{m})^2}{10}$$

$$M_u = \phi Mn = 29134,666 \text{ kg} * \text{m}$$

Cálculo de la altura de la viga “h” eje “y”.

Utilizamos la siguiente formula de ACI 318-19

$$M_u = \phi b d^2 f'_c \cdot \omega (1 - 0,59\omega)$$

Despejamos la fórmula para obtener “d”

Suponemos una base de la viga de b = 30 cm con un recubrimiento de r = 6 cm

Para obtener ω (coeficiente de refuerzo) se utiliza la siguiente ecuación

$$\rho = \omega \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

Despejando ω

$$\omega = \rho \left(\frac{f_y}{f'_c} \right)$$

$$\omega = 0,02 \left(\frac{4200}{240} \right) = 0,35$$

Entonces tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b f'_c \omega (1 - 0,59\omega)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{29134,666(100)}{(0,9)(30)(240)(0,35)(1 - 0,59(0,35))}}$$

$$d = 40,235 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = 40,235\text{cm} + 6\text{cm}$$

$$h = 46,236\text{ cm} \approx 50\text{ cm}$$

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

La viga más crítica del eje y es de:

$$\mathbf{30\text{ cm} \times 50\text{ cm}}$$

3.12.2.4. *Predimensionamiento de columnas.*

Eje de Columna B2

Vigas eje “y” de (30x 50) cm

Vigas eje “x” de (30 x 50) cm

$$D = 529,721 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$L = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo del peso propio de la viga.

$$Pp_{viga} = \gamma * b * h$$

EJE “y”

$$Pp_{viga} = (2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3})(0,3\text{m})(0,5\text{m})(1\text{m})/((1\text{m})(1\text{m}))$$

$$\mathbf{Pp_{viga} = 360 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}}$$

Cálculo de la carga mayorada.

$$\mathbf{U = 1,2D + 1,6L}$$

EJE “y”

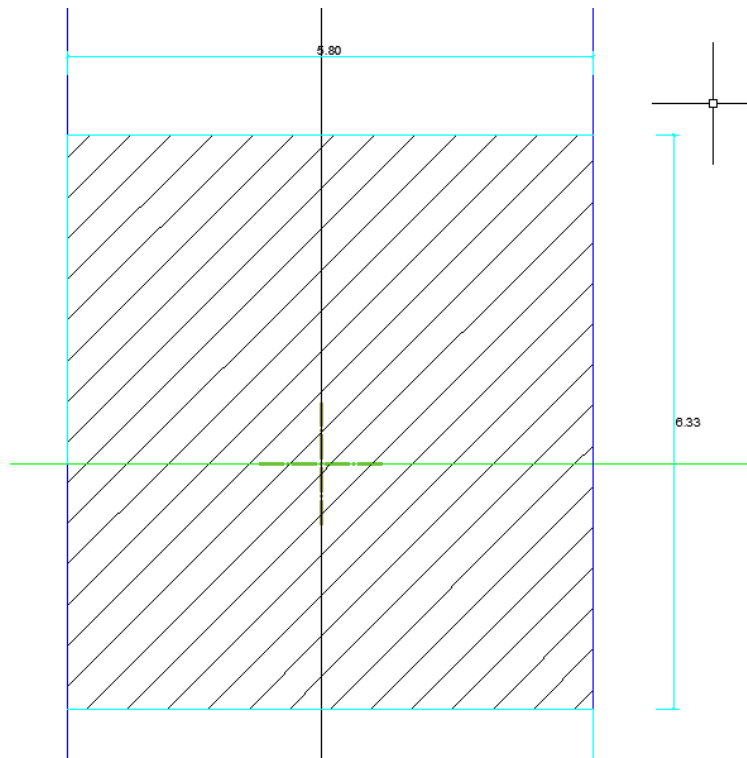
$$U = 1,2 \left(529,721 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 360 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,6 \left(200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$U = 1387,665 \frac{Kg}{m^2}$$

Cálculo de la carga fz.

Figura 38

Área de influencia de columna central.



Nota. Fuente: Elaboración propia

EJE "y"

$$Fz = U * \text{área de fluencia}$$

$$\text{area de fluencia} = 6,33m * 3,80m = 36,7140m^2$$

$$Fz = \left(1387,665 \frac{Kg}{m^2}\right) (36,714m^2)$$

$$Fz = 50941,2 Kg$$

Cálculo de la sección de la columna.

EJE “y”

$$A_{sección} = \frac{Fz * \#pisos}{0,3 f'c}$$

$$A_{sección} = \frac{50941,2 \text{ Kg} * 5}{0,3 \left(240 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)}$$

$$A_{sección} = 3537,60 \text{ cm}^2 = \sqrt{3537,60 \text{ cm}^2}$$

$$A_{sección} = 59,5 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

COLUMNA (60 x 60) cm

Columnas denominadas C1 de 60x60cm para todos los ejes

3.12.2.5. *Análisis Estático Lineal.*

Peso Sísmico NEC 15

El peso total de la estructura se obtuvo a partir del modelo estructural desarrollado en ETABS, donde también se definieron las cargas vivas en cada nivel. Para el cálculo del peso sísmico, se consideró el 100 % de la carga muerta, según los lineamientos de la NEC-15.

Los resultados de este análisis se presentan en la tabla 44, que muestra la distribución de las cargas en los distintos niveles del edificio.

Tabla 44*Carga reactiva W por piso.*

Stor y	Output Case	Location	P	MX	MY	PES O NIVE L
			tonf	tonf-m	tonf-m	tonf
LOSA 5	PESO:100CM	Bottom	617,2823	8199,3501	-8601,7825	617,2823
LOSA 4	PESO:100CM	Bottom	1234,5646	16398,6797	-	617,2823
LOSA 3	PESO:100CM	Bottom	1851,8469	24597,9871	-	617,2823
LOSA 2	PESO:100CM	Bottom	2469,1292	32797,28	-	617,2823
LOSA 1	PESO:100CM	Bottom	3095,7427	41120,3471	-	626,6135
					43139,1377	3095,7427

Nota. Fuente: Elaboración propia

Espectro de diseño NEC 15

El proyecto se ubica en una zona de alta amenaza sísmica, conforme a la clasificación establecida por la NEC-SE-DS (2015). Para el análisis estructural se adoptaron los parámetros correspondientes a un suelo tipo D, característico por su compresibilidad media y representativo de las condiciones geotécnicas del área de estudio.

La Tabla 45 resume los parámetros empleados para definir el espectro de respuesta elástico, representado en la figura 39, junto con los valores de las aceleraciones espectrales (S_a) aplicadas en el modelo estructural desarrollado en ETABS.

Tabla 45

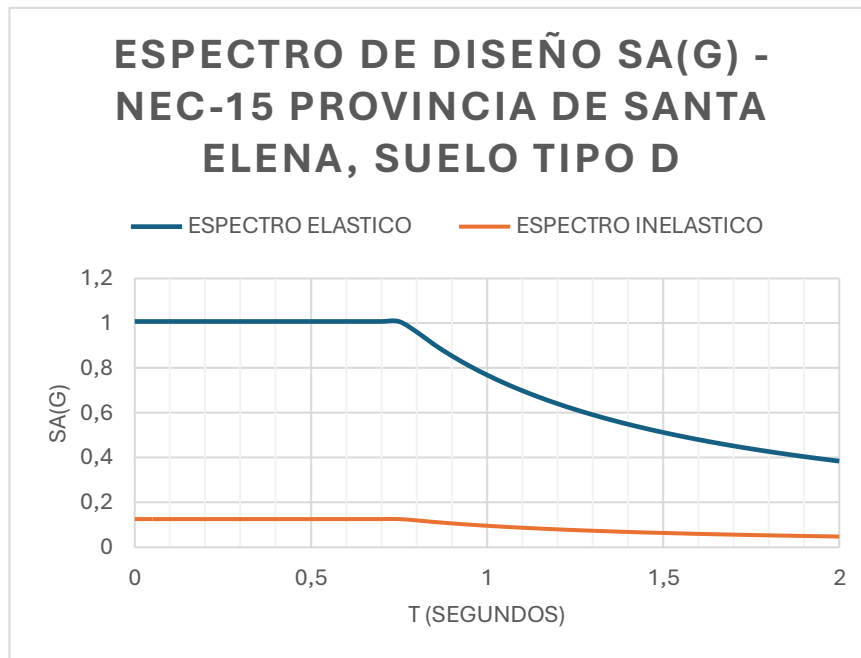
Parámetros y valores empleados para la elaboración del espectro elástico de diseño.

Parámetros Iniciales		Datos a Ingresar	
Factor Z			0,5
		Fa	1,12
Suelo	Tipo D	Fd	1,11
		Fs	1,4
		u	1,8
		r	1
		l	1
Tablas NEC		ϕ_p	1
		ϕ_e	1
		R	8
Solución de Ecuaciones de la gráfica			
		To	0,13875
		Tc	0,763125

Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 39

Espectro elástico e inelástico de diseño.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Periodo Fundamental

El período fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

$$T_{a1} = C_t * h_n^{\alpha} = 0,055 * (16,3)^{0,9} = 0,6782 \text{ seg}$$

$$T_{a2} = 1,30 * 0,6782 \text{ seg} = 0,882 \text{ seg}$$

$$T_{\text{modal}} = 0,855 \text{ seg}$$

Tabla 46*Análisis Modal.*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0,855	61,96%	16,22%	61,96%	16,22%	3,08%	3,08%
Modal	2	0,851	16,52%	64,50%	78,48%	80,73%	0,06%	3,13%
Modal	3	0,756	2,77%	0,32%	81,25%	81,04%	78,09%	81,22%
Modal	4	0,25	9,28%	1,84%	90,53%	82,88%	0,52%	81,74%
Modal	5	0,248	1,91%	9,89%	92,43%	92,78%	0,00%	81,74%
Modal	6	0,222	0,42%	0,10%	92,85%	92,88%	11,14%	92,88%
Modal	7	0,123	3,74%	0,67%	96,59%	93,55%	0,25%	93,13%
Modal	8	0,122	0,75%	3,88%	97,34%	97,43%	0,01%	93,13%
Modal	9	0,11	0,18%	0,09%	97,51%	97,52%	4,38%	97,52%
Modal	10	0,074	1,48%	0,36%	98,99%	97,88%	0,12%	97,64%
Modal	11	0,073	0,41%	1,54%	99,41%	99,42%	0,01%	97,65%
Modal	12	0,066	0,07%	0,06%	99,48%	99,48%	1,83%	99,48%
Modal	13	0,052	0,42%	0,07%	99,90%	99,55%	0,03%	99,51%
Modal	14	0,052	0,08%	0,43%	99,98%	99,98%	0,01%	99,52%
Modal	15	0,047	0,02%	0,02%	100,00%	100,00%	0,48%	100,00%

Nota. Fuente: Elaboración propia

0,882 ≥ 0,855 ; CUMPLE

Cortante Basal

Para el cálculo del cortante basal, se asume que la edificación no presenta irregularidades en planta ni en altura, por lo que se considera un comportamiento estructural regular. Dado que la estructura incorpora vigas de gran peralte, se adoptó un factor de reducción por ductilidad $R = 8$, conforme a la NEC-SE-DS (2015).

El coeficiente K se obtuvo según la Tabla 6.3.5 de la norma, el cual depende del período fundamental de vibración; en este caso, se adoptó un valor de $K = 1$.

Con estos parámetros se define el coeficiente sísmico de diseño (C_s), empleado para determinar el cortante basal total de la edificación.

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E}$$

$$C_s = \frac{1 * 1,008}{8 * 1 * 1} = 0,126$$

$$V = C_s * W$$

$$V = 0,126 * 3095,7427 = 390,063 \text{ Tn-f}$$

Tabla 47

Cortante basal y distribución de fuerzas por piso.

Story	ALTURA (m)	peso nivel tonf	$p * h^k$	alfa i	$F_i = \text{alfa} * V_x$	V_x	$0.3 * F_x$ (Ton)
LOSA 5	16,3	617,28	31476,20	0,33	128,28	128,28	38,49
LOSA 4	13,1	617,28	25296,82	0,26	103,10	231,38	30,93
LOSA 3	9,9	617,28	19117,45	0,20	77,91	309,30	23,37
LOSA 2	6,7	617,28	12938,07	0,14	52,73	362,03	15,82
LOSA 1	3,5	626,61	6879,16	0,07	28,04	390,06	8,41
		3095,7427	95707,69957				

Nota. Fuente: Elaboración propia

Análisis Modal

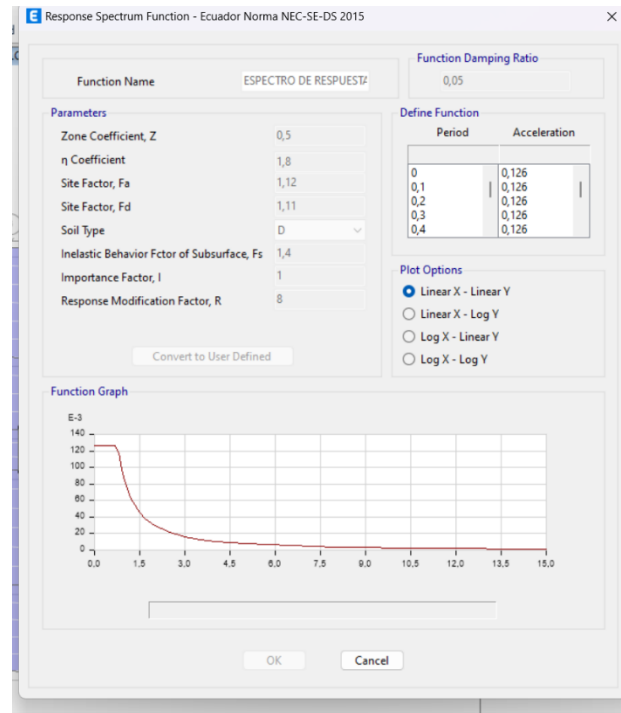
El análisis modal de la estructura se realizó en ETABS, incorporando el espectro inelástico de diseño para identificar los modos de vibración del sistema estructural.

Se consideraron tres modos por nivel: traslación en las direcciones X y Y, y rotación alrededor del eje vertical. Al estar conformada la edificación por cuatro

niveles, se obtuvieron nueve modos de vibración, suficientes para representar de forma adecuada la respuesta dinámica del modelo.

Figura 40

Aplicación del espectro inelástico de respuesta.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Cortante Basal Dinámico

Según la sección 6.2.2 de la NEC-SE-DS (2015), el cortante basal obtenido mediante el análisis dinámico debe ajustarse respecto al método estático equivalente.

Para estructuras regulares, este valor no puede ser menor al 80 % del cortante estático (VE), mientras que en estructuras irregulares el límite mínimo es del 85 %.

Dado que la edificación presenta un comportamiento estructural regular, se verificó el cumplimiento de este requisito dentro del análisis. Los resultados extraídos del modelo en ETABS se muestran en las Tablas 27 y 28, donde se comparan los valores del cortante basal dinámico y el estático equivalente.

Tabla 48*Cortante basal dinámico en el eje x.*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	VX tonf	VY tonf
LOSA 5	SDxx	LinRespSpec	Max	Bottom	85,461	26,329
LOSA 4	SDxx	LinRespSpec	Max	Bottom	155,9502	47,9116
LOSA 3	SDxx	LinRespSpec	Max	Bottom	210,0791	64,4203
LOSA 2	SDxx	LinRespSpec	Max	Bottom	246,96	75,6705
LOSA 1	SDxx	LinRespSpec	Max	Bottom	264,6297	81,0762

Nota. Fuente: Elaboración propia**Tabla 49***Cortante basal dinámico en el eje y.*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	VX tonf	VY tonf
LOSA 5	SDyy	LinRespSpec	Max	Bottom	25,7481	87,3988
LOSA 4	SDyy	LinRespSpec	Max	Bottom	46,9535	159,1483
LOSA 3	SDyy	LinRespSpec	Max	Bottom	63,2406	214,0186
LOSA 2	SDyy	LinRespSpec	Max	Bottom	74,3404	251,4052
LOSA 1	SDyy	LinRespSpec	Max	Bottom	79,6662	269,346

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 50*Cortante estático y cortante dinámico en la dirección x.*

Story	Output Case	ESPECTRO ESTATICO		ESPECTRO DINAMICO		CHEQUEO
		VX tonf	0,80*Vex tonf-m	VX tonf		
LOSA 5	SExx	128,28	121,49696	85,461		NO CUMPLE
LOSA 4	SExx	231,38	219,14174	155,9502		NO CUMPLE
LOSA 3	SExx	309,30	292,93437	210,0791		NO CUMPLE
LOSA 2	SExx	362,03	342,87483	246,96		NO CUMPLE
LOSA 1	SExx	390,06	369,42841	264,6297		NO CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 51*Cortante estático y cortante dinámico en la dirección y.*

Story	Output Case	ESPECTRO ESTATICO		ESPECTRO DINAMICO	
		VY	0,80*Vex	VY	CHEQUEO
		tonf	tonf-m	tonf	
LOSA 5	Seyy	128,28	121,49696	87,3988	NO CUMPLE
LOSA 4	SEyy	231,38	219,14174	159,1483	NO CUMPLE
LOSA 3	SEyy	309,30	292,93437	214,0186	NO CUMPLE
LOSA 2	SEyy	362,03	342,87483	251,4052	NO CUMPLE
LOSA 1	SEyy	390,06	369,42841	269,346	NO CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Comprobación: Al verificar que el cortante dinámico VD no alcanzo el 80% del cortante estático equivalente VE en las direcciones X e Y, es necesario realizar el ajuste al espectro dinámico. Este ajuste se efectúa mediante un factor de corrección, calculado como el cociente entre el 80% de VE y el valor acumulado de VD. Como resultado, se obtiene un factor de corrección de 1,20 en la dirección X y de 1,1802 en la dirección Y.

Cortante Basal Corregido

Para representar con mayor precisión el comportamiento real de la estructura, se realizó un nuevo cálculo del cortante basal, considerando el factor de escala obtenido del análisis dinámico ejecutado en ETABS.

Este factor permitió ajustar las fuerzas sísmicas, garantizando que la demanda aplicada al modelo se mantuviera dentro de los criterios establecidos por la NEC-SE-DS (2015).

Los valores finales del cortante basal corregido se presentan en las Tablas 53 y 54, donde se muestran los resultados obtenidos tras aplicar dicho factor al modelo estructural.

Tabla 52*Factor Escala para cortante dinámico.*

COEF. SISMICO	PESO EDIFICA	CORTANTE ESTATICA	CORTANTE DINÁMICA	FACTOR ESCALA
0,126	3095,7427	390,0635802	264,6297	1,20
0,126	3095,7427	390,0635802	269,346	1,1802

Nota. Fuente: Elaboración propia**Tabla 53***Cortante estático y cortante dinámico corregido en la dirección x.*

Story	Output Case	ESPECTRO ESTATICO		ESPECTRO DINAMICO	
		VX	0,80*Vex	VX	CHEQUEO
		tonf	tonf-m	tonf	
LOSA 5	SExx	128,28	102,6268075	103,12	SI CUMPLE
LOSA 4	SExx	231,38	185,106021	187,1385	SI CUMPLE
LOSA 3	SExx	309,30	247,4376403	252,0928	SI CUMPLE
LOSA 2	SExx	362,03	289,6216654	296,3495	SI CUMPLE
LOSA 1	SExx	390,06	312,0508642	317,5528	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia**Tabla 54***Cortante estático y cortante dinámico corregido en la dirección y.*

ESPECTRO ESTATICO	ESPECTRO DINAMICO
-------------------	----------------------

Story	Output Case	VY	0,80*Vey	VY	CHEQUEO
		tonf	tonf-m	tonf	
LOSA 5	SEyy	128,28	102,6268075	103,1296	SI CUMPLE
LOSA 4	SEyy	231,38	185,106021	187,7935	SI CUMPLE
LOSA 3	SEyy	309,30	247,4376403	252,54	SI CUMPLE
LOSA 2	SEyy	362,03	289,6216654	296,6559	SI CUMPLE
LOSA 1	SEyy	390,06	312,0508642	317,8258	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

La norma recomienda aplicar este procedimiento para evitar una flexibilidad excesiva en la estructura, asegurando que la demanda sísmica se refleje adecuadamente a través de fuerzas representativas y acordes con su comportamiento real.

Control de Derivas

Para evaluar el comportamiento estructural del edificio, se analizaron las derivas de entrepiso en cada nivel del modelo estructural. Este proceso se realizó tomando como referencia los casos de carga sísmica definidos en el análisis y los límites de desplazamiento establecidos por la NEC-15.

Con ello se comprobó que las deformaciones laterales se mantuvieron dentro de los valores permitidos, asegurando un desempeño adecuado de la estructura frente a la acción sísmica.

Tabla 55

Derivas de piso con el patrón dinámico Dx.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	Z	R	NEC-15			Desplazamiento relativo (cm)	desplazamiento (cm)
									DERIVAS DE PISO EN X				
									Δ_E	$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$		
LOSA 5	SDxx	LinRespSpec	Max	X	0,001446	22	16,3	8	0,001446	0,008676	SI CUMPLE	0,46272	3,54166
LOSA 4	SDxx	LinRespSpec	Max	X	0,002158	22	13,1	8	0,002158	0,012948	SI CUMPLE	0,69056	3,07894
LOSA 3	SDxx	LinRespSpec	Max	X	0,002739	22	9,9	8	0,002739	0,016434	SI CUMPLE	0,87648	2,38838
LOSA 2	SDxx	LinRespSpec	Max	X	0,00285	22	6,7	8	0,002850	0,017100	SI CUMPLE	0,912	1,5119
LOSA 1	SDxx	LinRespSpec	Max	X	0,001714	22	3,5	8	0,001714	0,010284	SI CUMPLE	0,5999	0,5999

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 56

Derivas de piso con el patrón estático Ex.

Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Label	Z	R	NEC-15			Desplazamiento relativo (cm)	desplazamiento (cm)
								DERIVAS DE PISO EN X				
								Δ_E	$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$		
LOSA 5	SExx	LinStatic	X	0,001675	22	16,3	8	0,001675	0,010050	SI CUMPLE	0,536	4,03153
LOSA 4	SExx	LinStatic	X	0,002491	22	13,1	8	0,002491	0,014946	SI CUMPLE	0,79712	3,49553
LOSA 3	SExx	LinStatic	X	0,003126	22	9,9	8	0,003126	0,018756	SI CUMPLE	1,00032	2,69841
LOSA 2	SExx	LinStatic	X	0,003212	22	6,7	8	0,003212	0,019272	SI CUMPLE	1,02784	1,69809
LOSA 1	SExx	LinStatic	X	0,001915	22	3,5	8	0,001915	0,011490	SI CUMPLE	0,67025	0,67025

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 57

Derivas de piso con el patrón dinámico Dy.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	R	NEC-15			Desplazamiento relativo (cm)	desplazamiento (cm)
								DERIVAS DE PISO EN X				
								Δ_E	$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$		
LOSA 5	SDyy	LinRespSpec	Max	Y	0,00137	36	8	0,001370	0,008220	SI CUMPLE	0,4384	3,29058
LOSA 4	SDyy	LinRespSpec	Max	Y	0,002013	36	8	0,002013	0,012078	SI CUMPLE	0,64416	2,85218
LOSA 3	SDyy	LinRespSpec	Max	Y	0,002532	36	8	0,002532	0,015192	SI CUMPLE	0,81024	2,20802
LOSA 2	SDyy	LinRespSpec	Max	Y	0,002629	36	8	0,002629	0,015774	SI CUMPLE	0,84128	1,39778
LOSA 1	SDyy	LinRespSpec	Max	Y	0,00159	32	8	0,001590	0,009540	SI CUMPLE	0,5565	0,5565

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 58

Derivas de piso con el patrón estático Ey.

Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Label	R	NEC-15			Desplazamiento relativo (cm)	desplazamiento (cm)
							DERIVAS DE PISO EN X				
							Δ_E	$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E$	$\Delta_{MAX} = 0,02$		
LOSA 5	SEyy	LinStatic	Y	0,001676	36	8	0,001676	0,010056	SI CUMPLE	0,53632	3,95612
LOSA 4	SEyy	LinStatic	Y	0,002453	36	8	0,002453	0,014718	SI CUMPLE	0,78496	3,4198
LOSA 3	SEyy	LinStatic	Y	0,003052	36	8	0,003052	0,018312	SI CUMPLE	0,97664	2,63484
LOSA 2	SEyy	LinStatic	Y	0,00313	36	8	0,003130	0,018780	SI CUMPLE	1,0016	1,6582
LOSA 1	SEyy	LinStatic	Y	0,001876	36	8	0,001876	0,011256	SI CUMPLE	0,6566	0,6566

Nota. Fuente: Elaboración propia

Control de torsiones

Duración de la aceleración del suelo empleada en el análisis y diseño estructural

Tabla 59

Torsión en Dx.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Max Drift (m)	Avg Drift (m)	Ratio	CHEQUEO
-------	-------------	-----------	-----------	---------------	---------------	-------	---------

LOSA 5	SDxx	LinRespSpec	Max	0,0046	0,004	1,12	SI CUMPLE
LOSA 4	SDxx	LinRespSpec	Max	0,0069	0,006	1,12	SI CUMPLE
LOSA 3	SDxx	LinRespSpec	Max	0,0088	0,008	1,12	SI CUMPLE
LOSA 2	SDxx	LinRespSpec	Max	0,0091	0,008	1,12	SI CUMPLE
LOSA 1	SDxx	LinRespSpec	Max	0,006	0,005	1,12	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 60

Torsión en Dy.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Max Drift m	Avg Drift m	Ratio	CHEQUEO
LOSA 5	SDyy	LinRespSpec	Max	0,0013	0,001	1,15	SI CUMPLE
LOSA 4	SDyy	LinRespSpec	Max	0,002	0,002	1,15	SI CUMPLE
LOSA 3	SDyy	LinRespSpec	Max	0,0025	0,002	1,15	SI CUMPLE
LOSA 2	SDyy	LinRespSpec	Max	0,0026	0,002	1,15	SI CUMPLE
LOSA 1	SDyy	LinRespSpec	Max	0,0017	0,001	1,15	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Índice de Estabilidad Qi

Según la NEC-SE-DS (2015), el índice de estabilidad Qi permite evaluar los efectos de segundo orden ($P-\Delta$) en una estructura. Cuando $Q_i < 0,10$, dichos efectos pueden omitirse; sin embargo, valores superiores a 0,30 indican posible inestabilidad y la necesidad de aumentar la rigidez.

En este estudio, el Qi calculado para las direcciones X e Y se mantuvo por debajo del 10 %, con valores entre 2,86 % y 0,93 %, cumpliendo así con los límites establecidos por la normativa.

Tabla 61

Índice de estabilidad (Sismo Dinámico en X).

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	UX m	UY m	Z m	Z c/piso m	u m	ΔE m	ΔE/h m/m	V Ton	w Ton	Q	CHEQUEO
5	D5	SDxx	LinRespSpec	0,030103	0,007745	16,3	3,2	0,0311	0,00399	0,0012484	128,284	617,2823	0,0615122	SI CUMPLE
4	D4	SDxx	LinRespSpec	0,026241	0,006723	13,1	3,2	0,0271	0,01408	0,0044001	231,383	1234,5646	0,2404042	SI CUMPLE
3	D3	SDxx	LinRespSpec	0,020405	0,00521	9,9	3,2	0,0211	0,01301	0,0040651	309,297	1851,8469	0,2492304	SI CUMPLE
2	D2	SDxx	LinRespSpec	0,012936	0,003297	6,7	3,2	0,0133	0,00805	0,002516	362,027	2469,1292	0,1757189	SI CUMPLE
1	D1	SDxx	LinRespSpec	0,005134	0,001309	3,5	3,5	0,0053	0,00530	0,0015138	390,064	3095,7427	0,1471736	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 62

Índice de estabilidad (Sismo Dinámico en Y).

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	Z m	Z c/piso m	u m	ΔE m	ΔE/h m/m	V Ton	w Ton	Q	CHEQUEO
	D5	SDyy	LinRespSpec	Max	0,007662	0,03005	16,3	3,2	0,0310	0,00409	0,00127874	128,284	617,2823	0,06300782	SI CUMPLE
	D4	SDyy	LinRespSpec	Max	0,006678	0,026078	13,1	3,2	0,0269	0,01402	0,0043804	231,383	1234,5646	0,23933006	SI CUMPLE
	D3	SDyy	LinRespSpec	Max	0,005193	0,020206	9,9	3,2	0,0209	0,01290	0,00403193	309,297	1851,8469	0,24719653	SI CUMPLE
	D2	SDyy	LinRespSpec	Max	0,003292	0,012782	6,7	3,2	0,0132	0,00796	0,00248764	362,027	2469,1292	0,17373641	SI CUMPLE
	D1	SDyy	LinRespSpec	Max	0,001307	0,005073	3,5	3,5	0,0052	0,00524	0,00149676	390,064	3095,7427	0,14551838	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Elaboración propia

3.13. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA NERVADA ALIGERADA

El análisis y diseño de las losas nervadas se realizó en ETABS, aplicando los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-HM, 2015) y el ACI 318-19.

Se modeló una vivienda unifamiliar de mediana altura ubicada en Santa Elena, utilizando las mismas condiciones estructurales, materiales y cargas para ambos

sistemas. El Sistema A corresponde a la losa nervada tradicional de hormigón armado con bloques de aligeramiento, mientras que el Sistema B emplea viguetas de acero como nervios principales.

El programa permitió obtener datos sobre peso propio, esfuerzos, desplazamientos y cortante basal, que sirvieron para comparar el comportamiento estructural de cada alternativa. Con esta información se busca identificar cuál sistema ofrece un mejor equilibrio entre resistencia, economía y facilidad constructiva.

3.13.1. Diseño por el Método de Coeficientes del ACI para losa convencional.

El diseño de la losa nervada convencional se realizó mediante el método de coeficientes establecido en la norma ACI 318-19, considerando una losa unidireccional apoyada en vigas.

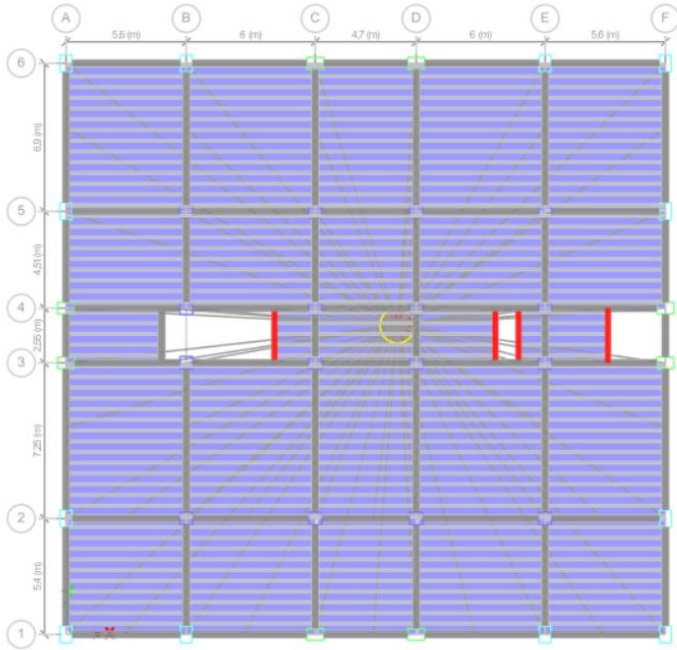
Se tomaron en cuenta las luces efectivas en ambas direcciones, las cargas muertas y vivas, y los coeficientes correspondientes según las condiciones de borde. Con estos parámetros se determinaron los momentos positivos y negativos necesarios para el dimensionamiento del refuerzo principal.

Los valores obtenidos se verificaron posteriormente con los resultados del modelamiento estructural efectuado en ETABS, asegurando que las diferencias entre el cálculo teórico y el análisis computacional se mantuvieran dentro de los márgenes aceptables establecidos por la norma.

Durante el proceso de prediseño, y en respuesta a condiciones prácticas de obra, se determinó la necesidad de modificar el sistema inicial de losas analizadas se determina que los paños tienen condiciones para losas en dos direcciones y se decide modificar el esquema y distribución de los paños para una losa unidireccional. Este ajuste constructivo implicó la incorporación estratégica de vigas secundarias, cuya función principal fue subdividir los paños originales en dos secciones más pequeñas, de modo que la transferencia de cargas y el comportamiento estructural se adapten al nuevo sistema.

Figura 41

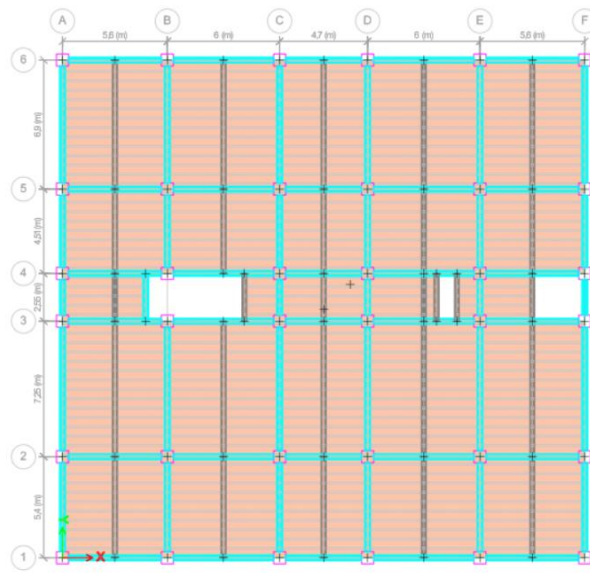
Esquema para diseño de losa en una dirección incluyendo vigas secundarias.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 42

Esquema inicial de losas en dos direcciones.



Nota. Fuente: Elaboración propia

3.13.1.1. *Espesor de losa.*

Según lo estipulado en el ACI 318-19 sección 7.3, el espesor de la losa será normado en congruencia a la tabla, siendo tal como se predimensiona en el apartado 3.12.1.1 en la figura 26:

$$h = 0,20$$

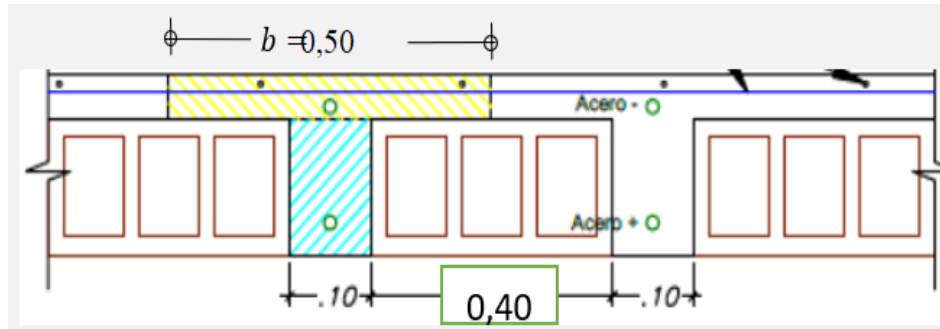
El valor obtenido es igual a 0,20 m de altura, según lo recomienda el código ACI para losas aligeradas en una dirección se debe tomar un peralte entre 20 - 30 cm, de acuerdo con lo preestablecido, se establece una altura de 20 cm de espesor.

3.13.1.2. *Nervios de losa.*

El código ACI establece en la sección 9.8.1.2 que el ancho de los nervios no debe ser menor a 0,10 m, y en el apartado 9.8.1.4, se describe que la luz libre entre nervios no debe exceder los 0,75 m. Partiendo de la premisa establecida, se escogerá una altura de placa de 5 cm y de nervadura 15 cm con un ancho de 10 cm y espaciamiento de 40 cm.

Figura 43

Losas nervada (aligerada) en una dirección.



Nota. Fuente: Elaboración propia

3.13.1.3. Cálculo de las cargas uniformemente repartidas.

El cálculo de las cargas uniformemente repartidas que se asignaron sobre la vigueta se realizó multiplicando los pesos por unidad de área con el ancho efectivo de la vigueta. Estos cálculos se realizaron tanto para el caso de carga muerta como carga viva. Los resultados se muestran en la tabla 21 en el capítulo 3.12.1.

A continuación, se realiza como ejemplo el cálculo realizado para obtener el peso de la losa por unidad de longitud.

Tabla 63

Peso de la losa por unidad de longitud.

DESCRIPCION	PESOS	
PESO LOSA	0,29736	Tn/m ²
PESO ACABADOS	0,07	Tn/m ²
PESO INSTALACIONES	0,05	Tn/m ²
PESO MAMPOSTERÍA- ENLUCIDO	0,2459	Tn/m ²
TOTAL ,PESO CARGA MUERTA (WD)	0,663	Tn/m ²

Nota. Fuente: Elaboración propia

Cálculo de carga última por vigueta ($W_{uv}=W_u*b$)

$$W_{vigueta} = WD * \text{ancho efectivo de la vigueta}$$

$$W_{\text{vigüeta}} = 663,27 \text{ kg/m}^2 * 0,50\text{m} = \mathbf{331,635 \text{ kg/m}}$$

Carga viva

$$W_{\text{vigüeta}} = WL * \text{ancho efectivo de la vigüeta}$$

$$W_{\text{vigüeta}} = 200 \text{ kg/m}^2 * 0,50\text{m} = \mathbf{100 \text{ kg/m}}$$

$$U = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV}$$

$$W_u = 1.2 (331,635 \text{ kg /m}) + 1.6(100 \text{ kg /m})$$

$$W_u = \mathbf{557,98 \text{ kg /m}}$$
 Carga de resistencia última

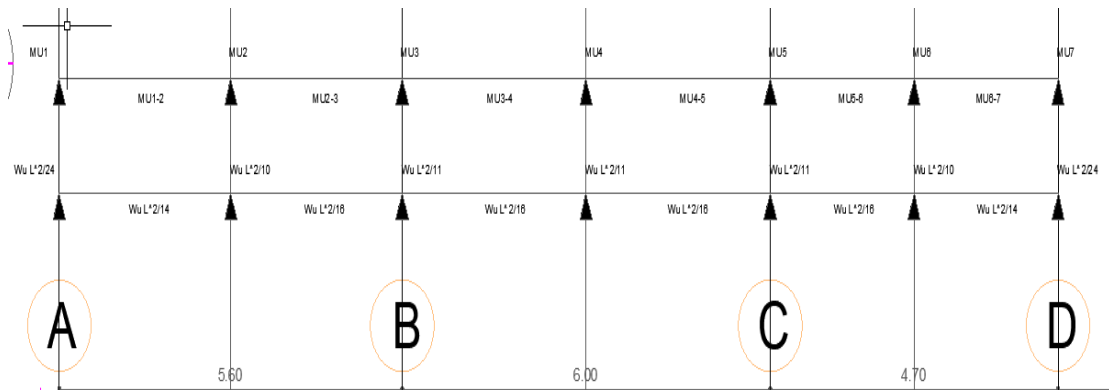
3.13.1.4. Momentos de diseño.

Para el cálculo de los momentos y fuerzas cortantes siempre y cuando se cumpla las siguientes condiciones (American Concrete Institute, 1986).

- Haya dos o más tramos. →CUMPLE
- Las luces de los tramos sean aproximadamente iguales, sin que la mayor de dos luces adyacentes exceda en más de 20% a la menor $L_{\text{mayor}}(3.00) / L_{\text{menor}}(2.80) = 1.11 \leq 1.2$ →CUMPLE
- Las cargas sean uniformemente distribuidas y no existan cargas concentradas. Las cargas uniformemente distribuidas en cada uno de los tramos deben tener la misma magnitud. →CUMPLE
- La carga viva en servicio no sea mayor a tres veces la carga muerta en servicio $(CV/CM \leq 3)$. $200 \text{ kg/m}^2 / 663,27 \text{ kg/m}^2 = 0.302 \leq 3$ →CUMPLE

Figura 44

Diagrama de momentos y ecuaciones.



Nota. Fuente: Elaboración propia

La tabla 44 muestra las ecuaciones que nos ayudarán a obtener los momentos aproximados para la losa en una dirección. Establecemos el diagrama de momentos según la distribución arquitectónica y la configuración estructural del edificio. Los nervios tendrán una disposición a lo largo del eje x.

Tabla 64

Resultados de momentos que interactúan en la losa de una dirección con 6 puntos de apoyo.

DESCRIPCION	RESULTADO
$Mu1 = \frac{Wuv * Lu^2}{24}$	
$Mu\ 1 - 2 = \frac{Wuv * Lu^2}{14}$	148,228 Kg/m
	254,105 Kg/m
$Mu2 = \frac{Wuv * Lu^2}{10}$	355,747 Kg/m

$$Mu2 - 3 = \frac{Wuv * Lu^2}{16}$$

222,342 Kg/m

$$Mu3 = \frac{Wuv * Lu^2}{11}$$

376,668 Kg/m

$$Mu3 - 4 = \frac{Wuv * Lu^2}{16}$$

258,959 Kg/m

$$Mu4 = \frac{Wuv * Lu^2}{10}$$

414,335 Kg/m

$$Mu4 - 5 = \frac{Wuv * Lu^2}{16}$$

258,959 Kg/m

$$Mu5 = \frac{Wuv * Lu^2}{10}$$

414,335 Kg/m

$$Mu5 - 6 = \frac{Wuv * Lu^2}{16}$$

150,153 Kg/m

$$Mu6 = \frac{Wuv * Lu^2}{16}$$

240,245 Kg/m

$$Mu6 - 7 = \frac{Wuv * Lu^2}{16} \quad 192,902 \text{ Kg/m}$$

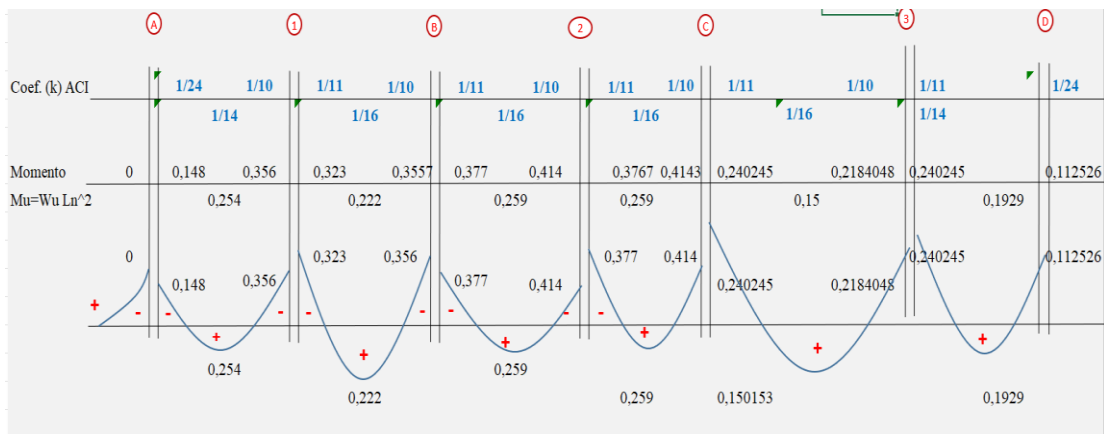
$$Mu7 = \frac{Wuv * Lu^2}{24} \quad 112,526 \text{ Kg/m}$$

Nota. Fuente: Elaboración propia

Diseñamos el diagrama de momentos con los resultados obtenidos para apreciar la manifestación gráfica de los momentos actuantes en la losa, esto nos facilitara el cálculo de acero de la losa.

Figura 45

Resultados de momentos Mu en la losa nervada.



Nota. Fuente: Elaboración propia

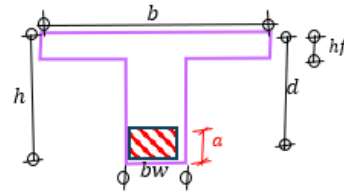
3.13.1.5. Acero de refuerzo.

Cálculo para obtener cuantía de refuerzo en nervadura:

$$M_u = \phi * F'_c * b * d * d^2 * \omega(1 - 0,59\omega)$$

4.1: DISEÑO EN LOS APOYOS:

$\phi =$	0,9	$b_w =$	10 cm
$\beta =$	0,85	$h =$	20 cm
		$d =$	17 cm
		r	3 cm



Podemos notar que tenemos los datos necesarios para despejar ω en la fórmula propuesta, al encontrarnos finalmente con una ecuación cuadrática escogemos el resultado menor, dato que necesitaremos para hallar la cuantía de acero.

Tabla 65

Resultados para ω menor.

ω	Resultado
ω_1	0,02409
ω_{1-2}	0,00818
ω_2	0,05905
ω_{2-3}	0,00715
ω_3	0,06266
ω_{3-4}	0,00834
ω_4	0,06920
ω_{4-5}	0,00834
ω_5	0,06920
ω_{5-6}	0,00482
ω_6	0,03940
ω_{6-7}	0,00620
ω_7	0,01822

Nota. Fuente: Elaboración propia

3.13.1.6. Cuantía de acero requerida.

$$\rho = \frac{\omega * f'c}{fy}$$

Tabla 66*Resultados para cuantía de acero*

ρ	Resultado
ρ_1	0,00138
ρ_{1-2}	0,00047
ρ_2	0,00337
ρ_{2-3}	0,00041
ρ_3	0,00358
ρ_{3-4}	0,00048
ρ_4	0,00395
ρ_{4-5}	0,00048
ρ_5	0,00395
ρ_{5-6}	0,00028
ρ_6	0,00225
ρ_{6-7}	0,00035
ρ_7	0,00104

Nota. Fuente: Elaboración propia

Las cuantías que estén por debajo de lo que especifica la norma serán reemplazadas por $\rho_{min} = 0.0018$, y se procederá a calcular el área del acero.

Tabla 67*Resultados y corroboración junto a cuantía mínima.*

ρ	Resultado	ρ_{min}	resultado
ρ_1	0,00180	ρ_1	0,0033
ρ_{1-2}	0,00180	ρ_{1-2}	0,0033
ρ_2	0,00337	ρ_2	0,0033
ρ_{2-3}	0,00180	ρ_{2-3}	0,0033
ρ_3	0,00358	ρ_3	0,0033
ρ_{3-4}	0,00180	ρ_{3-4}	0,0033
ρ_4	0,00395	ρ_4	0,0033
ρ_{4-5}	0,00180	ρ_{4-5}	0,0033
ρ_5	0,00395	ρ_5	0,0033
ρ_{5-6}	0,00180	ρ_{5-6}	0,0033
ρ_6	0,00225	ρ_6	0,0033
ρ_{6-7}	0,00180	ρ_{6-7}	0,0033
ρ_7	0,00180	ρ_7	0,0033

Nota. Fuente: Elaboración propia**3.13.1.7. Área de acero mínimo.**

El código ACI en la sección 9.6.1.1 cita que durante toda la sección de análisis y diseño debe de incluirse un área de acero mínimo como límite inferior.

$$\rho_{min} = 0,80 * \frac{\sqrt{F'c}}{Fy}$$

$$\rho_{min} = 14 * \frac{1}{Fy}$$

$$\rho_{min} = 0,80 * \frac{\sqrt{240kg/cm^2}}{4200kg/cm^2} = 0,00295$$

$$\rho_{min} = 14 * \frac{1}{4200kg/cm^2} = 0,0033$$

$$A_{smin} = 14 * \frac{1}{\frac{4200kg}{cm^2}} * (10cm) * 17cm = 0,56cm^2$$

4.1.1. Cálculo del acero mínimo:

Cuantía mínimo	$0.80 * \text{raiz}(f'c) / f_y$	$0,0029508$	$P_{min} = 0,003333$	$\rho_{min} = 14 * \frac{1}{F_y}$
Area de acero mínimo	$p_{min} * b_w * d$	$A_{smin} = 0,57 \text{ cm}^2$	$A_{smin} = \rho_{min} * b_w * d$	
Acero a Usar mínimo		$\emptyset 3/8$	$0,71 \text{ cm}^2 \text{ OK}$	
	$A_{smin} * f_y / (0.85 * f'c * b_w)$	$a_{min} = 1,166667$	$a_{min} = \frac{A_{smin} * f_y}{0.85 * f'c * b_w}$	
Momento ultimo mínimo	$\emptyset A_{smin} * f_y (d - a_{min} / 2)$	$M_{u_{min}} = 0,352 \text{ ton-m}$	$M_{u_{min}} = \emptyset * A_{smin} * f_y * \left(d - \frac{a_{min}}{2} \right)$	

3.13.1.8. *Área de acero requerido.*

$$As = \rho_{\text{diseño}} \times b \times d$$

Tabla 68

Acero requerido y Acero min.

As	Resultado(cm2)	Asmin	Resultado(cm2)
As1	0,30600	As1	0,57
As1-2	0,30600	As1-2	0,57
As2	0,57359	As2	0,57
As2-3	0,30600	As2-3	0,57
As3	0,60866	As3	0,57
As3-4	0,30600	As3-4	0,57
As4	0,67222	As4	0,57
As4-5	0,30600	As4-5	0,57
As5	0,67222	As5	0,57
As5-6	0,30600	As5-6	0,57
As6	0,38276	As6	0,57
As6-7	0,30600	As6-7	0,57
As7	0,30600	As7	0,57

Nota. Fuente: Elaboración propia

Por tanto, el que controla será $As_{min}=0,57 \text{ cm}^2$ En el área del acero superior negativo y positivo se usará 1 \emptyset 10mm. El acero inferior se ubicará sobre toda la longitud de recorrido, y para las secciones del acero superior se procederá a diseñar según el cálculo en base al código ACI 318-19 sección 9.7.4.4.1

$$L1 = \frac{\ln}{3} = \frac{2,80}{3} = 0,93m$$

$$L7 = \frac{\ln}{3} = \frac{3,00}{3} = 1,00m$$

$$L2 = \frac{\ln}{3} = \frac{2,80}{3} = 0,93m$$

$$L8 = \frac{\ln}{3} = \frac{3,00}{3} = 1,00m$$

$$L3 = \frac{\ln}{3} = \frac{2,80}{3} = 0,93m$$

$$L9 = \frac{\ln}{3} = \frac{2,35}{3} = 0,80m$$

$$L4 = \frac{\ln}{3} = \frac{2,80}{3} = 0,93m$$

$$L10 = \frac{\ln}{3} = \frac{2,35}{3} = 0,80m$$

$$L5 = \frac{\ln}{3} = \frac{3,00}{3} = 1,00m$$

$$L11 = \frac{\ln}{3} = \frac{2,35}{3} = 0,80m$$

$$L6 = \frac{\ln}{3} = \frac{3,00}{3} = 1,00m$$

$$L12 = \frac{\ln}{3} = \frac{2,35}{3} = 0,80m$$

3.13.1.9. Acero por retracción y temperatura.

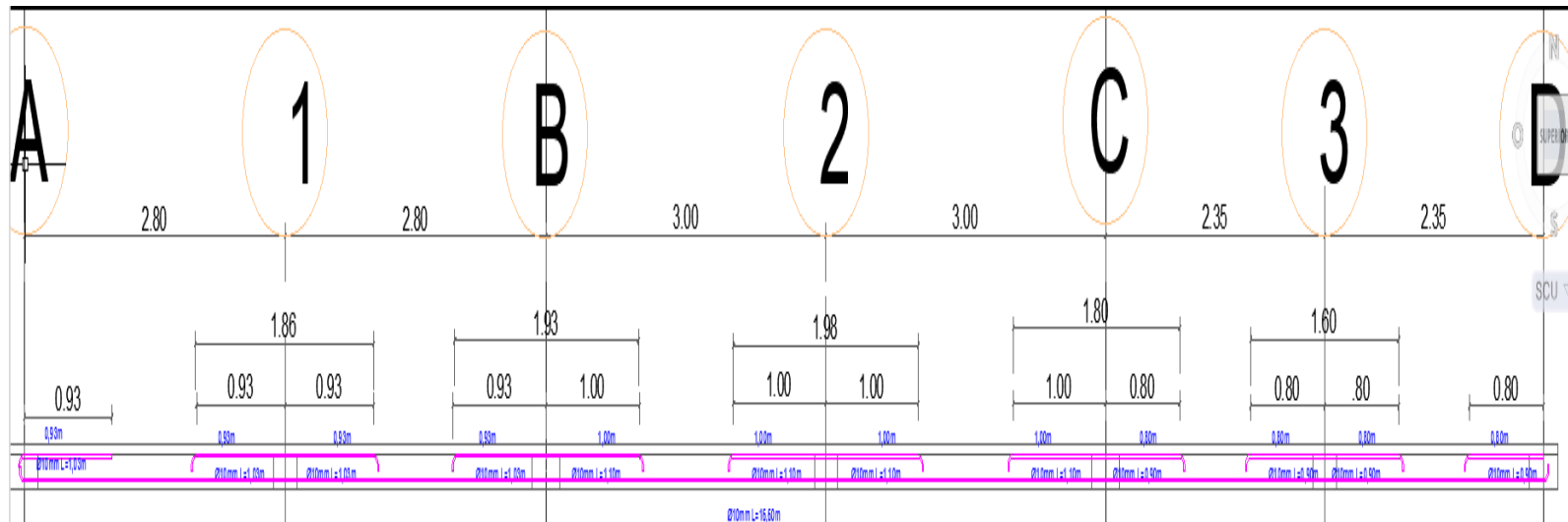
El refuerzo por retracción y temperatura en una obra de estructura nos ayudará a controlar las fallas por fisuración a un nivel adecuado y aceptable.

4.3 DISEÑO ACERO DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

	b= 100 cm	h= 5 cm	
Área de acero	$p_t * b * h$	$A_{st} = 0,90 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 0.0018 * b * h$
Distribución de aceros	Aceros de: Ø 6mm	$S_{rep} = 31 \text{ cm}$	$S_{rep} = \frac{A_{s\phi} * b}{A_{st}}$
Espaciamiento máximo pór norma		5*h 25 cm	
	Ø 6mm @ 25 cm		

Figura 46

Detalle de armadura para nervio en losa aligerada.



Nota. Fuente: Elaboración propia

3.13.1.10. Diseño por Corte.

Para la losa aligerada analizada se calculará las fuerzas cortantes últimas haciendo uso del método de los coeficientes.

$$V_u = 1,15 * \frac{0,55798tn}{m^2} * 3m = 0,962 Tn$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{0,962Tn}{0,75} = 1,28Tn$$

El valor de $V_n=1.28 Tn$ es la cortante producida por la carga sobre las viguetas que trata de cortar a este.

Resistencia del concreto a la cortante

$$V_c = 0,53 * \sqrt{F'_c} * b * d$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{240} * 10 * 17 = 1,4tn$$

Comparando los valores de fuerzas cortantes nominales, concluimos que no se requieren ensanches en los apoyos extremos ni en los apoyos interiores

$$V_c > V_n - - - OK$$

3.13.2. Diseño por el Método de Coeficientes del ACI para losa no convencional.

Verificación del tipo de losa

3.13.2.1. Espesor de losa.

Según lo estipulado en el ACI 318-19 sección 7.3, el espesor de la losa será normado en congruencia al apartado de predimensionamiento donde se escoge la altura mínima:

$$h = 0,20$$

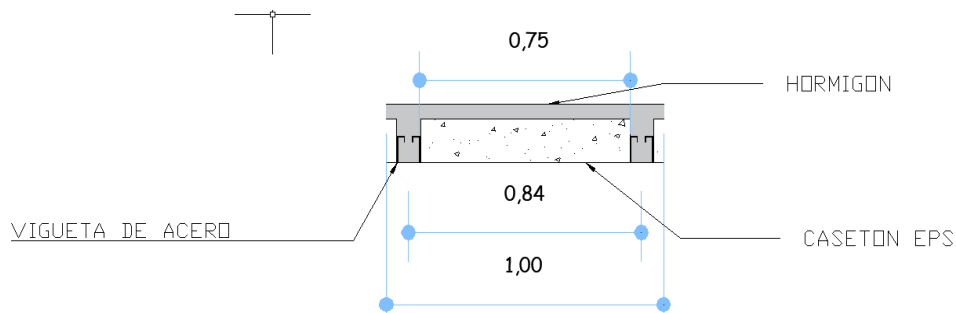
El valor obtenido es igual a 0,20 m de altura, según lo recomienda el código ACI para losas aligeradas en una dirección se debe tomar un peralte entre 20 - 30 cm, de acuerdo con lo preestablecido, se establece una altura de 20 cm de espesor.

3.13.2.2. Nervios de losa.

El código ACI establece en la sección 9.8.1.2 que el ancho de los nervios no debe ser menor a 0,10 m, y en el apartado 9.8.1.4, se describe que la luz libre entre nervios no debe exceder los 0,75 m. Partiendo de la premisa establecida, se escogerá una altura de placa de 5 cm y de nervadura 15 cm con un ancho de 10 cm y espaciamiento de 75 cm.

Figura 47

Losa no convencional en una dirección.



Nota. Fuente: Elaboración propia

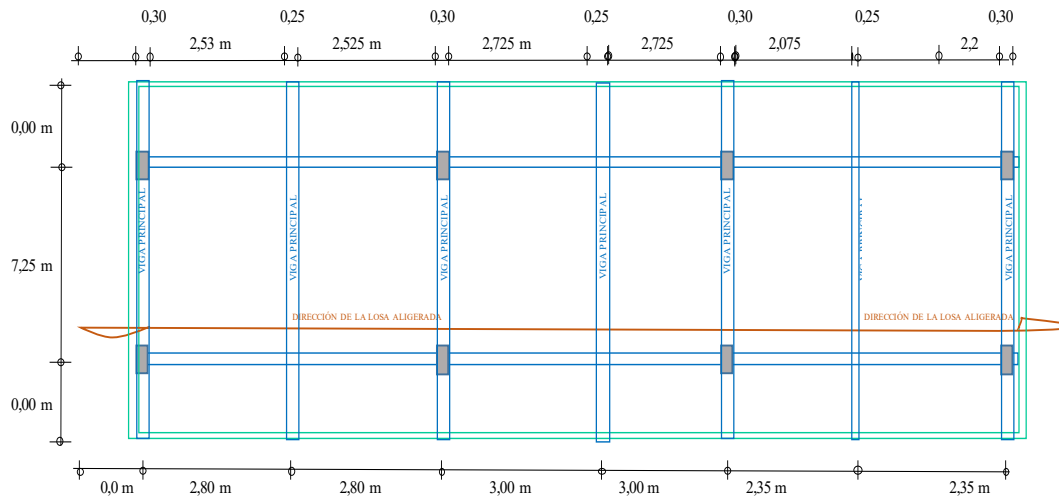
Figura 48

Diseño de losa aligerada en una dirección.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCIÓN-NO CONVENCIONAL

DATOS

P. Acabados	120 kg/m ²	f _c =	240 kg/cm ²	
P. Tabiques	245,9 kg/m ²	f _y =	4200 kg/cm ²	PARA ACERO NEGATIVO
Sobrecarga	S/C		200 kg/m ²	



Nota. Fuente: Elaboración propia

3.13.2.3. Cálculo de las cargas uniformemente repartidas.

El cálculo de las cargas uniformemente repartidas que se asignaron sobre la vigueta se realizó multiplicando los pesos por unidad de área con el ancho efectivo de la vigueta. Estos cálculos se realizaron tanto para el caso de carga muerta como carga viva. Los resultados se muestran en la tabla 42 en el capítulo 3.12.2..

A continuación, se realiza como ejemplo el cálculo realizado para obtener el peso de la losa por unidad de longitud.

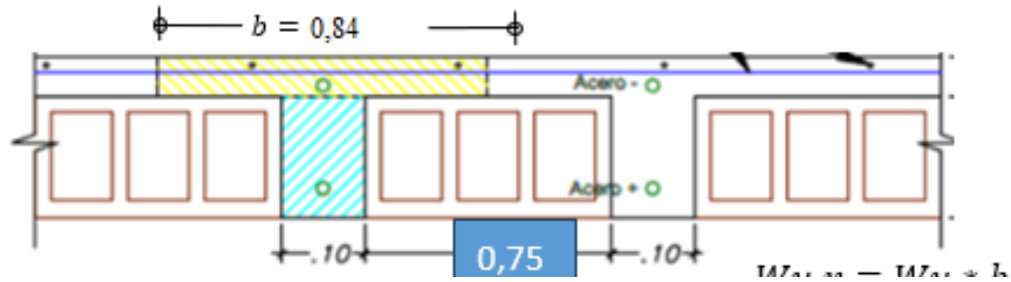
Tabla 69*Peso de la losa por unidad de longitud.*

DESCRIPCION	PESOS	
PESO LOSA	0,1683	Tn/m ²
PESO ACABADOS	0,07	Tn/m ²
PESO INSTALACIONES	0,05	Tn/m ²
PESO MAMPOSTERÍA- ENLUCIDO	0,2459	Tn/m ²
TOTAL ,PESO CARGA MUERTA (WD)	0,5297	Tn/m ²

Nota. Fuente: Elaboración propia**Cálculo de carga última por vigueta ($W_{uv}=W_u \cdot b$)** $W_{\text{vigüeta}} = WD * \text{ancho efectivo de la vigueta}$ $W_{\text{vigüeta}} = 529,7 \text{ kg/m}^2 * 0,84\text{m} = \mathbf{444,94 \text{ kg/m}}$ **Carga viva** $W_{\text{vigüeta}} = WL * \text{ancho efectivo de la vigueta}$ $W_{\text{vigüeta}} = 200 \text{ kg/m}^2 * 0,84\text{m} = \mathbf{168 \text{ kg/m}}$ $U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$ $W_u = 1.2 (444,94 \text{ kg /m}) + 1.6(168 \text{kg /m})$ $W_u = \mathbf{802,72 \text{kg /m}}$ Carga de resistencia última

Figura 49

Losa no convencional en una dirección.



Nota. Fuente: Elaboración propia

3.13.2.4. Momentos de diseño.

Para el cálculo de los momentos y fuerzas cortantes siempre y cuando se cumpla las siguientes condiciones (American Concrete Institute, 1986).

- Haya dos o más tramos. →CUMPLE
- Las luces de los tramos sean aproximadamente iguales, sin que la mayor de dos luces adyacentes exceda en más de 20% a la menor $L_{mayor}(3.00) / L_{menor}(2.80) = 1.11 \leq 1.2$ →CUMPLE
- Las cargas sean uniformemente distribuidas y no existan cargas concentradas. Las cargas uniformemente distribuidas en cada uno de los tramos deben tener la misma magnitud. →CUMPLE
- La carga viva en servicio no sea mayor a tres veces la carga muerta en servicio $(CV/CM \leq 3)$. $200 \text{ kg/m}^2 / 552,97 \text{ kg/m}^2 = 0.362 \leq 3$ →CUMPLE

Figura 50

Diagramas de momentos y ecuaciones.

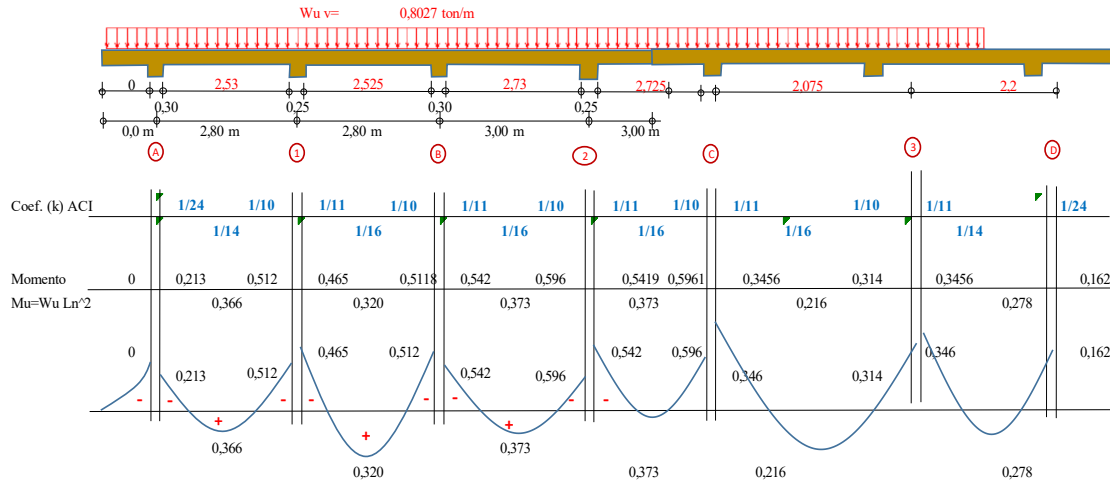


Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 51

Resultados de los momentos Mu en la losa no convencional.

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

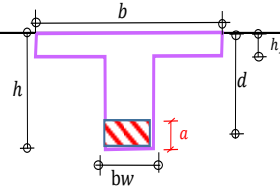


Nota. Fuente: Elaboración propia

Podemos notar que tenemos los datos necesarios para despejar ω en la fórmula propuesta, al encontrarnos finalmente con una ecuación cuadrática escogemos el resultado menor, dato que necesitaremos para hallar la cuantía de acero.

4.1: DISEÑO EN LOS APOYOS:

$\phi =$	0,9	$b_w =$	10 cm
$\beta =$	0,85	$h =$	20 cm
		$d =$	17 cm



4.1.1. Cálculo del acero mínimo:

Cuántía mínimo	$0.70 * \text{raiz}(f'_c) / f_y$	0,0029508	$P_{min} =$	0,003333	$\rho_{min} = 14 * \frac{1}{F_y}$
Area de acero mínimo	$\rho_{min} * b_w * d$		$A_{smin} =$	0,57 cm ²	$A_{smin} = \rho_{min} * b_w * d$
Acero a Usar mínimo			ϕ	3/8"	0,71 cm ² OK
	$A_{smin} * f_y / (0.85 * f'_c * b_w)$		$a_{min} =$	1,166667	$a_{min} = \frac{A_{smin} * f_y}{0.85 * f'_c * b_w}$
Momento ultimo mínimo	$\phi A_{smin} * f_y (d - a_{min} / 2)$		$M_{umin} =$	0,352 ton-m	$M_{umin} = \phi * A_{smin} * f_y * (d - \frac{a_{min}}{2})$

4.1.3. Cálculo del acero de diseño

Para tramos A-,D	$M_u =$	0,213 ton-m	$x = \frac{-b \pm \dots}{2}$
Ecuación 1 en valor absoluto	$w_1 =$	0,034879	$0.59w^2 - w + \frac{M_u}{\phi * f'_c * b_w * d^2} = 0$
Ecuación 2 en valor absoluto	$w_2 =$	1,660036	
Cuántía de diseño	$\rho_d =$	0,001993	$\rho_d = w * \frac{f'_c}{f_y}$
Área acaero de diseño	$A_{sd} =$	0,34 cm ²	$A_{sd} = \rho_d * b_w * d$
	1 ϕ 3/8" + 0 ϕ 3/8"		0,71 cm ²

Para tramos I,B, 2,C,3	$M_u =$	0,596 ton-m	
Ecuación 1 en valor absoluto	$w_1 =$	0,101577	$0.59w^2 - w + \frac{M_u}{\phi * f'_c * b_w * d^2} = 0$
Ecuación 2 en valor absoluto	$w_2 =$	1,593338	
Cuántía de diseño	$\rho_d =$	0,005804	$\rho_d = w * \frac{f'_c}{f_y}$
Área acaero de diseño	$A_{sd} =$	0,987 cm ²	$A_{sd} = \rho_d * b_w * d$
	1 ϕ 1/2"		1,27 cm ²

Según el apartado 19.6.1.2 escogeremos el valor mayor entre a y b, por tanto, el que controla será $A_{smin} = 0,57 \text{ cm}^2$. En el área del acero superior negativo se usará 1 ϕ 12mm y 10 mm y para el acero positivo se usará la sección de la vigueta prefabricada con área de 6 cm². El acero inferior se ubicará sobre toda la longitud de recorrido, y para las secciones del acero superior se procederá a diseñar según el cálculo en base al código ACI 318-19 sección 9.7.4.4.1

$$L1 = \frac{ln}{3} = \frac{2,80}{3} = 0,93m$$

$$L7 = \frac{ln}{3} = \frac{3,00}{3} = 1,00m$$

$$L2 = \frac{ln}{3} = \frac{2,80}{3} = 0,93m$$

$$L8 = \frac{ln}{3} = \frac{3,00}{3} = 1,00m$$

$$L3 = \frac{ln}{3} = \frac{2,80}{3} = 0,93m$$

$$L9 = \frac{ln}{3} = \frac{2,35}{3} = 0,80m$$

$$L4 = \frac{ln}{3} = \frac{2,80}{3} = 0,93m$$

$$L10 = \frac{ln}{3} = \frac{2,35}{3} = 0,80m$$

$$L5 = \frac{ln}{3} = \frac{3,00}{3} = 1,00m$$

$$L11 = \frac{ln}{3} = \frac{2,35}{3} = 0,80m$$

$$L6 = \frac{ln}{3} = \frac{3,00}{3} = 1,00m$$

$$L12 = \frac{ln}{3} = \frac{2,35}{3} = 0,80m$$

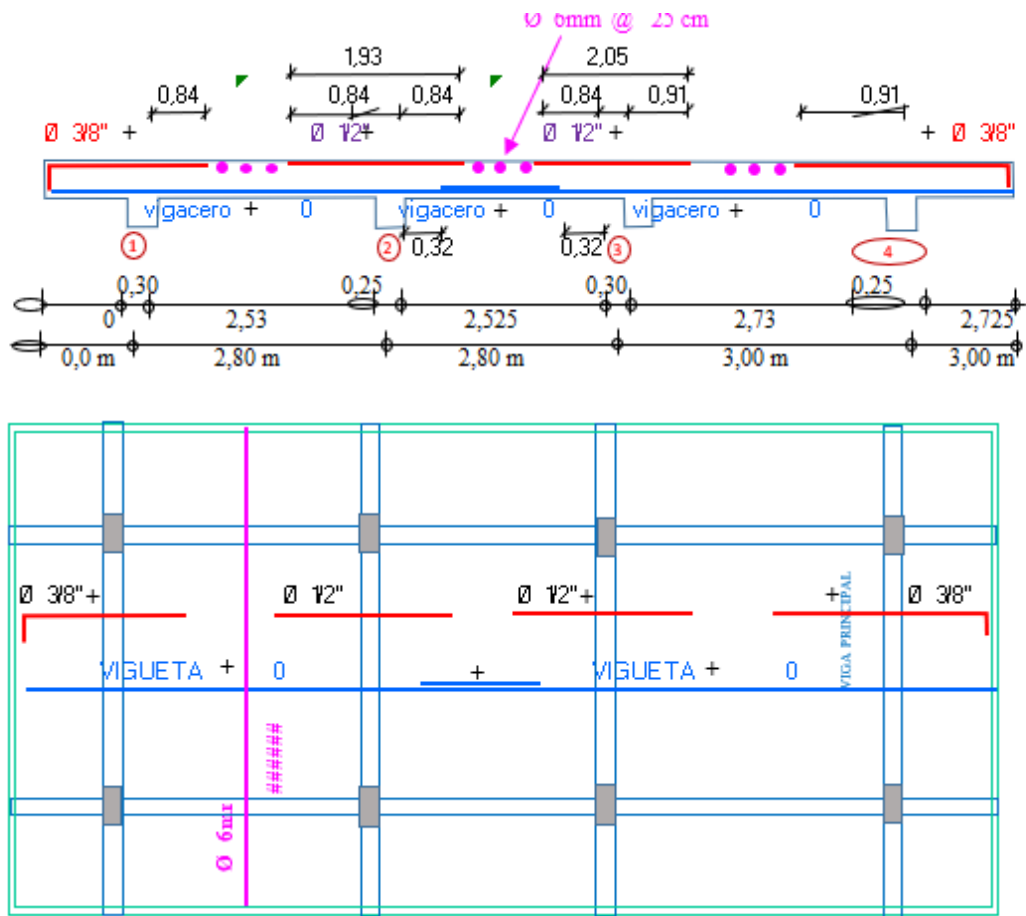
3.13.2.5. Acero por retracción y temperatura.

El refuerzo por retracción y temperatura en una obra de estructura nos ayudará a controlar las fallas por fisuración a un nivel adecuado y aceptable.

4.3 DISEÑO ACERO DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA			
	b=	100 cm	h= 5 cm
Área de acero	pt*b* h		Ast = 0,90 cm ² ← $As_t = 0.0018 * b * h$
Distribución de aceros	Aceros de:	Ø 6mm	Srep= 31 cm ← $S_{rep} = \frac{As\phi * b}{As_t}$
Espaciamiento máximo pór norma			5*h 25 cm
		Ø 6mm @	25 cm

Figura 52

Detalle de Armadura.



Nota. Fuente: Elaboración propia

3.13.2.6. *Diseño por Corte.*

Para la losa aligerada analizada se calculará las fuerzas cortantes últimas haciendo uso del método de los coeficientes.

$$V_u = 1,15 * \frac{0,80tn}{m^2} * 3m}{2} = 1,38 Tn$$

El valor de $V_n=1.28 Tn$ es la cortante producida por la carga sobre las viguetas que trata de cortar a este.

Resistencia del concreto a la cortante

$$V_c = 0,75 * 0,53 * \sqrt{F'_c} * b * d$$

$$V_c = 0,75 * 0,53 * \sqrt{240} * 10 * 17 = 1,4tn$$

Comparando los valores de fuerzas cortantes nominales, concluimos que no se requieren ensanches en los apoyos extremos ni en los apoyos interiores

$$V_c > V_u \text{ -- OK}$$

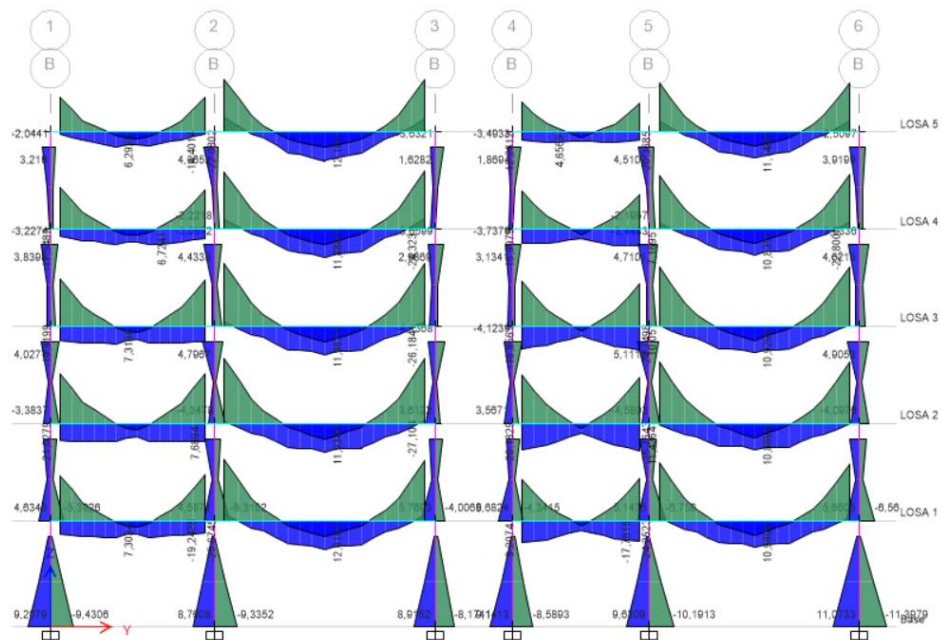
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. VIGAS

4.1.1. Diseño a flexión.

Figura 53

Diagrama de momentos.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 70

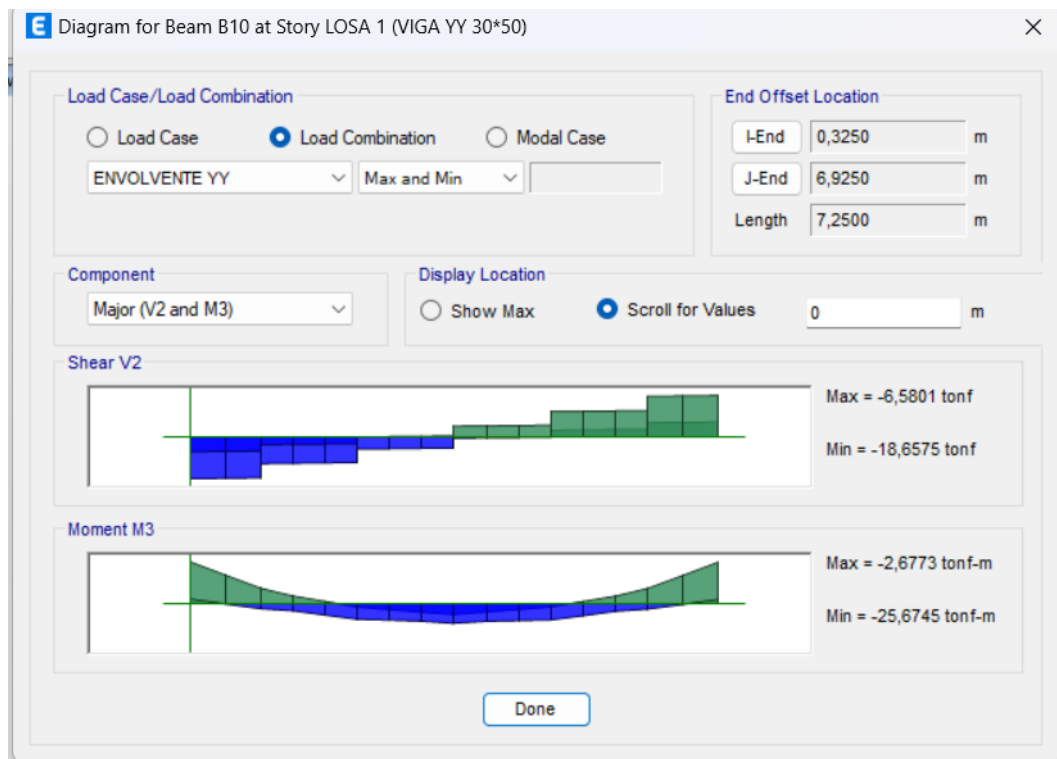
Distribución de momentos.

EXTREMO IZQUIERDO	CENTRO	EXTREMO DERECHO
-25,674	6,596	-25,41
-2,677	12,016	-2,457

Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 54

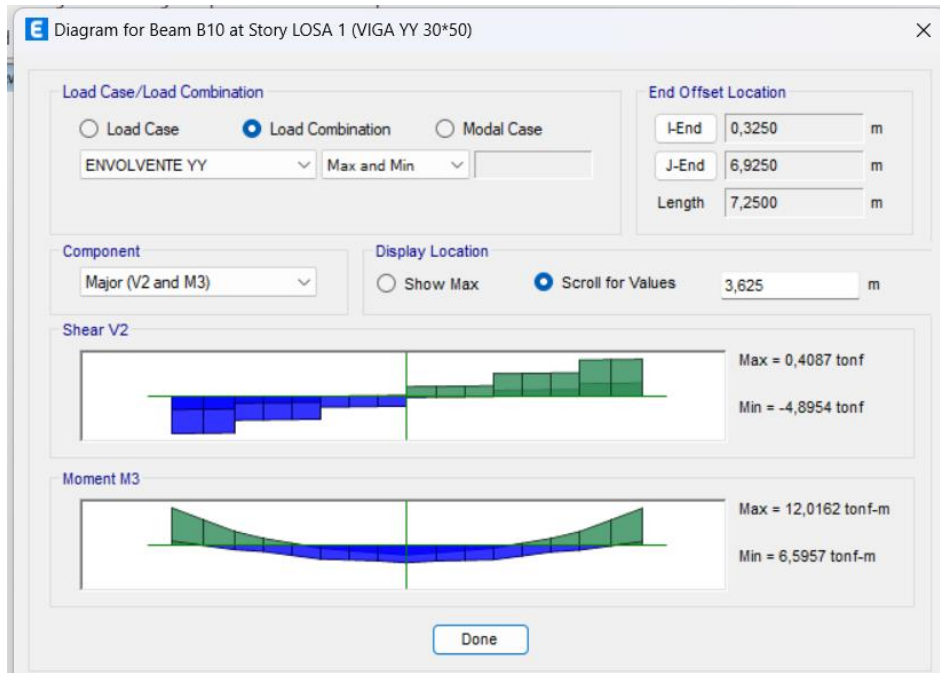
Momentos actuantes en viga B10 lado izquierdo.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 55

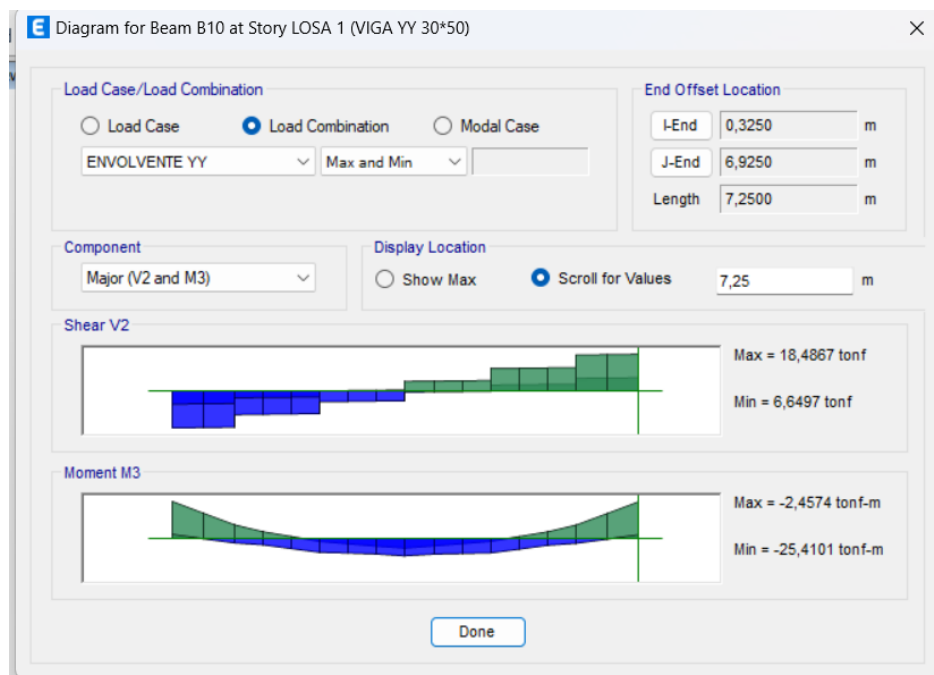
Momentos actuantes en viga central B10.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 56

Momentos actuantes en viga B10 lado derecho.

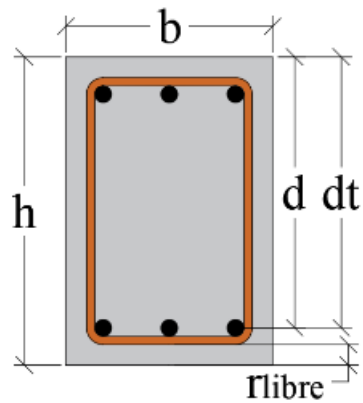


Nota. Fuente: Elaboración propia

4.1.2. DISEÑO DE VIGA RECTANGULAR EN H.A. (ACI 318-19) (Elaborado en MathCad).

Figura 57

Diseño de viga rectangular.



Nota. Fuente: MathCad

Datos de los materiales

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del concreto

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Fluencia del acero longitudinal

$$f_{yt} := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Fluencia del acero transversal

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

Módulo de elasticidad del acero

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 233928.194 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad del concreto

Tabla 71

Módulo de elasticidad del concreto.

ELEMENTO	FACTOR
Fc	240kg/cm2
Fy	4200kg/cm2
h	50cm
b	30cm
d	44cm
r	6
Ø	0,9

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.1.2.1. Extremo izquierdo.

Solicitaciones para el diseño de la sección

$M_{u_pos} := 2.677 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$	Momento último de diseño (POSITIVO)
$M_{u_neg} := -25.674 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$	Momento último de diseño (NEGATIVO)
$V_u := 18.61 \text{ tonnef}$	Cortante última
$T_u := 0.1917 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$	Momento torsor último
$N_u := 0 \text{ tonnef}$	Carga axial última (positivo cuando es de compresión).

Diseño para momento positivo

1.1 MOMENTO DE DISEÑO

$$M_u := |M_{u_pos}| = 2.677 \text{ m}\cdot\text{tonnef}$$

1.2 CALCULO DE ACERO REQUERIDO

VALOR ASUMIDO DE ϕ

$$\phi := 0.9 \quad \text{Valor asumido}$$

CALCULO DEL COEFICIENTE β_1

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{else if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 - \frac{0.005 \cdot \left(f'_c - 280 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}{70 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \\ \text{else if } f'_c \geq 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases} = 0.85 \quad \text{ACI 22.2.2.4.3}$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL BLOQUE DE COMPRESIÓN

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 1.119 \text{ cm}$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 1.316 \text{ cm} \quad \text{ACI 22.2.2.4.1}$$

CALCULO DE LAS DEFORMACIONES EN EL ACERO

$$\varepsilon_{cu} := 0.003 \quad \text{Def. máxima del concreto} \quad \text{ACI R 21.2.2}$$

$$\varepsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.00206 \quad \text{Def. del acero en fluencia} \quad \text{ACI 22.2.2.1}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d_t - c}{c} = 0.09728 \quad \text{Def. del acero con los datos ingresados}$$

CALCULO DEL COEFICIENTE DE MINORACIÓN ϕ

ACI 21.2.2

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} & \phi \leftarrow 0.65 \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003 & \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003} \\ \text{else if } \varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003 & \phi \leftarrow 0.9 \end{cases} = 0.9$$

$$\text{Control} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} & \text{Control} \leftarrow \text{"Controlado por compresion, rediseñar"} \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003 & \text{Control} \leftarrow \text{"Zona de transicion, rediseñar"} \\ \text{else if } \varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003 & \text{Control} \leftarrow \text{"Controlado por traccion, !correcto!"} \end{cases}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$A_s := \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 20.284 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

$$A_s = 1.63 \text{ cm}^2$$

Control = "Controlado por traccion, !correcto!"

Cálculo de acero mínimo y máximo

$$A_{smin} := \max \left(\frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \cdot b \cdot d, \frac{14 \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \cdot b \cdot d \right) \quad \text{ACI 9.6.1.2}$$

$$A_{smax} := \frac{3 \cdot 0.85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \varepsilon_{ty} + 6} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 20.284 \text{ cm}^2$$

Acero que se debe proporcionar

$$A_s := \min (\max (A_{smin}, A_s), A_{smax}) = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.4 \text{ cm}^2$$

Este acero debe colocarse

Tabla 72

Suministros de acero.

COLOCAR:				Ab (cm2)
N° varillas	f barra	2	1/2"	1,29
N° varillas	f barra	2	14mm	1,54
N° varillas	f barra	0	5/8"	2
N° varillas	f barra	0	18mm	2,54
N° varillas	f barra	0	3/4"	2,84
N° varillas	f barra	0	7/8"	3,87
N° varillas	f barra	0	1"	5,1
COLOCAR ACERO		5,658768		cm2

Nota. Fuente: Elaboración propia

Diseño para el momento negativo

Momento de diseño

$$M_u := |M_{u_neg}| = 25.674 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

Cálculo de acero requerido

VALOR ASUMIDO DE ϕ

$$\phi := 0.9 \quad \text{Valor asumido}$$

CALCULO DEL COEFICIENTE β_1

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{else if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 - \frac{0.005 \cdot \left(f'_c - 280 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}{70 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \\ \text{else if } f'_c \geq 55 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases} = 0.85 \quad \text{ACI 22.2.2.4.3}$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL BLOQUE DE COMPRESIÓN

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 12.318 \text{ cm}$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 14.492 \text{ cm} \quad \text{ACI 22.2.2.4.1}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$A_s := \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 17.95 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.9 \quad A_s = 17.949 \text{ cm}^2 \quad \text{Control} = \text{"Controlado por traccion, !correcto!"}$$

Cálculo de acero mínimo y máximo

$$A_{smin1} := \max \left(\frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d, \frac{14 \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \cdot b \cdot d \right) = 4.4 \text{ cm}^2 \quad \text{ACT 9.6.1.2}$$

$$A_{smin2} := \frac{4}{3} \cdot A_s = 23.932 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} := \min(A_{smin1}, A_{smin2}) = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} := \frac{3 \cdot 0.85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \epsilon_{ty} + 6} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 20.284 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 4.4 \text{ cm}^2 \quad A_{smax} = 20.284 \text{ cm}^2$$

Distribución de aceros

Numero de varillas:

$$n := \frac{A_s}{\pi \cdot d_b^2} = 5.713 \quad n := \text{ceil}(n) = 6$$

Concatenación:

$$A_{sup} := \text{concat} \left(\text{"Usar: "}, \text{num2str}(n), \text{" \phi"}, \text{num2str} \left(\frac{d_b}{\text{mm}} \right), \text{" mm"} \right) = \text{"Usar: 6 \phi 20 mm"}$$

Acero provisto:

$$A_{sprov} := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot n = 18.85 \text{ cm}^2 \quad A_{sprov_sup} := A_{sprov}$$

Calculo del momento resistente:

$$a := \frac{A_{sprov} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 12.936 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 15.219 \text{ cm}$$

$$\epsilon_d := \epsilon_{cu} \cdot \frac{d_t - c}{c} = 0.00567$$

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \epsilon_t < \epsilon_{ty} \\ \phi \leftarrow 0.65 \\ \text{else if } \epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003 \\ \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{0.003} \\ \text{else if } \epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003 \\ \phi \leftarrow 0.9 \\ \phi \end{cases} = 0.9$$

Concatenación:

$$AS_{sup} := \text{concat} \left(\text{"Usar: "}, \text{num2str}(n), \text{" } \phi", \text{num2str} \left(\frac{d_b}{\text{mm}} \right), \text{" mm"} \right) = \text{"Usar: 6 } \phi 20 \text{ mm"}$$

Acero provisto:

$$AS_{prov} := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot n = 18.85 \text{ cm}^2 \quad AS_{prov_sup} := AS_{prov}$$

Calculo del momento resistente:

$$a := \frac{AS_{prov} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 12.936 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 15.219 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s := \epsilon_{cu} \cdot \frac{d_t - c}{c} = 0.00567$$

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \epsilon_t < \epsilon_{ty} \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 \\ \text{else if } \epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{0.003} \\ \text{else if } \epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \phi \leftarrow 0.9 \\ \phi \end{cases} = 0.9$$

$$\phi M_n := \phi \cdot AS_{prov} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 26.742 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{Control} := \text{if} (M_u > \phi M_n, \text{"NO RESISTE"}, \text{"DISEÑO CORRECTO"})$$

$$AS_{sup} = \text{"Usar: 6 } \phi 20 \text{ mm"}$$

$$AS_{prov} = 18.85 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero provisto con el armado}$$

$$\phi M_n = 26.742 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento resistente con el armado}$$

$$\text{Control} = \text{"DISEÑO CORRECTO"}$$

4.1.2.2. Extremo central.

Solicitaciones para el diseño de la sección

$$M_{u_pos} := 12.016 \text{ tonnef}\cdot\text{m} \quad \text{Momento último de diseño (POSITIVO)}$$

$$M_{u_neg} := -6.596 \text{ tonnef}\cdot\text{m} \quad \text{Momento último de diseño (NEGATIVO)}$$

Diseño para el momento positivo

Momento de diseño

1.1 MOMENTO DE DISEÑO

$$M_u := |M_{u_pos}| = 12.016 \text{ m}\cdot\text{tonnef}$$

Cálculo de acero requerido

VALOR ASUMIDO DE ϕ

$$\phi := 0.9 \quad \text{Valor asumido}$$

CALCULO DEL COEFICIENTE β_1

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{else if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 - \frac{0.005 \cdot (f'_c - 280 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2})}{70 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \\ \text{else if } f'_c \geq 55 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases} = 0.85 \quad \text{ACI 22.2.2.4.3}$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL BLOQUE DE COMPRESIÓN

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 5.274 \text{ cm}$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 6.205 \text{ cm} \quad \text{ACI 22.2.2.4.1}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$A_s := \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.9 \quad A_s = 7.685 \text{ cm}^2 \quad \text{Control} = \text{"Controlado por traccion, !correcto!"}$$

Cálculo de acero mínimo y máximo

$$A_{smin} := \max \left(\frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d, \frac{14 \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \cdot b \cdot d \right) \quad \text{ACI 9.6.1.2}$$

$$A_{smax} := \frac{3 \cdot 0.85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \varepsilon_{ty} + 6} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 20.284 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 4.4 \text{ cm}^2 \quad A_{smax} = 20.284 \text{ cm}^2$$

Distribución de aceros

Numero de varillas:

$$n := \frac{A_s}{\frac{\pi \cdot d_b^2}{4}} = 2.446 \quad n := \text{ceil}(n) = 3$$

Concatenación:

$$As_{inf} = \text{concat} \left(\text{"Usar: "}, \text{num2str}(n), \text{" } \phi \text{"}, \text{num2str} \left(\frac{d_b}{mm} \right), \text{" mm"} \right) = \text{"Usar: 3 } \phi 20 \text{ mm"}$$

Acero provisto:

$$AS_{prov} := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot n = 9.425 \text{ cm}^2 \quad AS_{prov_inf} := AS_{prov}$$

Calculo del momento resistente:

$$a := \frac{AS_{prov} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 6.468 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 7.609 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d_t - c}{c} = 0.01435$$

$$\phi := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 \\ \text{else if } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003} \\ \text{else if } \varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003 \\ \quad \phi \leftarrow 0.9 \\ \phi \end{cases} = 0.9$$

$$\phi M_n := \phi \cdot AS_{prov} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 14.523 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{Control} := \text{if}(M_u > \phi M_n, \text{"NO RESISTE"}, \text{"DISEÑO CORRECTO"})$$

$A_{s_{inf}} = \text{"Usar: 3 } \phi 20 \text{ mm"}$

$A_{s_{prov}} = 9.425 \text{ cm}^2$ Acero provisto con el armado

$\phi M_n = 14.523 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$ Momento resistente con el armado

$Control = \text{"DISEÑO CORRECTO"}$

Diseño para el momento negativo

Momento de diseño

$$M_u := |M_{u_neg}| = 6.596 \text{ m}\cdot\text{tonnef}$$

Cálculo del acero requerido

VALOR ASUMIDO DE ϕ

$$\phi := 0.9 \quad \text{Valor asumido}$$

CALCULO DEL COEFICIENTE β_1

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{else if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 - \frac{0.005 \cdot \left(f'_c - 280 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}{70 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \\ \text{else if } f'_c \geq 55 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.65 \\ \beta_1 \end{cases} = 0.85 \quad \text{ACI 22.2.2.4.3}$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL BLOQUE DE COMPRESIÓN

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 2.811 \text{ cm}$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 3.308 \text{ cm} \quad \text{ACI 22.2.2.4.1}$$

$$A_s := \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 4.1 \text{ cm}^2$$

$\phi = 0.9$ $A_s = 4.097 \text{ cm}^2$ $Control = \text{"Controlado por traccion, !correcto!"}$

Cálculo de acero mínimo y máximo

$$A_{smin1} := \max \left(\frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d, \frac{14 \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \cdot b \cdot d \right) = 4.4 \text{ cm}^2 \quad \text{ACI 9.6.1.2}$$

$$A_{smin2} := \frac{4}{3} \cdot A_s = 5.462 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} := \min(A_{smin1}, A_{smin2}) = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} := \frac{3 \cdot 0.85 \cdot \beta_1}{1000 \cdot \epsilon_{ty} + 6} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 20.284 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 4.4 \text{ cm}^2 \quad A_{smax} = 20.284 \text{ cm}^2$$

Acero que se debe proporcionar

$$A_s := \min(\max(A_{smin}, A_s), A_{smax}) = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.4 \text{ cm}^2$$

Este acero debe colocarse

4.1.3. Refuerzo Transversal.

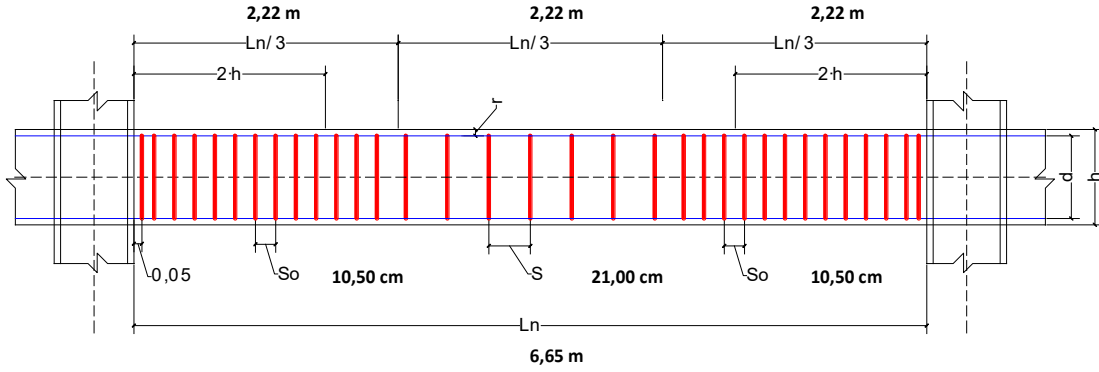
Luego según la tabla se estima la separación de estribos dentro de la zona 2H, tomando en cuenta el menor de la tabla 73 Espaciamiento “s” del acero transversal dentro de la zona 2H.

Tabla 73

Separación de estribos dentro de la zona 2H.

<i>DENTRO DE ZONA 2H</i>	
6db	12
d/4	11
15cm	15
8db	16
30cm	30

Nota. Fuente: Elaboración propia



Acero por corte (estribos) separaciones máximas según ACI 318 (21.3.3.2)

Tramo de confinamiento "So"

Tramo central "S"

Dimensiones de la viga

h	b	r	d	Ln
50,00 cm	30,00 cm	4,00 cm	42,00 cm	6,65 m

Dimensiones de las barras

	Ø	
Estribo	10	0,785 cm
Barra long.	20	3,142 cm

Separaciones Normativas

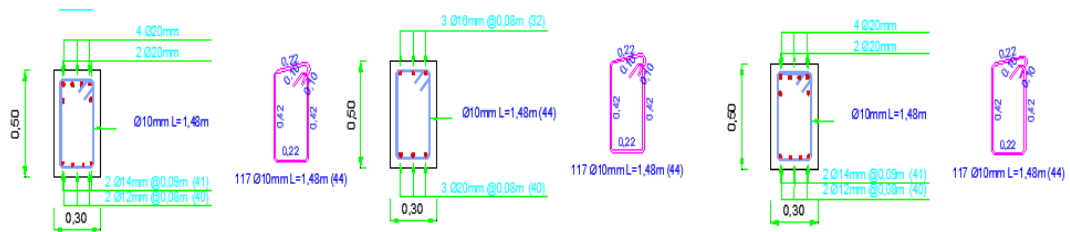
2·h confina.	Ln/3	So			S
		d/4	6db	15 cm	d/2
1,00 m	2,22 m	10,50 cm	12,00 cm	15,00 cm	21,00 cm

So	10,50 cm
S	21,00 cm

Longitud de traslape	100,000 cm
----------------------	------------

Figura 58

Refuerzo Transversal en vigas.



Nota. Fuente: Elaboración propia

4.2. COLUMNAS

4.2.1. Diseño de Columnas.

Para el diseño de las columnas, una vez que estén creadas en el programa se generan en qué columna del primer piso se encuentran los momentos máximos, para realizar la verificación de las mismas, las cuales se hará el análisis de una columna central, una columna esquinera y una columna lateral.

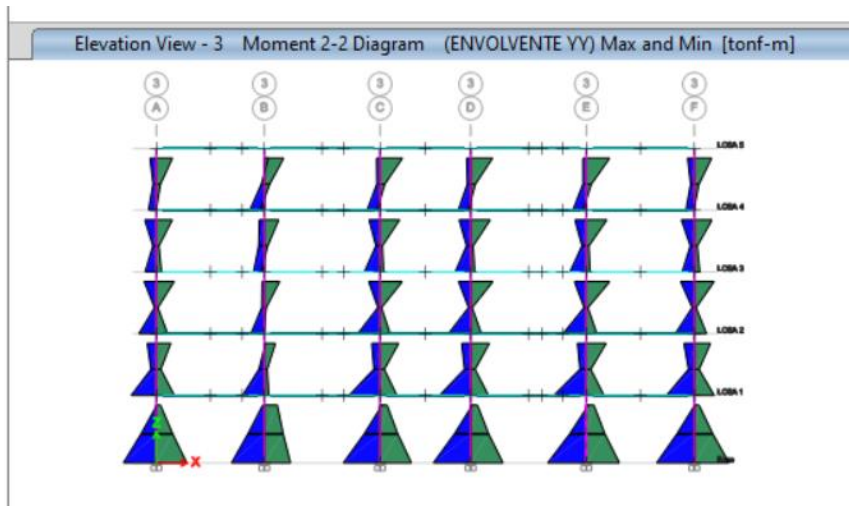
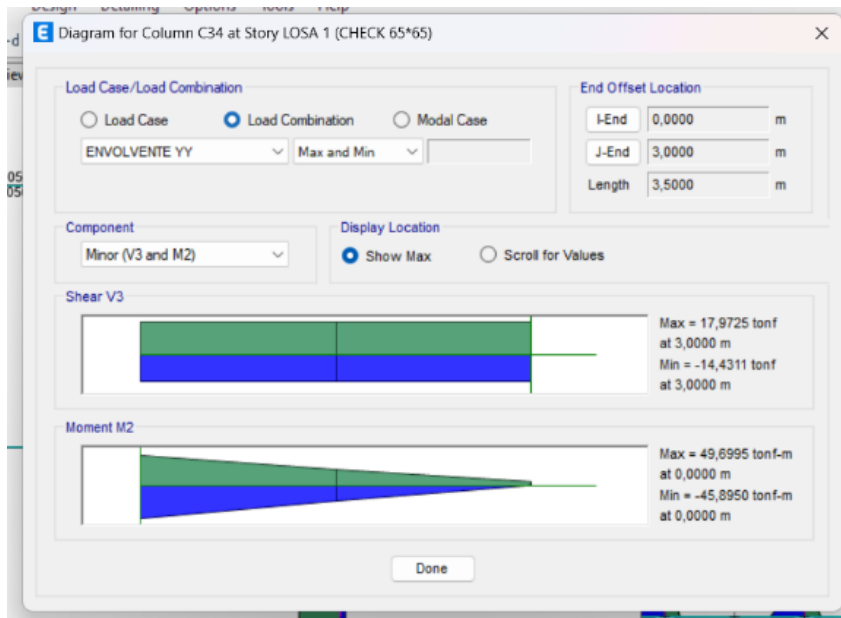
La sección de columna fue dimensionada a partir de un prediseño, siendo propuesta inicialmente con una sección de 50x50, sin embargo, el elemento estructural no tenía la configuración requerida para resistir las fuerzas laterales, por lo tanto, se configuro con una seccion de 65x65 que será evaluada en el software etabs para verificar si cumple con los chequeos globales y normativas vigentes.

4.2.2. Diseño de Flexo compresión.

La figura 59 presenta el diagrama de momentos producidos por la combinación de 1,2D+1L-1SEyy, además, se identifica la columna C34 que soporta el momento máximo.

Figura 59

Diagrama de momentos de columna C34



Nota. Fuentes: Elaboración propia

Para este diseño se utilizará el diagrama de interacción, en donde se usa la mayor carga puntual y el mayor momento actuante de la columna que se muestra en la tabla 74.

Tabla 74

Momentos y cargas p en columnas.

Story	Column	Unique Name	Output Case	Station m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
LOSA 1	C34	25	Dead	0	-66,6435	1,6269	1,6005
LOSA 1	C34	25	Dead	1,5	-65,1225	-0,6472	-0,5453
LOSA 1	C34	25	Dead	3	-63,6015	-2,9174	-2,6877
LOSA 1	C34	25	Live	0	-10,6371	0,3881	0,3855
LOSA 1	C34	25	Live	1,5	-10,6371	-0,1558	-0,1224
LOSA 1	C34	25	Live	3	-10,6371	-0,6987	-0,6295
LOSA 1	C34	25	SExx	0	-30,5531	-3,581	39,3907
LOSA 1	C34	25	SExx	1,5	-30,5531	-1,8937	23,0434
LOSA 1	C34	25	SExx	3	-30,5531	-0,1948	6,5546
LOSA 1	C34	25	SEyy	0	81,6682	47,3592	-0,027

Story	Column	Unique Name	Output Case	Station m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
LOSA 1	C34	25	SEyy	1,5	81,6682	23,5424	0,1123
LOSA 1	C34	25	SEyy	3	81,6682	-0,4188	0,2508
LOSA 1	C34	25	SDxx	0	34,1508	13,3372	31,8241
LOSA 1	C34	25	SDxx	1,5	34,1508	6,6039	18,5123
LOSA 1	C34	25	SDxx	3	34,1508	0,6129	5,3192
LOSA 1	C34	25	SDyy	0	65,9092	39,1884	7,9537
LOSA 1	C34	25	SDyy	1,5	65,9092	19,3577	4,6293
LOSA 1	C34	25	SDyy	3	65,9092	1,887	1,3485
LOSA 1	C34	25	1,4D	0	-93,3009	2,2776	2,2407
LOSA 1	C34	25	1,4D	1,5	-91,1715	-0,9061	-0,7634
LOSA 1	C34	25	1,4D	3	-89,0421	-4,0843	-3,7628
LOSA 1	C34	25	1,2D+1,6L	0	-96,9915	2,5732	2,5374
LOSA 1	C34	25	1,2D+1,6L	1,5	-95,1663	-1,0259	-0,8502
LOSA 1	C34	25	1,2D+1,6L	3	-93,3411	-4,6188	-4,2325
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SExx	0	- 121,1624	-1,2406	41,6968

Story	Column	Unique Name	Output Case	Station m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SExx	1,5	- 119,3372	-2,8262	22,2666
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SExx	3	-117,512	-4,3944	2,6999
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SExx	0	-60,0562	5,9214	- 37,0847
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SExx	1,5	-58,231	0,9613	- 23,8201
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SExx	3	-56,4058	-4,0047	- 10,4094
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SEyy	0	-8,9411	49,6995	2,2791
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SEyy	1,5	-7,1159	22,61	-0,6645
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SEyy	3	-5,2907	-4,6184	-3,604
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SEyy	0	- 172,2775	- 45,0188	2,3331
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SEyy	1,5	- 170,4523	- 24,4749	-0,889
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SEyy	3	- 168,6271	-3,7807	-4,1056
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SDxx	0	-56,4584	15,6775	34,1301
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SDxx	1,5	-54,6332	5,6714	17,7356
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SDxx	3	-52,808	-3,5866	1,4644
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SDyy	0	-24,7001	41,5287	10,2597

Story	Column	Unique Name	Output Case	Station m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SDyy	1,5	-22,8749	18,4252	3,8525
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L+1SDyy	3	-21,0497	-2,3125	-2,5062
LOSA 1	C34	25	0,9D+1SExx	0	-90,5322	-2,1168	40,8311
LOSA 1	C34	25	0,9D+1SExx	1,5	-89,1633	-2,4762	22,5526
LOSA 1	C34	25	0,9D+1SExx	3	-87,7944	-2,8205	4,1357
LOSA 1	C34	25	0,9D-1SExx	0	-29,4261	5,0452	- 37,9503
LOSA 1	C34	25	0,9D-1SExx	1,5	-28,0572	1,3112	- 23,5341
LOSA 1	C34	25	0,9D-1SExx	3	-26,6883	-2,4308	-8,9736
LOSA 1	C34	25	0,9D+1SEyy	0	21,689	48,8233	1,4134
LOSA 1	C34	25	0,9D+1SEyy	1,5	23,0579	22,9599	-0,3785
LOSA 1	C34	25	0,9D+1SEyy	3	24,4268	-3,0444	-2,1681
LOSA 1	C34	25	0,9D-1SEyy	0	- 141,6473	-45,895	1,4674
LOSA 1	C34	25	0,9D-1SEyy	1,5	- 140,2784	- 24,1249	-0,603
LOSA 1	C34	25	0,9D-1SEyy	3	- 138,9095	-2,2068	-2,6697
LOSA 1	C34	25	0,9D+SDxx	0	-25,8283	14,8014	33,2645

Story	Column	Unique Name	Output Case	Station m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
LOSA 1	C34	25	0,9D+SDxx	1,5	-24,4594	6,0214	18,0216
LOSA 1	C34	25	0,9D+SDxx	3	-23,0905	-2,0127	2,9003
LOSA 1	C34	25	0,9D+SDyy	0	5,9301	40,6526	9,3941
LOSA 1	C34	25	0,9D+SDyy	1,5	7,299	18,7752	4,1385
LOSA 1	C34	25	0,9D+SDyy	3	8,6679	-0,7386	-1,0704
LOSA 1	C34	25	ENVOLVENTE XX	0	-25,8283	15,6775	41,6968
LOSA 1	C34	25	ENVOLVENTE XX	1,5	-24,4594	6,0214	22,5526
LOSA 1	C34	25	ENVOLVENTE XX	3	-23,0905	-2,0127	4,1357
LOSA 1	C34	25	ENVOLVENTE YY	0	21,689	49,6995	10,2597
LOSA 1	C34	25	ENVOLVENTE YY	1,5	23,0579	22,9599	4,1385
LOSA 1	C34	25	ENVOLVENTE YY	3	24,4268	-0,7386	-1,0704
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SDxx	0	-56,4584	15,6775	34,1301
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SDxx	1,5	-54,6332	5,6714	17,7356
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SDxx	3	-52,808	-3,5866	1,4644
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SDyy	0	-24,7001	41,5287	10,2597

Story	Column	Unique Name	Output Case	Station m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SDyy	1,5	-22,8749	18,4252	3,8525
LOSA 1	C34	25	1,2D+1L-1SDyy	3	-21,0497	-2,3125	-2,5062

Nota. Fuente: Elaboración propia

Cálculo de $\emptyset P_n$

Columna “C1-lateral eje 3F”

$$\emptyset P_n = 0,8\emptyset[0,85f'c(Ag - As) + fyAS]$$

$$\emptyset P_n = 0,8(0,65)[0,85(240)(4225 - 62.8) + (4200)(62.8)]$$

$$\emptyset P_n = 0,52[(204)(4162.2) + (263760)]$$

$$\emptyset P_n = 0,52[849088.8 + 263760]$$

$$\emptyset P_n = 578681,376 \text{ Kg}$$

$$\emptyset P_n = 578,68 \text{ Tnf}$$

Cálculo del acero longitudinal As .

Columna “C1”

$$\emptyset P_n = 0,8\emptyset[0,85f'c(Ag - As) + fyAS] \quad 92274 =$$

$$0,8(0,65)[0,85(240)(652 - As) + 4200As]$$

$$3996As = \left(\frac{578681,376 \text{ Kg}}{0,52} \right) - 0,85(240)(65 * 65)$$

$$As = 62,8 \text{ cm}^2$$

As adoptado:

$$\varnothing 20 \text{ mm} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$20\varnothing 20 = 62,8 \text{ cm}$$

$$62,84 \text{ cm}^2 > 42,25 \text{ cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Luz libre: $3 \text{ cm} \leq \text{Luz libre} \leq 15 \text{ cm}$ Recubrimiento = 3 cm

$$X; Y = 65 - 2(4) - 6(2) - 2(1)$$

$$X; Y = 43,00 \text{ cm}/\#\text{espacios}$$

$$X; Y = 43,00 \text{ cm}/5$$

$$X; Y = 8,6 \text{ cm}$$

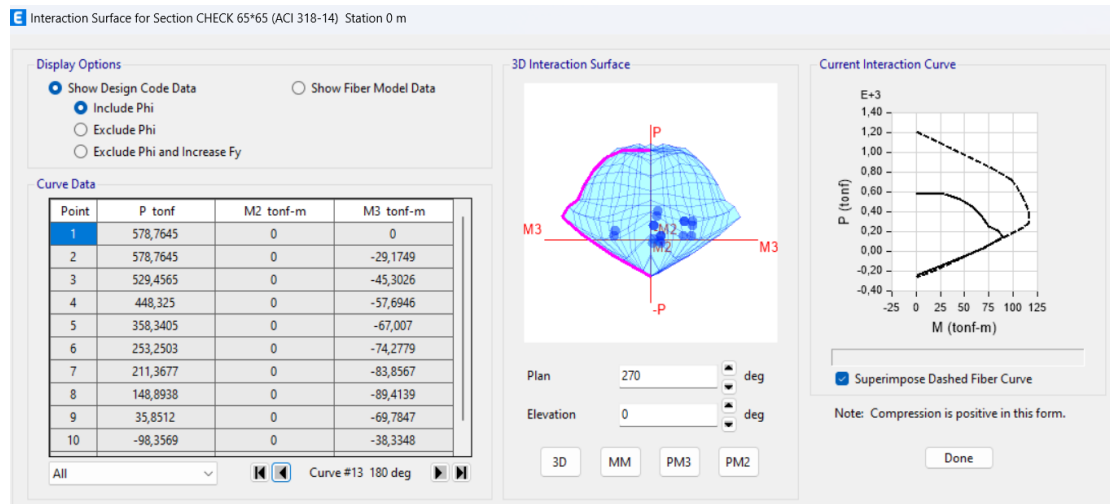
Varillas espaciadas a 8,6 cm

Para verificar la capacidad de la columna, se diseñó el diagrama de interacción nominal y de diseño para corroborar si la columna resiste las cargas de diseño con los patrones de carga configurados en el software Etabs.

A continuación, las figuras 60, 61 y 62 presentan un resumen de las combinaciones de diseño descritas en la normativa NEC 15, los valores son obtenidos del software etabs que son calculados a partir de las cargas muertas, cargas vivas y cargas de sismo de la columna esquinera ubicada en el eje f3 en dirección y-y.

Figura 60

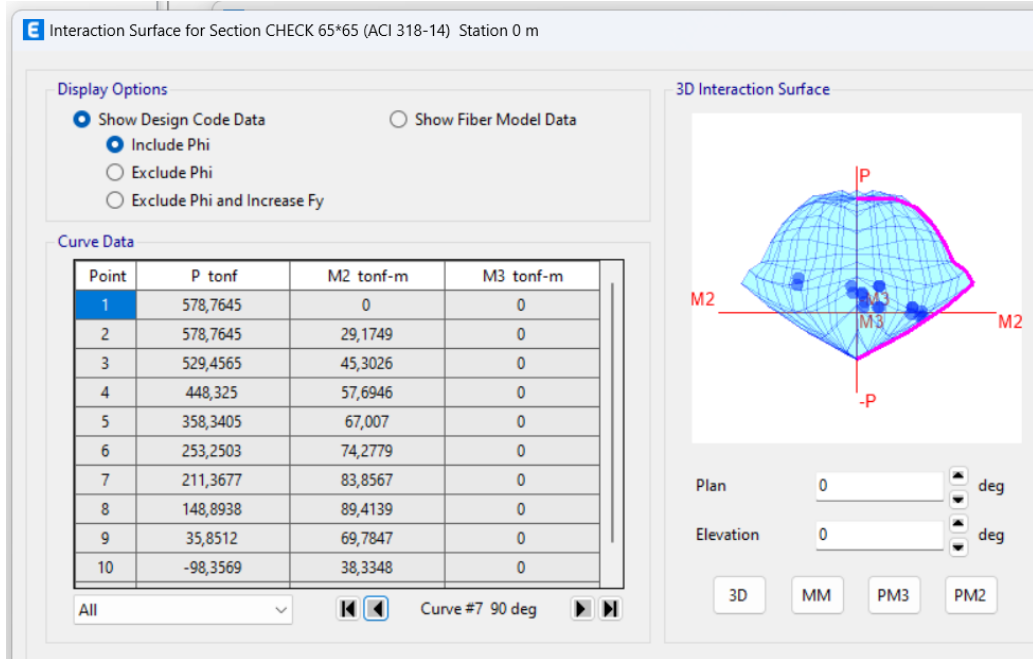
Diagrama de interacción M3.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 61

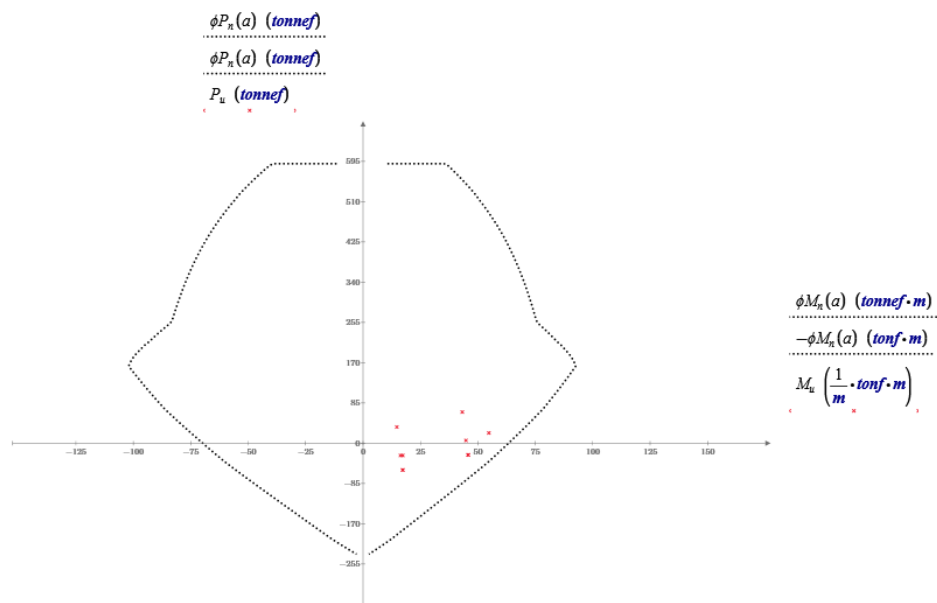
Diagrama de interacción M2.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 62

Diagrama de interacción..



Nota. Fuente: Elaboración propia

Verificación de cuantía

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{diseño}} \leq \rho_{\max}$$

$$A_s = \rho_{\text{diseño}}(b)(h)$$

$$\rho_{\text{diseño}} = \frac{A_s}{bh} = \frac{62,84}{(65)(65)} = 0,0149$$

$$0,01 \leq 0,0149 \leq 0,06 \text{ CUMPLE}$$

4.2.3. Refuerzo transversal.

El cálculo del refuerzo transversal o de confinamiento en una columna se realiza siguiendo las directrices establecidas en la NEC 15 y el código ACI 318-19.

Tabla 75

Datos de columna para refuerzo transversal.

Columna de 65 cm x 65 cm	
Recubrimiento	5 cm
f'c	240 kg/cm ²
f'y	4200 kg/cm ²
Bc (lado)	65 cm
Hc (lado)	65 cm
bc1 (dimensión útil 1)	55 cm
bc2 (dimensión útil 2)	55 cm
Ag (área bruta)	4225 cm ²
Lc (altura libre)	340 cm
Número de barras longitudinales	20
Ø barra longitudinal	2,0 cm (Ø20 mm)
Acero longitudinal total As	62,8 cm ²
Ø estribo	1,0 cm (Ø10 mm)

Nota. Fuente: Elaboración propia

Por NEC – 2015

Zona de confinamiento:

$$Lo = \max (Hc = 65cm; \frac{350}{6} = 58,33cm; 45 cm)$$

El espaciamiento en la zona confinamiento Lo se debe adoptar como el mínimo entre:

$$6db = 6(2) = 12cm$$

$$100 mm = 10cm$$

Zona media:

$$6db = 6(2) = 12cm$$

$$150 mm = 15cm$$

Para el diseño por confinamiento se debe verificar lo siguiente:

$$Ach = 55cm * 55cm = 3025 cm^2$$

$$Ag = 65 cm * 65 cm = 4225 cm^2$$

$$\frac{Ash}{s * bc} = 0,3 \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{fc}{Fy} = 0,3 \left(\frac{4225}{3025} - 1 \right) \frac{240}{4200}$$

$$= 0,0068 \text{ "CONTROLA"}$$

$$\frac{Ash}{s * bc} = 0,09 \frac{fc}{Fy} = 0,09 * \frac{240}{4200} = 0,00514$$

$$Ash1 \text{ requerido} = Ash * bc1 * s = 0,0068 * 55 cm * 10 cm = 3.74 cm^2$$

$$Ash2 \text{ requerido} = Ash * bc2 * s = 0,0068 * 55 cm * 10 cm = 3.74 cm^2$$

A continuación, se verifica si el acero de confinamiento provisto y el número de ramales presentes cumplen con lo establecido en la normativa.

$$Ah1prov = N.ramales * As estribo = 6 * 0,79 cm^2 = 4,74 cm^2$$

$$A_{sh2prov} = N.ramales * A_{s \text{ estribo}} = 6 * 0,79 \text{ cm}^2 = 4,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1prov} \geq A_{sh1requerido}$$

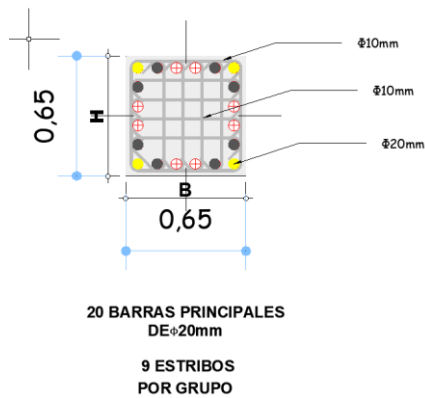
$$4,74 \text{ cm}^2 \geq 3,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2prov} \geq A_{sh2requerido}$$

$$4,74 \text{ cm}^2 \geq 3,74 \text{ cm}^2$$

Figura 63

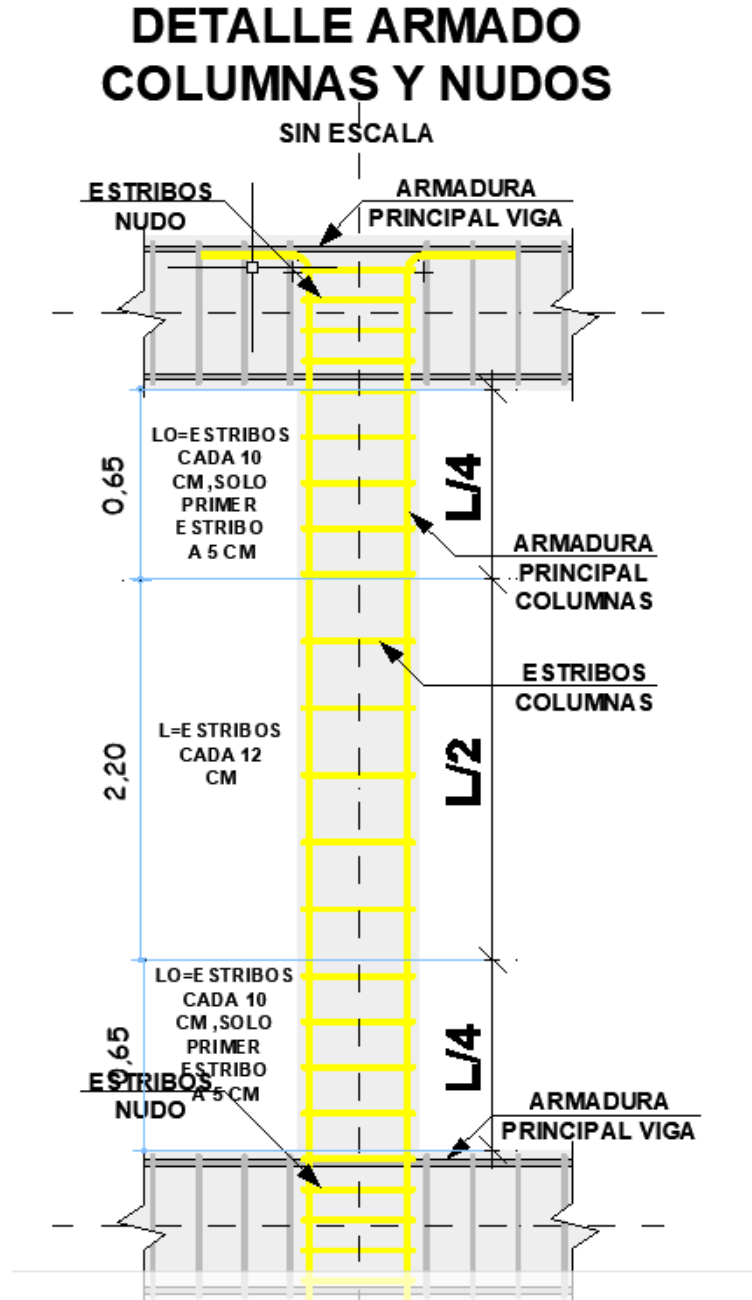
Detalle de columna con vista de sección transversal.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 64

Detalle armado de columnas y nudos.



Nota. Fuente: Elaboración propia

EN CONCLUSIÓN

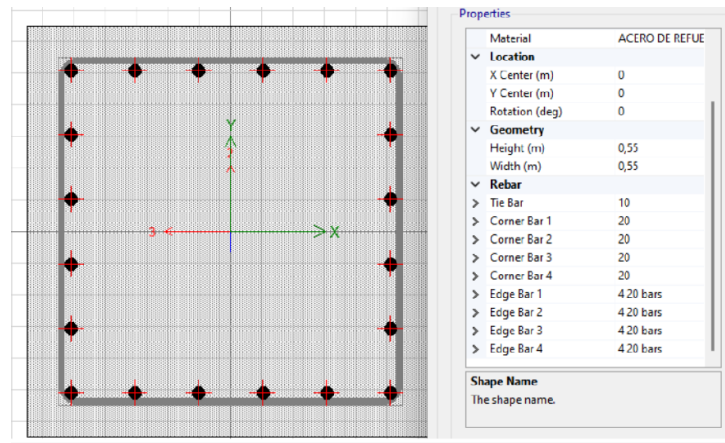
COLUMNA "C1"

Acero longitudinal: 20Ø20mm

Acero Transversal: Ø10 @ (10 – 12 – 10) cm

Figura 65

Distribución del acero longitudinal de la Columna "C1".



Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 76

Resumen de dimensiones de columnas y su ubicación.

Piso	Prediseño	Diseño	Ubicación
Piso 1- Piso 5	55×55	C65×65	3B,3C,3D,3E
	50×50	C65×65	A2, A3,A4,A5, 6B,6C,6D,6E
	45×45	C65×65	A1, A6, f1, F6

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3. COSTO DIRECTO

4.3.1. Metrado del sistema de losa convencional.

4.3.1.1. Encofrado y desencofrado (m²).

Tabla 77

Metrado de encofrado de losas por nivel.

Nivel	Área de losa encofrada (m²)
Planta Baja (PB)	724,07
Piso 2	724,07
Piso 3	724,07
Piso 4	724,07
Azotea (Losa 5)	724,07
Total	3620,36

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 78

Cantidad de elementos de encofrado.

Elemento	Unidad	Por m²	Total por 724,07m²
Puntales de caña rolliza	und	3	2172
Cuartones semiduros	un	2	1449
Tablones/Formaleta	u	2	1449
Tiras Semidura	un	1	724
Frisos (fascia de borde)	un	1	724

Nota. Elaboración Propia (2025)

4.3.1.2. **Viguetas convencionales (und).**

Tabla 79

Cantidad de viguetas convencionales por nivel y total.

Ancho (m) entre ejes Y	Espacio (m)	Cantidad N por franja	# Veces	Total (und por nivel)
5,40	0,50	10	5	50
7,25	0,50	15	5	75
2,15	0,50	5	5	25
4,51	0,50	9	5	45
6,90	0,50	14	5	70
			Subtotal	265
			# de Pisos	5
			Total(Und)	1325

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3.1.3. **Bloques (und).**

Se aplicará la siguiente fórmula para determinar la cantidad de bloques de cemento por metro cuadrado de losa aligerada:

$$0,40m \times 0,20m = 0,08m^2 \text{ por bloque}$$

$$\frac{1}{0,08} = 12,5 \approx 13 \text{ bloques}/m^2$$

Tabla 80

Cantidad de bloques por piso y total.

# de pisos	Área por piso (m ²)	Rendimiento (und/m ²)	Cantidad por piso (und)	Subtotal (und)
1 (PB)	724,07	13	9413	
2	724,07	13	9413	
3	724,07	13	9413	
4	724,07	13	9413	
5 (Azotea)	724,07	13	9413	
			Subtotal	47065
			Desperdicio 3%	1412
			Total(Und)	48477

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3.1.4. *Volumen de concreto pre-mezclado $F'c=240\text{kg/m}^3$ (m3).*

Espesor de losa (cm)	Concreto m3/m2
17 cm	0,080
20 cm	0,085
25 cm	0,1000
30 cm	0,112575

Tabla 81

Volumen de concreto pre-mezclado.

Nivel	Área (m ²)	Factor (m ³ /m ²)	Parcial por nivel (m ³)	+ 1% Desperd. (m ³)	Total por nivel (m ³)
Planta Baja (PB)	724,07	0,087545	63,39	0,63	64,02
Piso 2	724,07	0,087545	63,39	0,63	64,02
Piso 3	724,07	0,087545	63,39	0,63	64,02
Piso 4	724,07	0,087545	63,39	0,63	64,02
Azotea	724,07	0,087545	63,39	0,63	64,02
Totales	3.620,36	—	316,94	3,17	320,11

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3.1.5. Acero de refuerzo (kg).

Tabla 82

Acero de Refuerzo.

Cantidad	Tipo (detalle)	#	Longitud por barra/pieza (m)	Ø	Longitud total (m)	Peso (kg)
265 viguetas	Corrido (positivo, continuo)	1	27,90	3/8"	7393,5	4561,79
265 viguetas	Negativo interno (0,30·L_izq + 0,30·L_der)	1	18,64	3/8"	4939,6	3047,74
—	Temperatura MALLA ELECTRO SOLDADA	—	MALLA SEPARADA 10*10cm	1/4"	4,92kg/m2	3205
	Subtotal Ø 3/8"					7610
	Subtotal Ø 1/4"					3205
	Total sin desperdicio					10815
	+ 5% desperdicio					—11355,75

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 83

Acero de refuerzos totales.

Ítem	Unidad	Cantidad
Concreto f'c = 240 kg/cm²		
Concreto premezclado	m ³	292,55
Barras corrugadas		
Refuerzo Ø 1/4"	kg	3365,00
Refuerzo Ø 3/8"	kg	7990,00
Total de acero	kg	11355,00

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 84*Resumen del metrado.*

Ítem	Unidad	Cantidad
Encofrado y desencofrado		
Tablas semiduras	und	1450
Cuarton semiduros	und	1450
Puntales de caña rolliza	und	2172
Tablas de bordes	und	725
Viguetas convencionales	und	265
Material aligerante		
Bloques 20×40×15 cm	und	48.477

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3.1.6. Presupuesto.

Tabla 85

Presupuesto

PRESUPUESTO REFERENCIAL DE OBRA					
OBRA: CONSTRUCCIÓN DE CONUNTO RESIDENCIAL DE 725 M2 DE 5 PISOS					
UBICACIÓN: COMUNA JULIO MORENO, PARROQUIA SIMÓN BOLÍVAR, CANTÓN SANTA ELENA					
PLAZO DE EJECUCIÓN: 120 DIAS					
FECHA: OCTUBRE 2025					
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
ESTRUCTURAS Y ALBAÑILERÍA					
PISO 1					
09	Hormigón simple para estructuras COLUMNAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	60,84	\$ 322,89	\$ 19.644,62760
10	Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	18.252,00	\$ 2,65	\$ 48.367,80000
	Hormigón simple para estructuras VIGAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	198,07	\$ 322,89	\$ 63.954,82230
12	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloque H.Liviano (premezclado, encofrado de madera)	m2	724,07	\$ 98,47	\$ 71.299,17290
PISO 2					
09	Hormigón simple para estructuras COLUMNAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	60,84	\$ 322,89	\$ 19.644,62760
10	Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	18.252,00	\$ 2,65	\$ 48.367,80000
	Hormigón simple para estructuras VIGAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	198,07	\$ 322,89	\$ 63.954,82230
12	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloque H.Liviano (premezclado, encofrado de madera)	m2	724,07	\$ 98,47	\$ 71.299,17290
PISO 3					
09	Hormigón simple para estructuras COLUMNAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	60,84	\$ 322,89	\$ 19.644,62760
10	Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	18.252,00	\$ 2,65	\$ 48.367,80000
	Hormigón simple para estructuras VIGAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	198,07	\$ 322,89	\$ 63.954,82230
12	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloque H.Liviano (premezclado, encofrado de madera)	m2	724,07	\$ 98,47	\$ 71.299,17290
PISO 4					
09	Hormigón simple para estructuras COLUMNAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	60,84	\$ 322,89	\$ 19.644,62760
10	Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	18.252,00	\$ 2,65	\$ 48.367,80000
	Hormigón simple para estructuras VIGAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	198,07	\$ 322,89	\$ 63.954,82230
12	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloque H.Liviano (premezclado, encofrado de madera)	m2	724,07	\$ 98,47	\$ 71.299,17290
PISO 5					
09	Hormigón simple para estructuras COLUMNAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	60,84	\$ 322,89	\$ 19.644,62760
10	Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	18.252,00	\$ 2,65	\$ 48.367,80000
	Hormigón simple para estructuras VIGAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	198,07	\$ 322,89	\$ 63.954,82230
12	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloque H.Liviano (premezclado, encofrado de madera)	m2	724,07	\$ 98,47	\$ 71.299,17290
				TOTAL	\$ 1.016.332,11400

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3.1.7. Análisis de precios unitarios.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
OBRA:					
FECHA:					
No.	07.49			RENDIMIENTO:	17 m2/día
RUBRO:	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloque H.Liviano (premezclado, encofrado de madera)			UNIDAD	m2
M.- EQUIPO					
	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramienta menor 5% (MO)	1,00	2,20	2,20	0,471	1,03
Vibrador	1,00	3,75	3,75	0,471	1,76
Winches	1,00	2,50	2,50	0,471	1,18
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
				SUBTOTAL M	\$ 3,97
N.- MANO DE OBRA					
	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro mayor en ejecución de c	0,50	4,65	2,33	0,471	1,09
Carpintero	1,00	4,19	4,19	0,471	1,97
Albañil	2,00	4,19	8,38	0,471	3,94
Fierrero	1,00	4,19	4,19	0,471	1,97
Peón	6,00	4,14	24,84	0,471	11,69
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
				SUBTOTAL N	\$ 20,67
O.- MATERIALES					
	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO	
Hormigón premezclado f'c 240 Kg/cm2	m3	124,00	0,085	10,54	
Servicio de bombeo de hormigón premezclado	m3	10,00	0,085	0,85	
Acero de refuerzo Fy = 4200	Kg	1,32	7,050	9,31	
Malla electrosoldada 15 x 15 cm x 5,5 mm (R: 1	u	67,90	0,070	4,75	
Bloques de horm. liv. p/losa - 14 (39 x 19 x 14 cr	u	0,72	12,500	9,00	
Clavos	Kg	1,96	0,550	1,08	
Tabla semidura	u	4,00	2,000	8,00	
Cuarton semiduro 10 x 5 cm x 4 m	u	3,25	2,000	6,50	
Tiras semidura	u	2,15	1,000	2,15	
Caña rolliza	u	2,62	2,000	5,24	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
			SUBTOTAL O	\$ 57,42	
			24,65	\$ 24,61	
P.- TRANSPORTE					
	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
				SUBTOTAL P	\$ 0,00
Q.- COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 82,06
R.- INDIRECTOS Y UTILIDADES 20,00% Q					\$ 16,41
S.- OTROS INDIRECTOS 0%					
T.- COSTO TOTAL DEL RUBRO (Q+R+S)					\$ 98,47
U.- COSTO UNITARIO PROPUESTO					\$ 98,47

4.3.2. Metrado del sistema de losa no convencional.

Tabla 86

Metrado de encofrado de losas por nivel.

Nivel	Área de losa encofrada (m²)
Planta Baja (PB)	724,07
Piso 2	724,07
Piso 3	724,07
Piso 4	724,07
Azotea (Losa 5)	724,07
Total	3620,36

Nota. Fuente: Elaboración propia

Para estimar el costo unitario asociado al encofrado de este sistema prefabricado, es importante considerar que únicamente se requiere la incorporación de vigas soleras cuando la luz supera los 4,40 m. En estos casos, dicha viga debe ubicarse en el punto medio del claro, complementándose con el uso de puntales distribuidos cada 1,50 m.

Tabla 87*Cantidad de elementos de encofrado.*

Elemento	Criterio adoptado	Und.	Por nivel	Niveles	Total proyecto
Puntales	4 líneas de solera (por luces >4,40 m) × 1 puntal/1,50 m a lo largo de 27,90 m → ceil(27,90/1,50)=19 puntales por línea	und	76	5	380
Soleras	1 solera a media luz por franja con luz >4,40 m (4 franjas) × 27,90 m	ml	112	5	560
Frisos	Perímetro de borde (igual al sistema convencional)	ml	18,83	5	94,13

Nota. Fuente: Elaboración propia**4.3.2.1. Viguetas prefabricadas de acero galvanizado (und).**

Considerando sus especificaciones técnicas entre ellas, el incremento en la cantidad de acero y la alta capacidad última de carga que aporta cada vigueta, este sistema presenta una resistencia superior que permite ampliar la separación entre viguetas hasta 84 cm, constituyendo una ventaja significativa frente a otros métodos.

Tabla 88*Viguetas prefabricadas de acero galvanizado (und).*

Franja (eje Y)	Ancho (m)	Espaciamiento (m)	Cantidad por nivel (und)	PAÑO	Total (und)
Y-1 (A-F)	5,40	0,84	6	5	30
Y-2 (A-F)	7,25	0,84	8	5	40
Y-3 (A-F)	2,15	0,84	2	5	10
Y-4 (A-F)	4,51	0,84	5	5	25
Y-5 (A-F)	6,90	0,84	8	5	40
Total por nivel	—	—	29	5	145
Total proyecto (5 niveles)	—	—	—	—	725

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3.2.2. Casetones de poliestireno EPS (und).

En seguida, se procederá a determinar la cantidad de casetones requeridos, considerando sus dimensiones de $75 \times 15 \times 300$ cm.

Tabla 89

Casetones de poliestireno.

Concepto	Valor
Bays por nivel (5+9+3+5+8)	30
Módulos por bay a lo largo del eje X	100
Casetones por nivel (24 × 100)	300
Niveles	5
Total sin desperdicio (672 × 5)	3 000
Desperdicio 1 %	30
Total con desperdicio (redondeado)	3 030

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3.2.3. Volumen de concreto pre-mezclado $F'c=240\text{kg/m}^3$ (m3).

Tabla 90

Volumen de concreto por nivel.

Nivel	Área (m ²)	Factor (m ³ /m ²)	Parcial (m ³)	+1 %	Total por nivel (m ³)
PB	724,07	0,066667	48,27	0,48	48,75
Piso 2	724,07	0,066667	48,27	0,48	48,75
Piso 3	724,07	0,066667	48,27	0,48	48,75
Piso 4	724,07	0,066667	48,27	0,48	48,75
Azotea	724,07	0,066667	48,27	0,48	48,75
Totales	3.620,36	—	241,36	2,41	243,77

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3.2.4. Acero de refuerzo negativo (kg).

Tabla 91

Metrado de acero.por nivel

Cantidad	Tipo	# barras/piezas	Longitud por barra/pieza (m)	Ø	Longitud total (m)	Peso (kg)
145 líneas	Negativos en apoyos (A-F) (0,30-L por apoyo; 2 barras)	—	ver nota	12 mm	725	797,5
—	Temperatura (⊥ viguetas, @0,20 m)	—	26,21	¼"		3547,9
	Subtotal Ø12 mm por 5 pisos					3987,5
	Subtotal Ø¼"					17937,5
	Total sin desperdicio				—	21925
	+ 5% desperdicio				—	23021,2

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3.2.5. Presupuesto.

Tabla 92

Presupuesto.

PRESUPUESTO REFERENCIAL DE OBRA					
OBRA: CONSTRUCCIÓN DE CONUNTO RESIDENCIAL DE 725 M2 DE 5 PISOS					
UBICACIÓN: CANTÓN SANTA ELENA					
FECHA: OCTUBRE 2025					
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
ESTRUCTURAS Y ALBAÑILERÍA					
PISO 1					
09	Hormigón simple para estructuras COLUMNAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	52,00	\$ 322,89	\$ 16.790,28000
10	Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	15.600,00	\$ 2,65	\$ 41.340,00000
	Hormigón simple para estructuras VIGAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	198,07	\$ 322,89	\$ 63.954,82230
12	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloques de EPS y vigas metalicas (premezclado)	m2	724,07	\$ 71,47	\$ 51.749,28290
PISO 2					
09	Hormigón simple para estructuras COLUMNAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	52,00	\$ 322,89	\$ 16.790,28000
10	Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	15.600,00	\$ 2,65	\$ 41.340,00000
	Hormigón simple para estructuras VIGAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	198,07	\$ 322,89	\$ 63.954,82230
12	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloques de EPS y vigas metalicas (premezclado)	m2	724,07	\$ 71,47	\$ 51.749,28290
PISO 3					
09	Hormigón simple para estructuras COLUMNAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	52,00	\$ 322,89	\$ 16.790,28000
10	Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	15.600,00	\$ 2,65	\$ 41.340,00000
	Hormigón simple para estructuras VIGAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	198,07	\$ 322,89	\$ 63.954,82230
12	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloques de EPS y vigas metalicas (premezclado)	m2	724,07	\$ 71,47	\$ 51.749,28290
PISO 4					
09	Hormigón simple para estructuras COLUMNAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	52,00	\$ 322,89	\$ 16.790,28000
10	Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	15.600,00	\$ 2,65	\$ 41.340,00000
	Hormigón simple para estructuras VIGAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	198,07	\$ 322,89	\$ 63.954,82230
12	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloques de EPS y vigas metalicas (premezclado)	m2	724,07	\$ 71,47	\$ 51.749,28290
PISO 5					
09	Hormigón simple para estructuras COLUMNAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	52,00	\$ 322,89	\$ 16.790,28000
10	Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm2	Kg	15.600,00	\$ 2,65	\$ 41.340,00000
	Hormigón simple para estructuras VIGAS f'c = 240 Kg/cm2	m3	198,07	\$ 322,89	\$ 63.954,82230
12	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloques de EPS y vigas metalicas (premezclado)	m2	724,07	\$ 71,47	\$ 51.749,28290
				TOTAL	\$ 869.171,92600

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3.2.6. Análisis de precios unitarios.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
OBRA:					
FECHA:					
No.	07.45			RENDIMIENTO:	18,5 m2/día
RUBRO:	Losa de Ho. Ao. F'c = 240 Kg/cm2 e = 0,20 m alivianada con bloques de EPS y vigas metálicas (premezclado)			UNIDAD	m2
M.- EQUIPO					
	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramienta menor 5% (MO)	1,00	1,78	1,78	0,432	0,77
Vibrador	1,00	3,75	3,75	0,432	1,62
Winches	1,00	2,50	2,50	0,432	1,08
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
SUBTOTAL M					\$ 3,47
N.- MANO DE OBRA					
	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro mayor en ejecución de c	0,50	4,65	2,33	0,432	1,01
Albañil	1,00	4,19	4,19	0,432	1,81
Fierrero	1,00	4,19	4,19	0,432	1,81
Peón	6,00	4,14	24,84	0,432	10,74
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
SUBTOTAL N					\$ 15,37
O.- MATERIALES					
	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO	
Hormigón premezclado f'c 240 Kg/cm2	m3	124,00	0,071	8,80	
Servicio de bombeo de hormigón premezclado	m3	10,00	0,071	0,71	
Acero de refuerzo Fy = 4200	Kg	1,32	1,900	2,51	
Malla electrosoldada 15 x 15 cm x 5,5 mm (R: 158)	u	67,90	0,070	4,75	
Vigas TT invertidas. Acero	m	9,96	1,100	10,96	
Bovedillas trapezoidales de EPS e = 15 cm	u	14,81	0,412	6,10	
Apuntalamiento metálico (Puntales y vigas)	m2	4,65	1,050	4,88	
Tabla semidura	u	4,00	0,500	2,00	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
SUBTOTAL O				\$ 40,72	
				18,84	\$ 17,45
P.- TRANSPORTE					
	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	
SUBTOTAL P					\$ 0,00
Q.- COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 59,56
R.- INDIRECTOS Y UTILIDADES 20,00% Q					\$ 11,91
S.- OTROS INDIRECTOS 0%					
T.- COSTO TOTAL DEL RUBRO (Q+R+S)					\$ 71,47
U.- COSTO UNITARIO PROPUESTO					\$ 71,47

4.4. TIEMPO DE EJECUCIÓN

La planificación del tiempo de ejecución es un aspecto fundamental para garantizar que el proyecto constructivo avance de manera ordenada y eficiente. En el caso de esta vivienda unifamiliar de mediana altura ubicada en la provincia de Santa Elena, se estableció un cronograma que permite organizar las actividades principales de la obra, contemplando tanto los procesos preliminares como las etapas estructurales vinculadas al sistema de losa nervada tradicional y al sistema alternativo con viguetas de acero.

Para la definición del tiempo estimado de construcción, se consideraron los rendimientos habituales de mano de obra e infraestructura empleados en proyectos similares, junto con factores propios del contexto local, tales como disponibilidad de materiales, condiciones climáticas y modalidad de trabajo del personal técnico y operativo. Con base en ello, se estableció una secuencia de actividades que permite visualizar de manera clara el orden lógico del proceso constructivo y la duración aproximada de cada fase.

Este análisis del tiempo de ejecución servirá como punto de partida para comparar la duración requerida en la construcción de la losa nervada convencional frente al sistema con viguetas metálicas, lo que permitirá identificar cuál de las dos alternativas ofrece una optimización más favorable en términos de plazos de obra. En capítulos posteriores se presentará un cronograma detallado donde se reflejará la programación de actividades semana a semana, facilitando la evaluación del desempeño temporal de ambos sistemas.

4.4.1. Planeación de actividades.

Tabla 93

Proceso constructivo del sistema de losa nervada convencional.

Precede	Actividad	Sigue
–	Trazado y nivelación del área de trabajo	Acomodado de materiales
Acomodado de materiales	Colocación de puntales y soleras	Instalación de tablonces/formaleta
Instalación de tablonces/formaleta	Armado de acero de refuerzo en viguetas	Colocación de bloques 20x40x15 cm
Armado de acero de refuerzo en viguetas	Colocación de bloques 20x40x15 cm	Colocación de malla superior
Colocación de bloques 20x40x15	Colocación de malla superior y detalles de refuerzo	Instalación de tuberías eléctricas y sanitarias
Instalación de tuberías eléctricas y sanitarias	Vaciado de concreto $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$	Curado del concreto
Vaciado de concreto $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$	Curado del concreto	Retiro de puntales y desencofrado

Nota. Fuente: Elaboración propia

La planificación de las actividades correspondientes a su instalación se detalla a continuación:

1. Se inicia con la instalación del encofrado que servirá como base de apoyo para el armado del sistema, conformado por el apuntalamiento, soleras y la superficie de contacto sobre la cual se colocarán las viguetas, los bloques de aligeramiento y posteriormente el concreto. Esta etapa requiere verificar niveles y alineaciones para asegurar que la losa quede correctamente conformada.

2. A continuación, se procede con la colocación de los bloques de aligeramiento, los cuales deben disponerse alineados y paralelos entre sí, respetando el espesor de las viguetas y ubicándolos en el sentido de la menor luz del entrepiso. Esto contribuye a un comportamiento más eficiente de la losa frente a las cargas.
3. El armado del refuerzo principal de las viguetas se realiza de acuerdo con los esfuerzos estructurales esperados, ubicando el acero positivo en la zona central de los tramos para resistir los esfuerzos de tracción, y el refuerzo negativo sobre los apoyos para contrarrestar los esfuerzos en los extremos. En este proceso, se debe evitar realizar empalmes por traslape en la parte central de los tramos.
4. El refuerzo por temperatura se coloca de manera sencilla, utilizando varillas de $\frac{1}{4}$ " distribuidas de forma perpendicular al refuerzo negativo y sostenidas a la altura adecuada mediante separadores. Su función es minimizar la aparición de fisuras generadas por contracción y cambios térmicos en la losa.
5. Para el vaciado, se recomienda utilizar concreto premezclado, ya que permite un mejor control en la dosificación y en la calidad del colado. Antes de la colocación del concreto, se revisa nuevamente la alineación y humedad de los bloques para evitar absorción excesiva, y se verifica que las instalaciones eléctricas y sanitarias queden ubicadas conforme a los planos.
6. Durante el vaciado, la losa debe quedar nivelada y con un acabado rugoso, de modo que permita una correcta adherencia del acabado posterior. Horas después de colocado el concreto se inicia el proceso de curado, el cual debe mantenerse durante los siguientes 7 días para garantizar el desarrollo adecuado de la resistencia del concreto y prevenir fisuras. Una vez transcurrido el tiempo mínimo recomendado, se procede con el desencofrado, manteniendo algunos puntales como apoyo temporal.
7. Tras el desencofrado, la losa queda lista para la ejecución de los acabados previstos. En este proyecto no se contempla el tarrajeo de cielo raso, por lo

que la superficie deberá verificarse para asegurar que cuente con la uniformidad y nivel necesarios antes de recibir el acabado final.

Tabla 94

Proceso constructivo del sistema de losa nervada no convencional (viguetas metálicas + EPS).

Precede	Actividad	Sigue
—	Montaje y apuntalamiento de viguetas metálicas galvanizadas	Colocación de viguetas metálicas galvanizadas
Montaje de viguetas metálicas galvanizadas	Colocación de casetones de poliestireno expandido (EPS) de 75×15×100 cm	Colocación de refuerzo negativo (bastón y balancín)
Colocación de casetones EPS de 75×15×100 cm	Colocación de refuerzo negativo (Ø 12 mm)	Colocación de refuerzo de temperatura (Ø ¼")
Colocación de refuerzo negativo (Ø 12 mm)	Colocación de refuerzo de temperatura (Ø ¼")	Revisión e instalación de tuberías eléctricas y sanitarias
Colocación de refuerzo de temperatura (Ø ¼")	Instalaciones eléctricas y sanitarias según planos	Vaciado de concreto premezclado $f'c = 240$ kg/cm ²
Instalaciones eléctricas y sanitarias	Vaciado de concreto premezclado $f'c = 240$ kg/cm ²	Curado del concreto
Vaciado de concreto premezclado $f'c = 240$ kg/cm ²	Curado del concreto	Desencofrado de la losa
Curado del concreto	Desencofrado de la losa	Retiro parcial de puntales
Desencofrado de la losa	Retiro parcial y definitivo de puntales	—

Nota. Fuente: Elaboración propia

La incorporación de un sistema no convencional basado en elementos prefabricados y de montaje rápido contribuye a optimizar significativamente el proceso

constructivo, disminuyendo tiempos improductivos y permitiendo un avance más fluido en obra.

1. A diferencia del sistema aligerado tradicional, esta alternativa estructural funciona como un sistema autoportante, lo que elimina la necesidad de una cimbra de contacto. Solo se requiere un apuntalamiento puntual en la zona central de los claros cuyo tramo supere aproximadamente los 4,40 m. Esta característica reduce costos y facilita un ritmo de ejecución más ágil frente al sistema convencional.
2. El montaje de las viguetas metálicas prefabricadas resulta práctico debido a su peso reducido y fácil manipulación. Su colocación no demanda grandes esfuerzos físicos, lo que incrementa el rendimiento de la cuadrilla y asegura, a la vez, el cumplimiento de las dimensiones establecidas para la losa.
3. El uso de casetones de poliestireno expandido (EPS) aporta ligereza al sistema, ya que su instalación requiere un menor número de maniobras y puede ejecutarse con rapidez. Esto contribuye directamente a acortar el plazo de ejecución del entrepiso.
4. Al igual que en el sistema tradicional, la disposición del refuerzo negativo y del acero por temperatura es indispensable para evitar fisuras y controlar los esfuerzos producidos por las cargas de servicio, así como aquellos asociados a los cambios térmicos y a la retracción del concreto. Estas actividades forman parte esencial del proceso de armado antes del vaciado.
5. Para garantizar un vaciado uniforme y una mezcla con la resistencia especificada, se recomienda utilizar concreto premezclado. Previo a esta etapa, es fundamental revisar la correcta ubicación de las instalaciones eléctricas y sanitarias, además de verificar que los casetones EPS estén colocados de manera alineada y firme, evitando desplazamientos durante el vertido del concreto.
6. El proceso de curado debe mantenerse durante los siete días posteriores al vaciado, similar a lo aplicado en la losa aligerada convencional, con el fin

de obtener un adecuado desarrollo de resistencia y prevenir fisuras prematuras.

7. Una de las principales ventajas de este sistema es que, al requerir un apuntalamiento mínimo, se libera el espacio inferior rápidamente, lo que permite avanzar con los trabajos de acabados en cielorraso casi de inmediato—incluso desde el día siguiente del vaciado, según criterio del residente de obra—. Para prolongar la vida útil del acabado se sugiere utilizar una malla metálica ligera como refuerzo adicional antes de colocar el revestimiento seleccionado.

4.4.2. Programación de actividades.

Tabla 95

Duración de cada actividad del sistema convencional.

Actividades	Unidad	Metrado	Rendimiento	Tiempo unitario
Encofrado normal de losa aligerada	m ²	724,07	12 m²/día	60 días
Colocación de bloque de cemento 20×40×15 cm	und	9.507 (13 und/m ² + 1%)	1.300 und/día	8 días
Refuerzo de acero corrugado (fy ≥ 420 MPa)	kg	4.193,6 (= 20.968/5)	350 kg/día	12 días
Concreto premezclado f'c = 240 kg/cm ² (colocado)	m ³	63,7 (factor 0,087545 + 1%)	110 m³/día	1 día
Desencofrado de losa aligerada	m ²	724,07	110 m²/día	7 días

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 96

Duración de cada actividad del sistema no convencional.

Actividades	Unidad	Metrado	Rendimiento (ejemplo)	Tiempo unitario
Apuntalado de losa (líneas centrales)	m ²	724,07	90 m²/día	9 días
Montaje de vigueta prefabricada de acero	und	29	180 und/día	1 día
Colocación de casetones EPS 75×15×100 cm	und	672	300 und/día	3 días
Refuerzo de acero (negativos Ø12 y temperatura Ø¼)	kg	2.665,6 (= 13.327,8/5)	350 kg/día	8 días
Concreto premezclado f ^c = 240 kg/cm ² (colocado)	m ³	48,75 (factor 0,066667 + 1%)	110 m³/día	1 día
Desencofrado de losa	m ²	724,07	110 m²/día	7 días

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.4.3. Programación con Microsoft Excel.

Con el propósito de representar de manera clara y ordenada la secuencia de actividades que conforman el proceso constructivo de ambos sistemas —losa aligerada convencional y losa no convencional con viguetas metálicas prefabricadas— se elaboró una programación utilizando la herramienta Microsoft Excel. Para este fin, se empleó el método del Diagrama de Gantt, debido a que permite visualizar la duración estimada de cada actividad, su interrelación y el cronograma global de ejecución del sistema estructural.

El uso de Excel facilita la representación secuencial de tareas, la comparación directa de tiempos entre ambos sistemas y la interpretación del avance programado de la obra. De esta forma, se estableció una línea de tiempo para cada sistema constructivo, organizada por actividades, rendimiento, duración y fechas de ejecución, lo que permitió evaluar con claridad la eficiencia en la etapa constructiva.

4.4.3.1. Programación del sistema de losa convencional.

Tabla 97

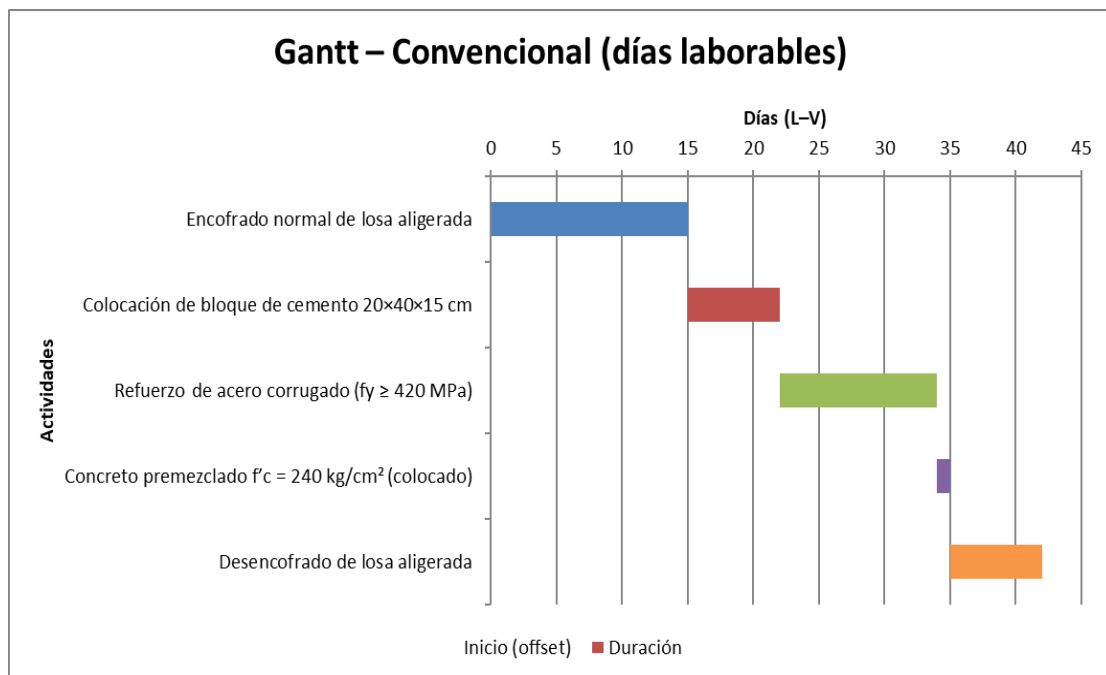
Programación del sistema de losa convencional.

Actividad	Duración (días laborables)	Inicio (fecha)	Fin (fecha)	Inicio (offset laboral)	Fin (offset laboral)
Encofrado normal de losa aligerada	15	03/11/2025	24/11/2025	0	15
Colocación de bloque de cemento 20x40x15 cm	7	25/11/2025	03/12/2025	15	22
Refuerzo de acero corrugado ($f_y \geq 420$ MPa)	12	04/12/2025	19/12/2025	22	34
Concreto premezclado $f'_c = 240$ kg/cm ² (colocado)	1	22/12/2025	23/12/2025	34	35
Desencofrado de losa aligerada	7	29/12/2025	05/01/2026	35	42

Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 66

Diagrama de Gantt para la losa convencional.



Nota. Fuente: Elaboración propia

4.4.3.2. Programación del sistema de losa no convencional.

Tabla 98

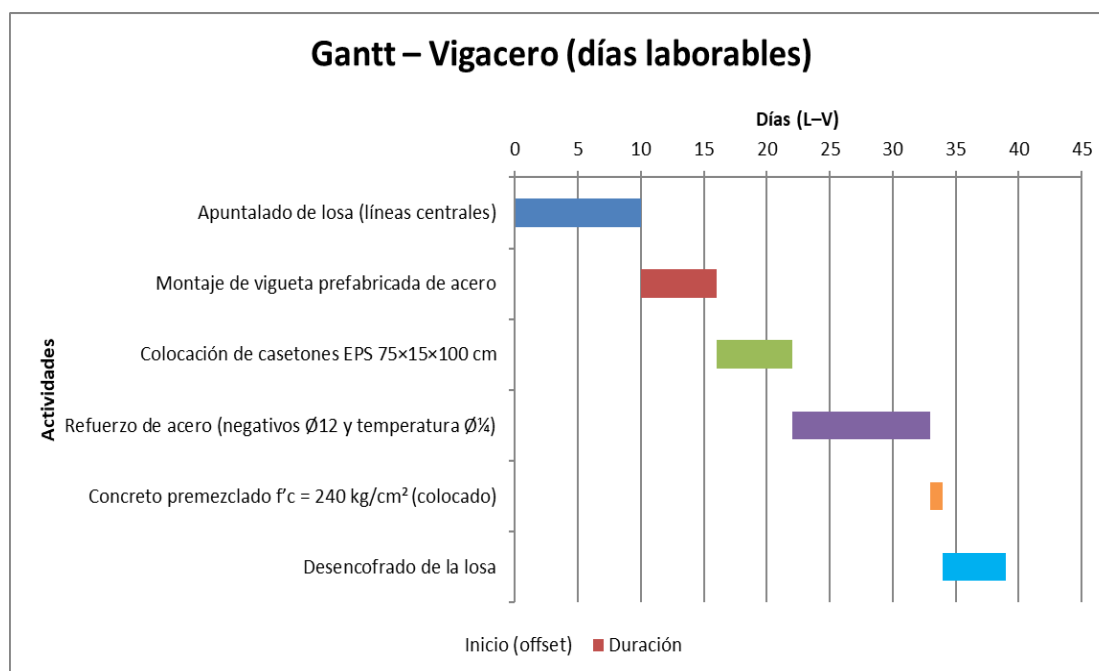
Programación del sistema de losa no convencional.

Actividad	Duración (días laborables)	Inicio (fecha)	Fin (fecha)	Inicio (offset laboral)	Fin (offset laboral)
Apuntalado de losa (líneas centrales)	10	03/11/2025	13/11/2025	0	10
Montaje de vigueta prefabricada de acero	6	14/11/2025	14/11/2025	10	16
Colocación de casetones EPS 75×15×100 cm	6	17/11/2025	19/11/2025	16	22
Refuerzo de acero (negativos Ø12 y temperatura Ø¼)	11	20/11/2025	01/12/2025	22	33
Concreto premezclado f'c = 240 kg/cm ² (colocado)	1	02/12/2025	02/12/2025	33	34
Desencofrado de la losa	5	03/12/2025	11/12/2025	34	39

Nota. Fuente: Elaboración propia

Figura 67

Diagrama de Gantt para losa no convencional.



Nota. Fuente: Elaboración propia

4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

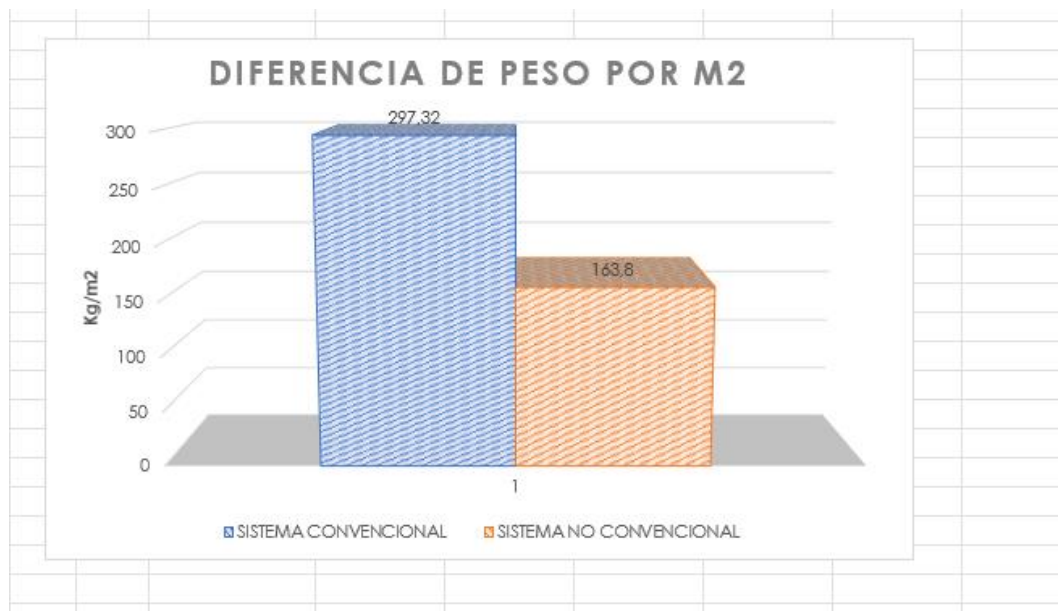
4.5.1. Comparación entre características técnicas.

4.5.1.1. *Peso Propio por metro cuadrado.*

El análisis del peso propio por metro cuadrado evidencia una diferencia sustancial entre ambos sistemas de losa evaluados. Los resultados obtenidos muestran que el sistema no convencional con viguetas de acero reduce de forma significativa la carga muerta respecto al sistema de losa aligerada tradicional. En términos cuantitativos, la losa con viguetas metálicas registra un peso aproximado de 163,8 kg/m², mientras que el sistema convencional alcanza valores cercanos a 297,32 kg/m², lo que representa una disminución cercana al 44,9 % del peso total por nivel estructural.

Figura 68

Diferencia de peso por m².



Nota. Fuente: Elaboración propia

Esta variación se debe principalmente a dos factores técnicos:

- la menor cantidad de concreto utilizada por metro cuadrado, producto de la separación entre viguetas de hasta 84 cm eje-eje, lo cual disminuye el volumen de hormigón colocado, y
- el uso de casetones de poliestireno expandido (EPS) como elemento aligerante, cuyo

peso es considerablemente inferior al bloque de hormigón o de arcilla empleado en el sistema tradicional.

Esta reducción de carga muerta adquiere especial relevancia en el comportamiento sísmico de la estructura. Al disminuir el peso propio, disminuyen las fuerzas de inercia inducidas durante un evento sísmico, lo que se traduce en menores demandas sobre la cimentación y los elementos portantes. Por tanto, el sistema no convencional no solo aporta beneficios constructivos, sino que también contribuye a una respuesta estructural más eficiente frente a acciones sísmicas, generando una alternativa viable y técnica para edificaciones ubicadas en zonas de amenaza sísmica.

En contraste, el sistema tradicional, pese a ofrecer una mayor rigidez estructural por su composición monolítica de hormigón, incorpora una masa mayor, lo que implica esfuerzos superiores en vigas, columnas y cimentación. Desde una perspectiva de ingeniería estructural, esta característica puede influir en el dimensionamiento final del proyecto y elevar los costos de los elementos estructurales complementarios.

En conclusión, la comparación del peso propio por metro cuadrado demuestra que el sistema con viguetas de acero optimiza la masa estructural del entrepiso, aportando ventajas técnicas relacionadas con su desempeño estructural, eficiencia del material y compatibilidad con criterios de diseño sismo-resistente.

4.5.2. Comparación del costo directo

4.5.2.1. Cantidad de consumo de material.

El análisis comparativo del consumo de materiales entre ambos sistemas evidencia diferencias sustanciales que inciden directamente en el costo directo de la losa. Los resultados obtenidos muestran que el sistema tradicional de losa aligerada demanda un mayor volumen de materiales, especialmente en lo referente al concreto, acero de refuerzo y elementos de encofrado; mientras que el sistema no convencional con viguetas de acero reduce significativamente el uso de estos insumos debido a su configuración industrializada.

En el sistema tradicional, el proceso constructivo exige el empleo de una mayor cantidad de hormigón debido a la menor separación entre viguetas y al uso de bloques aligerantes de mayor peso. Además, el encofrado ocupa un papel relevante dentro del consumo de materiales, tanto en volumen como en costo de implementación, ya que se requiere mayor cantidad de madera o formaleta para soportar el vaciado de la losa. Esta realidad incrementa el costo asociado a materiales y prolonga los tiempos de armado y desencofrado.

Por el contrario, el sistema alternativo con viguetas metálicas optimiza el consumo de materiales gracias a su diseño estructural. La utilización de casetones de poliestireno expandido (EPS) disminuye considerablemente el peso y el volumen de concreto requerido por metro cuadrado. Asimismo, la presencia de una vigueta prefabricada reduce la necesidad de acero de refuerzo adicional, limitando su uso principalmente al acero negativo y de distribución. La menor participación del encofrado —ocupando únicamente zonas puntuales para apoyo— contribuye adicionalmente a la reducción del consumo de materiales complementarios.

Esta diferencia en el uso de materiales no solo impacta en la cuantía económica del proyecto, sino que también representa un beneficio logístico. Menor volumen de material implica menos requerimiento de transporte, almacenamiento y manipulación en obra, lo que genera un proceso constructivo más ágil y menos dependiente de recursos auxiliares. Desde el enfoque de sostenibilidad, la reducción del consumo de materiales, particularmente del hormigón, aporta a la disminución de la huella ambiental asociada a la construcción.

En conclusión, la cantidad de consumo de material favorece de manera evidente al sistema no convencional con viguetas de acero, al requerir menores volúmenes de hormigón, menos acero de refuerzo y una reducción considerable del encofrado. Estos factores inciden directamente en la disminución del costo directo y consolidan a este sistema como una alternativa eficiente en el uso de recursos constructivos

4.5.2.2. Comparación del costo directo.

La evaluación del costo directo de ambos sistemas evidencia una diferencia económica que influye de manera determinante en la selección del tipo de losa a

implementar. Los resultados del análisis de presupuestos reflejan que el sistema no convencional con viguetas de acero presenta un costo directo menor en comparación con el sistema tradicional de losa aligerada, debido principalmente a la optimización en la utilización de materiales y a la reducción de actividades dentro del proceso constructivo.

En el sistema convencional, el costo directo por metro cuadrado se ve incrementado por la mayor cantidad de materiales requeridos, tales como concreto, acero de refuerzo y elementos de encofrado. A ello se suma el número de jornales necesarios para la instalación, armado, vaciado y posterior desencofrado, lo que incrementa los gastos de mano de obra y tiempos de ejecución. Estas partidas representan un porcentaje considerable del presupuesto total, lo que hace que el costo por metro cuadrado resulte más elevado.

Por el contrario, el sistema con viguetas de acero muestra una reducción proporcional del costo directo, atribuida a la disminución del volumen de concreto y a la eliminación del encofrado en gran parte del proceso. Al incorporar elementos prefabricados como las viguetas metálicas y los casetones de EPS, se agiliza la instalación, se reduce el consumo de materiales complementarios y se minimizan desperdicios, lo que tiene un efecto directo en la disminución del costo por metro cuadrado ejecutado. Aunque el costo unitario de los componentes industrializados es mayor, su eficiencia constructiva compensa dicho valor, generando una diferencia económica favorable en el costo global del sistema.

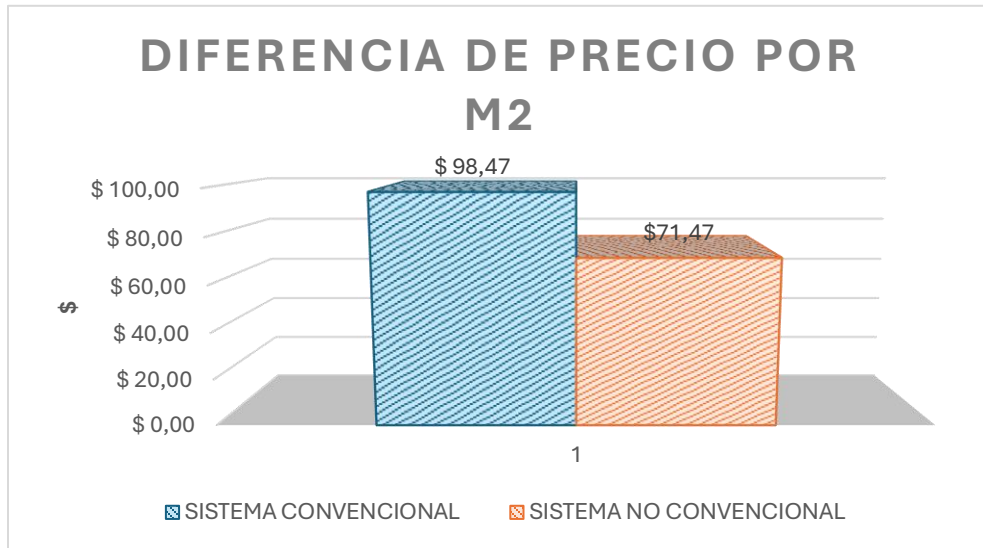
Desde una perspectiva técnica y financiera, la reducción del costo directo del sistema no convencional representa una ventaja competitiva para proyectos que buscan eficiencia presupuestaria sin comprometer la calidad estructural. El ahorro generado puede destinarse a reforzar otros componentes del proyecto, mejorar acabados o reducir el presupuesto total de obra, lo que incrementa su viabilidad económica.

En síntesis, la comparación del costo directo demuestra que el sistema con viguetas de acero constituye una alternativa económicamente más eficiente frente al sistema tradicional de losa aligerada, debido a la optimización de materiales, el uso de prefabricación y la disminución del tiempo de ejecución, consolidándose como una

solución atractiva para proyectos en los que se busca equilibrar costo, calidad y rendimiento constructivo.

Figura 69

Diferencia de precio por m2.



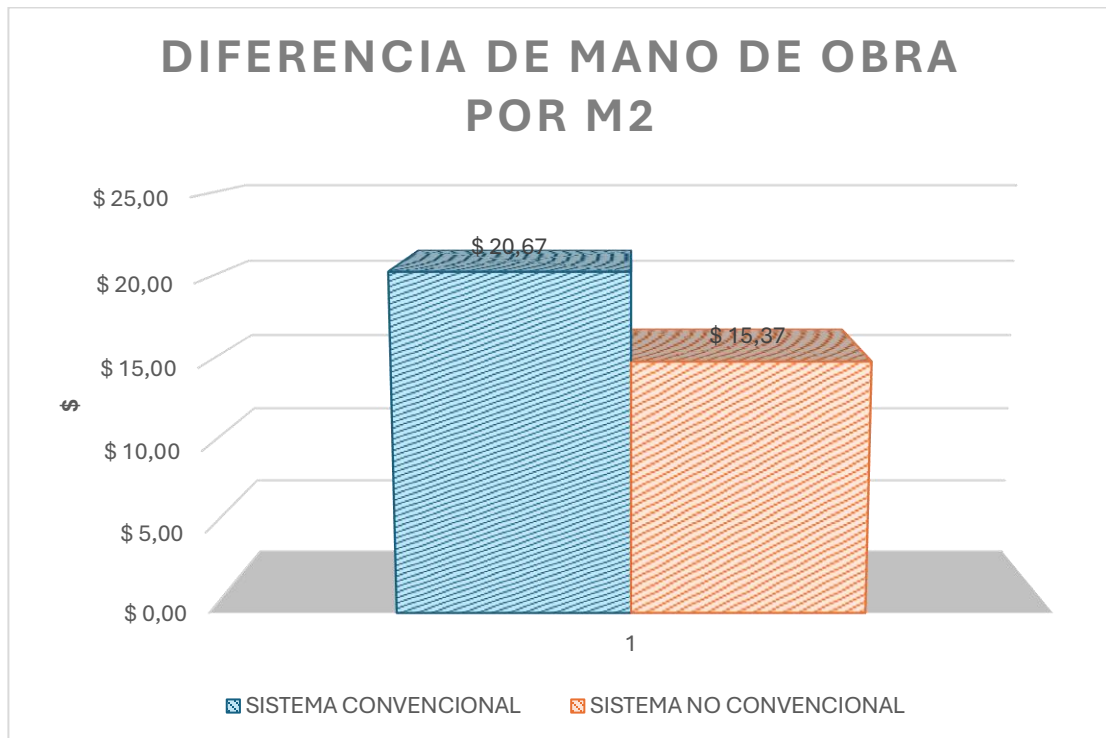
Nota. Fuente: Elaboración propia

4.5.2.3. Costo de mano de obra.

El análisis comparativo del costo de mano de obra demuestra una diferencia notable entre ambos sistemas, evidenciando una ventaja significativa del sistema no convencional con viguetas de acero frente al sistema tradicional de losa aligerada. Los resultados reflejan que la mano de obra constituye uno de los rubros con mayor incidencia en la reducción de costos del sistema alternativo, alcanzando un ahorro global cercano al 25,64% respecto al método convencional.

Figura 70

Diferencia de mano de obra por m2.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Esta disminución se relaciona directamente con la optimización de actividades durante la ejecución. En el sistema tradicional, la construcción de la losa requiere una secuencia más extensa de procesos que demandan mayor número de jornales, especialmente en las fases de encofrado, colocación del aligerante, armado del acero y vaciado del hormigón. Dichas actividades involucran personal especializado, equipos auxiliares y tiempos prolongados de ejecución, lo que incrementa de forma considerable el costo de mano de obra.

Estos indicadores reflejan que la implementación del sistema con viguetas de acero reduce la demanda de mano de obra, acorta los tiempos de ejecución y disminuye la dependencia de trabajadores altamente especializados. Como consecuencia, se obtiene una mejora en la productividad y un incremento en la eficiencia operativa durante el proceso constructivo.

En conclusión, el sistema no convencional con viguetas de acero evidencia una ventaja competitiva desde la perspectiva del costo de mano de obra, al requerir menos

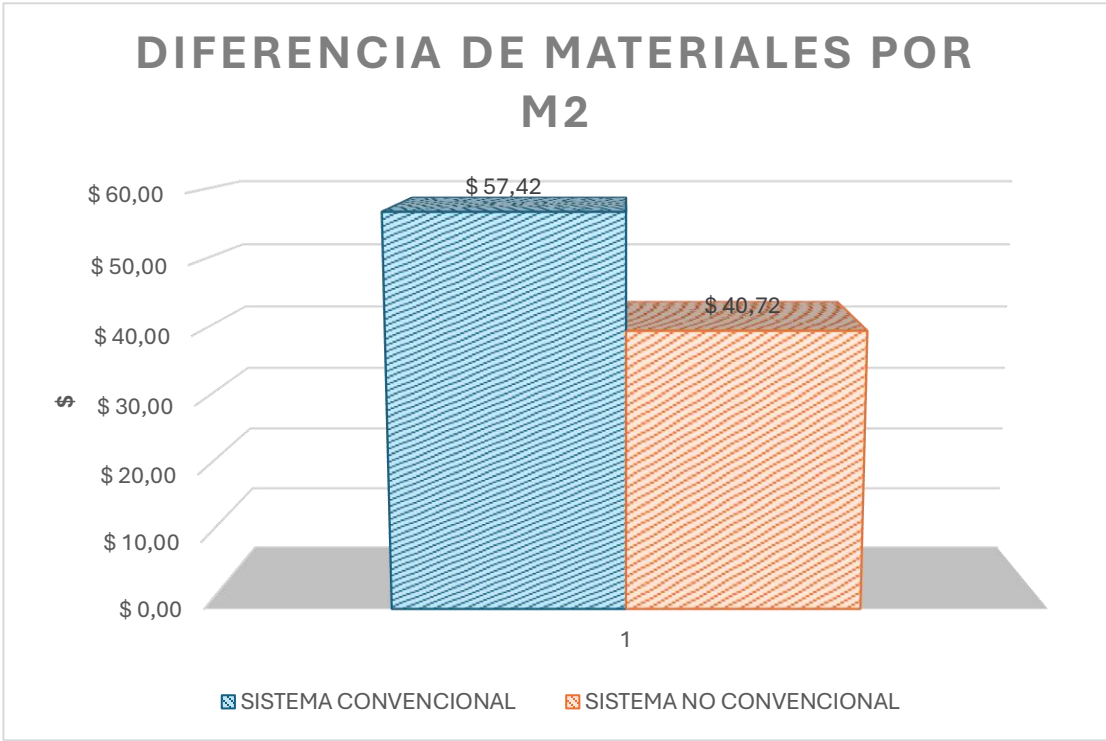
jornales y simplificar el proceso constructivo, consolidándose como una alternativa eficiente y económicamente favorable frente al sistema tradicional de losa aligerada.

4.5.2.4. Costo de materiales.

La comparación del costo de materiales entre ambos sistemas de losa evidencia diferencias marcadas que influyen significativamente en el presupuesto final del proyecto. El sistema tradicional de losa aligerada registra un consumo superior de insumos estructurales y complementarios, representando el mayor impacto económico en esta categoría. En base al análisis realizado, el sistema no convencional presenta una disminución del 29,09% respecto al sistema convencional con viguetas de acero.

Figura 71

Diferencia de materiales por m2.



Nota. Fuente: Elaboración propia

4.5.2.5. Costo de equipos.

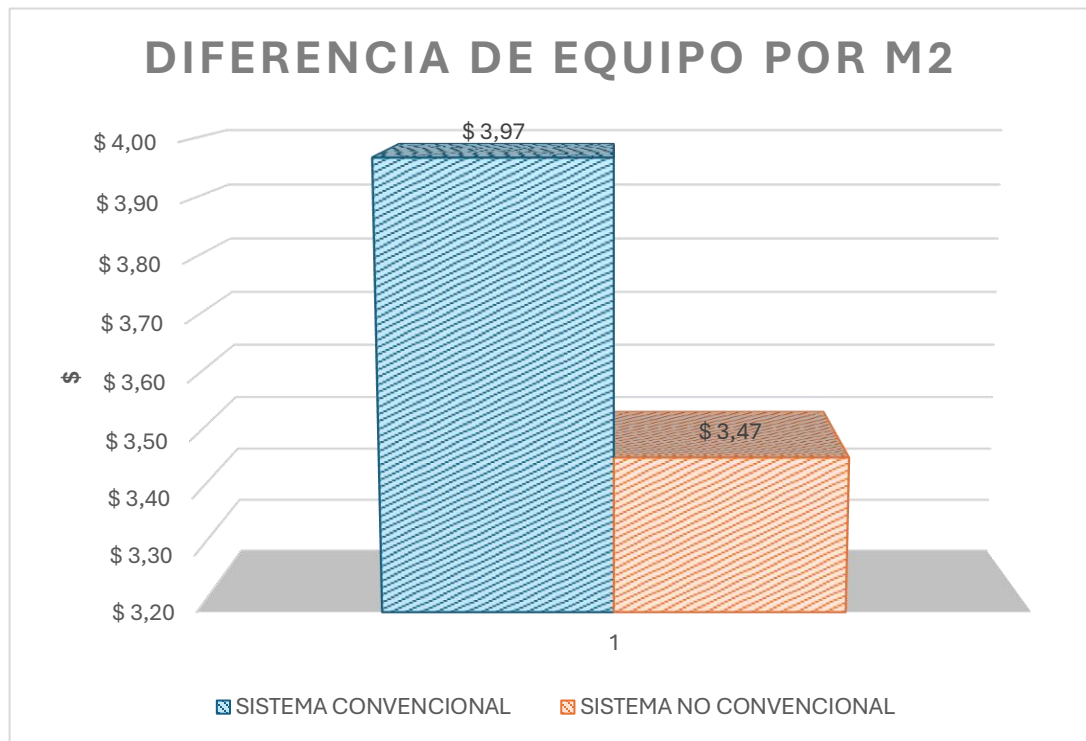
El análisis comparativo del costo de equipos pone en evidencia una diferencia relevante entre ambos sistemas constructivos, derivada principalmente de la variación en los procesos y recursos mecánicos requeridos para la ejecución de cada losa. Los resultados muestran que el sistema no convencional con viguetas de acero genera una disminución en el costo asociado al uso de equipos en comparación con el sistema tradicional de losa aligerada.

En el sistema convencional, el proceso constructivo demanda un mayor número de equipos para tareas como el encofrado, vibrado del hormigón, corte y habilitado de acero, así como la manipulación y colocación de bloques aligerantes. Estas actividades requieren herramientas y equipos complementarios con una utilización más prolongada, lo que incrementa el costo operativo total en obra. El uso de vibradores, andamios, puntales, herramientas para habilitado y equipos auxiliares representa una carga económica considerable, estimándose que el sistema tradicional incrementa el costo de equipos en un 12,60% respecto a la alternativa evaluada.

Por el contrario, el sistema no convencional con viguetas metálicas presenta una reducción significativa en la demanda de equipos debido a su proceso constructivo más simplificado. La incorporación de elementos prefabricados disminuye el uso de herramientas para habilitado y corte de acero, y la utilización de casetones de EPS minimiza la necesidad de equipos de transporte interno y manipulación pesada en obra. Asimismo, la reducción del volumen de hormigón utilizado acorta el tiempo de empleo del vibrador y otros equipos de apoyo, generando un ahorro en su uso y alquiler.

Figura 72

Diferencia de equipo por m2.



Nota. Fuente: Elaboración propia

Como resultado, el sistema no convencional requiere menor tiempo de puesta en obra de equipos y reduce la necesidad de alquiler o amortización de estos, lo que contribuye directamente a disminuir el costo asociado a este rubro. Desde una perspectiva operativa y económica, la menor dependencia de equipos refuerza la eficiencia del sistema con viguetas de acero, especialmente en obras donde se busca optimizar recursos y minimizar gastos indirectos.

En síntesis, el sistema no convencional evidencia una ventaja significativa en términos de costo de equipos, al disminuir el tiempo de utilización, el tipo y la cantidad de herramientas necesarias, consolidándose como una solución más eficiente frente al sistema tradicional de losa aligerada.

4.5.3. Comparación del tiempo de ejecución.

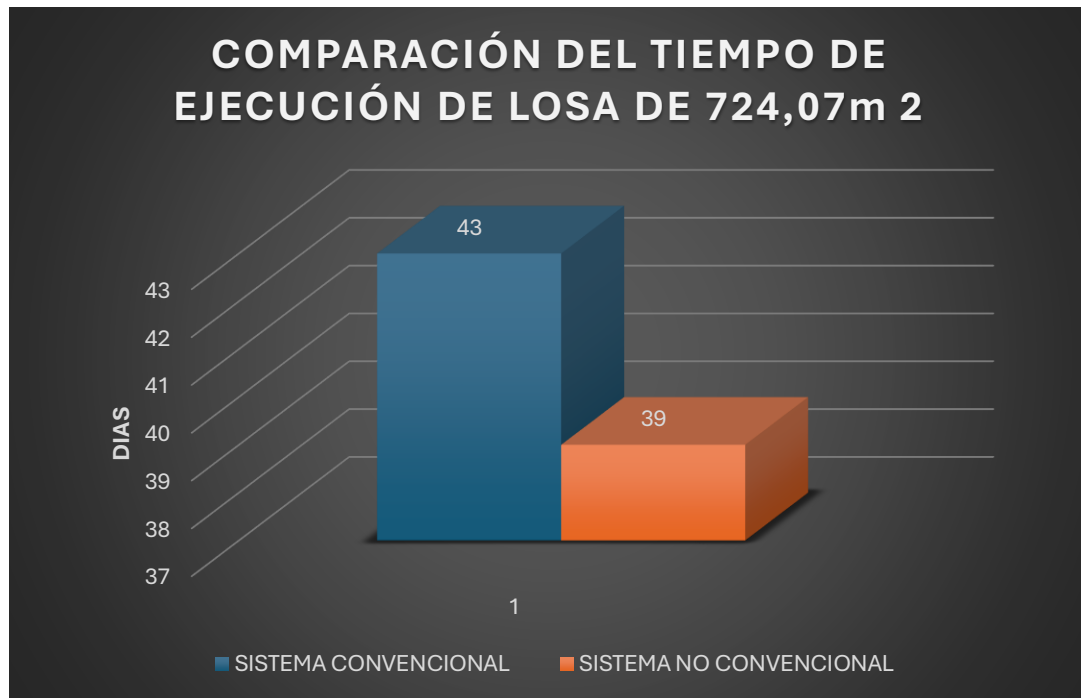
La comparación del tiempo de ejecución entre los dos sistemas de losa analizados evidencia una reducción significativa al emplear el sistema no convencional con viguetas de acero. Los resultados obtenidos muestran que este sistema permite acelerar de forma considerable el proceso constructivo, logrando una disminución del 9,30% del tiempo total de ejecución respecto al sistema tradicional de losa aligerada.

Adicionalmente, el menor volumen de hormigón a colocar reduce el tiempo destinado a vaciado y fraguado, lo que contribuye a que el sistema no convencional acelere el ritmo de obra y permita liberar frente de trabajo con mayor rapidez. Esta reducción en tiempos no solo beneficia el cronograma de obra, sino que también disminuye costos indirectos asociados al alquiler de equipos, supervisión y personal en obra.

En síntesis, el análisis comparativo del tiempo de ejecución demuestra que el sistema con viguetas de acero constituye una alternativa altamente eficiente frente al método tradicional, al permitir una construcción más rápida, ordenada y con menor dependencia de actividades prolongadas. Esto convierte al sistema no convencional en una opción favorable para proyectos que demandan agilidad constructiva, optimización de plazos y reducción de tiempos muertos en la planificación.

Figura 73

Comparación del tiempo de ejecución de losa.



Nota. Fuente: Elaboración propia

4.5.4. Discusión de resultados.

El análisis integral de los resultados obtenidos permite evidenciar que el sistema no convencional de losa aligerada con viguetas de acero presenta ventajas técnicas, económicas y constructivas frente al sistema tradicional. Los hallazgos demuestran que las diferencias identificadas no solo se limitan al comportamiento estructural o al costo directo, sino que abarcan aspectos asociados a eficiencia en obra, uso de materiales, mano de obra y tiempos de ejecución, lo cual influye directamente en la toma de decisiones durante la selección del sistema constructivo más adecuado.

En primer lugar, desde el punto de vista técnico–estructural, la reducción del peso propio de la losa no convencional alcanza valores de 44,90% respecto al sistema tradicional, lo que constituye un factor determinante para edificaciones ubicadas en zonas de amenaza sísmica. Este comportamiento implica menores cargas gravitacionales y, por ende, una reducción en las fuerzas sísmicas transmitidas a la estructura. Tal característica contribuye a optimizar el diseño de elementos resistentes

y puede generar beneficios adicionales en la cimentación y estabilidad general de la edificación.

En cuanto al análisis económico, los resultados evidencian que el sistema con viguetas de acero logra una disminución considerable en el costo asociado a materiales, mano de obra y equipos. El ahorro en mano de obra es de 25,64%, debido a la simplificación de procesos y a la reducción de actividades como encofrado, armado y vaciado; mientras que el ahorro en materiales es de 29,09%, gracias al menor uso de concreto y a la sustitución de elementos pesados por casetones de EPS. Del mismo modo, el costo de equipos disminuye al 12,60%, al requerirse menos tiempo y recursos para habilitación y montaje. Estas diferencias reflejan que el sistema alternativo no solo reduce costos directos, sino que incrementa la rentabilidad del proceso constructivo.

Desde el ámbito constructivo y operativo, el sistema no convencional evidencia una mejora significativa en la productividad, logrando reducir el tiempo total de ejecución a un 9,30% respecto al método tradicional. Este impacto en los plazos de obra permite una mayor continuidad en el cronograma general del proyecto, reduce costos indirectos y facilita la planificación de actividades posteriores, generando un proceso de construcción más eficiente y con menor riesgo de retrasos.

No obstante, es importante señalar que la elección del sistema debe considerar también factores contextuales como la disponibilidad de materiales industrializados, el nivel de capacitación del personal y la aceptación del sistema en el medio constructivo. Aunque el sistema tradicional continúa siendo ampliamente utilizado por su mayor conocimiento empírico y su percepción de robustez, los resultados de este estudio evidencian que el sistema con viguetas de acero se presenta como una alternativa técnicamente viable, económicamente competitiva y constructivamente eficiente.

En síntesis, los resultados discutidos permiten concluir que la implementación del sistema no convencional con viguetas de acero constituye una opción favorable frente al sistema tradicional, al ofrecer un equilibrio adecuado entre desempeño estructural, optimización de recursos, reducción de costos y rapidez ejecutiva. Su adopción representa un aporte significativo a la modernización de los procesos

constructivos y una oportunidad para incorporar soluciones más eficientes y sustentables en el sector de la construcción.

4.5.5. Cuadro comparativo general para las losas de entrepiso.

Tabla 99

Cuadro comparativo para las losas de entrepiso.

Criterio de comparación	Sistema Tradicional de Losa Aligerada	Sistema No Convencional con Viguetas de Acero	Diferencia / Resultado
Peso propio	Alto peso estructural	Peso reducido (\approx 44,9% menos)	Favorece al sistema no convencional
Costo de materiales	Elevado por mayor volumen utilizado	Reducción significativa de insumos	Ahorro en materiales de 29,09%
Costo de mano de obra	Elevado por mayor cantidad de procesos y jornales	Optimización de procesos; menor personal requerido	Ahorro del 25,64%
Costo de equipos	Mayor uso de herramientas y equipos auxiliares	Menor uso de equipos por simplificación del proceso	Reducción del 12,60%
Tiempo de ejecución	Proceso más lento	Proceso acelerado y continuo	Reducción a 9,30%
Complejidad constructiva	Alta; requiere mayor supervisión y especialización	Media; montaje simplificado y estandarizado	Ventaja al sistema no convencional
Desempeño sísmico	Mayor masa \rightarrow mayor demanda sísmica	Menor masa \rightarrow reducción de fuerzas sísmicas	Favorece al sistema no convencional
Rentabilidad final	Menor, por mayores costos y tiempos	Mayor, por ahorro y eficiencia global	Más rentable el sistema no convencional

Nota. Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

A partir del análisis comparativo realizado entre el sistema de losa aligerada tradicional y el sistema no convencional con viguetas de acero, y considerando los resultados técnicos, económicos y constructivos obtenidos, se establecen las siguientes conclusiones:

El sistema no convencional con viguetas de acero demostró un desempeño estructural más eficiente, al presentar una reducción del 44,9% del peso propio respecto al sistema tradicional. Esta disminución de carga muerta contribuye a una menor demanda sísmica sobre la estructura y genera condiciones favorables para el diseño de elementos portantes, especialmente en edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad como la provincia de Santa Elena.

En relación con el consumo de materiales, el sistema tradicional evidenció un uso significativamente mayor de concreto, acero y encofrado, mientras que el sistema con viguetas metálicas redujo estos insumos. Esta optimización del recurso material no solo disminuye el impacto ambiental asociado al uso intensivo de hormigón, sino que además se traduce en un proceso constructivo más sostenible y con menores residuos.

Respecto al costo de mano de obra, se comprobó que el sistema no convencional presenta una reducción del 25,64%, debido a la simplificación de actividades y a la menor cantidad de jornales requeridos para su ejecución. La industrialización de componentes y la facilidad de montaje del sistema con viguetas de acero permiten minimizar la intervención de personal especializado, mejorando la productividad y reduciendo tiempos de espera entre procesos.

En cuanto al costo de equipos, el sistema tradicional demandó un mayor uso de herramientas, andamiajes y equipos auxiliares, mientras que el sistema alternativo redujo estos requerimientos en un 12,60 %, como resultado de la disminución de procesos y del menor volumen de concreto a colocar. Esta reducción incide directamente en los costos indirectos asociados al alquiler, mantenimiento y tiempo de uso en obra.

El análisis del tiempo de ejecución evidenció una ventaja notable del sistema no convencional, logrando una reducción del 9,30% del plazo total requerido respecto al sistema tradicional. Esta disminución del tiempo de construcción permite optimizar la planificación del proyecto, liberar frentes de trabajo con mayor rapidez y disminuir costos vinculados a administración, supervisión y logística en obra.

Desde el enfoque técnico–económico, el sistema no convencional con viguetas de acero se posiciona como una alternativa más rentable e integralmente eficiente, ya que combina ahorro de materiales, reducción de mano de obra y menor tiempo de ejecución sin comprometer el desempeño estructural de la losa. Esto garantiza un equilibrio adecuado entre calidad, seguridad y costo, alineado con los requerimientos actuales de eficiencia constructiva.

Finalmente, se concluye que la implementación del sistema con viguetas de acero representa una solución viable, moderna y competitiva frente al sistema tradicional de losa aligerada. Su adopción favorece la innovación en los procesos constructivos, promueve la estandarización mediante prefabricación y contribuye a la evolución hacia sistemas más ligeros, sostenibles y tecnológicamente eficientes dentro del sector de la construcción.

5.2. RECOMENDACIONES

En función de los resultados obtenidos y las conclusiones establecidas en la presente investigación, se plantean las siguientes recomendaciones orientadas a fortalecer la toma de decisiones en el diseño y construcción de losas de entrepiso:

Se recomienda considerar el uso del sistema no convencional con viguetas de acero como alternativa favorable en edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad, debido a la reducción del 44,90% de peso propio, lo que contribuye a disminuir las fuerzas sísmicas transmitidas a la estructura y optimiza el desempeño estructural del edificio.

Para proyectos que busquen eficiencia económica y reducción de costos directos, se aconseja seleccionar el sistema con viguetas metálicas, ya que permite reducir al 25,64% la mano de obra y al 12,60% los costos de equipos, generando una mayor rentabilidad en el proceso constructivo.

Se sugiere implementar capacitaciones y socialización técnica sobre el proceso constructivo del sistema con viguetas de acero, con el fin de fortalecer las competencias del personal involucrado y garantizar una adecuada ejecución en obra, especialmente en proyectos donde aún predomina el uso del sistema tradicional.

Durante la planificación y programación de obra, se recomienda evaluar el impacto del tiempo de ejecución como un factor determinante en la selección del sistema, dado que el uso de viguetas metálicas permite reducir al 9,30% los plazos de construcción, lo que favorece el cumplimiento del cronograma y reduce costos indirectos asociados a supervisión, administración y equipos.

Para optimizar el desempeño térmico y acústico de las edificaciones, se sugiere emplear casetones de EPS dentro del sistema no convencional, ya que aportan beneficios adicionales relacionados con eficiencia energética y confort interior, aspectos que complementan las ventajas estructurales y económicas identificadas.

En proyectos de vivienda, edificaciones de uso comercial o institucional, se recomienda evaluar la viabilidad técnica del sistema con viguetas de acero como estrategia de innovación constructiva, puesto que su implementación promueve procesos más

estandarizados, limpios y eficientes, especialmente en obras donde se busca acelerar la entrega o minimizar interrupciones.

Finalmente, se propone continuar con estudios que profundicen en el análisis del comportamiento estructural del sistema no convencional, incluyendo modelaciones ante diferentes escenarios sísmicos y comparaciones con otros tipos de losas livianas, con el propósito de ampliar el conocimiento científico en la materia y fomentar la adopción de sistemas constructivos más modernos y sustentables en el sector de la construcción.

BIBLIOGRAFÍA

- Alves, T., & Ferreira, J. (2013). Prefabrication and assembly processes in composite floor systems. *Construction and Building Materials*, 41, 849–856. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.058>
- American Concrete Institute (ACI). (2019). *ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* (2019 ed.). Farmington Hills, MI, EE. UU.: American Concrete Institute. doi:<https://doi.org/10.14359/51716937>
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2016). *ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings* (2016 ed.). Chicago, EE.UU.: AISC. doi:<https://www.aisc.org/>
- Arcotecho Perú. (2016). *Manual de instalacion del Sistema de losa aligerada con viguetas pre-fabricadas de acero galvanizado*. Lima, Perú.
- Calcina Huanque, L. L., & Ccari Tapia, E. J. (2021). Análisis comparativo entre el sistema de losa convencional y losa con viguetas prefabricadas en el diseño sísmico de una vivienda en Arequipa. *Repositorio Institucional - UCV*. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/66505>
- Castillo Martell, W. H., & Cutipé-Cárdenas, Y. (2019). Implementación, resultados iniciales y sostenibilidad de la reforma de servicios de salud mental en el Perú, 2013-2018. *Revista Peruana de Medicina Experimental y Salud Publica*, 36(2), 326–333. <https://doi.org/10.17843/RPMESP.2019.362.4624>
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* (Quinta ed.). Upper Saddle River, NJ, EE. UU.: Pearson Education.
- De La Puerta Quiroz, J., & Merchán Moncayo, P. (2024). Evaluación estructural y económica de losas postensadas frente a sistemas aligerados convencionales. *Revista Ingeniería y Construcción*, 39(1), 59–72.
- Dos Santos, W. W., Buzatto, L. M., Gonçalves, J. R. M. R., Da Silva Martins, F. B., Da Nóbrega, M. de J. R., De Queiroz, H. R., & Bentes, F. M. (2020). Comparative Analysis between Ribbed and Steel Deck Slabs. *International Journal of Advanced Engineering Research and Science*, 7(7), 176–183. <https://doi.org/10.22161/IJAERS.77.20>
- Espinoza Manchego, I., & Guerra Soria, F. A. (2018). Análisis comparativo de costos entre losa aligerada con sistema convencional versus viguetas prefabricadas de alma abierta en edificios multifamiliares. *Universidad de San Martín de Porres - USMP*. <https://repositorio.usmp.edu.pe/handle/20.500.12727/4251>

- European Committee for Standardization (CEN). (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings* (Primera ed.). Bruselas, Bélgica: CEN.
- European Committee for Standardization (CEN). (2004). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Bruselas, Bélgica: CEN.
- European Committee for Standardization (CEN). (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1*. Bruselas, Bélgica: CEN.
- García, J., & Yepes, V. (2016). Multicriteria decision-making for sustainable selection of concrete slab systems. *Journal of Cleaner Production*, *137*, 1380–1391. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.08.010>
- González, M., & Gutiérrez, J. (2015). Constructive challenges in ribbed slab systems: Analysis of formwork and labor requirements. *Revista Ingeniería de Construcción*, *30*(2), 115–126. doi:<https://doi.org/10.4067/S0718-50732015000200004>
- Heredia, M. S., & Vinueza, C. (2024). Comparación de losas aligeradas unidireccionales y bidireccionales en edificaciones de mediana altura. *Revista Politécnica*, *44*(2), 33–48.
- Heredia Garzón, R. I., León Rojas, Á. G., Nieto Cárdenas, J. X., & Illescas Cárdenas, P. E. (2024). Análisis comparativo técnico-económico entre losas aligeradas en dos direcciones y losas tipo viguetas en una dirección. Caso de estudio en la ciudad de Azogues, Ecuador. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, *34*(2), 77–94. <https://doi.org/10.18359/RCIN.7279>
- International Code Council (ICC). (2021). *International Building Code (IBC)* (2021 ed.). Washington, DC, EE. UU.: ICC.
- Johnson, R. P. (2018). *Composite structures of steel and concrete: Beams, slabs, columns, and frames for buildings* (Cuarta ed.). Chichester, Inglaterra: John Wiley & Sons.
- Karásek, R., Holomek, J., Bajer, M., & Barnat, J. (2012). Experimental Analysis Of Composite Steel-concrete Slabs. *WIT Transactions on The Built Environment*, *124*, 209–216. <https://doi.org/10.2495/HPSM120181>
- Lakkavalli, B. S., & Liu, Y. (2006). Experimental study of composite cold-formed steel C-section floor joists. *Journal of Constructional Steel Research*, *62*(10), 995–1006. <https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2006.02.003>
- Lam, D., & Ellobody, E. (2016). Behaviour of composite floor systems under different loading conditions. *Journal of Constructional Steel Research*, *122*, 678–689. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.04.018>

- Lam, D., & Ellobody, E. (2016). Behaviour of headed shear studs in composite beam–slab construction. *Journal of Constructional Steel Research*, *119*, 45–54. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.11.017>
- MacGregor, J. G., & Wight, J. K. (2012). *Reinforced concrete: Mechanics and design* (Sexta ed.). Upper Saddle River, NJ, EE. UU.: Pearson Education.
- Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. (2014). *Concrete: Microstructure, properties, and materials* (Cuarta ed.). New York, EE. UU.: McGraw-Hill Education.
- Miranda, E., & Ruiz-García, J. (2002). Evaluation of approximate methods for estimating inelastic displacement demands. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *31*(3), 539–560. doi:<https://doi.org/10.1002/eqe.125>
- Molina Ponce, J. J., Raiban Calle, C. F., & Nieto-Cárdenas, J. X. (2023). *Evaluación de la biodiversidad, amenazas y estatus de conservación de la flora y fauna del Bosque Petrificado Puyango*. <https://doi.org/10.53313/gwj62073>
- Muttoni, A., & Fernández Ruiz, M. (2018). *Design of concrete slabs for serviceability: Basis and application of the strip method* (Primera ed.). Lausanne, Suiza: International Federation for Structural Concrete (fib).
- Neville, A. M. (2011). *Properties of concrete* (Quinta ed.). Harlow, Inglaterra: Pearson Education Limited.
- Nie, J. F., & Cai, C. S. (2013). Experimental studies on composite concrete slabs with profiled steel sheeting. *Engineering Structures*, *49*, 537–546. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.11.027>
- ONU. (2023). *Objetivos de Desarrollo Sostenible – ODS 11: Ciudades y comunidades sostenibles*. <https://sdgs.un.org/goals/goal11>
- Park, R. (2007). *Evaluation and repair of concrete structures* (Primera ed.). New York, EE. UU.: John Wiley & Sons.
- Park, R., & Gamble, W. L. (2000). *Reinforced concrete slabs* (Segunda ed.). New York, EE. UU.: John Wiley & Sons.
- Paye Anco, A. A., Peña Castillo, J., & Franco Sanchez, J. (2014). *Propuesta para la utilización de losas de entrepisos prefabricados y su evaluación costo-tiempo*. <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/337192>
- Pérez, L., & Bastidas, J. (2017). Implementación de viguetas metálicas en sistemas de losa aligerada: análisis constructivo. *Revista de Ingeniería Civil*, *24*(1), 45–56.
- Priestley, M. J., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia, Italia: IUSS Press.
- Ranganathan, R. (2016). *Structural analysis: A unified classical and matrix approach* (Tercera ed.). New Delhi, India: Alpha Science International.

- Rao, S. S. (2018). *Structural dynamics: Theory and computation* (Sexta ed.). New Delhi, India: Pearson Education.
- Rojas Cruz, P. P., De La Puerta Quiroz, J. L., & Merchán Moncayo, E. V. (2024). *Diseño de losas postensadas y del proceso constructivo para un edificio comercial-residencial de cuatro pisos en la ciudad de Guayaquil-Ecuador*. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/63133>
- SENCICO. (s.f.). *Manual de instalación de Vigacero*. Lima.
- Soto Conde, M. A. (2023). Análisis técnico de viguetas prefabricadas VIGACERO® para la optimización de costos en el diseño de un edificio multifamiliar de 11 pisos, Lima, 2022. *Universidad Privada Del Norte*. <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/39057>
- Tapia Soto, A. (2016). *PROFUNDIZACIÓN DE INICIATIVAS DE LA HOJA DE RUTA PARA SU IMPLEMENTACIÓN INICIATIVA INDUSTRIALIZACIÓN Y PREFABRICACIÓN*.
- Timoshenko, S. P., & Gere, J. M. (2012). *Theory of elastic stability (Reimpresión de la obra original publicada en 1961)* (Segunda ed.). Mineola, NY, EE. UU.: Dover Publications.
- Vásquez Zegarra, I. K. (2022). Análisis comparativo entre sistema de losa aligerada tradicional y prefabricada Vigacero en una vivienda unifamiliar de 4 pisos, Trujillo 2022. *Universidad Privada Del Norte*. <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/33520>
- Villaverde, R. (2007). Seismic design of irregular buildings: A review. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 16(5), 501–529. doi:<https://doi.org/10.1002/tal.311>
- Wood Vera, W. A., & Desvars Benítez, D. L. (2024). Análisis técnico y económico de la losa maciza y la losa aligerada semiprefabricada. *Revista de Ingeniería, Ciencias y Sociedad*, 6(1), 29–39. <https://doi.org/10.70990/RICS.V6I1.45>
- Xie, J. G., & Liu, J. (2021). Life-cycle cost assessment of sustainable composite structures. *Journal of Cleaner Production*, 278, 124–137. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.124137>
- Xie, J. G., & Liu, J. (2021). Sustainability assessment of composite floor systems with recycled steel. *Journal of Cleaner Production*, 278, 123–136. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123136>
- Ye, J. (2018). Quality control in prefabricated composite floor construction. *Engineering Structures*, 171, 541–552. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.066>