



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación Analítica y Económica del Diseño de un Edificio de
Mediana Altura Entre Pórticos Especiales Sismorresistentes y un
Sistema Dual con Muros Estructurales**

**TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL GRADO
ACADÉMICO DE:**

INGENIERO CIVIL

Autores:

MIGUEL OSWALDO BRAVO DELGADO

BRUNO SEBASTIÁN SERPA QUEZADA

Director:

DAVID RICARDO CONTRERAS LOJANO

CUENCA – ECUADOR

2026

Dedicatoria:

A quienes miran el mundo con los ojos abiertos y criterio propio.

A los que eligen pensar, dudar, cuestionar y actuar con conciencia.

También a mi familia y a mis amigos que me apoyaron y fueron aliados en este camino, A todas las personas que fungieron como tutores y lograron obsequiarme lo más valioso que puedo tener, criterio. Sin ellos, no hubieran formado a la persona quien creo ser hoy, también a cualquier persona que, en algún lugar y de alguna forma o de algún modo pueda beneficiarse de este trabajo. Si logra ayudar a alguien, corregir un error, aportar una idea útil, entonces habrá valido la pena. Para esas personas van dedicadas este esfuerzo.

Al final somos una mezcla de todas las personas que han sido parte de nuestro camino. Me alegra saber que algunas de estas personas son parte esencial de quien soy hoy.

-Bravo Delgado Miguel Oswaldo

A mi madre, por su amor incondicional, sus palabras de aliento y por estar siempre presente en cada paso de este camino.

A mi padre, por su confianza, su apoyo constante y por enseñarme que el trabajo duro y la constancia son claves para alcanzar cualquier meta.

A mis hermanos, por su apoyo silencioso pero incondicional, su complicidad en cada etapa y por ser el recordatorio constante de que nunca camino solo.

A mis amigos, por su lealtad inquebrantable, por las risas compartidas y por demostrarme que la verdadera amistad trasciende cualquier entorno académico.

A mi pareja, por ser mi refugio y mi paz en los momentos de mayor tensión, por su paciencia infinita y por caminar a mi lado celebrando cada pequeño avance de este proyecto.

-Serpa Quezada Bruno Sebastián

Agradecimientos:

A Dios, por la constancia y el entendimiento brindados durante este proceso.

A mis padres y mi hermano, por su respaldo incondicional y los medios para llegar
hasta aquí.

A mis amigos, quienes siempre estuvieron conmigo y me enseñaron a no andar solo
en este camino.

A quienes ya no están, Pues trascendiendo del más allá, fueron mis guías en el
camino.

A mi tutor, el Ingeniero David Contreras por su orientación académica y su
enseñanza en este proceso

A todos ellos, mi reconocimiento sincero.

-Bravo Delgado Miguel Oswaldo

A Dios, por otorgarme la templanza, la sabiduría y la claridad necesaria para concluir
esta etapa.

A mis padres y hermanos, por ser mi apoyo, mi mayor motivación y el pilar
fundamental que hizo posible este logro.

A mis amigos, quienes transformaron las aulas en un segundo hogar y me
demostraron que los grandes proyectos se construyen mejor en equipo.

A mi tutor, el Ing. David Contreras, por su invaluable mentoría, su exigencia
intelectual y por transmitir de manera generosa su conocimiento en este proyecto.

A todos ellos, mi gratitud eterna.

-Serpa Quezada Bruno Sebastián

Resumen

Este trabajo representa una evaluación analítica y económica del diseño de un edificio de mediana altura entre pórticos especiales sismorresistentes y un sistema dual con muros estructurales, en el cual se compararon dos edificios iguales de cinco pisos de altura cada uno. El primer edificio fue diseñado usando el sistema estructural de pórticos especiales sismorresistentes y el segundo con un sistema dual que combina pórticos especiales y muros estructurales, ambos con la misma área y distribución arquitectónica.

Para dicha evaluación se utilizó el programa ETABS 22 para ingresar cargas, elementos estructurales y dimensiones. Asimismo, se realizó el análisis sísmico mediante el espectro de respuesta inelástico de la NEC 2015, el cortante basal estático y demás factores normativos. El diseño de ambas edificaciones cumple con los requisitos de la norma en cuanto a modos de vibración con una participación modal superior al 90% y derivas máximas de piso. Las derivas máximas en el sistema de pórticos: 1,72% en dirección Y y dual: 0,78% en dirección X. El sistema dual presentó derivas un 55% menores en promedio, pero un cortante basal estático un 38% mayor debido a su mayor rigidez.

En términos económicos, el sistema dual resultó 8,75% más costoso (164.674USD) frente a (151.417 USD) del sistema pórticos especiales, con una diferencia de \$13.257 USD. Dicho incremento se debe principalmente al mayor volumen de hormigón en muros y a la mayor superficie de encofrado y acero de refuerzo requeridos. Por consiguiente, para que los edificios de mediana altura en Cuenca, es necesario evaluar si el incremento del 8.75% en el costo de los elementos estructurales se justifica por el mejor desempeño sísmico que ofrece el sistema dual.

Palabras clave:

PÓRTICOS/ pórticos especiales sismorresistentes / sistema dual con muros estructurales / nec 2015 / derivas de piso / análisis / económico / edificios aporticados / cortante basal / etabs 22 / muros estructurales.

Abstract:

This study presents an analytical and economic evaluation of the design of a mid-rise building, comparing special moment-resisting frames with a dual structural system incorporating structural walls. Two identical five-story buildings were analyzed, both with the same architectural layout and floor area. The first building was designed using a special moment-resisting frame system, while the second employed a dual system combining special moment-resisting frames and structural walls.

For this evaluation, ETABS 22 software was used to model loads, structural elements, and dimensions. Seismic analysis was performed using the inelastic response spectrum defined by the NEC 2015, along with the equivalent static base shear method and other code-based factors. Both designs satisfied code requirements regarding vibration modes, achieving over 90% modal mass participation, as well as story drift limits. Maximum story drifts reached 1.72% in the Y direction for the frame system and 0.78% in the X direction for the dual system. On average, the dual system exhibited 55% lower drifts, but a 38% higher static base shear due to its increased stiffness.

From an economic perspective, the dual system was 8.75% more expensive (USD 164,674) compared to the frame system (USD 151,417), representing a difference of USD 13,257. This increase is primarily attributed to the higher volume of concrete in structural walls, as well as the greater formwork area and reinforcement requirements. Therefore, for mid-rise buildings in Cuenca, it is necessary to assess whether the 8.75% increase in structural cost is justified by the improved seismic performance provided by the dual system.

Keywords: special earthquake-resistant porticos / dual system with structural walls / nec 2015 / floor drifts / analysis / economic / porticoed buildings / basal shear / etabs 22 / structural walls.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

INTRODUCCIÓN	1
PROBLEMÁTICA Y JUSTIFICACIÓN	1
Historia sísmica en el Ecuador	1
Sistemas tradicionales usados comúnmente.....	3
JUSTIFICACIÓN	3
OBJETIVOS	4
Objetivo general	4
Objetivos específicos	4
METODOLOGÍA	4
CAPÍTULO 1. CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO APLICANDO LA NORMATIVA.....	6
1.1. REVISIÓN DE NORMATIVA SÍSMICA EN LA NEC	6
1.2.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z	6
1.2.2 Tipos de perfiles de suelo	7
1.2.3 Categoría de edificio y coeficiente de importancia Sísmica	10
1.2.4 Factor de reducción de resistencia R.....	11
1.2.5 Factor de relación de amplificación espectral	12
1.2.6 Espectro de diseño.....	12
1.2.7 Control de las derivas por piso.....	15
1.2.8 Derivas Inelásticas Máximas.....	16
1.2.9 Límites Permisibles.....	16
1.2.10 Efectos P-delta	16
1.2.11 Cortante Basal	18
1.3 DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	18
1.3.1 Objetivos de la NEC	19
1.3.2 Alcances	19
1.3.3 Tipos de Estructuras para Edificios en Altura	19
1.3.4 Diseño basado en fuerzas	20
1.3.5 Filosofía de diseño	21
CAPÍTULO 2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y MODELAMIENTO DEL EDIFICIO.....	23

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	23
2.2.1 Planta arquitectónica	23
2.2.2 Descripción del proyecto	24
2.2.3 Metodología de diseño	25
2.2.4 Consideraciones de Carga	26
2.2.5 Combinaciones de carga	28
2.2.6 Sistema pórticos especiales	29
2.2.7 Sistema dual pórticos especiales con muros estructurales	36
2.3 INTRODUCCIÓN AL SOFTWARE DE MODELACIÓN	38
2.3.1 Ingreso del Sistema de medidas	39
2.3.2 Definición de materiales	39
2.3.3 Definición de secciones estructurales	40
2.3.4 Patrones y combinaciones de carga.....	42
2.3.5 Espectro de diseño en ETABS	44
2.3.6 Periodo fundamental	46
2.3.7 Coeficiente para cortante basal de diseño (V).....	47
2.3.8 Estados de Carga sísmica Estático	48
2.3.9 Estado sísmico dinámico.....	48
2.3.10 Masa sísmica reactiva	49
2.3.11 Caso de carga modal.....	50
2.3.12 Efectos P- Δ	50
2.3.13 Modelamiento pórticos especiales	51
2.3.14 Modelamiento de sistema dual pórticos especiales con muros estructurales	52
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO.....	53
3.1 INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	53
3.2 VERIFICACIÓN DEL PESO MUERTO DE LA ESTRUCTURA.....	53
3.2.1 Peso del sistema pórticos especiales	54
3.2.2 Peso del sistema dual con muros estructurales	56
3.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	57
3.3.1 Análisis modal del Sistema Pórticos Especiales	58
3.3.2 Análisis modal del sistema Dual	59

3.4 APLICACIÓN DE RIGIDECES AGRIETADAS	60
3.5 ESCALAMIENTO DEL CORTANTE BASAL DINÁMICO	60
3.5.1 Escalamiento del cortante basal – Sistema Pórticos Especiales.....	61
3.5.2 Escalamiento del cortante basal – Sistema Dual.....	62
3.6 AFINAMIENTO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES.....	63
3.6.1 Afinamiento del Sistema Pórticos Especiales	64
3.6.2 Afinamiento del sistema dual	66
3.7 VERIFICACIÓN DE MODOS DE VIBRACIÓN	69
3.7.1 Sistema de Pórticos Especiales Sismorresistentes	70
3.7.2 Sistema Dual con Muros Estructurales	70
3.8 VERIFICACIÓN DE DERIVAS DE PISO	71
3.8.1 Sistema de Pórticos Especiales Sismorresistentes	72
3.8.2 Sistema Dual con muros estructurales	74
3.9 PARTICIPACIÓN ESTRUCTURAL DE MUROS	76
3.9.1 Aporte del Cortante en los muros en la dirección Y	77
3.9.2 Aporte del Cortante en los muros en la dirección X	78
CAPÍTULO 4. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA	80
4.2 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	80
4.2.1 Diseño de vigas	80
4.2.2 Diseño de Muros	84
4.2.3 Diseño de columnas	92
4.2.4 Diseño de losas.....	98
4.3 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	99
4.3.1 Acero de refuerzo longitudinal.....	99
4.3.2 Hormigón Simple $f_c=240 \text{ kg/cm}^2$ bombeado para losa.....	100
4.3.3. Hormigón simple $f_c=240 \text{ kg/cm}^2$ para columnas	101
4.3.4. Encofrado de los elementos estructurales	102
4.4 CANTIDADES DE OBRA.....	105
4.5 PRESUPUESTOS	107
RESULTADOS	110
Espectros de diseño	110
Prediseño de elementos estructurales – sistema de pórticos y sistema Dual.	111

Verificación del espectro de diseño en el software ETABS22	113
Verificación del peso del edificio – sistema de pórticos especiales.	114
Verificación del peso del edificio – sistema dual.	116
Análisis modal espectral – sistema de pórticos especiales.....	117
Análisis modal espectral – sistema dual.....	119
Verificación de los modos de vibrar – sistema de pórticos especiales.....	120
Verificación de los modos de vibrar – sistema dual.....	122
Verificación de derivas de piso – sistema de pórticos especiales.....	124
Verificación de derivas de piso – sistema dual.....	125
Aporte del cortante en muros en el sentido Y – sistema dual.	127
Aporte del cortante en muros en el sentido X – sistema dual.	129
CONCLUSIONES.....	131
RECOMENDACIONES.....	134

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Principales eventos sísmicos en el Ecuador (1906-2016).....	2
Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo según NEC-15	7
Tabla 3. Factores de sitio F_d según tipo de suelo y zona sísmica.....	9
Tabla 4. Factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s	9
Tabla 5. Factores de sitio F_a según tipo de suelo y zona sísmica	10
Tabla 6. Categoría de edificio y coeficiente de importancia sísmica I	10
Tabla 7. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	11
Tabla 8. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso..	16
Tabla 9. Síntesis de los objetivos de desempeño implícitos en el diseño por fuerzas	22
Tabla 10. Valores de carga viva según uso del edificio, expresados en kgf/m^2	26
Tabla 11. Valores de carga muerta para elementos no estructurales, expresados en kgf/m^2	27

Tabla 12. Valores de carga viva y carga muerta en cubierta, expresados en kgf/m ²	27
Tabla 13. Valores de carga accidental, expresados en kgf/m ²	27
Tabla 14. Combinaciones de carga para el análisis estructural.....	28
Tabla 15. Coeficientes para el cálculo de momentos aproximados en vigas continuas no pre-esforzadas	31
Tabla 16. Secciones de vigas pre-dimensionadas para el sistema de pórticos especiales	32
Tabla 17. Áreas de aporte para el pre-dimensionamiento de columnas.....	34
Tabla 18. Secciones de columnas pre-dimensionadas para el sistema de pórticos especiales.....	35
Tabla 19. Secciones de columnas pre-dimensionadas para el sistema dual.....	37
Tabla 20. Tabla de comparación de resultados entre softwares comerciales.....	45
Tabla 21. Coeficientes empíricos para el cálculo del periodo fundamental (Método 1 NEC)	46
Tabla 22. Parámetros utilizados para el cálculo del peso sísmico	54
Tabla 23. Peso muerto de elementos estructurales por nivel - Sistema de pórticos especiales.....	55
Tabla 24. Peso muerto de elementos estructurales por nivel - Sistema de pórticos especiales.....	55
Tabla 25. Valores del peso del edificio por planta obtenido en el software de cálculo ETABS para el sistema pórticos especiales sismorresistentes	55
Tabla 26. Peso muerto de elementos estructurales por nivel - Sistema dual	56
Tabla 27. Peso muerto de elementos de acabados por nivel - Sistema Dual	56
Tabla 28. Reacciones verticales por nivel obtenidas en ETABS - Sistema dual	57
Tabla 29. Resultado del análisis modal espectral sin agrietamiento - Sistema Pórticos Especiales.....	58
Tabla 30. Resultado del análisis modal espectral sin agrietamiento - Sistema dual .	59

Tabla 31. Valores del cortante basal dinámico y estático con secciones agrietadas - Sistema Pórticos Especiales	61
Tabla 32. Valores del cortante basal dinámico y estático requerido - Sistema Pórticos Especiales	62
Tabla 33. Valores del cortante basal dinámico y estático con secciones agrietadas – Sistema Dual	62
Tabla 34. Valores del cortante basal dinámico y estático requerido - Sistema Dual	63
Tabla 35. Valores de derivas máximas en diferentes modelos con secciones agrietadas - Sistema Pórticos especiales sismorresistentes	65
Tabla 36. Propuesta para la colocación de los muros estructurales - Sistema Dual .	67
Tabla 37. Propuesta Final de colocación de muros estructurales - Sistema Dual	69
Tabla 38. Valores de periodos y particiones modales unitarias y acumuladas con secciones agrietadas - Sistema Pórticos Especiales	70
Tabla 39. Valores de periodos y particiones modales unitarias y acumuladas con secciones agrietadas - Sistema Dual	71
Tabla 40. Desplazamiento del diafragma por piso – Sistema Pórticos Especiales ...	73
Tabla 41. Deriva máxima por piso – Sistema Pórticos Especiales	73
Tabla 42. Desplazamiento máximo por piso – Sistema dual con muros estructurales	75
Tabla 43. Deriva máxima por piso – Sistema dual con muros estructurales	75
Tabla 44. Cortante Basal en la base para el Sistema Dual	77
Tabla 45. Aporte del Cortante en los muros en la dirección Y – Sistema Dual.....	77
Tabla 46. Aporte del Cortante en los muros en la dirección X – Sistema Dual.....	78
Tabla 47. Parámetro de diseño de muros estructurales configurados en ETABS – Sistema Dual	85
Tabla 48. Ratios demanda Capacidad de los muros estructurales – Sistema Dual ...	87
Tabla 49. Aporte del concreto en la resistencia del cortante en el plano calculado vs Valor extraído – Sistema Dual	89

Tabla 50. Análisis de precios unitarios para el elemento del Acero de refuerzo	99
Tabla 51. Análisis de precios unitarios para el elemento de hormigón armado $f'c$ 240 kg/cm ²	100
Tabla 52. Análisis de precios unitarios para el elemento de hormigón armado $f'c$ 240 kg/cm ² para columnas.....	101
Tabla 53. Análisis de precios unitarios para el elemento de losas	102
Tabla 54. Análisis de precios unitarios para el elemento de vigas.....	103
Tabla 55. Análisis de precios unitarios para el elemento de columnas.....	104
Tabla 56. Análisis de precios unitarios para el elemento de muros	104
Tabla 57. Resumen Cantidades de obra para el sistema Dual.....	106
Tabla 58. Resumen Cantidades de obra para el sistema de pórticos especiales.....	107
Tabla 59. Resumen de presupuestos del sistema dual con muros estructurales.....	108
Tabla 60. Resumen de presupuestos del sistema de pórticos especiales.....	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de eventos históricos en el Ecuador.....	1
Figura 2. Mapa de zonificación sísmica del Ecuador y valor del factor de zona Z ...	6
Figura 3. Factor de amplificación espectral η según la región del Ecuador	12
Figura 4. Espectro de diseño sísmico elástico según NEC-15.....	14
Figura 5. Espectro de diseño elástico con suelo tipo C para la ciudad de Cuenca ..	14
Figura 6. Espectro de diseño inelástico considerando el factor de reducción $R = 8$	15
Figura 7. Estructura Pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado en la ciudad de Cuenca	20
Figura 8. Planta arquitectónica base para el modelamiento estructural.....	24
Figura 9. Primer paño de losa analizado para el pre-dimensionamiento de vigas ...	29
Figura 10. Segundo paño de losa analizado para el pre-dimensionamiento de vigas	30
Figura 11. Equivalencia de cargas trapezoidales a cargas distribuidas uniformes ..	30

Figura 12. Momentos de empotramiento fijo (FEM) para una viga con carga distribuida uniforme	32
Figura 13. Definición de los materiales en el software ETABS	40
Figura 14. Definición de las secciones estructurales en el software ETABS	42
Figura 15. Definición de patrones de carga en el software ETABS	43
Figura 16. Definición de combinaciones de carga en el software ETABS.....	43
Figura 17. Definición del espectro de diseño en el software ETABS.....	44
Figura 18. Definición del espectro de diseño en el software MATLAB	45
Figura 19. Definición de estados de carga sísmica estática en el software ETABS	48
Figura 20. Definición de estado de carga sísmico dinámico en el software ETABS	49
Figura 21. Definición de masa sísmica reactiva en el software ETABS	49
Figura 22. Definición de caso de carga modal en el software ETABS.....	50
Figura 23. Definición de Efectos P-Delta en el software ETABS	50
Figura 24. Modelo tridimensional del sistema de pórticos especiales en ETABS ..	52
Figura 25. Modelo tridimensional del sistema dual (pórticos especiales con muros estructurales) en ETABS	52
Figura 26. Propuesta estructural de muros colocando el baño en la siguiente sección	68
Figura 27. Máxima deriva de piso – Sistema Pórticos Especiales.....	72
Figura 28. Máxima deriva de piso – sistema dual con muros estructurales	74
Figura 29. Valores de momento flector y cortante último para el diseño de elementos estructurales – Viga 2B-2C sistema de pórticos especiales sismorresistentes.....	81
Figura 30. Valores de la relación demanda/capacidad extraída del software ETABS 22 – sistema dual	87
Figura 31. Valores del cortante último de diseño extraído del software Etabs 22 – sistema dual	88

Figura 32. Diagrama de iteración sin considerar phi extraído del software ETABS 22 – columna 50x50 sistema dual	93
Figura 33. Diagrama de iteración considerando phi extraído del software ETABS 22 – columna de 50x50 de sistema dual.....	94
Figura 34. Diagrama de iteración obtenido del script de Matlab de elaboración propia para la columna de 50x50 – sistema dual.....	94
Figura 35. Capacidad de Vigas que llegan a la columna central más cargada – columna 60x50cm - Sistema Dual	97
Figura 36. Ratio demanda -capacidad máxima y mínima de la columna más cargada– columna 60x50 sistema dual	97
Figura 37. Modelo tridimensional del sistema de pórticos especiales en el software Revit	105
Figura 38. Modelo tridimensional del sistema dual en el software Revit.....	106

INTRODUCCIÓN

PROBLEMÁTICA Y JUSTIFICACIÓN

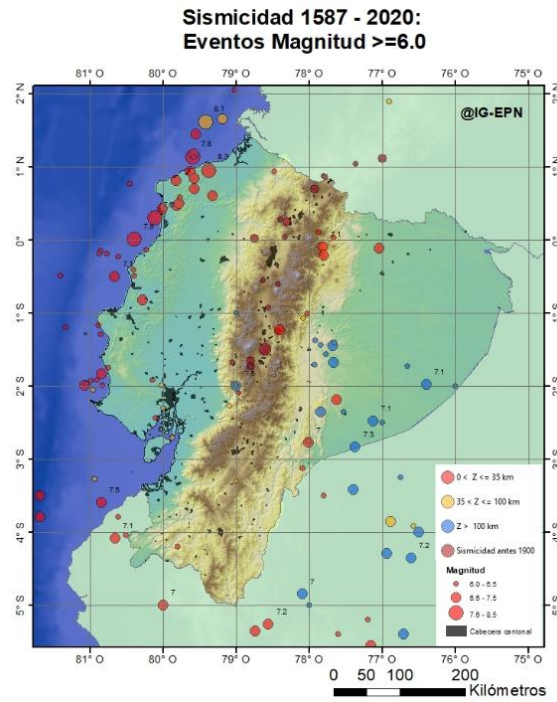
Historia sísmica en el Ecuador

Ecuador forma parte del denominado cinturón de fuego del pacífico, lo que indica que su actividad sísmica es alta, y ha experimentado sismos devastadores de los más grandes de la historia. (Quinde Martínez y Reinoso Angulo, 2016)

“Ecuador se encuentra dentro de un particular movimiento tectónico. Un sector del territorio forma parte de la microplaca denominada "Bloque andino", la cual pertenece a la placa sudamericana. Esta microplaca, se encuentra en una interacción entre las placas de Nazca, Cocos y Caribe”. (Quinde Martínez y Reinoso Angulo, 2016, pág. 3)

Esta condición geográfica implica que las edificaciones en el país estén expuestas a fuerzas sísmicas que pueden comprometer la estabilidad estructural de las edificaciones, sobre todo si no han sido diseñadas para soportar fuerzas sísmicas. En este contexto, el país no se encuentra exento de estos eventos sísmicos, dentro de los últimos 500 años, el país ha vivido numerosos eventos sísmicos de magnitud considerable.

Figura 1. *Mapa de eventos históricos en el Ecuador*



El mapa muestra la sismicidad mayor o igual a 6 en magnitud desde 1587 al 2020. Tomado del mapa interactivo de sismicidad histórica del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, n.d.)

Tabla 1. Principales eventos sísmicos en el Ecuador (1906-2016)

Fecha	Magnitud (Mw aproximada)	Zona / Epicentro (General)
31/1/1906	8.6 - 8.8	Costa Pacífico (frente a Esmeraldas)
14/5/1942	7.7 - 7.9	Costa (Pedernales / Esmeraldas)
30/1/1943	6.2	Costa (Guayas / Isidro Ayora)
5/8/1949	6.8	Sierra (Ambato / Centro Andino)
5/3/1987	7.1	Oriente (Napo-Andes orientales)
4/8/1998	7.2	Costa (Bahía de Caráquez)
16/4/2016	7.8	Costa (Manabí / Pedernales)

Nota. Datos obtenidos del mapa interactivo de sismicidad histórica del Instituto geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. Adaptado por los autores. (Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, n.d.)

Se destacan siete de los más grandes eventos ocurridos en el país como el terremoto en 2016 en Pedernales o uno de los terremotos más grandes vividos en el mundo, el terremoto de magnitud 8.8 en 1906 en las costas de Esmeraldas.

Sistemas tradicionales usados comúnmente

En la actualidad, el diseño estructural de edificaciones de hormigón armado en zonas con peligro sísmico comúnmente suele basarse en sistemas de pórticos especiales resistentes a momentos (SMRF), los cuales aportan gran ductilidad y capacidad de disipación de energía ya que logran entrar en el rango inelástico y desplazarse frente a cargas sísmicas. Sin embargo, en estructuras de mediana y gran altura exigen secciones estructurales de gran tamaño para cumplir con los requisitos esenciales, lo que puede llegar a incrementar el consumo de los materiales y, por lo tanto, el costo de la construcción. (Ordóñez Fernández, 2015)

Una alternativa frente a un diseño basado en pórticos especiales resistentes a momentos consiste en agregar muros estructurales, los cuales incrementan la rigidez del sistema y logran reducir desplazamientos laterales y torsión en el edificio. Estos elementos también participan resistiendo cargas gravitacionales, lo que puede reducir las secciones en columnas y vigas. No obstante, agregar muros o pantallas de hormigón también incurre en un costo de construcción elevado. Lo que plantea la necesidad de analizar de forma integral tanto la eficiencia estructural como su viabilidad económica. (Patiño, 2018; Semen Merah Putih, 2024)

JUSTIFICACIÓN

Resulta conveniente un análisis comparativo entre estos dos sistemas estructurales, evaluando su comportamiento estructural frente a cargas sísmicas y gravitacionales, así como la variación en sus secciones y su impacto en el costo final de la estructura. Este estudio de caso permitirá determinar cuál de los dos sistemas presenta un mejor desempeño ante las solicitaciones y cual resulta más beneficioso desde una perspectiva económica, aportando así un criterio técnico a la toma de decisiones en el diseño de una edificación con riesgo de peligrosidad sísmica. En este contexto, se plantea

diseñar, modelar y comparar una edificación de mediana altura, utilizando un proyecto arquitectónico existente. El proyecto del cual se van a utilizar sus planos se encuentra concluido y se ubica entre las calles Cornelio Merchán y Av. José Peralta con un funcionamiento de oficinas.

OBJETIVOS

Objetivo general

Evaluar y comparar el diseño de un edificio de mediana altura basado en una planta arquitectónica existente, utilizando un sistema de pórticos especiales resistentes a momentos y un sistema dual empleando muros estructurales, con el fin de analizar su desempeño estructural mediante un análisis modal espectral y sus diferencias económicas en el costo de los elementos estructurales

Objetivos específicos

- Revisar la normativa vigente y los criterios de diseño aplicables.
- Modelar la estructura del sistema porticado especial sismorresistente y del sistema dual con muros estructurales utilizando el software ETABS.
- Efectuar el análisis sísmico, estático y dinámico de ambos sistemas estructurales.
- Diseñar los elementos estructurales como vigas, columnas y muros conforme a los resultados de los análisis y requerimientos.
- Comparar el costo total de los elementos estructurales de los sistemas estructurales para encontrar la alternativa más conveniente.

METODOLOGÍA

El trabajo adoptó un enfoque cuantitativo y comparativo, bajo el método analítico descriptivo, el cual permitió evaluar los resultados obtenidos de ambos modelos estructurales propuestos y compararlos bajo las mismas condiciones de análisis. En una primera etapa, se realizó el análisis de la información arquitectónica con el propósito de encontrar la mejor solución para satisfacer las necesidades del diseño

arquitectónico. A partir de ello, se llevó a cabo un prediseño estructural preliminar basado en el lineamiento de las normas vigentes, principalmente del ACI-318-19 (ACI, 2019) y de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015). Esta fase del proyecto permitió definir características básicas de los elementos, materiales y parámetros sísmicos que se utilizarían.

Posteriormente, se procedió con el modelamiento de ambos sistemas estructurales dentro del software ETABS, donde se simularon las diferentes combinaciones de cargas sísmicas y gravitacionales. Mediante estas simulaciones se obtuvieron resultados iniciales del comportamiento de ambos sistemas, los cuales fueron ajustados hasta cumplir con los criterios de diseño, tales como: derivas de piso, esfuerzos cortantes, momentos flectores y torsión. Una vez completado el proceso de modelado de ambos diseños, se llevó a cabo un análisis comparativo del desempeño estructural empleando el método analítico-descriptivo para evaluar su respuesta frente a las mismas condiciones de cargas. Este análisis permitió identificar cuál de los sistemas presentaba un mejor desempeño.

Finalmente, se desarrolló una evaluación económica comparativa entre ambos sistemas, a partir de la estimación de las cantidades de obra y análisis de precios unitarios. Esta etapa permitió determinar cuál de las alternativas resultaba más económica o presentaba una mejor relación costo-beneficio considerando el desempeño estructural e impacto económico.

CAPÍTULO 1. CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO APLICANDO LA NORMATIVA

En este capítulo se establecen los fundamentos teóricos y normativos necesarios para el prediseño estructural basado en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) la cual incorpora los criterios sísmicos y parámetros locales adaptados para la realidad geotécnica y geodinámica del país y de la ciudad.

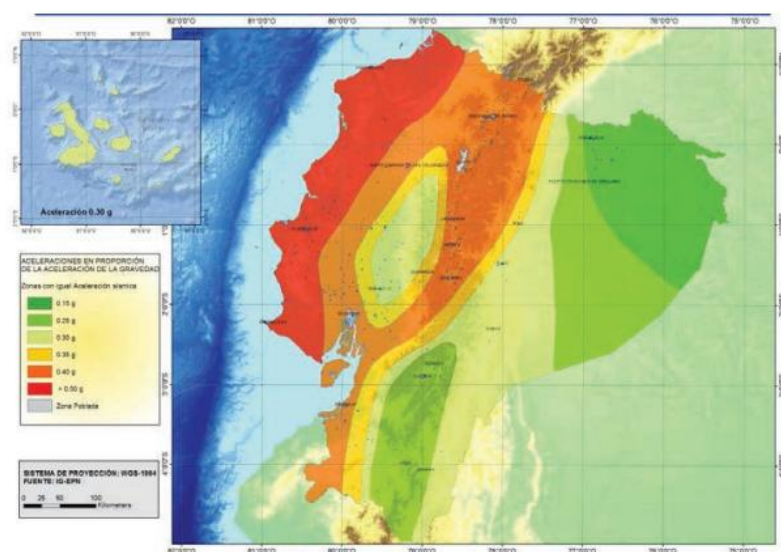
En este capítulo se definirán los criterios de peligrosidad sísmica aplicables para un contexto local siendo Cuenca, Ecuador. Se detallarán las disposiciones nacionales relacionadas con el comportamiento de las edificaciones. Asimismo, se describe la metodología empleada para el diseño sismorresistente la cual serviría como guía para el desarrollo de los capítulos posteriores y para la verificación del desempeño estructural de la edificación.

1.1. REVISIÓN DE NORMATIVA SÍSMICA EN LA NEC

En este apartado se revisarán valores importantes para poder realizar el análisis modal espectral y poder realizar el espectro de diseño para la ciudad de Cuenca.

1.2.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z

Figura 2. Mapa de zonificación sísmica del Ecuador y valor del factor de zona Z



Tomado de "Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z", Figura 1, por NEC-SE-DS, 2015, p. 27. La ciudad de Cuenca se encuentra en zona II, con un valor de $Z = 0.25g$. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Dentro del código de la NEC se subdivide el país en seis zonas con el fin de discretizar de mejor manera la peligrosidad sísmica alrededor del país.

“El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.” (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

En cada zona sísmica, el coeficiente Z representa la aceleración máxima prevista en roca para el sismo de diseño, normalizada respecto a la aceleración de la gravedad. Para la ciudad de Cuenca, el valor de este coeficiente según la Figura 1. Se encuentra en un valor de 0.25g siendo catalogado como un riesgo alto.

1.2.2 Tipos de perfiles de suelo

En el código de la NEC en la tabla 2 del NEC-SE-DS se divide el tipo de perfil de suelo en seis categorías que cumplen características mecánicas y de resistencias únicas. El presente proyecto fue basado en una planta arquitectónica de un edificio ya existente, con el que se contaba con el estudio de mecánica de suelos, que clasificó al suelo como un tipo C.

Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo según NEC-15

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s > 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s > 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquier de los dos criterios	$N > 50$ $S_u \geq 100$ Kpa

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquier de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ Kpa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$I_p > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ Kpa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	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 ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3 - Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7,5 \text{ m}$ con Índice de Plasticidad $IP > 75$)	
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)	
	F5 - Suelos con contraste de impedancia u ocurriendo dentro de los primeros 30m 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	

Tomado de "Clasificación de los perfiles de suelo", Tabla 2. V_s : velocidad de onda de corte. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, pág. 30)

Los coeficientes F_a , F_d y F_s representan factores de amplificación de suelo que permiten incorporar los efectos de sitio en el análisis sísmico.

El coeficiente F_a amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta en aceleraciones en la zona de período corto para el diseño en roca.

El coeficiente F_d modifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta en desplazamientos para el diseño en roca.

El coeficiente F_s considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período característico del sitio en función de la intensidad y el contenido de

frecuencia de la excitación sísmica, así como los desplazamientos relativos del suelo, siendo aplicable a los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Los valores de los factores F_a , F_d y F_s se obtienen en las tablas de la NEC. Dando como resultado para suelos tipo C y un coeficiente de peligrosidad sísmica de 0.25g.

Tabla 3. Factores de sitio F_d según tipo de suelo y zona sísmica

Tipos de Perfil del Subsuelo	Zona Sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,5$
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5

Tomado de "Tipo de suelo y Factores de sitio F_d ", Tabla 4. Los valores sombreados corresponden al caso de estudio ($Z=0.25$, suelo tipo C $\rightarrow F_d=1.28$). (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, pág. 31)

Tabla 4. Factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipos de Perfil del Subsuelo	Zona Sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,5$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,4
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2

Tomado de "Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s ", Tabla 5. Para el caso de estudio ($Z=0.25$, suelo tipo C $\rightarrow F_s=0.94$). (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, pág. 32)

Tabla 5. Factores de sitio F_a según tipo de suelo y zona sísmica

Tipos de Perfil del Subsuelo	Zona Sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,5$
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1	0,85

Tomado de "Tipo de suelo y Factores de sitio F_a ", Tabla 3. Para el caso de estudio ($Z=0.25$, suelo tipo C $\rightarrow F_a=1.3$). (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, pág. 31)

1.2.3 Categoría de edificio y coeficiente de importancia Sísmica

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla 6. Categoría de edificio y coeficiente de importancia sísmica I

Categoría	Tipo De Uso, Destino e Importancia	Coeficiente
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de mil personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1,3

Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1

Adaptado de "Tipo de uso, destino e importancia de la estructura", Tabla 6. Para el caso de estudio (edificio de oficinas) se adopta $I=1.0$. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, pág. 39)

En el presente caso de estudio, el proyecto al ser contemplado como uso de oficinas tiene un factor de importancia de 1.0 dado que no es una estructura de tipo esencial que no requiere una ocupación inmediata.

1.2.4 Factor de reducción de resistencia R

El factor R es un factor que permite la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño. Este factor depende del tipo de estructura, tipo de suelo y el periodo de vibración, existen dos grupos estructurales diferentes de R dependientes de la ductilidad, para el presente caso de estudio se emplearán dos factores del primer grupo denominado Sistemas Estructurales Dúctiles. El factor de R para el primer sistema de pórticos especiales sismorresistentes de hormigón con vigas descolgadas tiene un valor de 8 como se puede observar en la tabla 5 extraída de la tabla 15 NEC-SE-DE (2015).

Tabla 7. *Coficiente R para sistemas estructurales dúctiles*

Pórticos Resistentes A Momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadores (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8

Nota. Adaptado de "Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles", Tabla 15. Ambos sistemas analizados en el presente estudio (pórticos especiales y sistema dual) utilizan R=8. (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015, pág. 60)

El factor de R para el segundo sistema de pórticos especiales sismorresistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores (sistemas duales) también será de 8.

1.2.5 Factor de relación de amplificación espectral

La relación de amplificación espectral se define como el cociente entre la aceleración espectral S_a , evaluada para un período de $T = 0,1$ s, y la aceleración máxima del suelo (PGA), correspondiente al período de retorno seleccionado. Asimismo, a partir del análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca, asociados a una probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años (período de retorno de 475 años), obtenidas de las aceleraciones espectrales proporcionadas por las curvas de peligro sísmico, y mediante su normalización respecto a la aceleración máxima en el terreno Z , se establecen los valores de la relación de amplificación espectral n , los cuales varían en función de la región del Ecuador.

Figura 3. Factor de amplificación espectral η según la región del Ecuador

$\eta = 1.80$	Provincias de la costa (excepto Esmeraldas)
$\eta = 2.48$	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
$\eta = 2.60$	Provincias del Oriente

Nota. Adaptado de "Factor de amplificación espectral dependiente de la región", sección 4.2. (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015, pág. 34)

Para el presente caso de estudio, el edificio se encuentra dentro de la ciudad de Cuenca, la cual corresponde a la región Sierra, por lo tanto, se adopta el valor de 2.48.

1.2.6 Espectro de diseño

El espectro elástico de respuesta en aceleraciones fue determinado a partir de los parámetros sísmicos establecidos para la zona de estudio, considerando un amortiguamiento del 5 % para estructuras de hormigón armado dictado en la Norma. Para ello, se empleó la aceleración máxima esperada en roca Z , la relación de

amplificación espectral η , y los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s , los cuales permiten incorporar los efectos de sitio en la definición del espectro. La aceleración espectral S_a se calculó en función del período fundamental de vibración T de la estructura, aplicando expresiones diferenciadas según el rango de períodos considerado. Para períodos comprendidos entre $0 \leq T \leq T_c$, la aceleración espectral se obtuvo mediante la expresión:

$$S_a = \eta Z F_a$$

Mientras que, para períodos mayores a T_c , se empleó la relación.

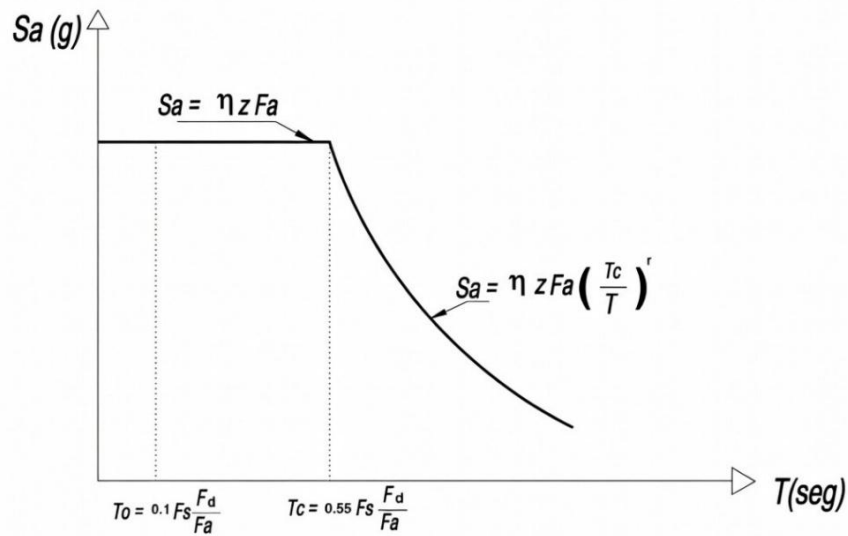
$$S_a = \eta Z F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Donde el exponente r depende del tipo de suelo y la ubicación geográfica del proyecto, el valor $r=1$ para todos los tipos de suelos exceptuando el tipo E.

El período T_c fue determinado en función de los coeficientes de amplificación del suelo F_a y F_d , de acuerdo con las expresiones normativas, permitiendo así definir completamente la forma del espectro elástico de aceleraciones utilizado para el análisis estructural.

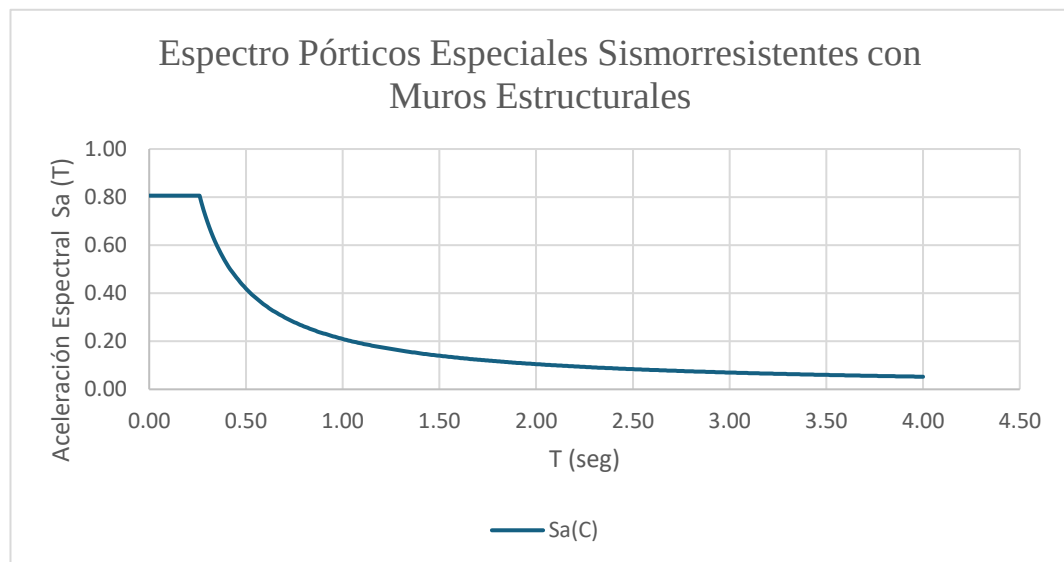
$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Con estos valores es posible construir el espectro de diseño, tal como se muestra en el siguiente gráfico.

Figura 4. Espectro de diseño sísmico elástico según NEC-15

Adaptado del espectro de diseño elástico de aceleraciones, Figura 5. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, pág. 33)

Para el presente caso de estudio el suelo que se plantea es el mismo para ambas estructuras, con lo que se obtiene como resultado el siguiente espectro:

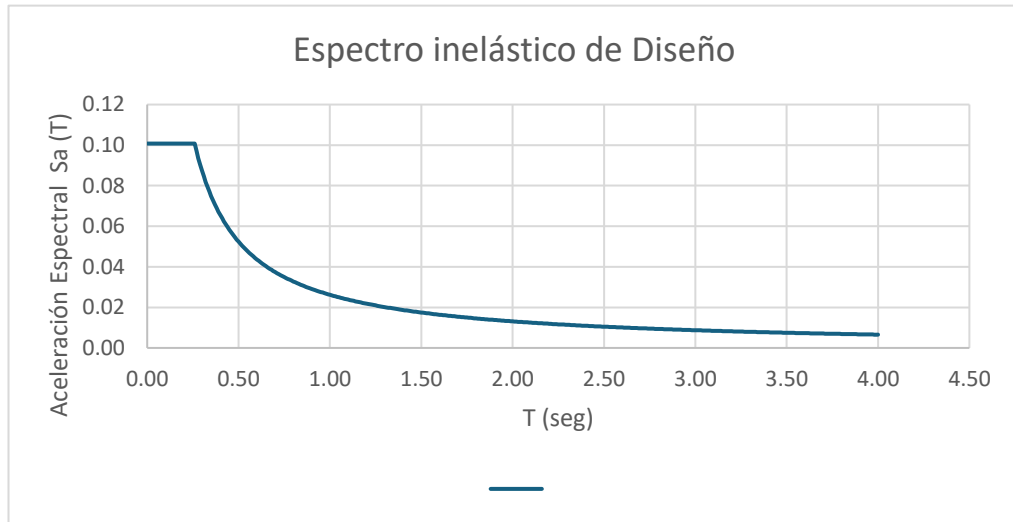
Figura 5. Espectro de diseño elástico con suelo tipo C para la ciudad de Cuenca

Elaboración propia a partir de los parámetros sísmicos establecidos en NEC-SE-DS (2015): $Z = 0.25$, suelo tipo C, $F_a = 1.3$, $F_d = 1.28$, $F_s = 0.94$, $\eta = 2.48$, $r = 1$.

También se realizó la comparación con el espectro que el software nos otorga, para esto los valores de la anterior ilustración se dividen para el factor de reducción.

Como en el presente caso de estudio ambas estructuras comparten factor de reducción, el espectro sigue siendo el mismo.

Figura 6. Espectro de diseño inelástico considerando el factor de reducción $R = 8$



Elaboración propia. El espectro se obtiene dividiendo el espectro elástico entre el factor de reducción $R = 8$, correspondiente a ambos sistemas estructurales analizados.

1.2.7 Control de las derivas por piso

La normativa establece que se debe realizar un control sobre las deformaciones de cada piso, calculando las derivas inelásticas máximas de cada piso. El diseño debe justificar que la estructura presenta deformaciones inelásticas controlables, usando secciones agrietadas con inercias reducidas para encontrar los valores máximos de desplazamiento. Las rigideces utilizadas en el análisis deben representar las rigideces de los elementos antes de su respectiva falla. La norma establece valores que se emplean en el presente análisis.

- 0.5 I_g para vigas (Considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8 I_g para columnas
- 0.6 I_g Para muros estructurales

Para estructuras sin subsuelo como el presente caso de estudio, se aplicará el agrietamiento del muro únicamente a los dos primeros pisos de la edificación. (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015, pág. 54)

1.2.8 Derivas Inelásticas Máximas

Para el cálculo de las derivas se emplea la siguiente relación.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Donde:

ΔM Deriva máxima inelástica

ΔE Desplazamiento obtenido en la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R Factor de reducción de resistencia

(Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015, pág. 69)

1.2.9 Límites Permisibles

La norma establece que la máxima deriva en cualquier piso no superará los límites de deriva inelástica dados en la tabla 4.2.2 que indica la deriva máxima como un porcentaje respecto a la altura de entrepiso.

Tabla 8. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructura de:	ΔM Máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Tomado de "Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso", Tabla 7. (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015, pág. 40)

Donde este será uno de los parámetros de control que serán evaluados en los diseños.

1.2.10 Efectos P-delta

Los Efectos P- Δ Corresponden a los efectos adicionales, en las 2 direcciones principales de las estructuras, que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello es necesario considerarse:

- Para el cálculo de dichos incrementos

- Para la evaluación de la estabilidad estructural global

(Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015, pág. 68)

Índice de estabilidad Q_i .

Es un valor que relaciona la estabilidad del piso i entre el momento que genera el efecto de segundo orden y el momento generado por el efecto de primer orden.

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

Donde:

- Q_i Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.
- P_i Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i
- Δ_i Deriva del piso i calculada en el centro de masa del piso
- V_i Cortante sísmico del piso i
- H_i Altura del piso i considerado

En donde se debe cumplir que $Q_i \leq 0.30$.

Factor de mayoración $f(P-\Delta)$

Los efectos $P-\Delta$ no necesitan ser considerados cuando $Q_i < 0.1$.

En caso de que Q_i se encuentre entre $0.1 < Q_i < 0.3$, se deberá considerar el efecto $P-\Delta$ en la dirección bajo estudio.

$$f(P - \Delta) = \frac{1}{1 - Q_i}$$

Donde:

- $f(P-\Delta)$ Factor de mayoración

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

El factor de mayoración deberá multiplicar a:

- Las derivas de piso calculadas
- Las fuerzas internas de los elementos
- Los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de cargas laterales de diseño

1.2.11 Cortante Basal

Es la fuerza total de diseño cargas laterales, aplicado en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño.

La fórmula para calcular dicho cortante es la siguiente:

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi P * \phi E}$$

Donde:

$Sa(Ta)$ Espectro de diseño en aceleración

ϕP y ϕE Coeficiente de configuración en planta y elevación

I Coeficiente de Importancia

R Factor de reducción de resistencia

V Cortante Basal total de diseño

Ta Periodo de vibración

(Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015, pág. 61)

1.3 DISEÑO SISMORRESISTENTE

El diseño sismorresistente constituye uno de los aspectos fundamentales en la planificación y concepción de edificaciones en el Ecuador, debido a la elevada

actividad sísmica que caracteriza al territorio. En este contexto, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) establece los lineamientos técnicos que deben considerarse para garantizar un comportamiento estructural adecuado frente a las solicitaciones generadas por los sismos.

La normativa define criterios de análisis, diseño y detallado estructural que permiten estimar las fuerzas sísmicas que actúan sobre las edificaciones y asegurar que los sistemas estructurales presenten niveles adecuados de resistencia, rigidez y ductilidad. Estos principios buscan reducir el riesgo de colapso estructural y proteger la vida de los ocupantes durante la ocurrencia de eventos sísmicos severos.

En este sentido, el diseño sismorresistente se fundamenta en una serie de conceptos y disposiciones establecidos en la NEC, los cuales abarcan los objetivos de desempeño estructural, el alcance de la normativa, la evaluación del riesgo sísmico y la selección de los sistemas estructurales apropiados para edificaciones. Estos aspectos se describen en los siguientes apartados.

1.3.1 Objetivos de la NEC

El objetivo de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción es reducir el riesgo sísmico a niveles tolerables para el contexto ecuatoriano. El riesgo sísmico, tiene que ver con el peligro sísmico descrito para todo el territorio nacional y con la vulnerabilidad de las edificaciones se disminuirán con la aplicación de métodos de diseño indicados en la misma. (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

1.3.2 Alcances

La normativa establece un conjunto de requisitos mínimos, para el diseño de las estructuras, que están sujetas a los efectos de sismos que podrían presentarse en algún momento de la vida útil de la estructura.

1.3.3 Tipos de Estructuras para Edificios en Altura

Dentro de la ciudad de Cuenca se puede apreciar que la mayoría de las edificaciones son construidas en hormigón armado con estructuras de pórticos especiales sismorresistentes los cuales constan de elementos de columna y viga.

Figura 7. *Estructura Pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado en la ciudad de Cuenca*



Nota: Fotografía de referencia de edificaciones típicas en la ciudad de Cuenca.

Actualmente las edificaciones han cambiado sus sistemas estructurales, hacia estructuras de Acero o sistemas duales con el fin de obtener un mejor control de desplazamiento y desempeño estructural.

1.3.4 Diseño basado en fuerzas

El diseño basado en fuerzas (Force-Based Design, FBD) es el método establecido por la NEC-15 para el análisis sísmico de estructuras convencionales. Este enfoque consiste en calcular las fuerzas sísmicas elásticas y reducirlas mediante un factor de reducción de resistencia R , considerando la capacidad de disipación de energía de la estructura en el rango inelástico. En el presente estudio, se emplea el análisis modal espectral, un procedimiento lineal elástico que permite determinar la respuesta dinámica de la estructura considerando sus modos de vibración, complementado con la verificación de derivas inelásticas según lo establecido en la normativa.

1.3.5 Filosofía de diseño

La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida, dicho diseño se hace para un sismo de diseño, el cual es un evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años. El diseño estructural del presente estudio se fundamenta en el método de diseño por fuerzas (Force-Based Design, FBD) establecido en la NEC-15. Este método consiste en calcular las fuerzas sísmicas elásticas que actuarían sobre la estructura y reducirlas mediante un factor de reducción de resistencia R , reconociendo la capacidad de disipación de energía de la estructura en el rango inelástico.

Para la determinación de las solicitaciones sísmicas se emplea el análisis modal espectral, un procedimiento lineal elástico que permite obtener la respuesta dinámica de la estructura considerando sus modos de vibración. Las derivas inelásticas se verifican posteriormente mediante la expresión $\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E$, conforme a lo indicado en la normativa.

La NEC-15 establece objetivos de desempeño implícitos para estructuras de ocupación normal:

- Frente a terremotos pequeños y frecuentes: prevenir daños en elementos estructurales y no estructurales.
- Frente a terremotos moderados y poco frecuentes: prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales.
- Frente a terremotos severos y raros (periodo de retorno de 475 años): evitar el colapso estructural, salvaguardando la vida de los ocupantes.

Es importante aclarar que estos objetivos de desempeño son implícitos dentro del método de diseño por fuerzas y no requieren un análisis por desplazamientos (pushover), el cual corresponde al diseño basado en desempeño (Performance-Based Design, PBD) y queda fuera del alcance del presente estudio.

A continuación, se presenta una síntesis de estos objetivos de desempeño.

Tabla 9. Síntesis de los objetivos de desempeño implícitos en el diseño por fuerzas

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

Tomado de "Síntesis de la filosofía de diseño", Tabla 8 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, pág. 40) Los valores corresponden a objetivos implícitos dentro del método de diseño por fuerzas establecido en la normativa ecuatoriana.

CAPÍTULO 2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y MODELAMIENTO DEL EDIFICIO

En este capítulo se establecen los criterios y fundamentos utilizados para el cálculo y prediseño de los sistemas estructurales propuestos. Asimismo, se presenta la descripción y caracterización de la planta arquitectónica del proyecto, junto con la determinación de las solicitaciones y las combinaciones de carga consideradas para el análisis estructural. Finalmente, se desarrolla el modelamiento de ambos sistemas estructurales mediante el software ETABS, con el propósito de evaluar su comportamiento estructural en el capítulo siguiente.

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

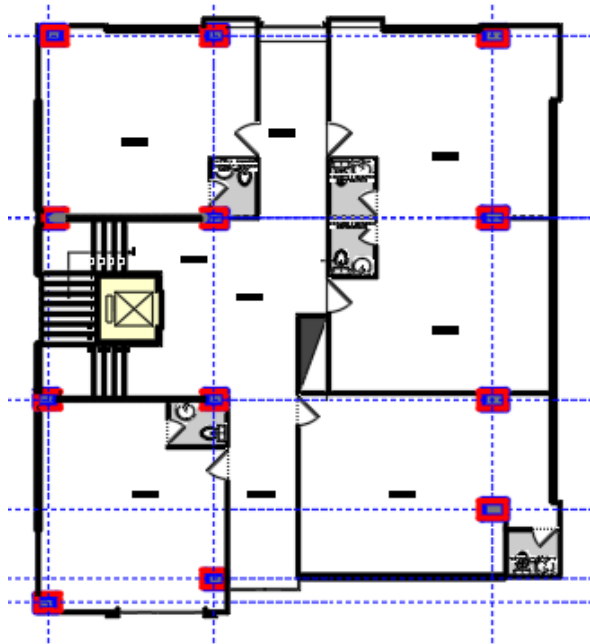
Para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales del sistema de pórticos especiales resistentes a momentos, se usaron los métodos usados en el ACI 318-19 y en la NEC-HM-DS para la obtención de los esfuerzos que transmitirían las losas, hacia las vigas y posteriormente hacia las columnas y a través de un proceso de iteración obtener las dimensiones finales que cumplan con los requisitos de la norma. De la misma manera para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales del sistema dual se contempló los métodos del ACI318-19 y en la NEC-HM-DS para la obtención de esfuerzos que se transmitirán de la losa hacia las vigas y posteriormente hacia las columnas únicamente para cargas gravitacionales.

Cabe recalcar que únicamente se va a pre-dimensionar las secciones de hormigón, el acero de refuerzo se diseñará posterior al análisis sismorresistente.

2.2.1 Planta arquitectónica

El modelamiento de ambos sistemas estructurales, parte de una planta arquitectónica del proyecto real ubicado entre las calles Cornelio Merchán y Av. José Peralta el cual es contemplado para su uso en oficinas. El edificio está proyectado para tener 5 niveles, con altura de entre piso de 3.06 m con un área de 260 m² el cual se repetirá a lo largo de los 5 niveles, por lo que se considera prudente una planta tipo que represente todas las plantas de la edificación.

Figura 8. *Planta arquitectónica base para el modelamiento estructural*



Nota: Planta arquitectónica del proyecto existente ubicado entre las calles Cornelio Merchán y Av. José Peralta. Proporcionada por los autores del proyecto original

Dentro del análisis preliminar de dicha planta, se logró caracterizar que:

- Se cuenta con un volado de 2 metros aproximadamente
- Existe una irregularidad entre los ejes de columnas debido retiro frontal.
- Existe una luz considerable de 8 metros entre columnas

2.2.2 Descripción del proyecto

Para la primera parte del proyecto, después de ingresar las grillas en el Software de modelado ETABS según la planta arquitectónica indica, el primer edificio será modelado usando el sistema de pórticos especiales resistentes a momentos, partiendo de la distribución de columnas de los planos arquitectónicos, y posteriormente la distribución de vigas que se plantea para el sistema. En el software de modelado ETABS se verificará si el sistema modelado basado en el pre-dimensionamiento de los elementos cumple con las normas NEC vigentes, de no suceder esto, se cambiarán los espesores de los elementos columnas con el fin de que la estructura cumpla con los valores de deriva máximas y modos de vibración solicitados en la norma.

Una vez que el análisis del primer sistema cumpla, se procederá con el segundo sistema dual, para lo cual se partirá desde el inicio modelando los elementos columnas y vigas y ahora agregando muros estructurales partiendo de una distribución diferente ya que, al incorporar los muros estructurales, la distribución de esfuerzos y cargas se distribuye de manera diferente.

La colocación de los muros estructurales será usando la distribución de los muros entre las oficinas para no alterar el diseño arquitectónico, posteriormente se volverán a realizar los diferentes análisis y correcciones hasta verificar que el edificio cumpla con las derivas máximas y modos de vibración esperados.

2.2.3 Metodología de diseño

En el programa ETABS versión 2022, se ingresó la geometría del edificio, únicamente refiriéndose a los elementos estructurales columnas, vigas y muros estructurales. Dichos elementos fueron considerados como tipo *Frame* y los muros como tipo *Shell Thin*. Para las losas, se modeló el edificio en hormigón armado, utilizando la opción de tipo membrana, con el objetivo de tener únicamente distribución de cargas y peso propio de la losa hacia las vigas y columnas. En este caso, las losas no fueron diseñadas.

Luego se procedió a ingresar las cargas verticales y horizontales previstas en la norma. Para las cargas horizontales, se trabajó con el cortante basal estático y dinámico, donde en el cortante basal dinámico se utilizó el espectro de diseño para la ciudad de Cuenca. Una vez ingresados los cortantes, se corrigieron de tal forma que el cortante dinámico no fuera menor al 80% del cortante estático. Se verificó nuevamente que los modelos cumplieran con las derivas máximas y que tanto el modo fundamental como el segundo modo de vibración fueran de tipo traslacional, y el tercer modo rotacional o giratorio.

Se procedió a verificar que el período del modo fundamental no excediera un 30% del período calculado bajo el método establecido en la norma. Una vez verificado que los modelos cumplieran los parámetros de control y requisitos de la norma NEC 2015, se procedió a realizar el diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros), verificando el diseño a momento, cortante, torsión y el criterio sismorresistente

columna fuerte-viga débil, además de cumplir con los requisitos de la norma ACI 318-19 para el detallamiento de los elementos.

Una vez diseñados los elementos de ambos sistemas, se procedió a realizar las cuantificaciones de los elementos para obtener un costo total de los elementos estructurales por cada sistema, haciendo uso del análisis de precios unitarios para cada rubro empleado en la construcción de dichos elementos. Finalmente, se realizaron las comparaciones entre ambos sistemas, tanto en desempeño frente a las cargas laterales como en impacto económico.

2.2.4 Consideraciones de Carga

Para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, se realizó un análisis de las cargas actuantes que deberán ocurrir dentro de la estructura por lo que se procedió a obtener los siguientes tipos de carga.

- Carga Viva o Carga variable
- Carga Muerta o Carga permanente
- Carga Accidental

En la NEC-SE-CG Se encuentra el catálogo de cargas vivas para diferentes tipos de uso, donde para el presente caso de estudio se obtuvo.

Tabla 10. *Valores de carga viva según uso del edificio, expresados en kgf/m²*

CARGAS VIVAS		
Carga viva	240	kgf/m ²

Adaptado de "Valores de carga uniforme y/o concentrada", (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Para la obtención de las cargas muertas se obtuvo a través del catálogo de la NEC sumado a ciertas consideraciones que la norma no especifica, referente al peso propio de los elementos estructurales, no estructurales que se encontrarán dentro de la estructura.

Tabla 11. Valores de carga muerta para elementos no estructurales, expresados en kgf/m^2

CARGAS MUERTAS		
$D_{\text{instalaciones}}$	20	kgf/m^2
$D_{\text{mampostería}}$	180	kgf/m^2
D_{masilla}	40	kgf/m^2
D_{baldosa}	20	kgf/m^2
D	260	kgf/m^2

Elaboración propia a partir de valores establecidos en NEC-SE-CG (2015). Adicionalmente se considera el peso propio de la losa aligerada con un valor de 293 kgf/m^2 , resultando una carga muerta total de 553 kgf/m^2 .

Cabe mencionar además que para un resultado más real es necesario agregar el peso propio de las losas de entrepiso, los cuales serán considerados como de tipo aligeradas y con el cual se obtuvo un valor de 292.8 kgf/m^2 los cuales también deberán ser considerados para la distribución de cargas hacia los elementos a diseñar. Donde el valor final de carga muerta o permanente es de 553 kgf/m^2 . Es necesario señalar que al contar con una terraza en la última planta esta tiene diferentes consideraciones de carga frente a los demás pisos inferiores. Donde se obtuvieron los siguientes valores de carga viva y carga muerta y carga accidental.

Tabla 12. Valores de carga viva y carga muerta en cubierta, expresados en kgf/m^2

CARGAS DE CUBIERTA		
L_{cubierta}	70	kgf/m^2
D_{mortero}	60	kgf/m^2

Elaboración propia a partir de valores establecidos en NEC-SE-CG (2015).

Para las cargas accidentales, se consideró únicamente los valores de lluvia y granizo que se especifican en la norma sumado a las cargas sísmicas.

Tabla 13. Valores de carga accidental, expresados en kgf/m^2

CARGAS ACCIDENTALES		
Carga Lluvia	100	kgf/m^2

Carga Granizo	100	kgf/m ²
---------------	-----	--------------------

Elaboración propia a partir de "Valores de carga de granizo", sección 3.2.5, por NEC-SE-CG, 2015.

2.2.5 Combinaciones de carga

Para el pre-dimensionamiento de los sistemas es necesario considerar que las edificaciones están sometidas simultáneamente a diferentes tipos de cargas, debido a que estas acciones no ocurren necesariamente con su máxima intensidad al mismo tiempo, la normativa establece combinaciones de carga que permiten evaluar las condiciones más críticas que puede experimentar una estructura durante su vida útil.

Tabla 14. *Combinaciones de carga para el análisis estructural*

COMBINACIONES DE CARGA	
<u>Combinación 1</u>	
	1,4 D
<u>Combinación 2</u>	
	1,2 D + 1,6 L + 0,5 max [L_r;S;R]
<u>Combinación 3</u>	
	1,2 D + 1,6 max [L_r;S;R] + max [L;0,5 W]
<u>Combinación 4</u>	
	1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 max [L_r;S;R]
<u>Combinación 5</u>	
	1,2 D + 1 E + L + 0,2 S
<u>Combinación 6</u>	
	0,9 W + 1,0 W
<u>Combinación 7</u>	
	0,9 D + 1,0 E

Tomado de la sección 3.4.3 de (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015). D: carga muerta, L: carga viva, L_r: carga viva de cubierta, S: carga de granizo, R: carga de lluvia, W: carga de viento, E: carga sísmica.

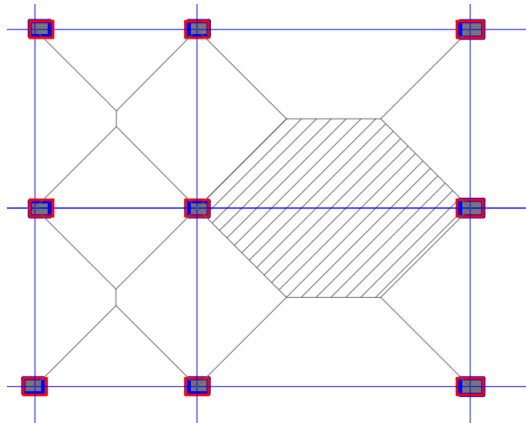
2.2.6 Sistema pórticos especiales

Para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales se utiliza una primera iteración usando la combinación 2 únicamente para cargas gravitacionales junto con unos criterios de mayoración para obtener un pre-dimensionamiento de los elementos.

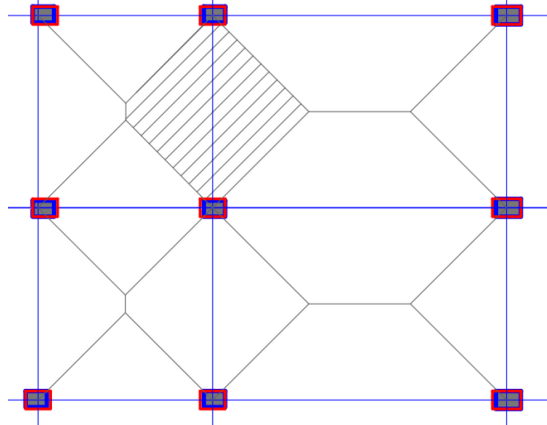
2.2.6.1 Vigas

Para el pre-dimensionamiento de las vigas, de acuerdo con el método del ACI 318-19 y de la NEC método de diseño directo. Sobre la distribución y transmisión de esfuerzos de la losa hacia las vigas en hormigón armado, estas dependen de la geometría del paño a analizar. En el presente caso se analizaron dos paños de losa con el objetivo de analizar valores de cargas máximos debido a que la configuración inicial de las columnas es irregular, los demás paños de losa no se pueden analizar con el método directo.

Figura 9. Primer paño de losa analizado para el pre-dimensionamiento de vigas



Elaboración propia a partir de la planta arquitectónica.

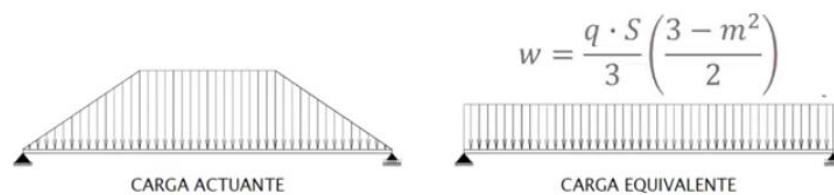
Figura 10. Segundo paño de losa analizado para el pre-dimensionamiento de vigas

Elaboración propia a partir de la planta arquitectónica.

En donde se realiza una equivalencia de cargas para facilitar el cálculo estructural, tomando en cuenta criterios propios de mayoración los cuales son:

- La carga se mayor a un 25% por la influencia del sismo
- Se incrementó un 20% la carga muerta para considerar el peso propio de la viga.

Mediante el método de equivalencia de carga se obtiene la carga distribuida uniforme con la cual se procede a diseñar las vigas.

Figura 11. Equivalencia de cargas trapezoidales a cargas distribuidas uniformes

Esquema utilizado para la transformación de cargas de losa a vigas.

Donde:

$$q = (1.2(D + 0.2 * D) + 1.6 * L) * 1.25$$

D Carga muerta

L Carga Viva

Mediante el método de los coeficientes de la norma ACI 318-19 para vigas continuas no pre-esforzadas (American Concrete Institute, 2019) se obtuvieron los momentos aproximados negativos y positivos.

Tabla 15. *Coeficientes para el cálculo de momentos aproximados en vigas continuas no pre-esforzadas*

MOMENTO	UBICACIÓN	CONDICIÓN	MU
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$q \cdot l_n^2 / 14$
	Vanos extremos	El extremo discontinuo no está restringido	$q \cdot l_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$q \cdot l_n^2 / 16$
Negativo	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros contruidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$q \cdot l_n^2 / 24$
	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros contruidos monolíticamente con columna de apoyo	$q \cdot l_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$q \cdot l_n^2 / 9$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Más de dos vanos	$q \cdot l_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$q \cdot l_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces ≤ 3 m; (b) Vigas donde la relación de rigideces columnas/viga exceda 8	$q \cdot l_n^2 / 12$
UBICACIÓN		VU	
Cara exterior del primer apoyo interior		$1.15 \cdot q \cdot l_n / 2$	
Cara de todos los demás apoyos		$q \cdot l_n / 2$	

Tomado de la sección 6 del (American Concrete Institute, 2019) In: luz libre, q: carga uniformemente distribuida mayorada.

Con los valores de los momentos negativos y positivos y con el uso de unas hojas de cálculo para el pre-dimensionamiento de vigas frente a cargas gravitacionales se obtuvieron las secciones de vigas.

Tabla 16. Secciones de vigas pre-dimensionadas para el sistema de pórticos especiales

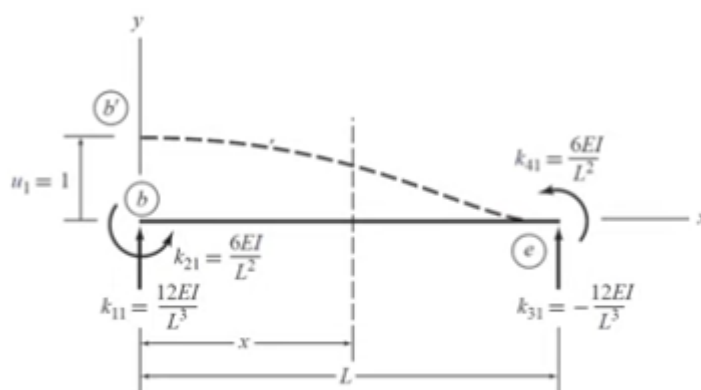
CUADRO DE VIGAS			
VIGAS	ANCHO	PERALTE	AREA
V1	40	60	2400
V2	30	50	1500
V3	25	20	500

Nota. Elaboración propia a partir del método de coeficientes según el American Concrete Institute.

2.2.6.2 Columnas

Dentro del pre-dimensionamiento de las columnas, se utilizó un método de análisis estructural del autor A. Kassimali. Para obtener dimensiones de las columnas basadas en las derivas admisibles de la NEC.

Figura 12. Momentos de empotramiento fijo (FEM) para una viga con carga distribuida uniforme



Tomado del libro “Análisis estructural”. (Kassimali, 2010, p. 287)

Se entiende que la rigidez lateral de una columna viene dada por la ecuación matricial.

$$F = K * U$$

Obteniendo como resultado que la rigidez de una columna es:

$$K = \frac{12 * E * I}{L^2}$$

Donde:

E	Módulo de elasticidad
I	Inercial de la sección
L	Longitud de la columna

En el capítulo 1 sección 1.2.9 se menciona las derivas de piso inelásticas.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Donde ΔE es el desplazamiento producto de la ecuación matricial anteriormente mencionada que en el capítulo 1 sección 1.2.10 menciona que no debe ser mayor al 2%.

$$\Delta E = \frac{F}{K}$$

Bajo un criterio sísmico, se puede relacionar que la carga F tiene a tener unos valores de entre 0.10 a 0.25 veces el peso propio de la estructura por lo que se puede iterar un valor de rigidez inicial con el que se puede obtener las secciones de las columnas.

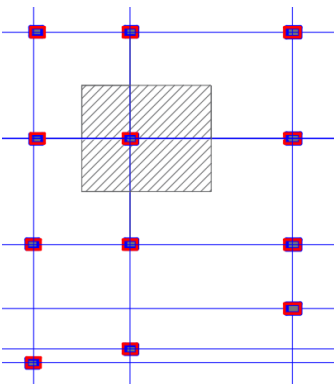
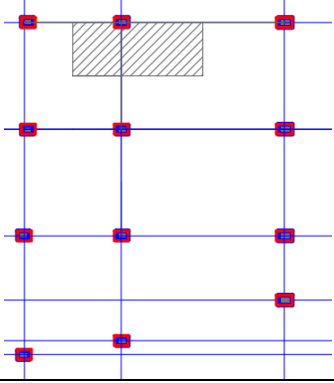
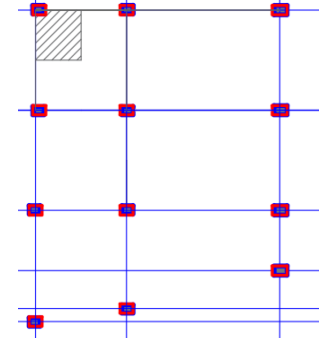
$$F = 0.15 * P$$

Donde:

P	Carga axial de servicio muerta de la columna considerada
---	--

Para el pre-dimensionamiento de las columnas, se requiere obtener el área colaborante de las columnas a analizar por lo que, se analizaron tres tipos de columnas.

Tabla 17. Áreas de aporte para el pre-dimensionamiento de columnas

COLUMNA CENTRAL

COLUMNAS DE BORDE

COLUMNAS ESQUINERAS


Elaboración propia. El área de aporte corresponde a la fracción de losa tributaria a cada columna según la distribución arquitectónica.

Se obtiene la carga axial última y la carga axial de servicio aplicando la combinación 2 mencionada en la tabla 11.

$$Pu = (1.2 * D + 1.6 * L) * Ap * Np$$

Donde:

D	Carga muerta
L	Carga viva
Ap	Área de aporte
Np	Número de pisos

Asimismo, se obtiene la carga de servicio

$$P = D * Ap * Np$$

Aplicando la ecuación para obtener el largo de la columna

$$h = \sqrt[4]{\frac{P * H^2 * R}{12 * E * \Delta E}}$$

Donde:

P	Carga axial de servicio muerta de la columna considerada
H	Dimensión de la columna en la dirección considerada
H	Altura total del edificio
R	Factor de reducción de respuesta estructural
E	Modulo de elasticidad
ΔE	Máxima deriva admisible

Con esta ecuación se obtuvieron unas secciones de columnas iniciales.

Tabla 18. Secciones de columnas pre-dimensionadas para el sistema de pórticos especiales

CUADRO DE COLUMNAS			
COLUMNAS	ANCHO	PERALTE	ÁREA
C1	40	70	2800
C2	40	60	2400
C3	40	40	1600

Elaboración propia a partir del método basado en derivas admisibles del libro Análisis estructural.

2.2.7 Sistema dual pórticos especiales con muros estructurales

Para el pre-dimensionamiento del sistema dual, a diferencia del sistema de pórticos especiales resistentes a momento, las columnas fueron pre-dimensionadas considerando únicamente cargas gravitacionales, dado que la resistencia y rigidez frente a cargas laterales es proporcionada principalmente por los muros estructurales.

2.2.7.1 Columnas

Para el pre-dimensionamiento de las columnas de igual manera se utilizó la ecuación de P_u .

$$P_u = (1.2 * D + 1.6 * L) * A_p * N_p$$

Donde:

D	Carga muerta
L	Carga viva
A_p	Área de aporte
N_p	Número de pisos

Y para el cálculo del área requerida de la sección de la columna:

$$A_g = \frac{P_u}{F * (f'_c + 0,012f_y)}$$

Donde:

P_u	Carga muerta
f'_c	Resistencia a
A_p	Área de aporte
F	Factor

En el factor F para el pre-dimensionamiento dependía si la columna era esquinera de borde o central con un valor resultante de 0.35 para las esquineras o de borde y 0.45 para las centrales.

De este modo se obtiene un pre-dimensionamiento de tres tipos de columnas:

Tabla 19. *Secciones de columnas pre-dimensionadas para el sistema dual*

CUADRO DE COLUMNAS			
COLUMNAS	ANCHO	PERALTE	ÁREA
Central	40	50	1750
Borde	40	40	1000
Esquinera	30	40	600

Elaboración propia considerando únicamente cargas gravitacionales. Las secciones fueron ajustadas posteriormente para cumplir con el criterio de columna fuerte - viga débil.

Durante esta etapa se evaluó la posibilidad de eliminar algunas columnas adyacentes a los muros de corte, su eliminación definitiva será analizada posteriormente, ya que depende de la disposición y ubicación final de los muros estructurales. De manera similar, las vigas ubicadas sobre los muros estructurales presentan una reducción en su sección transversal, debido a la disminución de las luces efectivas entre apoyos, al comportarse dichos muros como elementos portantes continuos. Para este sistema se adoptaron las mismas secciones de viga pre-dimensionadas en el sistema de pórticos especiales. Finalmente, se consideró que las losas empleadas en ambos sistemas estructurales son idénticas, manteniendo las mismas características geométricas y de carga, sin realizar modificaciones entre un sistema y otro.

En esta etapa se identificó que las columnas pre-dimensionadas considerando únicamente cargas de gravedad resultaban relativamente débiles en comparación con las vigas, ya que estas últimas presentaban una mayor inercia. Esta condición podría generar inconvenientes en la posterior verificación del criterio de columna fuerte – viga débil. Por este motivo, y con el fin de anticiparnos a este posible problema, se optó por aumentar el pre-dimensionamiento de las columnas, procurando que estas tengan una inercia mayor que la de las vigas con luces más grandes, en comparación con el pre-dimensionamiento obtenido considerando únicamente cargas gravitacionales.

2.2.7.2 Muros estructurales

Para el pre-dimensionamiento de los muros estructurales se emplea una relación entre la capacidad del concreto establecida en la normativa del ACI 318-19 y el cortante basal requerido. Con esto es posible pre-dimensionar el valor de la longitud en el sentido del cortante basal.

$$L = \frac{V_{BASAL}}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * 0.8}$$

Donde:

V	Cortante Basal (kgf)
f'c	Resistencia a la compresión del hormigón (kg/cm ²)
b	Espesor del muro
Ø	0.85

2.3 INTRODUCCIÓN AL SOFTWARE DE MODELACIÓN

El modelamiento estructural del edificio se realizó mediante el software ETABS, una herramienta especializada en el análisis y diseño de edificaciones. Este programa permite representar de manera detallada el comportamiento estructural mediante modelos tridimensionales, facilitando el análisis de la respuesta de la estructura frente a diferentes tipos de cargas, especialmente cargas sísmicas. A través de este software se llevó a cabo el análisis modal espectral, el cual permite evaluar el comportamiento dinámico de la estructura considerando sus propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento. Además, ETABS permite realizar el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado conforme a los requisitos establecidos en la normativa vigente.

Mediante la aplicación de esta herramienta se obtuvieron los esfuerzos internos, desplazamientos y derivas de piso del edificio, así como las cuantías de acero requeridas en vigas, columnas, losas y muros estructurales, permitiendo verificar el adecuado desempeño estructural de la edificación frente a las solicitaciones consideradas en el análisis.

2.3.1 Ingreso del Sistema de medidas

El modelo fue desarrollado utilizando el sistema de unidades MKS, debido a que es el sistema comúnmente empleado en el desarrollo de proyectos estructurales. Cabe señalar que ETABS permite el cambio dinámico de unidades durante el proceso de modelamiento, lo cual facilita el ingreso y verificación de los diferentes parámetros del modelo.

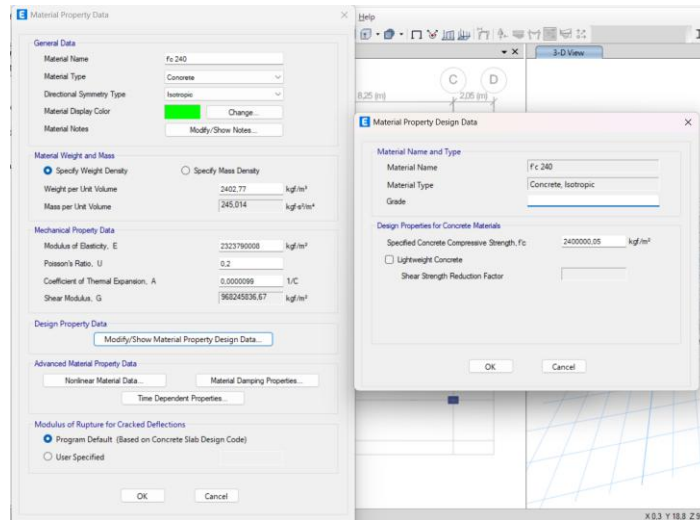
2.3.2 Definición de materiales

Una vez cargadas las rejillas basándose en la planta arquitectónica, se definieron los materiales estructurales a utilizar, de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Los cuales fueron.

Para el hormigón armado se adoptó una resistencia a la compresión de $f'_c = 240$ kg/cm², utilizada en losas, vigas, columnas y muros estructurales. El módulo de elasticidad del hormigón se calculó conforme a la NEC, mediante la expresión:

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

Para el acero de refuerzo se utilizó un acero tipo *rebar*, con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200$ kg/cm², un esfuerzo último f_u , y un módulo de elasticidad de $E_s = 2.100.000$ kgf/cm², conforme a la normativa. El peso específico del acero se consideró como 7850 kgf/m³. Adicionalmente, se definió el esfuerzo de fluencia esperado F_{ye} , adoptado como $1.25 f_y$, para efectos de análisis sísmico.

Figura 13. Definición de los materiales en el software ETABS

Captura de pantalla del software ETABS 2022. Se muestran las propiedades del hormigón ($f'_c=240$ kg/cm²) y del acero de refuerzo ($f_y = 4200$ kg/cm²).

2.3.3 Definición de secciones estructurales

Una vez definidos los materiales, se procedió a la creación de las secciones transversales de los elementos estructurales anteriormente pre-dimensionados en la hoja de cálculo, de acuerdo con el sistema estructural propuesto. A continuación, se detalla la modelación de cada tipo de elemento.

2.3.3.1 Vigas y columnas

Las vigas y columnas fueron modeladas utilizando elementos tipo *Frame* (elementos de barra), los cuales representan adecuadamente el comportamiento uniaxial de estos elementos, capturando los esfuerzos de flexión, cortante, axial y torsión. Las secciones se definieron con las dimensiones establecidas en las Tablas 16, 18 y 19, según corresponda al sistema estructural.

2.3.3.2 Losas

Las losas de entrepiso fueron modeladas mediante elementos finitos tipo *Membrane* (membrana), con la asignación de un diafragma rígido en cada nivel. Esta configuración responde a dos criterios principales:

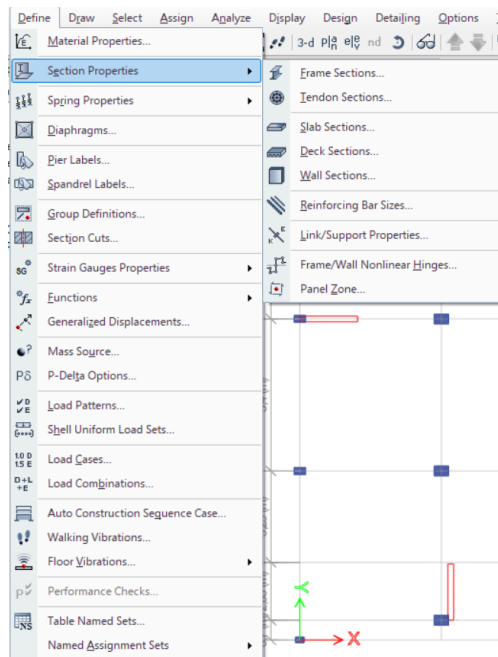
1. Transmisión de cargas laterales: El uso del elemento membrana, en conjunto con la asignación de diafragma rígido, asegura que la losa se comporte como un elemento indeformable en su plano, distribuyendo las fuerzas laterales (sísmicas) hacia los elementos del sistema resistente (columnas y muros) sin generar deformaciones internas en el plano de la losa. Esta hipótesis es ampliamente aceptada en el análisis de edificaciones y está alineada con los requisitos de la NEC-15.
2. Simplificación del modelo estructural: Dado que el objetivo principal del análisis se centra en la respuesta global frente a cargas laterales y no en la flexión fuera del plano de las losas, el elemento membrana resulta adecuado, ya que transmite eficientemente las cargas gravitacionales y laterales hacia los elementos verticales, sin incorporar rigidez a flexión fuera del plano que no es relevante para el comportamiento sísmico global.

2.3.3.3 Muros estructurales

Los muros estructurales fueron modelados mediante elementos finitos tipo *Shell-Thin*, cuya formulación se basa en la teoría clásica de placas delgadas de Kirchhoff–Love. (Cook, 2002). Esta teoría asume que las normales a la superficie media permanecen rectas y perpendiculares después de la deformación, por lo que se desprecian las deformaciones por cortante transversal.

La aplicabilidad de esta hipótesis depende de la esbeltez del elemento, la relación entre la altura total del muro (15.3 m) y su espesor (0.30 m) es igual a 51, valor que permite considerar que el comportamiento estructural está dominado por la flexión. En consecuencia, las deformaciones por cortante son despreciables frente a las deformaciones por flexión, lo que justifica el uso de elementos tipo *Shell-Thin*.

En contraste, para elementos con menor relación de esbeltez, donde las deformaciones por cortante tienen mayor influencia, sería más apropiado emplear formulaciones tipo *Shell-Thick*, basadas en la teoría de placas de Mindlin–Reissner. (Cook, 2002).

Figura 14. Definición de las secciones estructurales en el software ETABS

Captura de pantalla del software ETABS 2022. Se muestran las secciones de vigas, columnas y losas definidas para el modelo estructural.

2.3.4 Patrones y combinaciones de carga

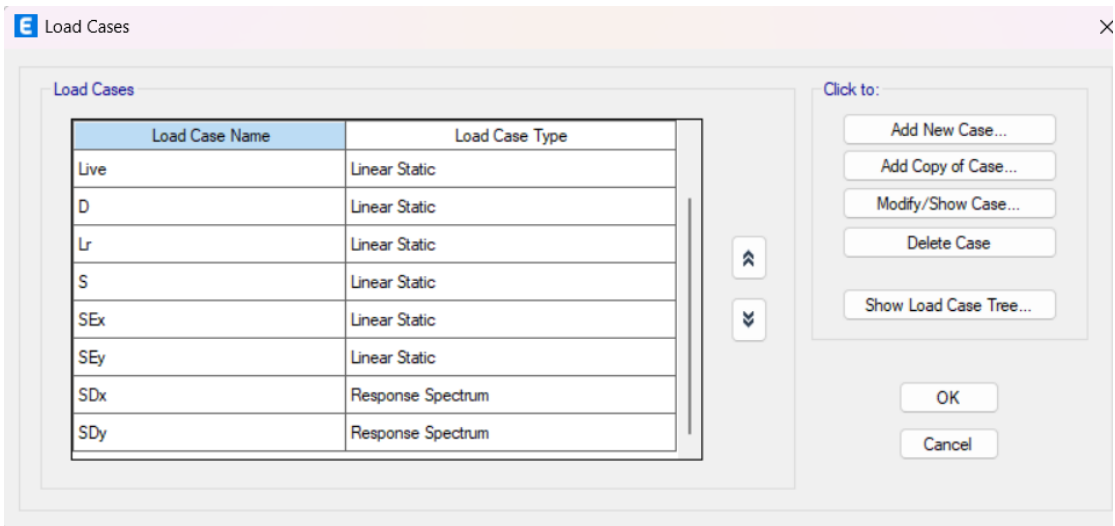
Se definieron los diferentes patrones de carga establecidos en la sección 2.2.4 Consideraciones de carga y la sección 2.2.5 Combinaciones de carga.

Donde:

Dead	Carga muerta considerando el peso propio de los elementos.
D	Carga muerta sin considerar el peso propio de los elementos.
L	Carga viva.
Lr	Carga viva de cubierta.
S	Carga de granizo.
SE-x	Carga sísmica estática equivalente en el eje X.
SE-y	Carga sísmica estática equivalente en el eje Y.

SD-x	Carga sísmica Dinámica en el eje X
SD-y	Carga sísmica Dinámica en el eje y

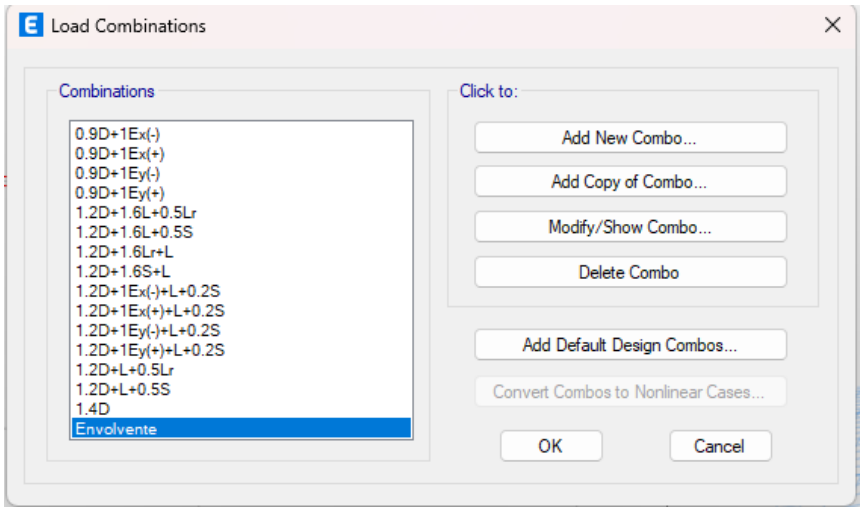
Figura 15. Definición de patrones de carga en el software ETABS



Captura de pantalla del software ETABS 2022. Se muestran los patrones de carga definidos: Dead (carga muerta con peso propio), D (carga muerta adicional), L (carga viva), Lr (carga viva de cubierta), S (carga de granizo), y las cargas sísmicas estáticas y dinámicas.

Posteriormente, se introdujeron las combinaciones de carga al software tanto para el eje X como para el eje Y, además de una combinación envolvente que considera todos los estados de carga.

Figura 16. Definición de combinaciones de carga en el software ETABS

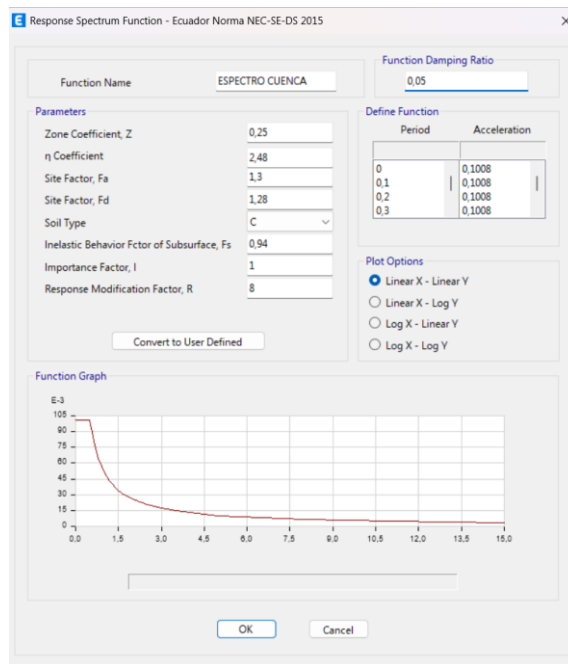


Captura de pantalla del software ETABS 2022. Se muestran las combinaciones de carga establecidas según la sección 3.4.3 de NEC-SE-CG (2015).

2.3.5 Espectro de diseño en ETABS

El software ETABS permite ingresar el espectro de diseño basado en la normativa NEC-SE-DS y ocupando los valores establecidos en la sección 1.2 REVISIÓN DE NORMATIVA SÍSMICA EN LA NEC, se ingresó el espectro de diseño para ambos modelos.

Figura 17. Definición del espectro de diseño en el software ETABS

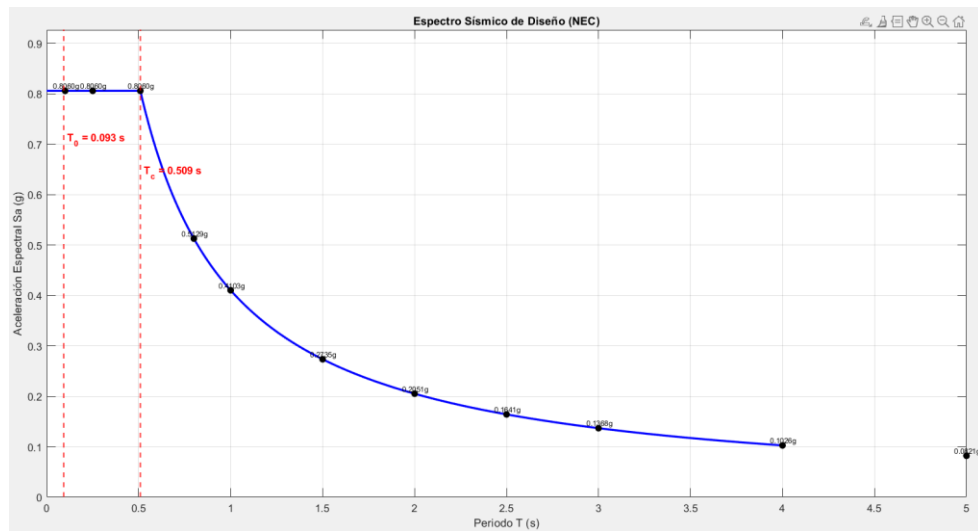


Captura de pantalla del software ETABS 2022. El espectro se define con los parámetros obtenidos en la sección 1.2: $Z=0.25$, suelo tipo C, $F_a=1.3$, $F_d=1.28$, $F_s=0.94$, $\eta=2.48$, $r=1$.

2.3.5.1 Verificación del espectro de diseño

Con el fin de garantizar la correcta definición del espectro de diseño en el software ETABS, se realizó una verificación comparando la función espectral ingresada con los valores calculados mediante dos métodos independientes: una hoja de cálculo en Excel y un script en el software Matlab. Esta verificación se enfocó especialmente en el ramal descendente del espectro, para periodos $T > T_c$, ya que es la región donde el software puede presentar inconsistencias si no se define correctamente el exponente de degradación.

Los parámetros utilizados para la generación del espectro serán con los parámetros establecidos en la sección 1.2 REVISIÓN DE NORMATIVA SÍSMICA EN LA NEC

Figura 18. Definición del espectro de diseño en el software MATLAB

Elaboración propia. El espectro se define con los parámetros obtenidos en la sección 1.2: $Z=0.25$, suelo tipo C, $F_a=1.3$, $F_d=1.28$, $F_s=0.94$, $\eta=2.48$, $r=1$. Las fórmulas para el espectro son las mismas obtenidas en la sección de 2.2.6.1.

Tabla 20. Tabla de comparación de resultados entre softwares comerciales

PERIODO	MATLAB	EXCEL	ETABS
0,1	0,8060	0,8060	0,8060
0,25	0,8060	0,8060	0,8060
(Tc) 0,509	0,8060	0,8060	0,8060
0,8	0,5129	0,5129	0,5129
1	0,4103	0,4103	0,4103
1,5	0,2735	0,2735	0,2735
2	0,2051	0,2051	0,2051
2,5	0,1641	0,1641	0,1641
3	0,1368	0,1368	0,1368
4	0,1026	0,1026	0,1026
5	0,0821	0,0821	0,0821

Elaboración propia. Los valores en ETABS fueron extraídos mediante la función "Display Spectrum". La diferencia máxima entre las tres fuentes es del 0.00%.

2.3.6 Periodo fundamental

El período fundamental de la estructura se calculó conforme a los métodos establecidos en la NEC-SE-DS:

Método 1 NEC:

$$T = C_t * h_n^a$$

Donde:

C_t Coeficiente empírico que depende del sistema estructural

h Altura del edificio

a Coeficiente empírico que depende del sistema estructural

n Número de pisos

Tabla 21. Coeficientes empíricos para el cálculo del periodo fundamental (Método 1 NEC)

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

Tomado de la sección 6.3.3 de (Norma Ecuatoriana de la Construcción , 2015)

En el caso del sistema de pórticos especiales resistentes a momentos se obtuvo un valor de estimación de periodo inicial de:

$$T = 0.64s$$

Para el sistema Dual de pórticos especiales resistentes a momentos más muros estructurales se obtuvo un valor de estimación de periodo inicial de:

$$T = 0.425s$$

Método 2:

Para el segundo método usando el espectro de diseño establecido en la sección 2.2.7 Espectro de diseño en ETABS, se obtienen el valor del periodo y el valor del factor K el cual será ingresado en el software.

Para el sistema Dual de pórticos especiales resistentes a momentos más muros estructurales se obtuvo un valor del periodo y del coeficiente K de:

$$T = 0.425s$$

$$K = 1.00$$

Para el sistema de pórticos especiales resistentes a momentos se obtuvo un valor de valor del periodo y del coeficiente K de:

$$T = 0.64s$$

$$K = 1.07$$

2.3.7 Coeficiente para cortante basal de diseño (V)

Para definir los estados de carga sísmica se requiere el coeficiente del cortante basal que multiplicará al peso total de la estructura por lo que usando la formulación vista en la sección 1.2.11 Cortante Basal.

El coeficiente para el sistema de pórticos especiales sismorresistente es:

$$C = 0.080$$

El coeficiente para el sistema dual con muros estructurales es:

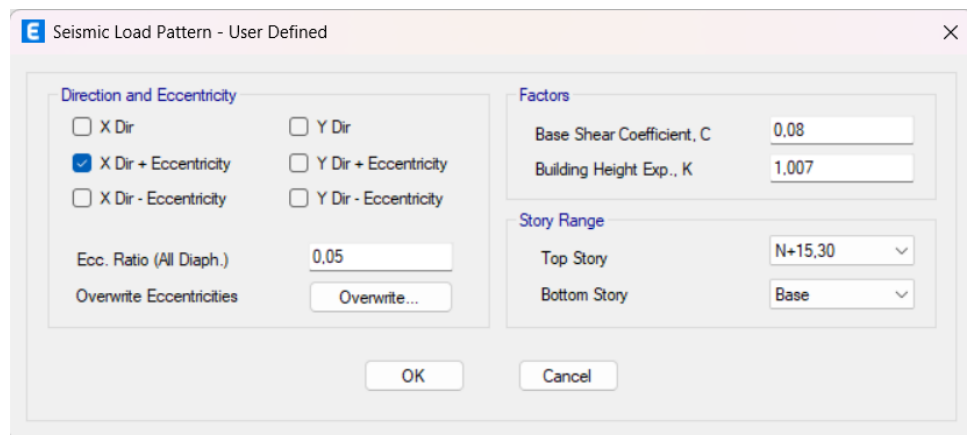
$$C = 0.1$$

2.3.8 Estados de Carga sísmica Estático

Se definieron los patrones de carga sísmica para las cargas sísmicas estáticas equivalentes para ambos sentidos del edificio utilizando los valores correspondientes del cortante basal y el valor del coeficiente k .

Es necesario mencionar que la norma menciona que se debe considerar una excentricidad del 5%

Figura 19. Definición de estados de carga sísmica estática en el software ETABS

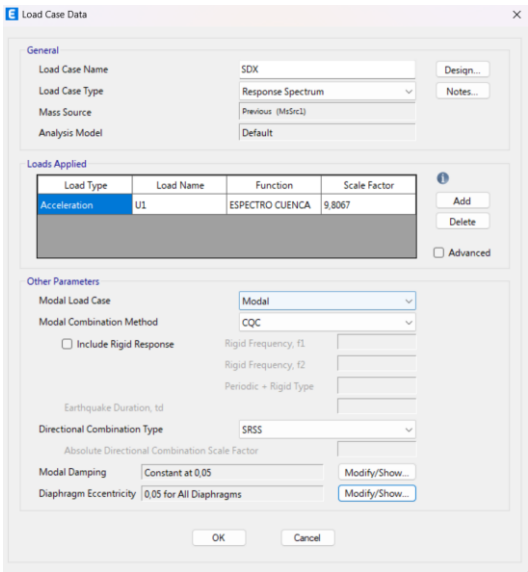


Captura de pantalla del software ETABS 2022. Se muestran los parámetros del cortante basal estático equivalente, considerando una excentricidad accidental del 5% según NEC-SE-DS (2015).

2.3.9 Estado sísmico dinámico

Se definieron los casos de carga sísmica dinámica en ambos ejes mediante el espectro de diseño, considerando inicialmente un factor de escala de 9.80, el cual posteriormente fue ajustado para cumplir con los requisitos normativos. Asimismo, se consideró una excentricidad accidental del 5%, conforme a la NEC.

Figura 20. Definición de estado de carga sísmico dinámico en el software ETABS

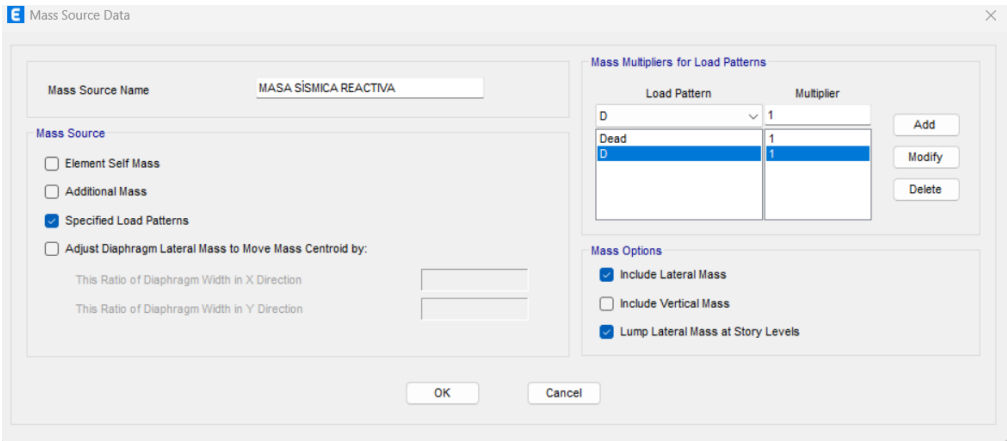


Captura de pantalla del software ETABS 2022. Se muestra la definición del caso de carga espectral, considerando una excentricidad accidental del 5% y un factor de escala inicial de 9.80.

2.3.10 Masa sísmica reactiva

La fuente de masa sísmica se definió a partir del peso propio de la estructura y la carga muerta, utilizando las opciones de masa lateral únicamente.

Figura 21. Definición de masa sísmica reactiva en el software ETABS

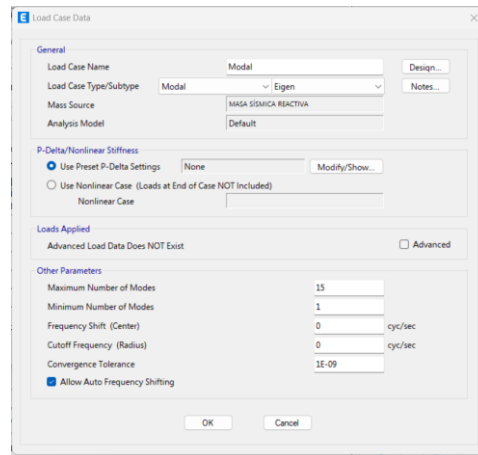


Captura de pantalla del software ETABS 2022. La fuente de masa sísmica se define a partir del peso propio de la estructura y la carga muerta adicional.

2.3.11 Caso de carga modal

Se realizó un análisis modal considerando tres grados de libertad por piso, permitiendo captar adecuadamente los modos de vibración predominantes de la estructura de modo que se pueda captar al menos el 90% de la respuesta frente a la carga estática.

Figura 22. Definición de caso de carga modal en el software ETABS

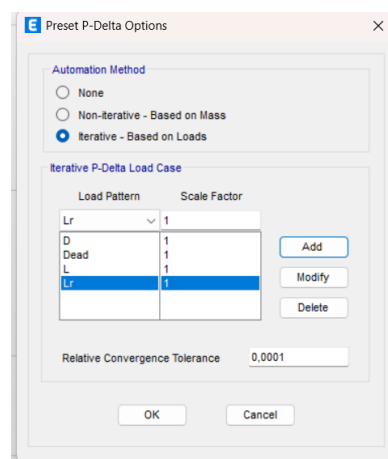


Captura de pantalla del software ETABS 2022. Se considera un análisis modal con tres grados de libertad por nivel para captar los modos de vibración predominantes.

2.3.12 Efectos P- Δ

Los efectos P- Δ fueron evaluados mediante un método iterativo, con el fin de considerar los efectos de segundo orden producidos por la interacción entre cargas verticales y desplazamientos laterales.

Figura 23. Definición de Efectos P-Delta en el software ETABS



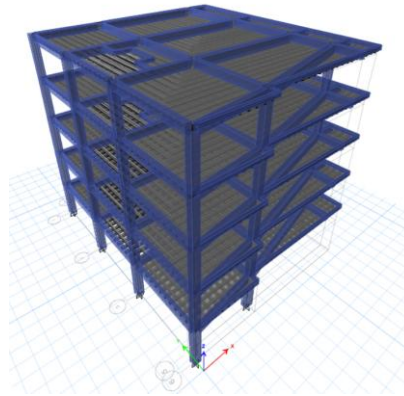
Captura de pantalla del software ETABS 2022. Los efectos de segundo orden se evalúan mediante un método iterativo.

2.3.13 Modelamiento pórticos especiales

Se realizó el modelamiento de las columnas inicialmente sobre las grillas arquitectónicas correspondientes a los tres primeros niveles del edificio. Posteriormente, se modelaron las columnas de los dos niveles superiores, considerando la reducción de sección transversal de estos elementos conforme al diseño estructural. A continuación, se procedió al modelamiento de las vigas, las cuales fueron definidas inicialmente en un solo nivel y luego replicadas en los cuatro pisos restantes, debido a que sus secciones y características geométricas no presentan variaciones a lo largo de la altura del edificio.

Seguidamente, se modeló la losa tipo *waffle*, empleando la herramienta correspondiente del software, la cual permite una adecuada representación del comportamiento estructural de la losa nervada. A dichas losas se les asignaron las cargas gravitacionales, considerando una carga muerta adicional de 260 kgf/m² y una carga viva de 240 kgf/m², de acuerdo con el uso del edificio y la normativa vigente. En esta etapa, se eliminaron del modelo los cajones de ascensores y escaleras, con el fin de analizar exclusivamente el sistema estructural propuesto.

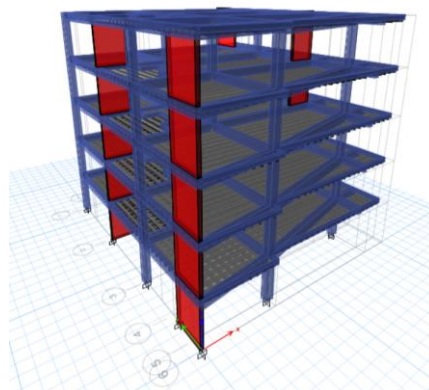
Una vez concluido el modelamiento geométrico de la estructura, se procedió a la verificación de la conectividad de los nodos, asegurando que todos los elementos estructurales se encuentren correctamente vinculados. Posteriormente, se ejecutó un análisis preliminar, con el objetivo de identificar los modos de vibración del sistema estructural, verificando que los dos primeros modos sean predominantemente traslacionales y no torsionales. En caso de presentarse modos torsionales dominantes, se consideraría la necesidad de modificar las secciones de las columnas para mejorar el comportamiento dinámico de la estructura.

Figura 24. *Modelo tridimensional del sistema de pórticos especiales en ETABS*

Captura de pantalla del software ETABS 2022. Se muestra el modelo estructural completo en 3D de 5 pisos con vigas, columnas y losas.

2.3.14 Modelamiento de sistema dual pórticos especiales con muros estructurales

Para el modelo estructural con muros estructurales, se siguió el mismo procedimiento de modelamiento descrito previamente para el sistema de pórticos especiales. Adicionalmente, se incorporaron los muros estructurales correspondientes, los cuales fueron modelados considerando su ubicación, dimensiones y espesor, conforme al sistema dual propuesto. En ambos modelos estructurales, se consideró la base de la estructura empotrada, representando condiciones de apoyo fijo en la parte inferior.

Figura 25. *Modelo tridimensional del sistema dual (pórticos especiales con muros estructurales) en ETABS*

Captura de pantalla del software ETABS 2022. Se muestran los muros estructurales incorporados al modelo, con un espesor de 20 cm y ubicados estratégicamente para no afectar el área de uso.

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO

3.1 INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El objetivo del presente capítulo es evaluar el comportamiento sísmico de los modelos estructurales propuestos, mediante la aplicación de procedimientos de análisis que permitan determinar su respuesta frente a sollicitaciones dinámicas, conforme a lo establecido en la normativa vigente. El análisis estructural se realiza empleando el método de análisis modal espectral de la Norma, el cual permite representar de manera adecuada la respuesta dinámica de la edificación ante la acción sísmica, considerando la contribución de los diferentes modos de vibración.

Este procedimiento se implementa mediante el software de modelación estructural, previamente definido en el capítulo anterior, garantizando una adecuada representación de las propiedades geométricas, mecánicas y de masa de la estructura. Finalmente, los resultados obtenidos serán evaluados en función de los requisitos de control establecidos en el capítulo 1 secciones 1.2.12, 1.2.11, 1.2.9 y 1.2.10, los cuales fueron descritos en el Capítulo I, incluyendo verificaciones relacionadas con derivas de piso, participación modal, cortante basal y estabilidad global de la estructura.

3.2 VERIFICACIÓN DEL PESO MUERTO DE LA ESTRUCTURA

El peso sísmico de la estructura constituye uno de los parámetros fundamentales para la determinación de la demanda sísmica, ya que interviene directamente en el cálculo del cortante basal. Según lo establecido en la (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015), sección 6.2, para edificaciones de ocupación normal (coeficiente de importancia $I = 1.0$), el peso sísmico reactivo W se calcula como:

$$W = D$$

Donde

- D Incluye el peso propio de todos los elementos estructurales (losas, vigas, columnas, muros) más la carga permanente no estructural (acabados, mampostería, instalaciones).

Para ambos sistemas estructurales analizados, el peso sísmico fue determinado a partir de la suma de los pesos propios de los elementos estructurales, incluyendo losas, vigas, columnas y muros, así como de los elementos no estructurales tales como mampostería y acabados. La obtención de estos valores se realizó mediante dos procedimientos: (i) un cálculo manual basado en las dimensiones y propiedades de los elementos, y (ii) la extracción directa de resultados del modelo estructural en el software de análisis.

3.2.1 Peso del sistema pórticos especiales

Para la determinación del peso sísmico del sistema de pórticos especiales resistentes a momentos, se realizó un cálculo basado en la cuantificación de los volúmenes de los elementos estructurales principales de manera manual, tales como columnas, vigas y losas. Estos volúmenes fueron multiplicados por el peso específico del hormigón armado, adoptando un valor de 2400 kgf/m^3 , conforme a valores normativos.

Tabla 22. *Parámetros utilizados para el cálculo del peso sísmico*

PARÁMETROS		
# Pisos	5	u
Entrepiso	3,06	m
Altura	15,3	m
γ_{HA}	2400	kg/m^3
γ_{Losa}	300	kg/m^2
$\gamma_{Losa \text{ maciza}}$	432	kg/m^2

Elaboración propia. El peso por metro cuadrado de losa aligerada corresponde a una losa nervada de 25 cm de espesor.

A partir de estos valores, se determinó el peso del edificio por nivel, así como el peso total acumulado en la base de la estructura.

Tabla 23. *Peso muerto de elementos estructurales por nivel - Sistema de pórticos especiales*

VERIFICACIÓN DEL PESO DEL EDIFICIO		
Peso del edificio	676,55	Tn
Peso Planta 1	542,65	Tn
Peso Planta 2	406,99	Tn
Peso Planta 3	269,56	Tn
Peso Planta 4	134,78	Tn

Elaboración propia a partir del cálculo manual de volúmenes estructurales

Tabla 24. *Peso muerto de elementos estructurales por nivel - Sistema de pórticos especiales*

PESO MUERTO ACABADOS		
Carga Muerta	260	kgf/m ²
Área de planta	248.15	m ²
Plantas	5	u
Peso Muerto de acabados	322595	kgf
Peso Muerto de acabados	322.595	Tonf

Elaboración propia a partir del cálculo manual de peso muerto adicional.

Con el objetivo de validar la consistencia del modelo estructural, los valores obtenidos mediante el cálculo manual fueron comparados con los resultados proporcionados por el software de análisis estructural ETABS. Esta verificación se realizó a partir de las reacciones verticales “FZ” reportadas en la sección de resultados denominada *base reactions*. Referentes al peso propio de los elementos.

Tabla 25. *Valores del peso del edificio por planta obtenido en el software de cálculo ETABS para el sistema pórticos especiales sismorresistentes*

Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CARGA REACTIVA	Combination	0.00	0.00	986.85	9192.94	-7424.73	0.00

Resultados obtenidos del software ETABS para el caso de carga muerta (Carga reactiva). La diferencia relativa con el cálculo manual es del 1.24%, validando la consistencia del modelo.

3.2.2 Peso del sistema dual con muros estructurales

Para el sistema estructural dual, el procedimiento de cálculo del peso sísmico se realizó de manera análoga al sistema pórticos especiales, considerando la cuantificación de los volúmenes de los elementos estructurales y su correspondiente peso específico. Sin embargo, en este caso se incorporó adicionalmente el peso de los muros estructurales, los cuales representan un aporte significativo a la masa total del edificio.

Tabla 26. *Peso muerto de elementos estructurales por nivel - Sistema dual*

VERIFICACIÓN DEL PESO DEL EDIFICIO		
Peso del edificio	778.46	Tn
Peso Planta 1	622.76	Tn
Peso Planta 2	467.07	Tn
Peso Planta 3	311.38	Tn
Peso Planta 4	155.69	Tn

Elaboración propia a partir del cálculo manual de volúmenes estructurales, incluyendo los muros estructurales.

Tabla 27. *Peso muerto de elementos de acabados por nivel - Sistema Dual*

PESO MUERTO ACABADOS		
Carga Muerta	260	kgf/m ²
Área de planta	248.15	m ²
Plantas	5	u
Peso Muerto de acabados	322595	kgf
Peso Muerto de acabados	322.595	Tonf

Elaboración propia a partir del cálculo manual de peso muerto adicional.

Con el objetivo de validar nuevamente la consistencia del modelo estructural, los valores obtenidos mediante el cálculo manual fueron comparados con los resultados proporcionados por el software de análisis estructural ETABS. Esta verificación se

realizó a partir de las reacciones verticales “FZ” reportadas en la sección de resultados denominada *base reactions*. Referentes al peso propio de los elementos.

Tabla 28. *Reacciones verticales por nivel obtenidas en ETABS - Sistema dual*

Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CARGA REACTIVA	Combination	0	0	1096.17	9482.37	8294.9	0,0142

Resultados obtenidos del software ETABS para el caso de carga muerta (Carga reactiva). La diferencia relativa con el cálculo manual es del 0.44%, validando la consistencia del modelo.

3.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El análisis sísmico de la estructura se realizó mediante el método de análisis modal espectral, el cual permite evaluar la respuesta dinámica del edificio frente a la acción sísmica, considerando la contribución de sus diferentes modos de vibración. Este método constituye una herramienta más precisa en comparación con el análisis estático equivalente, ya que toma en cuenta la distribución real de masas y rigideces de la estructura. Para el desarrollo de este análisis, se utilizó el espectro de diseño definido en el Capítulo I y II, el cual fue implementado en el software ETABS conforme a los parámetros sísmicos correspondientes a la zona de estudio, incluyendo el tipo de suelo, factor de importancia, coeficiente de reducción de resistencia y factores de amplificación espectral.

El análisis modal se llevó a cabo considerando tres grados de libertad por nivel de manera inicial, correspondientes a las dos direcciones traslacionales principales y a la rotación en planta, lo que permite captar adecuadamente el comportamiento dinámico de la estructura. Asimismo, se adoptó un amortiguamiento del 5 %, valor típico para estructuras de hormigón armado, de acuerdo con lo establecido en la normativa. Con el fin de garantizar la representatividad del análisis, se consideró un número suficiente de modos de vibración hasta alcanzar una participación modal acumulada superior al 90 % de la masa total en cada una de las direcciones principales. Este criterio asegura que los modos considerados describen de manera adecuada la respuesta dinámica global del sistema estructural.

3.3.1 Análisis modal del Sistema Pórticos Especiales

Para el sistema de pórticos especiales resistentes a momentos, se realizó un análisis modal espectral considerando las propiedades elásticas de los elementos estructurales, es decir, sin considerar reducción de rigidez por agrietamiento. Este enfoque permite evaluar el comportamiento dinámico inicial de la estructura en condición no agrietada, obteniendo un valor de periodo inicial. En la Tabla 29 se presentan los 15 primeros modos de vibración, sus períodos y la participación de masa efectiva en las direcciones UX, UY y UZ, tanto individual como acumulada.

Tabla 29. Resultado del análisis modal espectral sin agrietamiento - Sistema Pórticos Especiales

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,799	0,012	0,732	0	0,012	0,732	0	0,181	0,003	0,070	0,1818	0,0035	0,0706
Modal	2	0,731	0,747	0,002	0	0,759	0,734	0	0,000	0,199	0,055	0,1822	0,2025	0,1263
Modal	3	0,667	0,043	0,079	0	0,803	0,814	0	0,019	0,011	0,687	0,2018	0,2139	0,8138
Modal	4	0,245	0,000	0,092	0	0,804	0,906	0	0,502	0,002	0,015	0,7041	0,2163	0,8294
Modal	5	0,227	0,107	0,000	0	0,911	0,906	0	0,000	0,521	0,006	0,7047	0,7375	0,8361
Modal	6	0,21	0,006	0,016	0	0,918	0,923	0	0,085	0,033	0,087	0,7906	0,7704	0,9232
Modal	7	0,132	0,001	0,037	0	0,918	0,960	0	0,081	0,002	0,008	0,8717	0,7705	0,9317
Modal	8	0,119	0,043	0,000	0	0,961	0,961	0	0,001	0,099	0,003	0,8731	0,8703	0,9348
Modal	9	0,112	0,003	0,008	0	0,965	0,969	0	0,018	0,008	0,033	0,8916	0,8791	0,9684
Modal	10	0,086	0,000	0,014	0	0,965	0,984	0	0,056	0,000	0,006	0,9476	0,8792	0,9745
Modal	11	0,078	0,021	0,000	0	0,987	0,985	0	0,002	0,081	0,000	0,9505	0,9605	0,9754
Modal	12	0,074	0,001	0,006	0	0,989	0,991	0	0,022	0,006	0,014	0,9734	0,9669	0,9896
Modal	13	0,066	0,001	0,006	0	0,989	0,997	0	0,019	0,003	0,003	0,9927	0,9669	0,9928
Modal	14	0,057	0,008	0,000	0	0,998	0,998	0	0,001	0,027	0,001	0,9946	0,9943	0,9939
Modal	15	0,055	0,001	0,001	0	1	1	0	0,005	0,005	0,006	1	1	1

Los valores presentados corresponden a los resultados del análisis modal espectral obtenidos a partir del modelo estructural desarrollado en el software ETABS. Las participaciones modales en las direcciones principales (UX y UY). El análisis se realizó considerando las propiedades elásticas de los

elementos estructurales, es decir, sin la aplicación de factores de reducción de rigidez por agrietamiento. En este sentido, los resultados reflejan el comportamiento dinámico inicial de la estructura en condición no agrietada.

3.3.2 Análisis modal del sistema Dual

Para el sistema dual con muros estructurales, se realizó un análisis modal espectral bajo las mismas condiciones elásticas, sin considerar reducción de rigidez por agrietamiento. La Tabla 30 se presentan los 15 primeros modos de vibración, sus períodos y la participación de masa efectiva en las direcciones UX, UY y UZ, tanto individual como acumulada.

Tabla 30. Resultado del análisis modal espectral sin agrietamiento - Sistema dual

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,48	0,689	0,007	0,00	0,689	0,0071	0,00	0,0033	0,2958	0,0298	0,0033	0,2958	0,0298
Modal	2	0,453	0,029	0,4542	0,00	0,718	0,4613	0,00	0,2033	0,0122	0,2408	0,2065	0,308	0,2706
Modal	3	0,432	0,008	0,259	0,00	0,726	0,7203	0,00	0,1112	0,0032	0,4596	0,3177	0,3111	0,7302
Modal	4	0,115	0,179	0,0001	0,00	0,906	0,7204	0,00	0,0003	0,4284	0,0008	0,318	0,7395	0,731
Modal	5	0,108	0,000	0,0231	0,00	0,907	0,7435	0,00	0,0494	0,0021	0,1589	0,3674	0,7416	0,8899
Modal	6	0,103	0,00	0,1658	0,00	0,907	0,9092	0,00	0,3774	0,00	0,0199	0,7448	0,7416	0,9098
Modal	7	0,051	0,063	0,00	0,00	0,970	0,9092	0,00	0,00	0,163	0,0001	0,7448	0,9047	0,9099
Modal	8	0,049	0,000	0,0059	0,00	0,970	0,9152	0,00	0,0161	0,0004	0,056	0,7609	0,905	0,966
Modal	9	0,046	0,01	0,0571	0,00	0,970	0,9723	0,00	0,1498	0,02	0,006	0,9107	0,905	0,9719
Modal	10	0,032	0,022	0,0001	0,00	0,993	0,9723	0,00	0,0003	0,0732	0,0008	0,9109	0,9782	0,9727
Modal	11	0,031	0,001	0,0029	0,00	0,994	0,9752	0,00	0,0093	0,0031	0,0185	0,9202	0,9813	0,9913
Modal	12	0,029	0,00	0,0196	0,00	0,994	0,9948	0,00	0,0629	0,01	0,0034	0,983	0,9813	0,9946
Modal	13	0,025	0,002	0,0005	0,00	0,9965	0,9953	0,00	0,0015	0,0074	0,0027	0,9846	0,9887	0,9973
Modal	14	0,025	0,003	0,0004	0,00	1,00	0,9956	0,00	0,0012	0,0113	0,0017	0,9857	1,00	0,999
Modal	15	0,023	0,00	0,0044	0,00	1,00	1,00	0,00	0,0143	5,9E-06	0,001	1,00	1,00	1,00

Los valores presentados corresponden a los resultados del análisis modal espectral obtenidos a partir del modelo estructural desarrollado en el software ETABS. Las participaciones modales en las direcciones principales (UX y UY). El análisis se realizó considerando las propiedades elásticas de los elementos estructurales, es decir, sin la aplicación de factores de reducción de rigidez por

agrietamiento. En este sentido, los resultados reflejan el comportamiento dinámico inicial de la estructura en condición no agrietada.

3.4 APLICACIÓN DE RIGIDECES AGRIETADAS

En el análisis estructural de edificaciones de hormigón armado, es fundamental considerar la reducción de rigidez de los elementos estructurales debido a la formación de fisuras bajo la acción de cargas, particularmente ante solicitaciones sísmicas. Este fenómeno, conocido como agrietamiento, modifica la respuesta global de la estructura, incrementando los desplazamientos laterales y afectando sus propiedades dinámicas. En los análisis desarrollados previamente en el presente capítulo, tanto para el sistema pórticos especiales como para el sistema dual, se consideraron las propiedades elásticas de los materiales, es decir, sin reducción de rigidez.

Sin embargo, con el objetivo de obtener una representación más realista del comportamiento estructural, se procede a incorporar el efecto del agrietamiento mediante la reducción de las rigideces de los elementos estructurales. Cabe destacar que este procedimiento ha sido previamente establecido en el apartado 1.2.7 del Capítulo I, donde se describen los criterios normativos para la consideración de rigideces agrietadas en el análisis estructural, así como su influencia en la evaluación de derivas inelásticas.

De acuerdo con dichos lineamientos, se adoptan factores de reducción de rigidez aplicados a los momentos de inercia de los elementos estructurales, con el fin de simular el comportamiento fisurado previo a la falla. Adicionalmente, para el caso de estructuras sin subsuelo, como la analizada en el presente estudio, la reducción de rigidez en muros estructurales se aplica únicamente en los dos primeros niveles, conforme a lo establecido en la normativa NEC-SE-DS (2015).

3.5 ESCALAMIENTO DEL CORTANTE BASAL DINÁMICO

El análisis modal espectral proporciona una estimación más precisa de la respuesta dinámica de la estructura frente a la acción sísmica, al considerar la contribución de múltiples modos de vibración. Sin embargo, debido a la naturaleza del método, los resultados obtenidos pueden subestimar las fuerzas sísmicas en comparación con el análisis estático equivalente. Por esta razón, la normativa sísmica vigente establece la

necesidad de verificar que el cortante basal obtenido mediante el análisis dinámico sea al menos un porcentaje del cortante basal calculado mediante el método estático equivalente. En particular, se requiere que el cortante basal dinámico no sea menor al 80 % del cortante basal estático.

En caso de que esta condición no se cumpla, es necesario aplicar un factor de escalamiento a los resultados del análisis modal espectral, de manera que las fuerzas internas y desplazamientos sean ajustados proporcionalmente, garantizando así un nivel adecuado de seguridad en el diseño estructural. En este contexto, se procede a verificar y, de ser necesario, escalar el cortante basal dinámico para ambos sistemas estructurales analizados.

$$V_d \geq 0.8V_e$$

3.5.1 Escalamiento del cortante basal – Sistema Pórticos Especiales

Para el sistema estructural pórticos especiales, se realizó la verificación del cortante basal dinámico obtenido mediante el análisis modal espectral frente al cortante basal estático calculado por el método estático equivalente, en ambas direcciones principales.

Tabla 31. *Valores del cortante basal dinámico y estático con secciones agrietadas - Sistema Pórticos Especiales*

Dirección	Cortante estático (Ton)	Cortante dinámico (Ton)	Relación
X	78.10329	42.913	0.54943908
Y	78.10329	39.2866	0.50300826

Elaboración propia. Los valores presentados corresponden a los cortantes basales obtenidos a partir del modelo estructural, el valor es igual para ambos sentidos pues se aplica el mismo coeficiente para ambos sentidos de análisis, dichos valores son ocupados tanto para el análisis estático equivalente como para el análisis modal espectral, desarrollados en el software ETABS.

Previo a la obtención de los valores iniciales, se realizó el escalamiento del cortante basal dinámico mediante el ajuste del factor de escala del espectro en el software ETABS.

Inicialmente, el análisis modal espectral se ejecutó utilizando el valor de la aceleración de la gravedad ($9,8060 \text{ m/s}^2$) como factor de escala en la sección de *Load Cases*. Sin embargo, si los resultados obtenidos no cumplían con el requisito normativo de que el cortante basal dinámico sea al menos el 80 % del cortante basal estático se procedió a modificar este factor de manera iterativa, incrementándolo progresivamente hasta alcanzar un valor que permita cumplir con la condición establecida por la normativa sísmica vigente.

Tabla 32. *Valores del cortante basal dinámico y estático requerido - Sistema Pórticos Especiales*

Dirección	Cortante estático (Ton)	Cortante dinámico (Ton)	Factor de escala
X	78.10329	62.482632	1.456030387
Y	78.10329	62.482632	1.590431139

Elaboración propia. Los valores presentados corresponden a los cortantes basales estático obtenido del software ETABS22, Los valores del cortante dinámico son los requeridos según la normativa. Los valores del factor de escala son los requeridos para alcanzar el cortante dinámico requerido.

3.5.2 Escalamiento del cortante basal – Sistema Dual

Para el sistema estructural dual, se realizó la verificación del cortante basal dinámico obtenido mediante el análisis modal espectral frente al cortante basal estático calculado por el método estático equivalente, en ambas direcciones principales.

Tabla 33. *Valores del cortante basal dinámico y estático con secciones agrietadas – Sistema Dual*

Dirección	Cortante estático (Ton)	Cortante dinámico (Ton)	Relación
X	107.7092	79.7056	0.7400
Y	107.7092	76.7995	0.7130

Elaboración propia. Los valores presentados corresponden a los cortantes basales obtenidos a partir del modelo estructural, el valor es igual para ambos sentidos pues se aplica el mismo coeficiente para ambos sentidos de análisis, dichos valores son ocupados tanto para el análisis estático equivalente como para el análisis modal espectral, desarrollados en el software ETABS.

Previo a la obtención de los valores iniciales, se realizó el mismo procedimiento de manera análoga al sistema de pórticos especiales hasta alcanzar los valores requeridos por la normativa.

Tabla 34. *Valores del cortante basal dinámico y estático requerido - Sistema Dual*

Dirección	Cortante estático (Ton)	Cortante dinámico (Ton)	Factor de escala
X	107.7092	86.16736	1.08107034
Y	107.7092	86.16736	1.12197814

Elaboración propia. Los valores presentados corresponden a los cortantes basales estático obtenido del software ETABS22, Los valores del cortante dinámico son los requeridos según la normativa. Los valores del factor de escala son los requeridos para alcanzar el cortante dinámico requerido.

3.6 AFINAMIENTO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Una vez realizados los análisis estructurales iniciales, considerando tanto el comportamiento elástico como la incorporación de rigideces agrietadas, se procede al afinamiento de los modelos estructurales con el objetivo de optimizar su desempeño sísmico y su eficiencia constructiva. El afinamiento estructural se entiende como un proceso iterativo de optimización, en el cual se ajustan las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos estructurales, buscando un equilibrio adecuado entre seguridad, funcionalidad y economía. Este proceso permite evitar el sobredimensionamiento de los elementos, reduciendo el consumo de materiales y, por ende, los costos asociados, sin comprometer el cumplimiento de los requisitos normativos.

En este contexto, la optimización se basa en la evaluación de parámetros clave de desempeño estructural, tales como las derivas de piso, los períodos de vibración, la distribución de rigidez y el cumplimiento de criterios de diseño por capacidad. A partir de estos indicadores, se realizan modificaciones progresivas en el modelo, verificando en cada iteración que la estructura mantenga un comportamiento adecuado frente a la acción sísmica. El proceso de afinamiento se aplicó de manera independiente para cada sistema estructural analizado. En el caso del sistema pórticos especiales, el ajuste se centró en la optimización de las secciones de vigas y columnas, mientras que en el

sistema dual se enfocó en la configuración, ubicación y dimensionamiento de los muros estructurales.

Este enfoque permitió obtener modelos estructurales más eficientes y representativos del comportamiento real, constituyendo una etapa fundamental dentro del desarrollo del análisis sísmico del presente estudio.

3.6.1 Afinamiento del Sistema Pórticos Especiales

El proceso de afinamiento del sistema pórticos especiales se desarrolló a partir del modelo estructural inicial definido en las secciones 2.2.6 y 2.2.7, en las cuales se establecieron las dimensiones preliminares de vigas y columnas mediante criterios de pre-dimensionamiento. A partir de este modelo inicial, se realizó el análisis estructural correspondiente, obteniéndose valores de derivas de piso considerablemente inferiores al límite permisible establecido por la normativa, el cual corresponde al 2 %. En particular, se observaron derivas del orden de 0.57% lo que evidenciaba un sobredimensionamiento de los elementos estructurales y, por ende, una oportunidad de optimización del diseño.

Con base en estos resultados, se inició un proceso iterativo de ajuste de secciones, orientado principalmente a la reducción de dimensiones en los niveles superiores de la edificación, con el objetivo de disminuir el peso estructural y optimizar el uso de materiales, sin comprometer el desempeño sísmico global. Posteriormente, el afinamiento se centró en la reducción progresiva de las secciones de las columnas, tomando como parámetro de control las derivas de piso. En cada iteración, se evaluó el comportamiento global de la estructura, verificando que los valores de deriva se mantuvieran dentro de los límites permisibles establecidos por la normativa.

Sin embargo, además del control de derivas, fue necesario verificar el cumplimiento del criterio de diseño por capacidad, específicamente la condición de columna fuerte – viga débil, con el fin de garantizar un adecuado mecanismo de disipación de energía ante eventos sísmicos. Este criterio constituyó una restricción importante dentro del proceso de optimización, limitando la reducción de secciones en ciertos elementos estructurales.

Tabla 35. Valores de derivas máximas en diferentes modelos con secciones agrietadas - Sistema Pórticos especiales sismorresistentes

MODELOS	OBSERVACIONES	UX	UY	ΔM_x	ΔM_y
		mm	mm	%	%
PORTICOS ESPECIALES SECCIONES PREDIMENSIONADAS 23-11-2025	Secciones usadas del pre-dimensionamiento, sin embargo, no cuentan con el agrietamiento y existían error en los valores para el ingreso de la combinación de carga de sismo estático equivalente.	25,546	29,125	1,47156	1,6863
PORTICOS ESPECIALES 18-1-2026	Secciones usadas del pre-dimensionamiento, sin embargo, no cuentan con el agrietamiento y existían errores en los valores para el ingreso de la combinación de carga de sismo estático equivalente.	25,546	29,125	1,47156	1,6863
PORTICOS ESPECIALES AGRIETADOS 10-2-2026	Modelo con las secciones iguales a las del pre-dimensionamiento usando el agrietamiento mencionado en la norma, sin embargo, conservaba el error en los valores para el ingreso de la combinación de carga de sismo estático equivalente.	12,654	14,954	0,69804	0,83604
PORTICOS COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL 22-2-2026	Modelo que contaba con las secciones reducidas tratando de optimizar las derivas de piso con los valores correctos para el ingreso de combinación de carga del sismo estático equivalente, pero con una consideración incorrecta en la masa sísmica reactiva.	8,654	10,265	0,45804	0,5547
PORTICOS COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL SECCIONES AGRIETADAS 28-2-2026	Modelo que contaba con las secciones reducidas finales tratando de optimizar las derivas de piso con los valores correctos para el ingreso de combinación de carga del sismo estático equivalente, pero con una consideración incorrecta en la masa sísmica reactiva.	12,265	15,056	0,6747	0,84216

PORTICOS ESPECIALES COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL (PERIODO ARREGLADO) 20-3-2026	Modelo que contaba con las secciones reducidas finales tratando de optimizar las derivas de piso con los valores correctos para el ingreso de combinación de carga del sismo estático equivalente y masa sísmica reactiva.	16,138	19,862	0,90708	1,13052
PORTICOS FINAL AGRIETADO 16-4-2026	Modelo final con secciones reducidas finales que cumplen con el criterio de deriva de piso y a su vez con el criterio de columna fuerte-Viga débil y la correcta consideración de cargas.	29.28	33.07	1.47	1.72

Elaboración propia. Los valores presentados corresponden a las derivas máximas inelásticas obtenido a través de la ecuación $\Delta M = 0.75 \times R \times \Delta E$ con $R=8$, los modelos presentados son únicamente los modelos principales presentados en las revisiones.

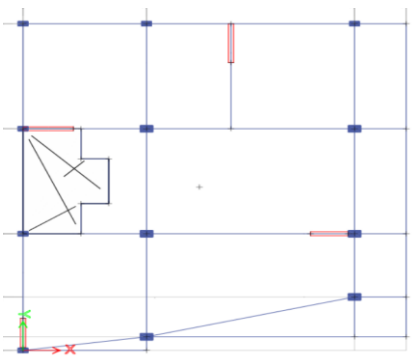
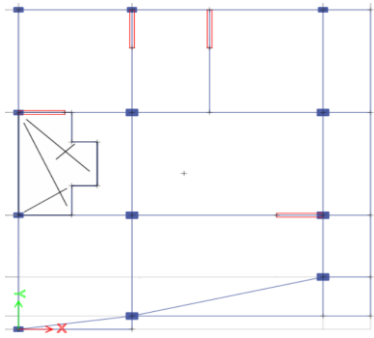
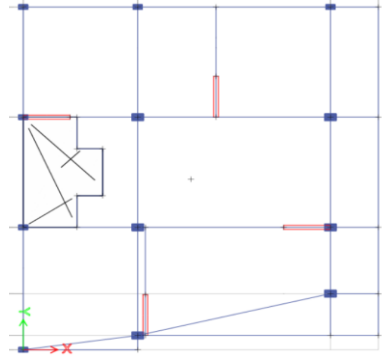
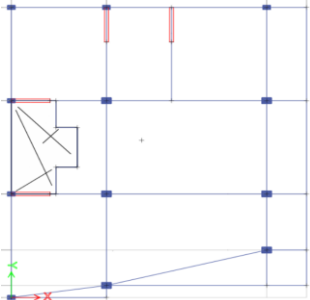
3.6.2 Afinamiento del sistema dual

El proceso de afinamiento del sistema estructural dual se desarrolló a partir del modelo inicial definido en la etapa de pre-dimensionamiento, el cual incorporaba tanto pórticos resistentes a momentos como muros estructurales. A diferencia del sistema pórticos especiales, en este caso el proceso de optimización se centró en la configuración, ubicación y dimensionamiento de los muros, debido a su influencia directa en la rigidez lateral y en el comportamiento dinámico global de la estructura. En una primera etapa, el modelo inicial presentó un comportamiento dinámico que no resultaba completamente adecuado, evidenciando irregularidades en la participación modal y una distribución no equilibrada de rigidez entre las direcciones principales. Esto motivó la necesidad de realizar ajustes en la disposición de los muros estructurales.

El afinamiento se llevó a cabo mediante un proceso iterativo, en el cual se evaluaron múltiples configuraciones del sistema de muros, modificando su ubicación, longitud y orientación dentro de la planta estructural. Este proceso implicó el análisis de un número considerable de alternativas, con el objetivo de lograr una distribución de rigidez más uniforme y un comportamiento dinámico más controlado. El criterio principal de optimización estuvo basado en la evaluación de los modos de vibración, la participación modal acumulada, el control de derivas y la simetría en la respuesta

estructural. De esta manera, se buscó evitar concentraciones de rigidez que pudieran generar efectos torsionales indeseados.

Tabla 36. Propuesta para la colocación de los muros estructurales - Sistema Dual

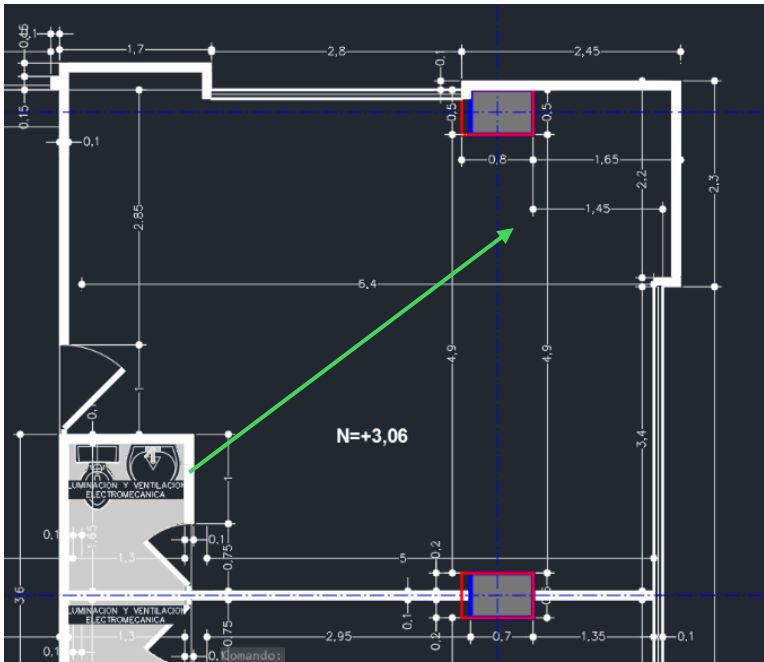
Propuesta 1		
Dimensiones		
Izq-Superior	2 m	
Der-Superior	2 m	
Izq-Inferior	1,5 m	
Derecha-Inferior	1,5 m	
Propuesta 2		
Dimensiones		
Izq-Superior	2 m	
Der-Superior	2 m	
Izq-Inferior	2 m	
Derecha-Inferior	2 m	
Propuesta 3		
Dimensiones		
Izq-Superior	2 m	
Der-Superior	2 m	
Izq-Inferior	2 m	
Derecha-Inferior	2 m	
Propuesta 4		
Dimensiones		
Izq-Superior	2 m	
Der-Superior	2 m	

Izq-Inferior	2 m	
Derecha-Inferior	2 m	

Elaboración propia. Propuestas de combinaciones estructurales en muros.

Ante la falta de resultados satisfactorios, en un quinto intento se optó por una reubicación de uno de los muros de corte, lo cual implicó una modificación parcial de la arquitectura del edificio, específicamente el desplazamiento de un baño. Dicha modificación fue realizada por criterios estrictamente estructurales, verificándose que el ambiente afectado cumpla con las dimensiones mínimas establecidas en la normativa vigente, por lo que la funcionalidad y habitabilidad del espacio no se vieron comprometidas.

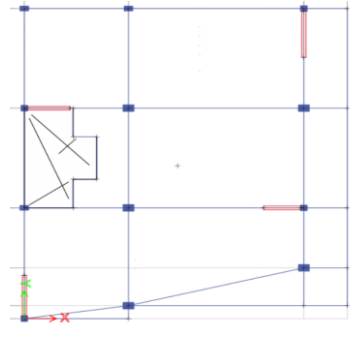
Figura 26. *Propuesta estructural de muros colocando el baño en la siguiente sección*



Elaboración propia. Propuestas de combinaciones estructurales en muros final.

La nueva configuración permitió reducir significativamente la torsión global del sistema. Finalmente, se procedió a realizar ajustes adicionales mediante la variación de las longitudes de los muros estructurales, hasta obtener una respuesta dinámica adecuada, en la cual los dos primeros modos de vibración resultaron predominantemente traslacionales, mientras que el tercer modo presentó un comportamiento torsional, cumpliendo así con los criterios de desempeño dinámico establecidos para este tipo de estructuras.

Tabla 37. *Propuesta Final de colocación de muros estructurales - Sistema Dual*

Propuesta 5		
Dimensiones		
Izq-Superior	2.85 m	
Der-Superior	3.45 m	
Izq-Inferior	3.1 m	
Derecha-Inferior	3.1 m	

Elaboración propia. Propuesta final de posición de muros estructurales.

Es necesario mencionar que el proceso iterativo entre la longitud de los muros y verificación de los modos de vibrar de la estructura junto a las derivas de piso fue un proceso que conllevó a la verificación de más de 54 modelos estructurales hasta lograr la combinación correcta para la obtención de un correcto comportamiento estructural.

3.7 VERIFICACIÓN DE MODOS DE VIBRACIÓN

Una vez incorporadas las rigideces agrietadas en los modelos estructurales y realizado el afinamiento correspondiente, se procedió a la verificación de los modos de vibración, con el objetivo de validar que el comportamiento dinámico real obtenido sea coherente y cumpla con los criterios establecidos en la normativa sísmica vigente. A diferencia del análisis modal presentado en la sección 3.3, en el cual se consideraron propiedades elásticas no agrietadas, en esta etapa se evalúan los resultados correspondientes al modelo estructural final, incluyendo la reducción de rigidez de los elementos. Como consecuencia, se observa un incremento en los períodos de vibración, debido a la disminución de la rigidez global de la estructura.

La verificación se centra en comprobar que los primeros modos de vibración correspondan a modos predominantemente traslacionales, que no exista acoplamiento torsional significativo en los modos iniciales y que la participación modal acumulada supere el 90 % de la masa total en cada una de las direcciones principales.

3.7.1 Sistema de Pórticos Especiales Sismorresistentes

Una vez aplicado el agrietamiento en los elementos estructurales, se procedió a correr de nuevo el análisis para obtener el comportamiento real del sistema.

Tabla 38. *Valores de periodos y particiones modales unitarias y acumuladas con secciones agrietadas - Sistema Pórticos Especiales*

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec										
Modal	1	1,022	0,03	0,7343	0,03	0,7343	0,1971	0,0089	0,0388	0,1971	0,0089	0,0388
Modal	2	0,946	0,7439	0,0195	0,7739	0,7538	0,0049	0,2132	0,0297	0,2019	0,2221	0,0686
Modal	3	0,845	0,0177	0,0482	0,7916	0,802	0,0132	0,005	0,7356	0,2151	0,2271	0,8041
Modal	4	0,303	0,0016	0,1009	0,7932	0,9029	0,4989	0,0064	0,0102	0,714	0,2335	0,8143
Modal	5	0,283	0,113	0,0003	0,9062	0,9032	0,0016	0,5035	0,0048	0,7156	0,737	0,8191
Modal	6	0,258	0,0038	0,0121	0,91	0,9154	0,0568	0,0174	0,0976	0,7725	0,7544	0,9167
Modal	7	0,157	4,21E-02	0,0422	0,9101	0,9575	0,0925	0,0001	0,0076	0,865	0,7545	0,9243
Modal	8	0,143	0,0492	0,0003	0,9593	0,9578	0,0007	0,1114	0,0024	0,8657	0,8658	0,9267
Modal	9	0,134	0,0028	0,0081	0,962	0,966	0,0181	0,0063	0,0386	0,8838	0,8721	0,9653
Modal	10	0,099	3,32E-02	0,017	0,9621	0,983	0,061	0,0001	0,006	0,9447	0,8722	0,9713
Modal	11	0,089	0,0242	0,0007	0,9863	0,9837	0,0025	0,0849	0,001	0,9473	0,9572	0,9723
Modal	12	0,084	0,0017	0,0063	0,988	0,99	0,0221	0,0061	0,0164	0,9693	0,9632	0,9887
Modal	13	0,074	1,46E-02	0,0074	0,988	0,9974	0,0227	4,22E-02	0,0032	0,992	0,9633	0,9919
Modal	14	0,064	0,0098	0,0007	0,9979	0,9981	0,002	0,0302	0,0013	0,994	0,9935	0,9932
Modal	15	0,062	0,0021	0,0019	1	1	0,006	0,0065	0,0068	1	1	1

Los valores presentados corresponden a los resultados del análisis modal espectral obtenidos a partir del modelo estructural desarrollado en el software ETABS. Las participaciones modales en las direcciones principales (UX y UY). El análisis se realizó considerando las propiedades inelásticas de los elementos estructurales, es decir, con la aplicación de factores de reducción de rigidez por agrietamiento. En este sentido, los resultados reflejan el comportamiento dinámico de la estructura en condición agrietada.

3.7.2 Sistema Dual con Muros Estructurales

De igual manera una vez aplicado el agrietamiento en los elementos estructurales, se procedió a correr de nuevo el análisis para obtener el comportamiento real del sistema.

Tabla 39. *Valores de periodos y particiones modales unitarias y acumuladas con secciones agrietadas - Sistema Dual*

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec										
Modal	1	0,614	0,722	0,003	0,722	0,003	0,001	0,301	0,006	0,0014	0,3019	0,0062
Modal	2	0,555	0,003	0,725	0,725	0,728	0,305	0,001	0,001	0,3065	0,3034	0,0079
Modal	3	0,513	0,006	0,001	0,732	0,730	0,000	0,002	0,731	0,3072	0,3055	0,739
Modal	4	0,134	0,19	0,000	0,922	0,730	0,000	0,473	0	0,3073	0,7789	0,7391
Modal	5	0,12	0,000	0,159	0,922	0,889	0,392	0,000	0,035	0,6997	0,7792	0,7743
Modal	6	0,116	0	0,036	0,922	0,926	0,087	0	0,151	0,7873	0,7792	0,9256
Modal	7	0,057	0,058	0	0,980	0,926	0	0,157	0,000	0,7873	0,9363	0,9257
Modal	8	0,053	0	0,033	0,980	0,958	0,091	0,000	0,023	0,8788	0,9364	0,9488
Modal	9	0,051	0	0,024	0,980	0,983	0,065	0,000	0,033	0,9445	0,9365	0,9823
Modal	10	0,036	0,018	0	0,998	0,983	0	0,059	0,000	0,9445	0,9957	0,9823
Modal	11	0,034	0,000	0,008	0,998	0,991	0,028	0,000	0,006	0,9734	0,9959	0,9889
Modal	12	0,032	0	0,007	0,998	0,999	0,023	0,000	0,010	0,9971	0,996	0,999
Modal	13	0,027	0,001	0	1	0,999	0	0,004	0	0,9971	1	0,999
Modal	14	0,025	0	0,000	1	0,999	0,001	0	0,000	0,9985	1	0,9994
Modal	15	0,024	0	0,000	1	1	0,001	0	0,000	1	1	1

Los valores presentados corresponden a los resultados del análisis modal espectral obtenidos a partir del modelo estructural desarrollado en el software ETABS. Las participaciones modales en las direcciones principales (UX y UY). El análisis se realizó considerando las propiedades inelásticas de los elementos estructurales, es decir, con la aplicación de factores de reducción de rigidez por agrietamiento. En este sentido, los resultados reflejan el comportamiento dinámico de la estructura en condición agrietada.

3.8 VERIFICACIÓN DE DERIVAS DE PISO

Con el fin de evaluar el desempeño sísmico de la estructura, se realizó la verificación de las derivas de piso para ambos sistemas estructurales analizados. Esta verificación se efectuó considerando los resultados obtenidos del modelo estructural con rigideces agrietadas, en concordancia con lo establecido en la normativa sísmica vigente, la cual exige que las deformaciones sean evaluadas bajo condiciones que representen el comportamiento real de los elementos estructurales.

Las derivas de piso fueron calculadas a partir de los desplazamientos laterales obtenidos del análisis modal espectral escalado, empleando la relación para derivas inelásticas indicada en la sección 1.2.8. *Derivas Inelásticas*.

3.8.1 Sistema de Pórticos Especiales Sismorresistentes

Figura 27. *Máxima deriva de piso – Sistema Pórticos Especiales*

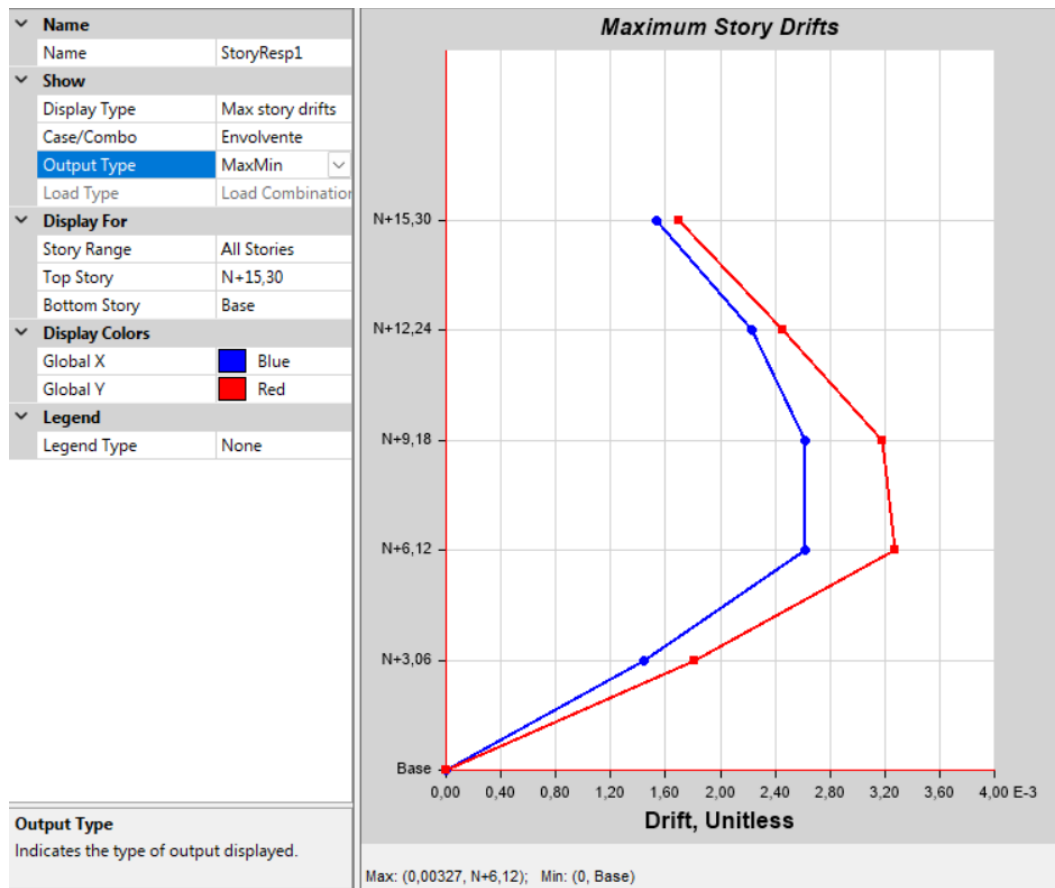


Diagrama de desplazamiento por piso, Obtenido del programa ETABS 22 en la sección Story response plots. El caso analizado es la Envolvente de carga como último paso de verificación puesto que los casos sísmicos dinámicos escalados cumplen satisfactoriamente.

Ocupando una hoja de cálculo de elaboración propia y la obtención de los desplazamientos de los diafragmas en la sección de *Análisis Result – Diaphragm Center of Mass Displacement*. Ocupando la ecuación establecida en la sección 1.2.8 Derivas de piso. Se obtuvo el porcentaje de deriva de piso por planta.

Tabla 40. *Desplazamiento del diafragma por piso – Sistema Pórticos Especiales*

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements						
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY
					mm	mm
Story5	D1	Envolvente	Combination	Max	29.28	33.07
Story5	D1	Envolvente	Combination	Min	-22.41	-28.35
Story4	D1	Envolvente	Combination	Max	25.29	28.86
Story4	D1	Envolvente	Combination	Min	-19.39	-24.51
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	19.03	22.24
Story3	D1	Envolvente	Combination	Min	-14.67	-18.90
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	11.54	13.70
Story2	D1	Envolvente	Combination	Min	-9.02	-11.67
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	4.10	4.94
Story1	D1	Envolvente	Combination	Min	-3.21	-4.19

Elaboración propia. Desplazamientos máximos por piso obtenido del programa ETABS 22 para ambos casos de análisis (X y Y). El caso analizado es la Envolvente de carga como último paso de verificación puesto que los casos sísmicos dinámicos escalados cumplen satisfactoriamente

Tabla 41. *Deriva máxima por piso – Sistema Pórticos Especiales*

DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION X							
TABLE: DERIVAS EN DIRECCION X							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	Envolvente	Combination	Max	175.704	3060	0.78
Story4	D1	Envolvente	Combination	Max	151.71	3060	1.23
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	114.162	3060	1.47
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	69.21	3060	1.46
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	24.588	3060	0.80

DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION Y							
TABLE: DERIVAS EN DIRECCION Y							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	Envolvente	Combination	Max	198.432	3060	0.83
Story4	D1	Envolvente	Combination	Max	173.142	3060	1.30
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	133.41	3060	1.67
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	82.224	3060	1.72
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	29.622	3060	0.97

Elaboración propia. Porcentaje de deriva por piso, obtenido en porcentaje en ambos sentidos del análisis. (X y Y). El caso analizado es la Envolvente de carga como último paso de verificación puesto que los casos sísmicos dinámicos escalados cumplen satisfactoriamente.

3.8.2 Sistema Dual con muros estructurales

Figura 28. Máxima deriva de piso – sistema dual con muros estructurales

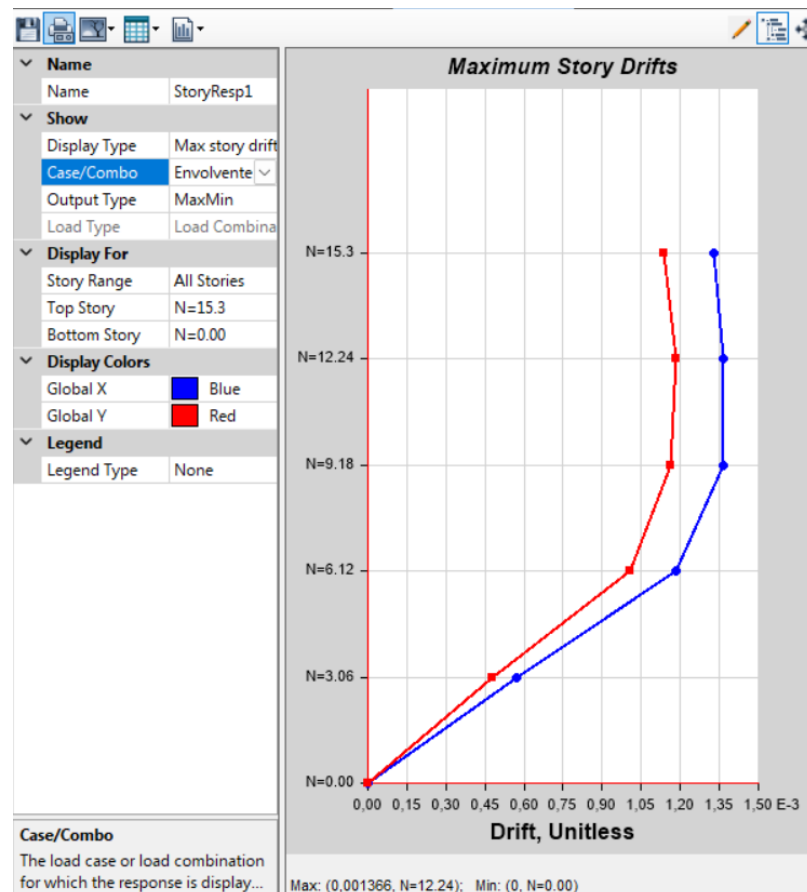


Diagrama de desplazamiento por piso, Obtenido del programa ETABS 22 en la sección Story response plots para ambos sentidos del análisis (X y Y). El caso analizado es la Envolvente de carga como último paso de verificación puesto que los casos sísmicos dinámicos escalados cumplen satisfactoriamente.

Tabla 42. Desplazamiento máximo por piso – Sistema dual con muros estructurales

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	UX	UY
						mm	mm
N=15.3	D1	Envolvente	Combination	Max		16,631	13,785
N=15.3	D1	Envolvente	Combination	Min		-11,659	-11,462
N=12.24	D1	Envolvente	Combination	Max		12,88	10,609
N=12.24	D1	Envolvente	Combination	Min		-8,989	-8,754
N=9.18	D1	Envolvente	Combination	Max		8,922	7,321
N=9.18	D1	Envolvente	Combination	Min		-6,194	-5,995
N=6.12	D1	Envolvente	Combination	Max		4,991	4,093
N=6.12	D1	Envolvente	Combination	Min		-3,444	-3,324
N=3.06	D1	Envolvente	Combination	Max		1,614	1,331
N=3.06	D1	Envolvente	Combination	Min		-1,106	-1,068

Elaboración propia. Desplazamientos máximos por piso obtenido del programa ETABS 22 para ambos casos de análisis (X y Y). El caso analizado es la Envolvente de carga como último paso de verificación puesto que los casos sísmicos dinámicos escalados cumplen satisfactoriamente

Tabla 43. Deriva máxima por piso – Sistema dual con muros estructurales

DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION X							
TABLE: DERIVAS EN DIRECCION X							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	Envolvente	Combination	Max	99.786	3060	0.74
Story4	D1	Envolvente	Combination	Max	77.28	3060	0.78
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	53.532	3060	0.77
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	29.946	3060	0.66

Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	9.684	3060	0.32
DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION Y							
TABLE: DERIVAS EN DIRECCION Y							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	Envolvente	Combination	Max	82.71	3060	0.62
Story4	D1	Envolvente	Combination	Max	63.654	3060	0.64
Story3	D1	Envolvente	Combination	Max	43.926	3060	0.63
Story2	D1	Envolvente	Combination	Max	24.558	3060	0.54
Story1	D1	Envolvente	Combination	Max	7.986	3060	0.26

Elaboración propia. Porcentaje de deriva por piso, obtenido en porcentaje en ambos sentidos del análisis. (X y Y). El caso analizado es la Envoltura de carga como último paso de verificación puesto que los casos sísmicos dinámicos escalados cumplen satisfactoriamente.

3.9 PARTICIPACIÓN ESTRUCTURAL DE MUROS

La normativa sísmica vigente establece que, en sistemas estructurales duales, los muros estructurales deben ser capaces de resistir al menos el 75 % del cortante basal total en cada una de las direcciones principales. Este criterio garantiza que los muros aporten la rigidez y resistencia necesarias para el adecuado desempeño sísmico del sistema, mientras que los pórticos contribuyen principalmente a la disipación de energía y a la ductilidad global.

Con el fin de verificar el cumplimiento de este requisito, se procedió a evaluar la participación de los muros estructurales dentro del modelo desarrollado en el software ETABS. Para ello, se realizó la asignación de elementos tipo *pier* a cada uno de los muros, permitiendo que estos sean analizados de manera independiente y facilitando la obtención de los esfuerzos internos correspondientes a cada elemento.

A partir de esta asignación, se extrajeron los valores de cortante en cada muro para ambas direcciones principales. Posteriormente, se realizó la sumatoria de los cortantes resistentes de todos los muros en cada sentido, con el objetivo de compararlos frente al cortante basal total de la estructura.

Tabla 44. Cortante Basal en la base para el Sistema Dual

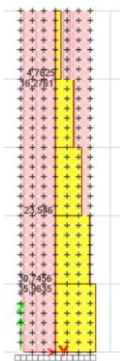
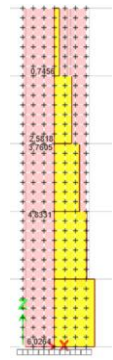
Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SEx	LinStatic	-108.88	0.00	0.00	0,1193	-1218.75	1032..8173
SEy	LinStatic	0.00	-108.88	0.00	1216.58	-0,1649	-907.52

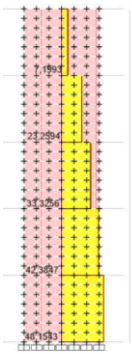
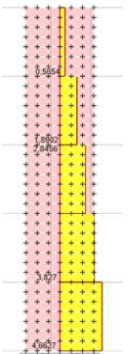
Cortante basal obtenido en la base del sistema obtenido del software ETABS 22, a través de la ventana show base reactions.

De esta manera, se verificó que la suma de los cortantes aportados por los muros estructurales en cada dirección sea igual o superior al 75 % del cortante basal total, cumpliendo con lo establecido por la normativa. Este procedimiento permite confirmar que el sistema dual presenta una adecuada distribución de fuerzas laterales, asegurando que los muros desempeñen su función principal como elementos resistentes ante cargas sísmicas.

3.9.1 Aporte del Cortante en los muros en la dirección Y

Tabla 45. Aporte del Cortante en los muros en la dirección Y – Sistema Dual

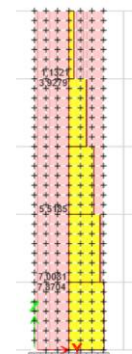
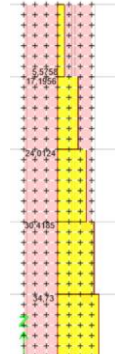
Cortante en el eje Y	
Muro P1	Muro P2
	
Cortante Obtenido	Cortante Obtenido
30.72 tonf	6.026 tonf
Muro P3	Muro P4

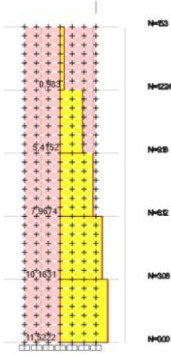
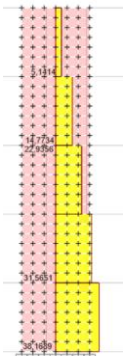
	
Cortante Obtenido	Cortante Obtenido
48.15 tonf	4.6627 tonf
Cortante Obtenido total	
89.5587 tonf (82.25%)	

Elaboración propia. Valores de cortantes para cada muro para la obtención del aporte de muros en el sentido Y.

3.9.2 Aporte del Cortante en los muros en la dirección X

Tabla 46. Aporte del Cortante en los muros en la dirección X – Sistema Dual

Cortante en el eje X	
Muro P1	Muro P2
	
Cortante Obtenido	Cortante Obtenido
7.87 tonf	34.73 tonf
Muro P3	Muro P4

	
Cortante Obtenido	Cortante Obtenido
11.52 tonf	38.16 tonf
Cortante Obtenido total	
92.28 tonf (84.75%)	

Nota. Elaboración propia. Valores de cortantes para cada muro para la obtención del aporte de muros en el sentido Y.

CAPÍTULO 4. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA

En el presente capítulo se consolida la documentación técnica resultante del diseño estructural de ambos sistemas analizados: pórticos especiales sismorresistentes y sistema dual con muros estructurales. También precios unitarios, cantidades de obra, presupuestos y planos de ambas estructuras.

4.2 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño de los elementos de hormigón armado se realizó a partir de los esfuerzos internos, momentos flectores, fuerzas cortantes, axiales y de torsión, obtenidos del análisis modal espectral en ETABS 2022, considerando las combinaciones de carga establecidas en el capítulo 2, Tabla 14. y rigideces no agrietadas.

4.2.1 Diseño de vigas

El diseño de vigas se realizó conforme al Capítulo 18 del ACI 318-19 para elementos sismorresistentes especiales. El proceso se basó en una verificación cerrada entre los resultados obtenidos del software ETABS 2022 y el cálculo manual según los lineamientos de la NEC 2015 y el ACI 318-19.

4.2.1.1 Obtención de la demanda estructural

A partir del modelo final con rigideces no agrietadas y el análisis modal espectral escalado, se extrajeron del software ETABS los esfuerzos máximos para cada elemento tipo viga: momento flector último negativo y positivo (M_u) en secciones críticas (apoyos y centro de luz), así como la fuerza cortante última (V_u). Estos valores constituyeron la demanda estructural a ser resistida por el diseño propuesto.

Figura 29. Valores de momento flector y cortante último para el diseño de elementos estructurales – Viga 2B-2C sistema de pórticos especiales sismorresistentes

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}						
	Design Moment kgf-cm	Design P_u kgf	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-3632963,62	0	19,64	0	7,23	19,64
Bottom (-2 Axis)	1816481,81	0	0	9,31	7,23	9,31

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}				
Shear V_{u2} kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear V_p kgf	Rebar A_v / s cm ² /cm
26009,25	13309,13	12700,11	9372,14	0,0747

Valores para el diseño de elementos tipo Viga, obtenido del software ETABS 22, donde el valor máximo de momento y cortante depende del valor de combinación máximo propuesto en las combinaciones de carga del Capítulo 2.

4.2.1.2 Cálculo del acero longitudinal requerido

Para cada momento último (M_u) reportado, se calculó manualmente el área de acero requerida ($A_{s.req}$) mediante la expresión del equilibrio de fuerzas en la sección de hormigón armado, considerando un comportamiento sub-reforzado.

$$A_{s.req} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * bw * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * 0.9 * f'_c * bw * d^2}}\right)$$

Donde

- ϕ 0.90 (factor de reducción de resistencia para flexión, según ACI 318-19)
- f_y 4200 kg/cm² (esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo)
- d peralte efectivo de la viga (peralte total menos recubrimiento)
- bw Ancho de la sección
- f'_c resistencia del hormigón
- M_u Momento último obtenido de las combinaciones de carga.

El valor obtenido fue comparado con el área de acero reportado automáticamente por ETABS en su memoria de diseño. Se verificó que la diferencia entre ambos valores fuera inferior al 5%, validando así la consistencia del módulo de diseño del software.

4.2.1.3 Selección del armado longitudinal propuesto

Una vez validado el acero requerido, se propuso un armado real compuesto por barras longitudinales de diámetros comerciales disponibles en el mercado ecuatoriano, procurando que el área de acero propuesta ($A_{s.prop}$) sea igual o ligeramente superior al área requerida.

Con el A_s propuesto se calculó el momento nominal resistente (M_n) de la sección:

$$M_n = A_{s.prop} * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

Finalmente, se verificó el cumplimiento de la siguiente condición:

$$\phi * M_n \geq M_u$$

Esta condición se verificó para todas las secciones críticas analizadas, garantizando que la capacidad resistente de la viga sea superior a la demanda máxima.

4.2.1.4 Diseño a Cortante

El refuerzo transversal (estribos) se diseñó a partir de la fuerza cortante última V_u reportada por ETABS, considerando las disposiciones de la NEC 2015 y el ACI 318-19 para zonas de rótulas plásticas.

La separación de estribos se determinó verificando que la resistencia al corte de la sección sea suficiente

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

Donde

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

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

ϕ Factor de reducción para el corte

4.2.1.5 Verificación del cortante resistente

Para el diseño a cortante de las vigas se diseñó por capacidad para cada tipo de viga (V1, V2, V3 definidas en el Capítulo 2), se verificó que el cortante resistente de la sección, obtenida en base al momento real de la sección y aplicando la siguiente fórmula del ACI 318-19 sección 18.6.5.

$$V_{real} = \frac{M_R^+ + M_R^-}{L} + \frac{w * L}{2}$$

Donde

M_R^+ Momento real positivo de la sección

M_R^- Momento real negativo de la sección

w Carga uniformemente distribuida

L Longitud de la viga

Este valor obtenido se comparó con el valor obtenido del Software de diseño ETABS22, se verificó que el cortante resistente de la sección $\phi(V_c + V_s)$ sea superior o igual al cortante real obtenido para promover un modo de falla deseado.

4.2.1.6 Detallamiento

Con el fin de asegurar que las vigas desarrollen un comportamiento dúctil y sean capaces de disipar energía durante un evento sísmico severo, se implementaron las siguientes disposiciones de detallamiento establecidas en el ACI 318-19, Capítulo 18:

Condición de ductilidad en apoyos sección. 18.6.3.3: Se verificó que la diferencia entre la cuantía de acero traccionado y comprimido en las secciones de extremo de viga cumpla con:

$$\rho - \rho' \leq 0.025$$

Esta condición garantiza una adecuada capacidad de rotación plástica en las rótulas de extremo de viga, evitando una degradación prematura de la rigidez y permitiendo que la viga alcance su momento plástico sin fractura frágil.

- Anclaje de refuerzo longitudinal: Las barras longitudinales superiores e inferiores se anclaron más allá de la cara del apoyo en nudos exteriores, con una longitud de desarrollo suficiente para garantizar que la fluencia se presente en la viga y no en la zona de anclaje dentro de la columna.
- Estribos cerrados en zonas de confinamiento: En la longitud de rótula plástica ($2h$ desde la cara del apoyo), se dispusieron estribos cerrados de 135° con ganchos de 10 diámetros, asegurando el confinamiento del núcleo de hormigón y evitando el pandeo del refuerzo longitudinal bajo cargas cíclicas reversibles.
- Traslapos: Se evitó la ubicación de traslapos del refuerzo longitudinal dentro de las zonas de rótula plástica, colocándolos únicamente en zonas de baja sollicitación (centro de la luz) donde los momentos flectores son reducidos.
- El cumplimiento de estas disposiciones permite que las vigas alcancen su capacidad de rotación inelástica requerida para un sistema estructural con factor de reducción de resistencia $R=8$, asegurando así el mecanismo de disipación de energía esperado durante un sismo severo.

Una vez verificados todos los criterios (flexión, cortante, cuantías y detallamiento para ductilidad), se procedió a detallar el armado final de las vigas en los planos estructurales Anexo XVI.

4.2.2 Diseño de Muros

El diseño de los muros de corte se realizó conforme al Capítulo 18 del ACI 318-19 (2019), correspondiente a muros especiales sismorresistentes (Special Structural Walls). La metodología empleada consideró tres etapas principales:

- (i) Diseño a flexo compresión con refuerzo concentrado en bordes.
- (ii) Diseño a cortante considerando la sobre resistencia del elemento
- (iii) Verificación y dimensionamiento de elementos de borde confinados.

Previamente al diseño, se configuraron en el software ETABS los parámetros de diseño de muros que se presentan en la Tabla 4.1. Estos parámetros fueron definidos conforme a los requisitos del ACI 318-19 para edificaciones en Categoría de Diseño Sísmico D.

Tabla 47. *Parámetro de diseño de muros estructurales configurados en ETABS – Sistema Dual*

N°	Parámetro	Valor
1	Design Code	ACI 318-19
2	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
3	Rebar Material	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
4	Rebar Shear Material	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
5	Design System Rho	1
6	Design System Sds	0.5
8	System Overstrength Factor	2.5
9	Importance Factor	1
10	System Cd	5.5
11	Wall Ductility Type	Special Structural Wall
12	Phi (Tension Controlled)	0.9
13	Phi (Compression Controlled)	0.65
14	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
15	Phi (Shear Seismic)	0.6
16	Pmax Factor	0.8
17	Number of Curves	24
18	Number of Points	11
19	Edge Design PT-Max	0.06
20	Edge Design PC-Max	0.04
21	Section Design IP-Max	0.04

22	Section Design IP-Min	0.0025
23	Utilization Factor Limit	1

Extraído de ETABS22. Parámetro de diseño de muros estructurales, cabe mencionar que el coeficiente C_d no es mencionado en la NEC2015 por lo que se asume el valor de diseño de la normativa ACI318-19. Valor de $C_d=5.5$.

4.2.2.1 Obtención de la demanda estructural

A partir del modelo final del sistema dual con rigideces no agrietadas descrito en el Capítulo 3, se extrajeron del software ETABS los esfuerzos máximos para cada muro (Pier 1 a Pier 4): momento flector último (M_u), fuerza axial última (P_u) y fuerza cortante última (V_u). Estos valores se obtuvieron de la combinación de carga sísmica más desfavorable, considerando el escalamiento del cortante basal dinámico descrito en la sección 3.5.2.

4.2.2.2 Diseño a flexo-compresión

El diseño por flexo compresión de los muros se realizó considerando que, por su relación de esbeltez ($H_w/L_w > 2,0$), el comportamiento está dominado por la flexión en su plano, con una contribución significativa de la carga axial. Como primera aproximación, se solicitó a ETABS el cálculo de una cuantía de refuerzo uniformemente distribuida a lo largo del muro, basada en los esfuerzos obtenidos del análisis. Esta cuantía inicial fue verificada frente al mínimo normativo establecido en el ACI 18.10.2.1:

$$\rho_{min} = 0.0025$$

Debido a que la distribución uniforme del refuerzo resultaba ineficiente para resistir los elevados momentos flectores en la base del muro, se optó por concentrar una mayor área de acero en los extremos del muro, manteniendo únicamente el refuerzo mínimo distribuido en el alma. Esta estrategia permite optimizar la capacidad a flexión sin incrementar excesivamente la cuantía total.

$$A_{s.ext} = \frac{A_{s.total} - \rho_{min} * (b_w)}{2}$$

Donde

A_{total} Area de acero total extraído del software ETABS22

ρ_{min} Cuantía mínima de acero

Una vez calculada el área de acero requerida en los bordes, se propuso un armado real utilizando diámetros comerciales (16 mm, 18 mm y 14 mm según el muro), seleccionando una cantidad de barras que proporcione un área igual o superior a la requerida. Con el armado propuesto (refuerzo de borde + refuerzo de alma), se solicitó nuevamente al software ETABS el cálculo de la capacidad resistente del muro. La verificación se realizó mediante la relación demanda/capacidad.

Figura 30. Valores de la relación demanda/capacidad extraída del software ETABS 22 – sistema dual

Flexural Design for P, M ₂ and M ₃					
Station	D/C	Flexural	P _u tonf	M _{u2} tonf-m	M _{u3} tonf-m
Top	0,45	0.9D+1Ey(+)	40,8318	-0,977	-145,0284
Bottom	0,913	0.9D+1Ey(+)	46,9859	1,3419	-253,6883

Extraído de ETABS 22. Valores de ratio demanda/capacidad del Muro Pier 1. Las combinaciones de carga de diseño y los valores respectivos.

Los valores obtenidos para cada muro se presentan en la tabla 48.

Tabla 48. Ratios demanda Capacidad de los muros estructurales – Sistema Dual

MURO	RELACIÓN
Pier 1	0.8
Pier 2	0.93
Pier 3	0.88
Pier 4	0.89

Nota. Extraído de ETABS 22. Valores de ratio demanda/capacidad de los muros estructurales en la base del muro.

4.2.2.3 Diseño a Cortante

El diseño a cortante de los muros estructurales se realizó conforme a las disposiciones del ACI 318-19, sección 18.10.4, la cual establece que la resistencia al corte debe verificarse considerando el cortante último mayorado (V_u) obtenido del análisis sísmico.

Figura 31. Valores del cortante último de diseño extraído del software Etabs 22 – sistema dual

Shear Design (Part 1 of 2)									
Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	V _u tonf	V _{u,design} tonf	h _w /l _w Unitless	α _c Unitless
Top	Leg 1	0,00233	1.2D+1Ex(+)+L+0.2S	86,6229	1,8965	1,8505	5,5514	15,3	2
Bottom	Leg 1	0,00082	1.2D+1Ey(+)+L+0.2S	81,468	247,7111	36,7557	110,267	4,935484	2

Extraído de ETABS22. Combinaciones de diseño para el cortante de diseño mayorado.

El cortante de diseño para cada muro fue extraído directamente del software ETABS a partir de la combinación de carga sísmica más desfavorable. Como se observa reporta dos valores de cortante para cada muro: el cortante elástico proveniente del análisis (V_u) y el cortante de diseño mayorado ($V_{u,design}$). Este último incorpora los factores de mayoración de carga establecidos en el ACI 318-19, así como los efectos de sobre resistencia propios del sistema ($\Omega_o = 2,5$), resultando significativamente superior al cortante elástico.

Obteniendo la contribución del hormigón a la resistencia al corte se calculada según la expresión del ACI 18.10.4.1:

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

Donde

F'_c Resistencia a compresión del concreto

B_w Ancho de la sección

d Peralte efectivo de la sección.

Se procedió a verificar los valores con los extraídos del ETABS22 para cada uno de los muros.

Tabla 49. *Aporte del concreto en la resistencia del cortante en el plano calculado vs Valor extraído – Sistema Dual*

VALOR CALCULADO			VALOR EXTRAÍDO						
Vc	45.81584	Tonf	Shear Design (Part 2 of 2)						
			<table><tr><td>ϕV_c tonf</td><td>ϕV_s tonf</td></tr><tr><td>45,8426</td><td>104,6895</td></tr><tr><td>45,8426</td><td>110,267</td></tr></table>	ϕV_c tonf	ϕV_s tonf	45,8426	104,6895	45,8426	110,267
			ϕV_c tonf	ϕV_s tonf					
			45,8426	104,6895					
			45,8426	110,267					

Extraído de ETABS22. Valor del aporte del cortante calculado por la ecuación en la sección 4.2.2.3 Diseño a Cortante. Estos valores son del muro Pier 1. Y se cabe mencionar que el valor fue verificado para cada uno de los muros estructurales.

Posteriormente, se obtuvo el aporte del Acero requerido con la siguiente fórmula.

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

Donde

V_u Cortante último

Φ Coeficiente de reducción para el cortante

V_c Aporte del concreto para el cortante

Obteniendo un Aporte de Acero requerido (V_s) para cada muro.

4.2.2.4 Elementos de borde

De acuerdo con el ACI 318-19, sección 18.10.6, los muros estructurales especiales deben evaluarse para determinar la necesidad de disponer elementos especiales de borde (*special boundary elements*) en sus extremos verticales. Estos elementos tienen como propósito confinar el concreto en las zonas de compresión extrema, prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal y garantizar una adecuada capacidad de rotación plástica bajo cargas sísmicas reversibles.

Dado que los muros del sistema dual cumplen las siguientes condiciones:

- Relación de esbeltez $H_w/l_w \geq 2.0$
- Son efectivamente continuos desde la base hasta la parte superior del edificio
- Se diseñan para tener una única sección crítica a flexión en la base

La necesidad de elementos de borde se evaluó según el criterio basado en desplazamientos establecido en la ecuación (18.10.6.2a):

$$\frac{1.5\delta w}{hwcs} \geq \frac{Lw}{600 * c}$$

Donde:

δw desplazamiento de diseño en la parte superior del muro

$hwcs$ altura del muro desde la sección crítica hasta el punto de aplicación de

c profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento congruente con el $\delta w/hwcs$ cociente no se tomó menor que 0,005, según lo exigido por el código

Para todos los muros analizados, se verificó que la condición anterior se cumple en los primeros niveles, por lo que se determinó la necesidad de disponer elementos especiales de borde. Adicionalmente, dado que la relación $c / l_w \geq 3/8$ para los muros en los niveles inferiores, se cumplió con el requisito de la sección 18.10.6.4(c), el cual exige que el ancho de la zona de compresión por flexión (b) sea mayor o igual a 300 mm. En consecuencia, se adoptó una sección de 30 cm $\times$ 30 cm para todos los elementos de borde, dimensión que satisface holgadamente el mínimo normativo.

El refuerzo transversal de los elementos de borde se diseñó para cumplir con los requisitos de confinamiento establecidos en la sección 18.10.6.4, los cuales remiten a los requisitos para columnas de la sección 18.7.5.2(a) a (d) y 18.7.5.3, con la modificación de que el espaciamiento vertical máximo se rige por la Tabla 18.10.6.5(b).

Se dispuso un estribo cerrado perimetral de diámetro 10 mm que abraza toda la sección del elemento de borde (30 cm × 30 cm). Adicionalmente, se colocaron dos ganchos suplementarios (estribos interiores) para garantizar el soporte lateral de todas las barras longitudinales, cumpliendo con:

- Espaciamiento horizontal máximo entre barras longitudinales apoyadas lateralmente $h_x \leq 350 \text{ mm}$ y $\leq 2/3$ del ancho del elemento de borde (ACI 18.10.6.4(f))
- La longitud de las ramas de los estribos cerrados de confinamiento no excedió dos veces el ancho del elemento de borde
- Los ganchos suplementarios se dispusieron con ganchos sísmicos de 135° en ambos extremos, con extensión de 10 diámetros.

La cantidad de refuerzo transversal se determinó según la Tabla 18.10.6.4(g), aplicando la expresión (a) por ser la más restrictiva para elementos de borde rectangulares:

$$\frac{A_{sh}}{(s * hc)} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde

A_g Área bruta de la sección

A_{ch} Área del núcleo confinado

f'_c Resistencia a compresión de los elementos

f_y Esfuerzo a fluencia del Acero

El resultado arrojó una cuantía que se satisface holgadamente con estribos $\phi 10$ dispuestos a una separación de 15 cm, valor que además cumple con los límites de espaciado vertical máximo establecidos en la Tabla 18.10.6.5(b) para refuerzo longitudinal Grado 420 MPa 6db.

De acuerdo con ACI 18.10.6.4(i), el refuerzo transversal del elemento de borde se extendió verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica (base del muro)

una distancia no menor que la mayor entre L_w y $M_u/4V_u$. Para todos los muros, esta distancia resultó cubierta por la altura de aplicación de elementos de borde definida en el siguiente apartado.

El refuerzo transversal de confinamiento se extendió verticalmente desde la base del muro hasta una altura donde la profundidad del eje neutro (c) deje de exceder el límite que activa el requisito de elementos de borde. Para determinar esta altura, se evaluó la condición de la ecuación (18.10.6.2a) en cada nivel del edificio, empleando los desplazamientos relativos de piso obtenidos del análisis sísmico. En todos los casos, el refuerzo transversal de confinamiento se prolongó dentro de la zona por encima del nivel donde dejaron de requerirse elementos de borde, cumpliendo con el requisito de extensión vertical mínimo exigido por el código.

Para los muros Pier 1, Pier 2 y Pier 4, el espesor del muro por encima de los elementos de borde se mantuvo en 30 cm, pero el refuerzo del alma se redujo a barras de 10 mm de diámetro con separaciones de 18 cm a 21 cm según el muro, manteniendo únicamente la cuantía mínima de refuerzo distribuido. Finalmente se procedió a detallar el armado final de cada muro en los planos estructurales Anexo XV.

4.2.3 Diseño de columnas

El diseño de las columnas se realizó conforme al Capítulo 18 del ACI 318-19, correspondiente a elementos sismorresistentes especiales (Special Moment Frames). La metodología empleada consideró cuatro aspectos fundamentales:

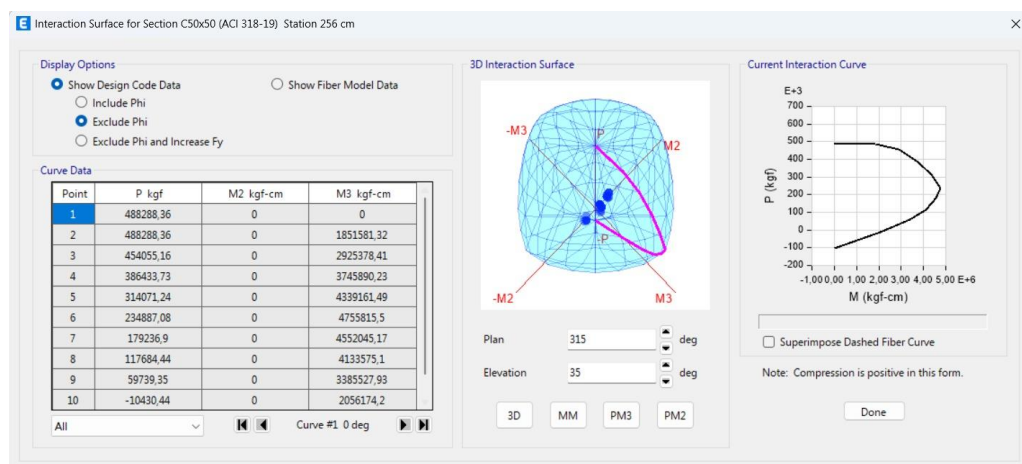
- (i) Verificación de la consistencia del diagrama de iteración obtenido en el software ETABS22 con un diagrama de iteración realizado manualmente.
- (ii) Diseño a flexo compresión mediante diagramas de interacción.
- (iii) verificación del criterio de capacidad columna fuerte – viga débil.
- (iv) diseño del refuerzo transversal para confinamiento y resistencia al corte.

4.2.3.1 Verificación del diagrama de iteración

A partir del modelo estructural con rigideces no agrietadas y el análisis modal espectral escalado, se configuró el módulo de diseño de columnas en ETABS. Se extrajeron los diagramas de interacción nominales para cada tipo de columna, considerando:

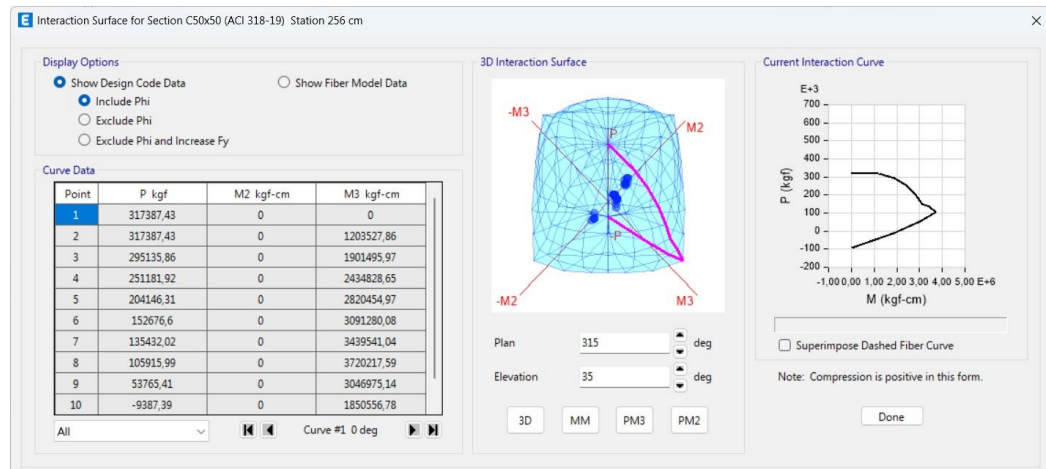
- Sección transversal final
- Resistencia del hormigón: $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Distribución del refuerzo longitudinal
- Recubrimiento según ACI 318-19 (40 mm mínimo para columnas)

Figura 32. Diagrama de iteración sin considerar phi extraído del software ETABS 22 – columna 50x50 sistema dual



Extraído de ETABS22. Diagrama de iteración para ambos sentidos sin considerar el factor phi de reducción.

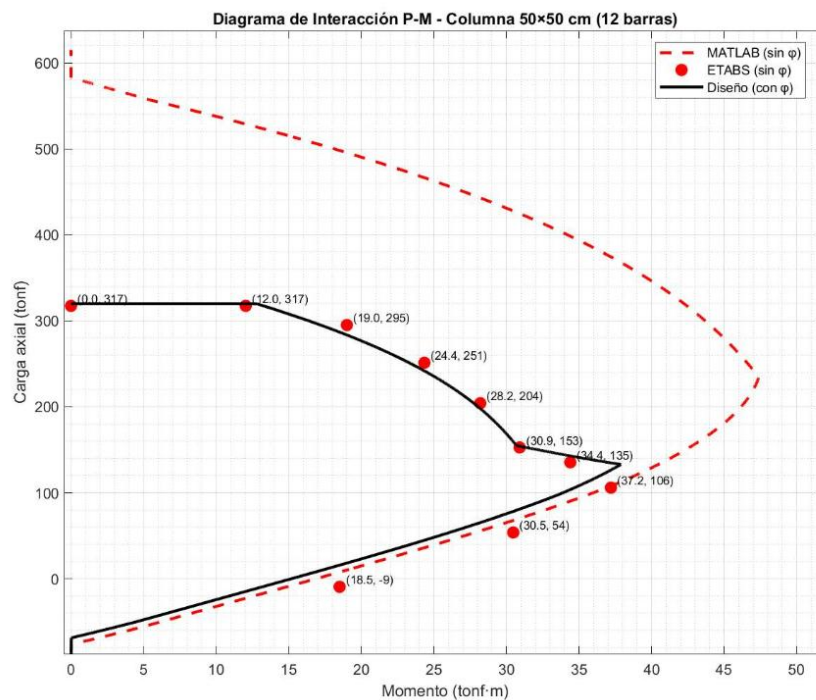
Figura 33. Diagrama de iteración considerando ϕ extraído del software ETABS 22 – columna de 50x50 de sistema dual



Extraído de ETABS22. Diagrama de iteración para ambos sentidos en donde todas las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama reducido por el factor ϕ por lo tanto se considera un diseño correcto.

Paralelamente, se desarrolló un script en MATLAB para el cálculo de diagramas de interacción P-M utilizando los principios fundamentales del equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones establecidos en el ACI 318-19, Capítulo 22.

Figura 34. Diagrama de iteración obtenido del script de Matlab de elaboración propia para la columna de 50x50 – sistema dual



Elaboración propia. Diagrama de iteración hecho en el programa Matlab considerando el factor de reducción, Los puntos rojos son puntos obtenidos del software ETABS22.

Como se observa en la Figura 34, los diagramas de interacción obtenidos mediante el script desarrollado en MATLAB y los reportados por ETABS presentan una excelente concordancia. La curva de capacidad de diseño ($\phi P_n - \phi M_n$), representada por la línea negra continua, se calculó aplicando los factores de reducción ϕ según ACI 318-19 ($\phi = 0,65$ para secciones controladas por compresión; $\phi = 0,90$ para secciones controladas por tracción; e interpolación lineal en zona de transición). Esta curva constituye la envolvente de diseño que será utilizada en la verificación de las combinaciones de carga mayoradas provenientes del análisis estructural.

Los resultados obtenidos permiten validar la correcta configuración del módulo de diseño de ETABS y respaldan la confiabilidad de los diagramas de interacción empleados en las etapas del diseño de columnas, esta verificación se realizó en las columnas de ambos sistemas.

4.2.3.2 Diseño a flexo compresión

Una vez validada la consistencia de los diagramas de interacción generados por ETABS mediante la comparación con los resultados obtenidos del script en MATLAB, se procedió al diseño a flexo compresión de las columnas. A partir del modelo final con rigideces no agrietadas y el análisis modal espectral escalado descrito en el Capítulo 3, se extrajeron del software ETABS los esfuerzos máximos para cada columna, considerando todas las combinaciones de carga establecidas en la Tabla 14 del Capítulo 2. Para cada combinación se obtuvieron los siguientes valores:

- Carga axial última (P_u): valor mayorado de compresión o tracción
- Momento flector último (M_u): en ambas direcciones principales (M_2 y M_3)

Con los valores de demanda obtenidos, se procedió a proponer una configuración de refuerzo longitudinal inicial (diámetros, número de barras y distribución en la sección). Para cada propuesta, se generó el diagrama de interacción tridimensional de la columna.

La verificación de la capacidad consistió en comprobar que todos los puntos de la demanda se encuentren dentro de la superficie de interacción de diseño, tanto para solicitaciones en una dirección como la combinación biaxial. Es decir, se verificó que para cada punto de demanda se cumpla:

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_{n2} \geq M_{u2}$$

$$\phi M_{n3} \geq M_{u3}$$

El proceso iterativo descrito se aplicó de manera independiente para cada tipo de columna de ambos sistemas estructurales.

En todas las configuraciones se verificó el cumplimiento de los límites de cuantía establecidos por el ACI 318-19, sección 18.7.4.1.

$$\rho_{\min} = 0,01 \text{ y } \rho_{\max} = 0,06.$$

Las cuantías adoptadas, que oscilan entre 1% y 1,76%, satisfacen el mínimo normativo y se encuentran significativamente por debajo del máximo permitido, garantizando así un comportamiento dúctil de las columnas bajo solicitaciones sísmicas severas. Una vez definida la configuración final de refuerzo para cada columna, se verificó gráfica y numéricamente que todos los puntos de demanda se encuentren dentro de la superficie de interacción de diseño.

4.2.3.3 Verificación de criterio Columna Fuerte-Viga débil.

Una vez definidas las secciones de vigas y columnas en el modelo estructural, se verificó el cumplimiento del criterio de capacidad columna fuerte – viga débil establecido en el ACI 318-19, sección 18.7.3.2. Esta verificación se realizó directamente en el software ETABS, el cual dispone de una herramienta que evalúa automáticamente la condición:

$$\sum M_{n,col} \geq 1,2 \sum M_{n,viga}$$

Para cada nudo viga-columna de los pórticos principales, se verificó que el programa reporte el cumplimiento del criterio. En los nudos donde la condición no se satisfacía inicialmente, se procedió a incrementar la cuantía de acero longitudinal de las columnas o, cuando fue necesario, a aumentar las dimensiones de la sección transversal de las columnas. Una vez realizados los ajustes, se ejecutó nuevamente la verificación en ETABS, repitiendo el proceso hasta obtener el cumplimiento en todos los nudos críticos del edificio.

El cumplimiento de este criterio asegura que, bajo solicitaciones sísmicas severas, las rótulas plásticas se formen preferentemente en las vigas, preservando la integridad de las columnas y evitando un mecanismo de colapso por piso blando.

Figura 35. Capacidad de Vigas que llegan a la columna central más cargada – columna 60x50cm - Sistema Dual

Beam Capacities And Angles (ϕ _(capacity) = 1.0, Overstrength factor = 1.25)

	Capacity +veM kgf-cm	Capacity -veM kgf-cm	Tension For +veM kgf	Tension For -veM kgf	Cos(Angle) Ratio	Sin(Angle) Ratio
Beam 1	976878,32	976878,32	23201,3	23201,3	0	1
Beam 2	976878,32	976878,32	23201,3	23201,3	0	-1
Beam 3	1961830,02	1961830,02	37965,76	37965,76	1	0
Beam 4	976878,32	976878,32	23201,3	23201,3	-1	0

Figura 36. Ratio demanda -capacidad máxima y mínima de la columna más cargada– columna 60x50 sistema dual

(6/5)*(Beam/Column) Capacity Ratios

Major Ratio	Minor Ratio
0,885	0,723

4.2.3.4 Diseño del acero transversal y confinamiento.

El refuerzo transversal de las columnas se diseñó para cumplir simultáneamente dos funciones: proporcionar resistencia al corte frente a la demanda sísmica y confinar el núcleo de concreto para garantizar la ductilidad de la columna bajo cargas cíclicas, El confinamiento se realizó según el ACI 318-19.

La separación de estribos requerida se obtuvo directamente de la sección 4.3.4 Refuerzo transversal, confinamiento. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015). Una vez definidas las separaciones de estribos a partir del diseño a cortante, se verificaron las condiciones de detallamiento exigidas por el ACI 318-19, Capítulo 18, para elementos sismorresistentes especiales. Entre los aspectos verificados se incluyen: la longitud de la zona de confinamiento, la separación máxima de estribos dentro y fuera de dicha zona, la cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento, el diámetro mínimo de estribos, la disposición de ganchos sísmicos de 135° , el número de ramas, la separación horizontal entre barras longitudinales, y las longitudes de desarrollo y traslapo. El cumplimiento de todas estas condiciones se verificó mediante una hoja de cálculo desarrollada específicamente para este fin, la cual se presenta en el Anexo IX y XI. Finalmente, el armado definitivo de las columnas, incluyendo la disposición del refuerzo longitudinal y transversal, se detalló en los planos estructurales presentados en el Anexo VX.

4.2.4 Diseño de losas

Dado que el presente estudio se centra en la comparación del comportamiento sísmico y los costos estructurales de los sistemas de pórticos especiales y dual con muros, el diseño de las losas se realizó exclusivamente con el propósito de cuantificar los materiales necesarios para la elaboración de los presupuestos. No se realizó un análisis detallado del desempeño de las losas frente a cargas laterales ni se comparó su comportamiento entre sistemas, pues estos elementos no constituyen el objeto principal de la investigación.

Para la obtención de las solicitaciones de diseño, se modelaron los paños de losa como elementos tipo *Shell Thin* en el software ETABS, a diferencia del modelo principal donde se utilizaron elementos membrana para la transmisión de cargas laterales. Esta configuración permitió extraer los momentos flectores positivos y negativos en cada paño, considerando las combinaciones de carga envolventes establecidas en la NEC 2015. A partir de los momentos últimos obtenidos, se calculó el acero de refuerzo requerido para cada dirección, verificando que la capacidad resistente de la losa sea superior a la demanda. El diseño se realizó conforme a los lineamientos del ACI 318-19 para losas nervadas, según correspondió a cada paño.

Como resultado del proceso, se observó que el sistema de pórticos especiales requirió diámetros de acero ligeramente menores en comparación con el sistema dual, debido a las diferencias en la distribución de rigideces y momentos entre ambos modelos. No obstante, este hallazgo no se analiza en profundidad, pues el diseño de las losas se realizó únicamente con fines de cuantificación de materiales para los presupuestos. Los resultados del armado de las losas se presentan en los planos estructurales de cada sistema.

4.3 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

A continuación, se presentan los análisis de precios unitarios correspondientes a los principales rubros que componen el proyecto, elaborados con base en rendimientos, costos de materiales, mano de obra, equipos y herramientas vigentes en el mercado local de Cuenca, Ecuador. Los precios se expresan en dólares estadounidenses (USD), moneda de circulación legal en el país.

Los análisis consideran:

- Costo directo: suma de equipos y herramientas, materiales y mano de obra.
- Costo indirecto: equivalente al 20% del costo directo, para cubrir gastos administrativos, imprevistos, utilidad y otros costos indirectos típicos en la construcción local.
- Precio unitario total: costo directo + costos indirectos.

Los rendimientos están expresados en horas/unidad o fracciones de hora según la cuadrilla tipo utilizada en la región austral del Ecuador.

4.3.1 Acero de refuerzo longitudinal

Tabla 50. *Análisis de precios unitarios para el elemento del Acero de refuerzo*

Acero de refuerzo, cortado y figurado					
	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
1) Equipos y herramientas					
Herramientas varias	Hora	2.00	\$0.40	0.08	\$0.06

2) Materiales					
Acero en varillas fy 4200 kg/cm ²	kg	1.05	\$1.27		\$1.33
Alambre de amarre No.18 negro recocido	kg	0.05	\$1.60		\$0.08
3) Mano de Obra					
Peón	Hora	1.00	\$4.34	0.08	\$0.35
Fierrero	Hora	1.00	\$4.39	0.08	\$0.35
Técnico de obras civiles	Hora	1.00	\$4.64	0.016	\$0.07
Costo Directo Total					\$2.25
Costo Indirecto Total (20%)					\$0.45
Precio Unitario Total Calculado					\$2.70

Los rendimientos consideran 0.08 horas por kg para peón y fierrero, y 0.016 horas por kg para el técnico de obras civiles, basados en productividades observadas en obras de vivienda y mediana infraestructura en Cuenca. El acero en varillas fy=4200 kg/cm² incluye desperdicio del 5% (factor 1.05 kg por kg nominal). El alambre de amarre No. 18 negro recocido es estándar en la zona.

Este rubro comprende el corte, figuración (doblado) y colocación de acero de refuerzo para elementos estructurales como vigas, columnas, cimientos y losas. Incluye el suministro de acero en varillas y alambre de amarre. No incluye el alquiler de equipos especiales como dobladoras o cizallas, ya que se consideran parte de herramientas varias. El precio unitario total refleja los costos directos más el 20% de indirectos, valor típico para contratistas pequeños y medianos en la ciudad de Cuenca.

4.3.2 Hormigón Simple f'c=240 kg/cm² bombeado para losa

Tabla 51. Análisis de precios unitarios para el elemento de hormigón armado f'c 240 kg/cm²

Hormigón simple f'c 240kg/cm² bombeado para losa					
	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
1) Equipos y herramientas					
Herramientas varias	Hora	1.00	\$0.40	0.16	\$0.06
Vibrador	Hora	1.00	\$2.50	0.16	\$0.40

2) Materiales					
Hormigón simple f'c 240kg/cm2	m3	1.00	\$120.96		\$120.96
Alquiler de bomba para hormigón	Hora	1.00	\$9.50		\$9.50
3) Mano de Obra					
Peón	Hora	4.00	\$4.34	0.16	\$2.78
Albañil	Hora	2.00	\$4.39	0.16	\$1.40
Técnico de obras civiles	Hora	1.00	\$4.64	0.096	\$0.45
Costo Directo Total					\$135.55
Costo Indirecto Total (20%)					\$27.11
Precio Unitario Total Calculado					\$162.66

Elaboración propia. El hormigón se suministra premezclado desde plantas ubicadas en la periferia de Cuenca, con f'c=240 kg/cm² a los 28 días. El bombeo se considera con equipo estacionario tipo pluma o línea, con costo de alquiler de 9.50 USD/hora. La mano de obra tiene rendimientos de 0.16 h/m³ para peones y albañiles, y 0.096 h/m³ para el técnico, considerando el tiempo de colocación, vibrado y reglado.

Este análisis corresponde al hormigón simple bombeado para losas de entepiso, cubiertas o placas. Incluye el suministro del hormigón premezclado, el alquiler de la bomba de hormigón, herramientas manuales (llanas, palas, reglas) y un vibrador de inmersión. La mano de obra está compuesta por peones, albañiles y un técnico de obras civiles. Es aplicable a proyectos de mediana altura en Cuenca donde el bombeo reduce tiempos y mejora la calidad del vaciado.

4.3.3. Hormigón simple f'c=240 kg/cm² para columnas

Tabla 52. *Análisis de precios unitarios para el elemento de hormigón armado f'c 240 kg/cm² para columnas*

Hormigón simple f'c 240kg/cm2 para columnas					
	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
1) Equipos y herramientas					
Herramientas varias	Hora	5.00	\$0.40	0.9	\$1.80

Vibrador	Hora	1.00	\$2.50	0.9	\$2.25
2) Materiales					
Hormigón simple f'c 240kg/cm ²	m ³	1.00	\$120.96		\$120.96
3) Mano de Obra					
Peón	Hora	4.00	\$4.34	0.9	\$15.62
Albañil	Hora	1.00	\$4.39	0.9	\$3.95
Técnico de obras civiles	Hora	1.00	\$4.64	0.45	\$2.09
Costo Directo Total					\$146.67
Costo Indirecto Total (20%)					\$29.33
Precio Unitario Total Calculado					\$176.01

Elaboración propia. Se utiliza madera de la región austral (eucalipto y tabla de monte), disponible en aserraderos de Cuenca, Gualaceo y Paute. El rendimiento de herramientas es 0.2 h/m². El rendimiento de mano de obra es 0.2 h/m² para peón y albañil, y 0.3 h/m² para técnico (por supervisión de nivelación y aplomado). Los clavos se consideran con desperdicio incluido (0.15 kg/m²). No se incluye desencofrado ya que se valora en otro rubro.

Rubro destinado al hormigón simple en columnas sin bombeo. Incluye el suministro de hormigón premezclado f'c=240 kg/cm², herramientas menores (palas, baldes, chuzos) y un vibrador de alta frecuencia. La mano de obra se compone de peones, un albañil y un técnico. Es aplicable a columnas de edificaciones de hasta 4 pisos en Cuenca, donde el vaciado manual es aún común por economía en proyectos pequeños.

4.3.4. Encofrado de los elementos estructurales

Tabla 53. *Análisis de precios unitarios para el elemento de losas*

Encofrado de madera para losas					
	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
1) Equipos y herramientas					
Alquiler encofrado para losa	Hora	1.00	\$6.00	1	\$6.00
2) Materiales					

3) Mano de Obra					
Peón	Hora	2.00	\$4.34	0.15	\$1.30
Albañil	Hora	1.00	\$4.39	0.15	\$0.66
Maestro mayor en ejecución de obra	Hora	1.00	\$4.75	0.015	\$0.07
Costo Directo Total					\$8.03
Costo Indirecto Total (20%)					\$1.61
Precio Unitario Total Calculado					\$9.64

Elaboración propia. Los rendimientos indicados corresponden a Horas/Unidad (hora por cada unidad de losa). El alquiler del encofrado incluye el uso completo del sistema por hora. Los costos indirectos se aplican como un porcentaje del costo directo (20%).

Este análisis cuantifica el costo del encofrado tradicional de madera para losas de hormigón. Incluye el suministro de pingos de eucalipto (puntales), tablas de monte (formaleta), tiras de eucalipto (largueros o costaneras) y clavos. La mano de obra está formada por peón, albañil y técnico de obras civiles. Es el sistema más utilizado en Cuenca para losas de pequeña y mediana luz, por su bajo costo inicial y disponibilidad inmediata de materiales.

Tabla 54. *Análisis de precios unitarios para el elemento de vigas*

Encofrado de madera para vigas					
	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
1) Equipos y herramientas					
Herramientas Varias	Hora	1.00	\$0.40	0.2	\$0.08
2) Materiales					
Tabla ordinaria de monte 28x2.5x300mm	Unidad	0.71	\$3.20		\$2.27
Tiras de eucalipto 4x5x300mm	Unidad	0.80	\$1.20		\$0.96
Clavos	Kg	0.15	\$1.60		\$0.24
Pingos de eucalipto	m	1.60	\$1.00		\$1.60
3) Mano de Obra					
Peón	Hora	2.00	\$4.34	0.4	\$3.47
Albañil	Hora	1.00	\$4.39	0.4	\$1.76
Técnico de obras civiles	Hora	1.00	\$4.64	0.06	\$0.28
Costo Directo Total					\$10.66
Costo Indirecto Total (20%)					\$2.13
Precio Unitario Total Calculado					\$12.79

Elaboración propia. Los rendimientos en la columna "Rendimiento" corresponden a Horas/Unidad (excepto en materiales, donde se aplica directamente la cantidad). El costo indirecto se calcula como 20% del costo directo. Los precios unitarios incluyen mano de obra, materiales y herramientas.

Tabla 55. Análisis de precios unitarios para el elemento de columnas

Encofrado de madera para columnas					
	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
1) Equipos y herramientas					
Herramientas Varias	Hora	1.00	\$0.40	0.6	\$0.24
2) Materiales					
Tabla ordinaria de monte 28x2.5x300mm	Unidad	0.70	\$3.20		\$2.24
Tiras de eucalipto 4x5x300mm	Unidad	0.42	\$1.20		\$0.50
Clavos	Kg	0.20	\$1.60		\$0.32
Alambre de amarre No.18 negro recocido	m	1.26	\$1.00		\$1.26
Pingos de eucalipto	m	0.08	\$1.60		\$0.12
3) Mano de Obra					
Peón	Hora	2.00	\$4.34	0.6	\$5.21
Albañil	Hora	1.00	\$4.39	0.6	\$2.63
Técnico de obras civiles	Hora	1.00	\$4.64	0.18	\$0.84
Costo Directo Total					\$13.36
Costo Indirecto Total (20%)					\$2.67
Precio Unitario Total Calculado					\$16.03

Elaboración propia. Los rendimientos en "Horas/Unidad" aplican solo a equipos y mano de obra. Los materiales se expresan en cantidades fijas por unidad de columna. Costo indirecto: 20% del costo directo. Incluye herramientas, materiales y mano de obra calificada.

Tabla 56. Análisis de precios unitarios para el elemento de muros

Encofrado metálico para muros					
	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
1) EQUIPO & HERRAMIENTA (Sub Total=\$2.57, Porcentaje=23.64%)					
Herramientas varias	Hora	3	0.4	0.35	\$0.42
Módulo andamio metálico h= 1,5 m	Hora	1	0.09	1.1	\$0.10
Módulo de encofrado 1,2 m x 0,4	Hora	1	0.38	1.1	\$0.42
Módulo de encofrado 1,2 m x 0,6	Hora	1	0.56	1.1	\$0.62
Puntales Extendibles	Hora	1	0.16	1.1	\$0.18
Accesorios para encofrado de muros	Hora	2.1	0.36	1.1	\$0.83
2) MATERIALES					
3) TRANSPORTE (Sub Total=\$0.52, Porcentaje=4.78%)					
Transporte general	m ³ /km	1.00	\$0.13	4	\$0.52
4) MANO DE OBRA (Sub Total=\$7.78, Porcentaje=71.57%)					
Peón	Hora	4	4.34	0.35	\$6.08

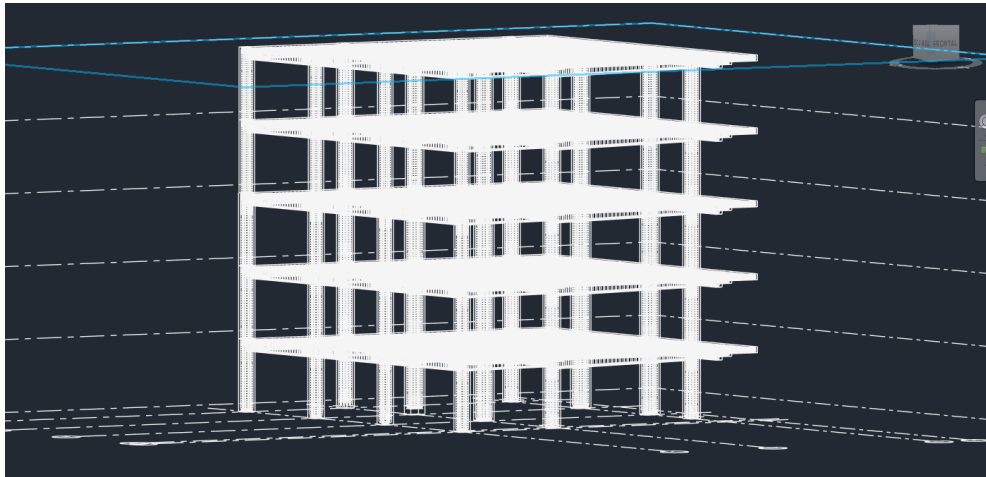
Albañil	Hora	1	4.39	0.35	\$1.54
Técnico obras civiles	Hora	1	4.64	0.035	\$0.16
				Costo Directo Total	\$10.87
				Costo Indirecto Total (20%)	\$2.17
				Precio Unitario Total Calculado	\$13.04

Los rendimientos corresponden a Horas/Unidad. El costo indirecto se calcula como 20% del costo directo. Los precios unitarios incluyen equipo, herramientas, transporte y mano de obra. El alquiler de los módulos de encofrado, andamio, puntales y accesorios se considera por hora.

4.4 CANTIDADES DE OBRA

Una vez finalizado el diseño estructural de ambos sistemas (pórticos especiales y sistema dual con muros estructurales), se procedió a la cuantificación de los materiales necesarios para su construcción. Para ello, se elaboraron modelos tridimensionales de cada sistema en el software Revit, utilizando las secciones y el armado de refuerzo definidos en los planos estructurales previamente descritos.

Figura 37. *Modelo tridimensional del sistema de pórticos especiales en el software Revit*



Extraído del software Revit 2025. Modelo tridimensional del sistema de pórticos especiales, vista en 3D.

Figura 38. *Modelo tridimensional del sistema dual en el software Revit*

Extraído del software Revit 2025. Modelo tridimensional del sistema Dual, vista en 3D.

A partir de los modelos de Revit, se extrajeron las cantidades de obra correspondientes a cada sistema mediante tablas de cuantificación parametrizadas. Los rubros cuantificados fueron los siguientes:

- Hormigón: volumen de hormigón simple y armado ($f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$) para losas, vigas, columnas y muros estructurales, desglosado por elemento.
- Acero de refuerzo: masa total de acero longitudinal y transversal ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$), diferenciando diámetros y longitudes, incluyendo traslapes y ganchos de acuerdo con el detallamiento final.
- Encofrado: superficie de contacto del hormigón con el encofrado para vigas, columnas, muros y losas, considerando las alturas y geometrías reales de cada elemento.

Las cantidades obtenidas para cada sistema se presentan en la Tabla 54 y Tabla 55.

Tabla 57. *Resumen Cantidades de obra para el sistema Dual*

Rubro	Unidad	Cantidad
Hormigón f'c240 losas y vigas	m ³	209.94
Hormigón f'c240 columnas y muros	m ³	92.87
Acero fy 4200 kg/cm2	kg	33481.79
Encofrado losas alquilado	m ²	1230.75
Encofrado vigas 2 usos	m ²	325

Encofrado Columnas 2 usos	m ²	130
Encofrado muros	m ²	435

Elaboración propia. Resumen de cantidades de obra para el sistema de pórticos especiales, cabe mencionar que las cantidades por elementos se encuentran detallados en el Anexo (xx).

El detalle de las cantidades de obra por tipo de elemento (vigas, columnas y losas) se incluye en el Anexo XIII.

Tabla 58. *Resumen Cantidades de obra para el sistema de pórticos especiales*

Rubro	Unidad	Cantidad
Hormigón f'c240 losas y vigas	m ³	218.30
Hormigón f'c240 columnas	m ³	52.77
Acero fy4200	kg	32180.50
Encofrado losas alquilado	m ²	1240.75
Encofrado vigas 2 usos	m ²	357.00
Encofrado Columnas 2 usos	m ²	200.00

Elaboración propia. Resumen de cantidades de obra para el sistema dual con muros estructurales, cabe mencionar que las cantidades por elementos se encuentran detallados en el Anexo (xx).

El detalle de las cantidades de obra por tipo de elemento (vigas, columnas, losas y muros) se incluye en el Anexo XIV.

Se evidencia una mayor cantidad en cada elemento en el sistema Dual, debido a la incorporación de los muros estructurales.

4.5 PRESUPUESTOS

A partir de las cantidades de obra obtenidas de los modelos Revit de cada sistema estructural, se elaboraron los presupuestos referenciales para la estructura de hormigón armado de ambos edificios. Los precios unitarios utilizados corresponden a valores de mercado vigentes en la ciudad de Cuenca para el período de ejecución del estudio (febrero – marzo 2026), e incluyen materiales, mano de obra, equipo y herramientas, sin considerar gastos indirectos ni utilidades.

En la Tabla 56 se presenta el presupuesto del sistema de pórticos especiales, mientras que la Tabla 57 corresponde al sistema dual con muros estructurales.

Tabla 59. *Resumen de presupuestos del sistema dual con muros estructurales*

Rubro	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Hormigón f'c240 losas y vigas	m ³	209.94	\$162.66	\$34,148.84
Hormigón f'c240 columnas y muros	m ³	92.87	\$176.01	\$16,346.05
Acero fy 4200 kg/cm2	kg	33481.79	\$2.70	\$90,400.84
Encofrado losas alquilado	m ²	1230.75	\$9.64	\$11,864.43
Encofrado vigas 2 usos	m ²	325	12.79	\$4,156.75
Encofrado Columnas 2 usos	m ²	130	16.03	\$2,083.90
Encofrado muros	m ³	435	13.04	\$5,672.40
			Total	\$164,673.21

Elaboración propia. Resumen de presupuestos para el sistema dual con muros estructurales.

Tabla 60. *Resumen de presupuestos del sistema de pórticos especiales*

Rubro	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Hormigón f'c240 losas y vigas	m3	218.30	\$162.66	35508.678
Hormigón f'c240 columnas	m3	52.77	\$176.01	9288.0477
Acero fy4200	kg	32180.50	\$2.70	86887.3517
Encofrado losas alquilado	m2	1240.75	\$9.64	11960.83
Encofrado vigas 2 usos	m2	357.00	\$12.79	4566.03
Encofrado Columnas 2 usos	m2	200.00	\$16.03	3206
			Total	\$151,416.94

Elaboración propia. Resumen de presupuestos para el sistema de pórticos especiales.

Al comparar ambos presupuestos, se observan diferencias significativas en la distribución de los rubros:

- Hormigón para losas y vigas: el sistema de pórticos presenta un volumen ligeramente superior, debido a la mayor sección en las vigas del sistema para soportar las cargas laterales.
- Hormigón para columnas y muros: el sistema dual requiere un volumen considerablemente mayor, ya que en el sistema dual las columnas son de menor sección, pero existen volúmenes considerables en los muros.
- Acero de refuerzo: el sistema Dual utiliza más acero (33.481,79 kg frente a 32.180,50 kg), lo que refleja la mayor demanda de refuerzo longitudinal y transversal.

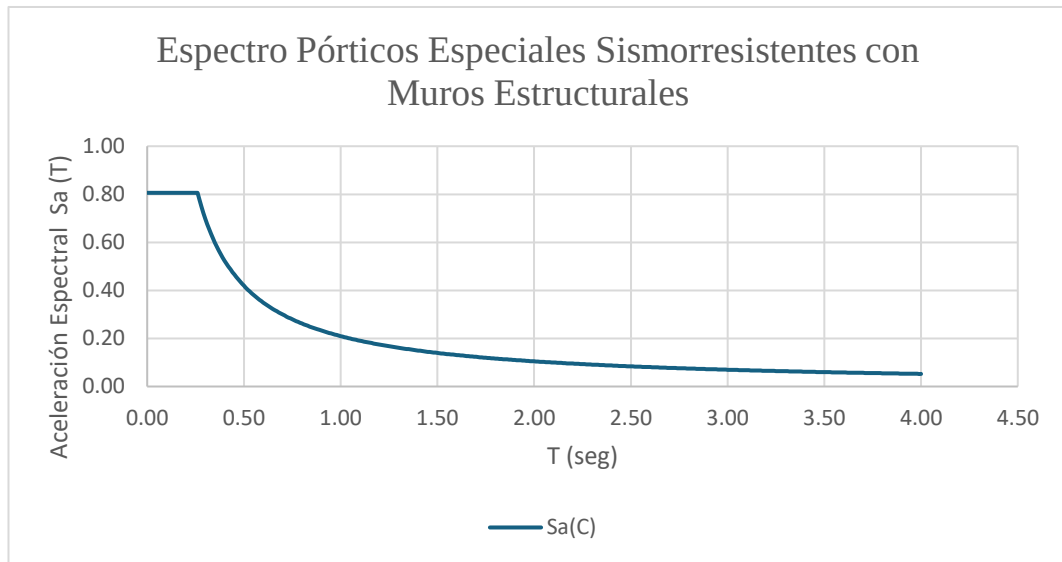
- Encofrado: el sistema dual presenta una mayor superficie de encofrado debido a la superficie total de los muros.

La diferencia entre ambos sistemas es de \$13,256.27, lo que representa un incremento del 8,75% del sistema dual con respecto al sistema de pórticos. Es decir, la incorporación de muros estructurales incrementa el costo directo de la estructura en aproximadamente un 8.75%, debido principalmente al mayor volumen de hormigón en los muros y la mayor cantidad de acero de refuerzo y la mayor superficie de encofrado requerida por estos elementos, a pesar de que las columnas y vigas del sistema dual son de menor sección y requieren menores cuantías de acero.

RESULTADOS

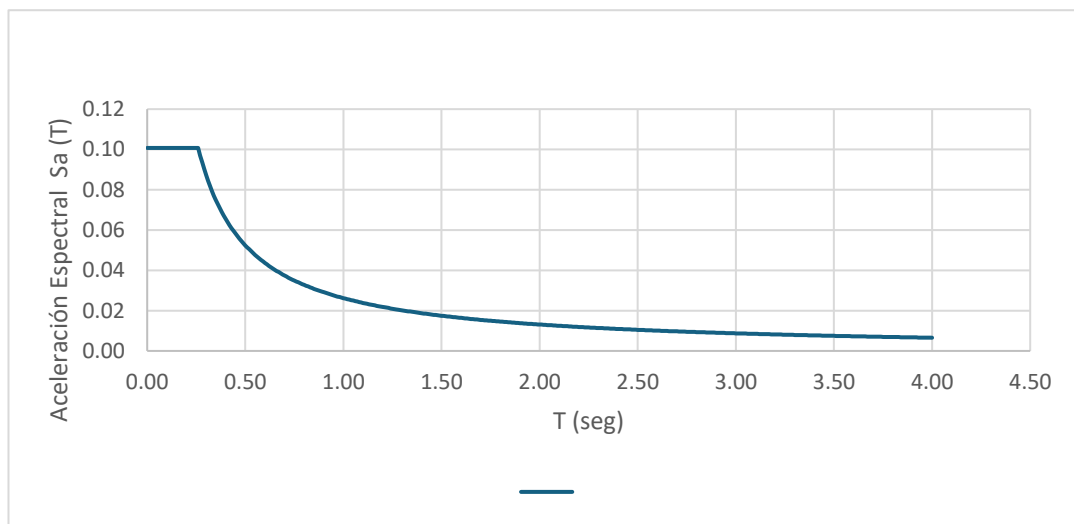
Espectros de diseño

Figura 5. Espectro de diseño elástico con suelo tipo C para la ciudad de Cuenca



Elaboración propia a partir de los parámetros sísmicos establecidos en NEC-SE-DS (2015): $Z = 0.25$, suelo tipo C, $F_a = 1.3$, $F_d = 1.28$, $F_s = 0.94$, $\eta = 2.48$, $r = 1$.

Figura 6. Espectro de diseño inelástico considerando el factor de reducción $R = 8$



Elaboración propia. El espectro se obtiene dividiendo el espectro elástico entre el factor de reducción $R = 8$, correspondiente a ambos sistemas estructurales analizados.

El espectro elástico de diseño mostrado fue aplicado de manera uniforme en ambos modelos estructurales, al mantenerse constantes los parámetros sísmicos y condiciones de sitio. En consecuencia, no se presentan variaciones en la demanda sísmica de

entrada entre los sistemas analizados. Por lo tanto, las diferencias observadas en la respuesta estructural, tales como periodos de vibración, derivas de piso y cortante basal, se atribuyen exclusivamente a la configuración y rigidez de cada sistema estructural.

En particular, el rango de periodos fundamentales de las edificaciones se ubica en la meseta y en la zona descendente del espectro, lo que incide directamente en la magnitud de las fuerzas sísmicas obtenidas en cada caso.

Los cálculos para el diseño del espectro se encuentran en el Anexo (I)

Prediseño de elementos estructurales – sistema de pórticos y sistema Dual.

Tabla 16. *Secciones de vigas pre-dimensionadas para el sistema de pórticos especiales*

CUADRO DE VIGAS			
VIGAS	ANCHO	PERALTE	AREA
V1	40	60	2400
V2	30	50	1500
V3	25	20	500

Elaboración propia a partir del método de coeficientes del ACI 318-19.

En la Tabla 16 se presentan las secciones pre-dimensionadas de las vigas correspondientes al sistema de pórticos especiales sismorresistentes. Las dimensiones fueron definidas mediante el método de coeficientes establecido en el ACI 318-19, considerando criterios de rigidez, resistencia y control de deformaciones. Se observa una variación en las dimensiones de las vigas, donde la sección V1 presenta el mayor peralte, lo cual responde a mayores luces y demandas estructurales en elementos principales. Por otro lado, las secciones V2 y V3 presentan dimensiones menores, asociadas a elementos con menores luces y zonas con menor sollicitación. Esta diferenciación permite optimizar el uso de material sin comprometer el comportamiento estructural del sistema.

Tabla 18. *Secciones de columnas pre-dimensionadas para el sistema de pórticos especiales*

CUADRO DE COLUMNAS

COLUMNAS	ANCHO	PERALTE	ÁREA
C1	40	70	2800
C2	40	60	2400
C3	40	40	1600

Elaboración propia a partir del método basado en derivas admisibles del libro del autor A. Kassimali.

En la Tabla 18 se muestran las secciones pre-dimensionadas de las columnas del sistema de pórticos especiales. Las dimensiones adoptadas mantienen un ancho constante debido a la mayor cantidad de columnas en ese sentido, mientras que el peralte de las columnas es considerablemente superior debido a la menor cantidad de columnas en ese sentido. Las columnas C1 y C2 presentan mayores dimensiones, ubicándose en zonas de mayor demanda estructural, mientras que la columna C3 corresponde a elementos con menores solicitaciones. Este criterio de pre-dimensionamiento busca asegurar una adecuada capacidad resistente y de rigidez, cumpliendo con los requerimientos normativos y facilitando la estabilidad global de la estructura.

Para el diseño de los elementos tipo muro.

$$L = \frac{678.38 * 0.75 * 0.1}{0.85 * 0.53 * \sqrt{240} * 20 * 0.8} = 455,63 \text{ cm}$$

El resultado refleja la división del peso del edificio, multiplicado por el porcentaje de aporte de los muros en el cortante basal y por el coeficiente sísmico para el cortante basal, todo esto dividido por la capacidad a cortante del hormigón y con esto se obtuvo la longitud de muro requerido de pre-diseño.

Este sería el largo mínimo del muro, sería posible dividir el muro en dos en diferentes partes de la arquitectura, pero con la misma disposición.

Tabla 19. *Secciones de columnas pre-dimensionadas para el sistema dual*

CUADRO DE COLUMNAS			
COLUMNAS	ANCHO	PERALTE	ÁREA

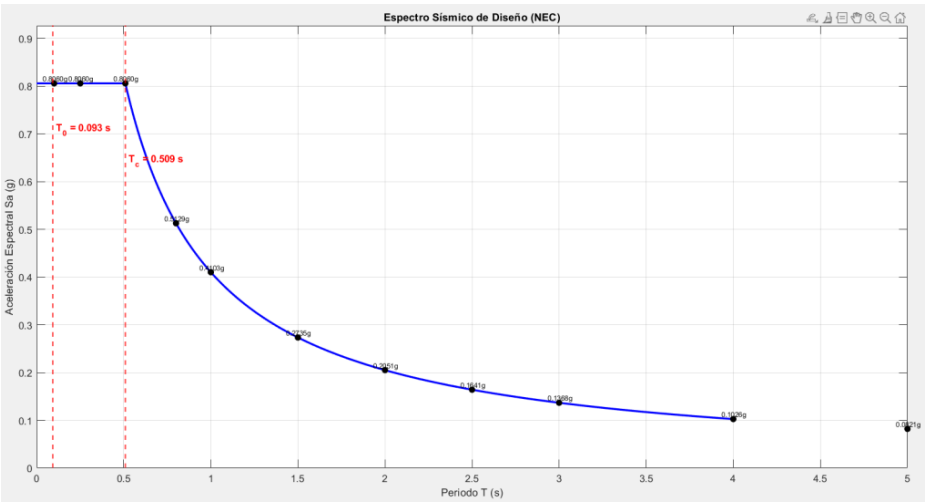
Central	40	50	1750
Borde	40	40	1000
Esquinera	30	40	600

Elaboración propia considerando únicamente cargas gravitacionales. Las secciones fueron ajustadas posteriormente para cumplir con el criterio de columna fuerte - viga débil.

En la Tabla 19 se muestran las secciones pre-dimensionadas de las columnas del sistema dual con muros estructurales. Las dimensiones adoptadas son diferencialmente menores debido a las menores solicitaciones sísmicas ya que fueron consideradas únicamente a combinaciones de carga gravitacionales.

Verificación del espectro de diseño en el software ETABS22.

Figura 18. Definición del espectro de diseño en el software MATLAB



Elaboración propia. El espectro se define con los parámetros obtenidos en la sección 1.2: $Z=0.25$, suelo tipo C, $Fa=1.3$, $Fd=1.28$, $Fs=0.94$, $\eta=2.48$, $r=1$. Las fórmulas para el espectro son las mismas obtenidas en la sección de 2.2.6.1.

Tabla 20. Tabla de comparación de resultados entre softwares comerciales

PERIODO	MATLAB	EXCEL	ETABS
0,1	0,8060	0,8060	0,8060
0,25	0,8060	0,8060	0,8060
(Tc) 0,509	0,8060	0,8060	0,8060

0,8	0,5129	0.5129	0,5129
1	0,4103	0.4103	0,4103
1,5	0,2735	0.2735	0,2735
2	0,2051	0.2051	0,2051
2,5	0,1641	0.1641	0,1641
3	0,1368	0.1368	0,1368
4	0,1026	0.1026	0,1026
5	0,0821	0.0821	0,0821

Elaboración propia. Los valores en ETABS fueron extraídos mediante la función "Display Spectrum". La diferencia máxima entre las tres fuentes es del 0.00% debido a que se utilizaron los mismos parámetros de entrada.

Los resultados entre los 3 softwares indican que no existe incongruencia entre el espectro calculado por los softwares y el generado por el programa ETABS, donde se pueden evaluar los espectros entre las figuras: Figura 17, Figura 18 y Figura 5. Los cálculos para el diseño de los espectros de comparación se encuentran en el Anexo (I) y anexo (II).

Verificación del peso del edificio – sistema de pórticos especiales.

Tabla 23. *Peso muerto de elementos estructurales por nivel - Sistema de pórticos especiales*

VERIFICACIÓN DEL PESO DEL EDIFICIO		
Peso del edificio	676,55	Tn
Peso Planta 1	542,65	Tn
Peso Planta 2	406,99	Tn
Peso Planta 3	269,56	Tn
Peso Planta 4	134,78	Tn

Elaboración propia a partir del cálculo manual de volúmenes estructurales.

Tabla 24. *Peso muerto de elementos de acabados por nivel - Sistema de pórticos especiales*

PESO MUERTO ACABADOS

Carga Muerta	260	kgf/m ²
Área de planta	248.15	m ²
Plantas	5	u
Peso Muerto de acabados	322595	kgf
Peso Muerto de acabados	322.595	Tonf

Elaboración propia a partir del cálculo manual de peso muerto adicional.

Los valores obtenidos en la tabla 23 con método manual, cuantifican los volúmenes de los elementos cuyos valores reflejan un peso de los elementos estructurales de vigas, columnas y losa por sistema. sumado a los valores de la carga muerta adicional de acabados considerada por planta en la tabla 24, se obtiene un resultado final.

Peso total del edificio: 999.145 Tonf

Los cálculos para el peso del sistema de pórticos se encuentran en el Anexo (III)

Tabla 25. *Valores del peso del edificio por planta obtenido en el software de cálculo ETABS para el sistema pórticos especiales.*

Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CARGA REACTIVA	Combination	0.00	0.00	986.85	9192.94	-7424.73	0.00

Resultados obtenidos del software ETABS para el caso de carga muerta (Carga reactiva). La diferencia relativa con el cálculo manual es del 1.24%, validando la consistencia del modelo.

A partir de la comparación entre los valores manuales y los obtenidos mediante el software, se determinó una diferencia relativa del 1.245 %, lo cual indica una adecuada concordancia entre ambos procedimientos de cálculo. Este margen de error se considera aceptables y sucede por la simplificación en el método manual para el cálculo de volúmenes de los elementos, validando así la correcta definición de las cargas y de la masa sísmica en el modelo estructural.

Verificación del peso del edificio – sistema dual.**Tabla 26.** *Peso muerto de elementos estructurales por nivel - Sistema dual*

VERIFICACIÓN DEL PESO DEL EDIFICIO		
Peso del edificio	778.46	Tn
Peso Planta 1	622.76	Tn
Peso Planta 2	467.07	Tn
Peso Planta 3	311.38	Tn
Peso Planta 4	155.69	Tn

Elaboración propia a partir del cálculo manual de volúmenes estructurales, incluyendo los muros estructurales.

Tabla 27. *Peso muerto de elementos de acabados por nivel - Sistema Dual*

PESO MUERTO ACABADOS		
Carga Muerta	260	kgf/m ²
Área de planta	248.15	m ²
Plantas	5	u
Peso Muerto de acabados	322595	kgf
Peso Muerto de acabados	322.595	Tonf

Elaboración propia a partir del cálculo manual de peso muerto adicional.

Los valores obtenidos en la tabla 23 con método manual, cuantifican los volúmenes de los elementos cuyos valores reflejan un peso de los elementos superior de vigas, columnas y losa frente al sistema anterior. sumado a los valores de la carga muerta adicional de acabados considerada por planta en la tabla 24, se obtiene un resultado final.

Peso total del edificio: 1101.05 Tonf.

Los cálculos para el peso del sistema de pórticos se encuentran en el Anexo (IV)

Tabla 28. *Reacciones verticales por nivel obtenidas en ETABS - Sistema dual*

Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CARGA REACTIVA	Combination	0	0	1096.17	9482.37	8294.9	0,0142

Resultados obtenidos del software ETABS para el caso de carga muerta (Carga reactiva). La diferencia relativa con el cálculo manual es del 3.88%, validando la consistencia del modelo.

A partir de la comparación entre los valores manuales y los obtenidos mediante el software, se determinó un error de cálculo del 0.44%, lo cual indica una adecuada concordancia entre ambos procedimientos de cálculo.

Este margen de error es inferior al anterior sistema principalmente debido a menos errores en la cuantificación de volúmenes en el método manual.

Análisis modal espectral – sistema de pórticos especiales.

Tabla 29. Resultado del análisis modal espectral sin agrietamiento - Sistema Pórticos Especiales

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec										
Modal	1	0,799	0,012	0,732	0,012	0,732	0,181	0,003	0,070	0,1818	0,0035	0,0706
Modal	2	0,731	0,747	0,002	0,759	0,734	0,000	0,199	0,055	0,1822	0,2025	0,1263
Modal	3	0,667	0,043	0,079	0,803	0,814	0,019	0,011	0,687	0,2018	0,2139	0,8138
Modal	4	0,245	0,000	0,092	0,804	0,906	0,502	0,002	0,015	0,7041	0,2163	0,8294
Modal	5	0,227	0,107	0,000	0,911	0,906	0,000	0,521	0,006	0,7047	0,7375	0,8361
Modal	6	0,21	0,006	0,016	0,918	0,923	0,085	0,033	0,087	0,7906	0,7704	0,9232
Modal	7	0,132	0,001	0,037	0,918	0,960	0,081	0,002	0,008	0,8717	0,7705	0,9317
Modal	8	0,119	0,043	0,000	0,961	0,961	0,001	0,099	0,003	0,8731	0,8703	0,9348
Modal	9	0,112	0,003	0,008	0,965	0,969	0,018	0,008	0,033	0,8916	0,8791	0,9684
Modal	10	0,086	0,000	0,014	0,965	0,984	0,056	0,000	0,006	0,9476	0,8792	0,9745
Modal	11	0,078	0,021	0,000	0,987	0,985	0,002	0,081	0,000	0,9505	0,9605	0,9754
Modal	12	0,074	0,001	0,006	0,989	0,991	0,022	0,006	0,014	0,9734	0,9669	0,9896

Modal	13	0,066	0,001	0,006	0,989	0,997	0,019	0,003	0,003	0,9927	0,9669	0,9928
Modal	14	0,057	0,008	0,000	0,998	0,998	0,001	0,027	0,001	0,9946	0,9943	0,9939
Modal	15	0,055	0,001	0,001	1	1	0,005	0,005	0,006	1	1	1

Los valores presentados corresponden a los resultados del análisis modal espectral obtenidos a partir del modelo estructural desarrollado en el software ETABS. Las participaciones modales en las direcciones principales (UX y UY). El análisis se realizó considerando las propiedades elásticas de los elementos estructurales, es decir, sin la aplicación de factores de reducción de rigidez por agrietamiento. En este sentido, los resultados reflejan el comportamiento dinámico inicial de la estructura en condición no agrietada.

A partir del análisis modal espectral realizado considerando las propiedades elásticas de los elementos estructurales, sin reducción de rigidez por agrietamiento se observa que:

El Modo 1 ($T = 0,799$ s) presenta una participación predominante en la dirección Y ($UY = 73,23$ %), lo que indica un comportamiento principalmente traslacional en dicha dirección.

El Modo 2 ($T = 0,731$ s) corresponde a una traslación dominante en la dirección X, con una participación del 74,71 % en UX.

El Modo 3 ($T = 0,667$ s) presenta una participación moderada en ambas direcciones ($UX = 4,39$ % y $UY = 7,99$ %), además de una contribución significativa en rotación ($RZ = 68,74$ %), lo que evidencia la presencia de un modo predominantemente torsional en este nivel.

En términos de participación modal acumulada, se observa que el 90 % de la masa se alcanza rápidamente en ambas direcciones principales:

- En la dirección X, se supera el 90 % en el Modo 5 ($\text{SumUX} = 91,14$ %)
- En la dirección Y, se supera el 90 % en el Modo 4 ($\text{SumUY} = 90,66$ %)

Esto indica que el número de modos considerados es suficiente para representar adecuadamente la respuesta dinámica del sistema estructural. En general, el comportamiento dinámico del modelo sin agrietamiento presenta una clara identificación de los modos traslacionales en las primeras posiciones, con aparición de

efectos torsionales en modos superiores, lo cual es consistente con la distribución de masa y rigidez del sistema

Análisis modal espectral – sistema dual.

Tabla 30. Resultado del análisis modal espectral sin agrietamiento - Sistema dual

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec										
Modal	1	0,48	0,689	0,007	0,689	0,0071	0,0033	0,2958	0,0298	0,0033	0,2958	0,0298
Modal	2	0,453	0,029	0,4542	0,718	0,4613	0,2033	0,0122	0,2408	0,2065	0,308	0,2706
Modal	3	0,432	0,008	0,259	0,726	0,7203	0,1112	0,0032	0,4596	0,3177	0,3111	0,7302
Modal	4	0,115	0,179	0,0001	0,906	0,7204	0,0003	0,4284	0,0008	0,318	0,7395	0,731
Modal	5	0,108	0,000	0,0231	0,907	0,7435	0,0494	0,0021	0,1589	0,3674	0,7416	0,8899
Modal	6	0,103	0,00	0,1658	0,907	0,9092	0,3774	0,00	0,0199	0,7448	0,7416	0,9098
Modal	7	0,051	0,063	0,00	0,970	0,9092	0,00	0,163	0,0001	0,7448	0,9047	0,9099
Modal	8	0,049	0,000	0,0059	0,970	0,9152	0,0161	0,0004	0,056	0,7609	0,905	0,966
Modal	9	0,046	0,01	0,0571	0,970	0,9723	0,1498	0,02	0,006	0,9107	0,905	0,9719
Modal	10	0,032	0,022	0,0001	0,993	0,9723	0,0003	0,0732	0,0008	0,9109	0,9782	0,9727
Modal	11	0,031	0,001	0,0029	0,994	0,9752	0,0093	0,0031	0,0185	0,9202	0,9813	0,9913
Modal	12	0,029	0,00	0,0196	0,994	0,9948	0,0629	0,01	0,0034	0,983	0,9813	0,9946
Modal	13	0,025	0,002	0,0005	0,9965	0,9953	0,0015	0,0074	0,0027	0,9846	0,9887	0,9973
Modal	14	0,025	0,003	0,0004	1,00	0,9956	0,0012	0,0113	0,0017	0,9857	1,00	0,999
Modal	15	0,023	0,00	0,0044	1,00	1,00	0,0143	5,9E-06	0,001	1,00	1,00	1,00

Los valores presentados corresponden a los resultados del análisis modal espectral obtenidos a partir del modelo estructural desarrollado en el software ETABS. Las participaciones modales en las

direcciones principales (UX y UY). El análisis se realizó considerando las propiedades elásticas de los elementos estructurales, es decir, sin la aplicación de factores de reducción de rigidez por agrietamiento. En este sentido, los resultados reflejan el comportamiento dinámico inicial de la estructura en condición no agrietada.

A partir del análisis modal espectral realizado considerando las propiedades elásticas de los elementos estructurales, sin reducción de rigidez por agrietamiento se observa que:

El Modo 1 ($T = 0,48$ s) presenta una participación predominante en la dirección X ($UX = 68,9$ %), con una contribución prácticamente nula en la dirección Y ($UY = 0,7$ %), lo que indica un comportamiento principalmente traslacional en el eje X.

El Modo 2 ($T = 0,453$ s) corresponde a un modo dominante en la dirección Y, con una participación del 45,4 %, acompañado de una contribución menor en X (2,9 %), evidenciando una respuesta traslacional en dicho eje.

El Modo 3 ($T = 0,432$ s) presenta una participación significativa en la dirección Y (25,9 %), consolidando la respuesta dinámica en esta dirección a través de la combinación de los primeros modos.

En términos de participación modal acumulada, se observa que:

En la dirección X, se supera el 90 % en el Modo 5 ($\text{SumUX} = 90,7$ %).

En la dirección Y, se supera el 90 % en el Modo 6 ($\text{SumUY} = 90,9$ %).

Esto indica que el número de modos considerados es suficiente para representar adecuadamente la respuesta dinámica del sistema estructural con rigideces no agrietadas.

En general, el sistema dual sin agrietamiento presenta un comportamiento dinámico con modos traslacionales predominantes en las direcciones principales, acompañados de una participación torsional moderada en los primeros modos, lo que refleja la interacción entre pórticos y muros estructurales.

Verificación de los modos de vibrar – sistema de pórticos especiales.

Tabla 38. Valores de periodos y particiones modales - Sistema Pórticos Especiales

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec										
Modal	1	1,022	0,03	0,7343	0,03	0,7343	0,1971	0,0089	0,0388	0,1971	0,0089	0,0388
Modal	2	0,946	0,7439	0,0195	0,7739	0,7538	0,0049	0,2132	0,0297	0,2019	0,2221	0,0686
Modal	3	0,845	0,0177	0,0482	0,7916	0,802	0,0132	0,005	0,7356	0,2151	0,2271	0,8041
Modal	4	0,303	0,0016	0,1009	0,7932	0,9029	0,4989	0,0064	0,0102	0,714	0,2335	0,8143
Modal	5	0,283	0,113	0,0003	0,9062	0,9032	0,0016	0,5035	0,0048	0,7156	0,737	0,8191
Modal	6	0,258	0,0038	0,0121	0,91	0,9154	0,0568	0,0174	0,0976	0,7725	0,7544	0,9167
Modal	7	0,157	4.21E-02	0,0422	0,9101	0,9575	0,0925	0,0001	0,0076	0,865	0,7545	0,9243
Modal	8	0,143	0,0492	0,0003	0,9593	0,9578	0,0007	0,1114	0,0024	0,8657	0,8658	0,9267
Modal	9	0,134	0,0028	0,0081	0,962	0,966	0,0181	0,0063	0,0386	0,8838	0,8721	0,9653
Modal	10	0,099	3.32E-02	0,017	0,9621	0,983	0,061	0,0001	0,006	0,9447	0,8722	0,9713
Modal	11	0,089	0,0242	0,0007	0,9863	0,9837	0,0025	0,0849	0,001	0,9473	0,9572	0,9723
Modal	12	0,084	0,0017	0,0063	0,988	0,99	0,0221	0,0061	0,0164	0,9693	0,9632	0,9887
Modal	13	0,074	1.46E-02	0,0074	0,988	0,9974	0,0227	4.22E-02	0,0032	0,992	0,9633	0,9919
Modal	14	0,064	0,0098	0,0007	0,9979	0,9981	0,002	0,0302	0,0013	0,994	0,9935	0,9932
Modal	15	0,062	0,0021	0,0019	1	1	0,006	0,0065	0,0068	1	1	1

Los valores presentados corresponden a los resultados del análisis modal espectral obtenidos a partir del modelo estructural desarrollado en el software ETABS. Las participaciones modales en las direcciones principales (UX y UY). El análisis se realizó considerando las propiedades inelásticas de los elementos estructurales, es decir, con la aplicación de factores de reducción de rigidez por agrietamiento. En este sentido, los resultados reflejan el comportamiento dinámico de la estructura en condición agrietada.

Del análisis modal espectral realizado para el sistema pórticos especiales en condición no agrietada, se obtienen los siguientes resultados:

El Modo 1 presenta un período de 1,022 s y corresponde principalmente a una traslación en la dirección Y, con una participación modal de 73,43 % en UY, mientras que la participación en UX es reducida (3,0 %). Esto indica que la estructura es más flexible en la dirección Y.

El Modo 2, con un período de 0,946 s, corresponde a una traslación predominante en la dirección X, con una participación del 74,39 % en UX, confirmando la separación modal entre direcciones principales.

El Modo 3 ($T = 0,845$ s) presenta participaciones menores en ambas direcciones horizontales (4,82 % en Y y 1,77 % en X), pero muestra una importante componente torsional, reflejada en un valor de 73,56 % en RZ, lo que indica la aparición de efectos de torsión en modos superiores.

En cuanto a la participación modal acumulada, se observa que:

- En la dirección Y, el 90 % de masa se alcanza en el Modo 4 ($\text{SumUY} = 90,29$ %).
- En la dirección X, el 90 % se alcanza en el Modo 5 ($\text{SumUX} = 90,62$ %).

Estos resultados evidencian que un número reducido de modos es suficiente para representar adecuadamente la respuesta dinámica global en ambas direcciones.

Respecto a la componente torsional, se observa que:

Los dos primeros modos son predominantemente traslacionales, con baja participación rotacional, lo cual es adecuado desde el punto de vista estructural.

La torsión se activa principalmente a partir del Modo 3, donde la participación en RZ es significativa, lo cual es consistente con el comportamiento típico de sistemas de pórticos sismorresistentes.

Finalmente, los períodos obtenidos son relativamente elevados, lo que refleja una menor rigidez global del sistema en comparación con sistemas más rígidos, como los duales.

Verificación de los modos de vibrar – sistema dual.

Tabla 39. *Valores de periodos y particiones modales - Sistema Dual*

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec										

Modal	1	0,614	0,722	0,003	0,722	0,003	0,001	0,301	0,006	0,0014	0,3019	0,0062
Modal	2	0,555	0,003	0,725	0,725	0,728	0,305	0,001	0,001	0,3065	0,3034	0,0079
Modal	3	0,513	0,006	0,001	0,732	0,730	0,000	0,002	0,731	0,3072	0,3055	0,739
Modal	4	0,134	0,19	0,000	0,922	0,730	0,000	0,473	0	0,3073	0,7789	0,7391
Modal	5	0,12	0,000	0,159	0,922	0,889	0,392	0,000	0,035	0,6997	0,7792	0,7743
Modal	6	0,116	0	0,036	0,922	0,926	0,087	0	0,151	0,7873	0,7792	0,9256
Modal	7	0,057	0,058	0	0,980	0,926	0	0,157	0,000	0,7873	0,9363	0,9257
Modal	8	0,053	0	0,033	0,980	0,958	0,091	0,000	0,023	0,8788	0,9364	0,9488
Modal	9	0,051	0	0,024	0,980	0,983	0,065	0,000	0,033	0,9445	0,9365	0,9823
Modal	10	0,036	0,018	0	0,998	0,983	0	0,059	0,000	0,9445	0,9957	0,9823
Modal	11	0,034	0,000	0,008	0,998	0,991	0,028	0,000	0,006	0,9734	0,9959	0,9889
Modal	12	0,032	0	0,007	0,998	0,999	0,023	0,000	0,010	0,9971	0,996	0,999
Modal	13	0,027	0,001	0	1	0,999	0	0,004	0	0,9971	1	0,999
Modal	14	0,025	0	0,000	1	0,999	0,001	0	0,000	0,9985	1	0,9994
Modal	15	0,024	0	0,000	1	1	0,001	0	0,000	1	1	1

Los valores presentados corresponden a los resultados del análisis modal espectral obtenidos a partir del modelo estructural desarrollado en el software ETABS. Las participaciones modales en las direcciones principales (UX y UY). El análisis se realizó considerando las propiedades inelásticas de los elementos estructurales, es decir, con la aplicación de factores de reducción de rigidez por agrietamiento. En este sentido, los resultados reflejan el comportamiento dinámico de la estructura en condición agrietada.

Del análisis modal espectral realizado para el sistema pórticos especiales en condición no agrietada, se obtienen los siguientes resultados: El Modo 1 ($T = 0,614$ s) presenta una participación predominante en la dirección X ($UX = 72,22$ %), con una contribución prácticamente nula en la dirección Y ($UY = 0,32$ %), lo que indica un comportamiento principalmente traslacional en el eje X.

El Modo 2 ($T = 0,555$ s) corresponde a un modo dominante en la dirección Y, con una participación del 72,54 %, acompañado de una contribución casi nula en X (0,37 %), evidenciando una respuesta traslacional pura en dicho eje. El Modo 3 ($T = 0,513$ s) presenta una participación torsional dominante, con un $RZ = 73,11$ %, y contribuciones traslacionales muy bajas ($UX = 0,61$ %, $UY = 0,18$ %).

En términos de participación modal acumulada, se observa que:

- En la dirección X, se supera el 90 % en el Modo 4 (SumUX = 92,2 %).
- En la dirección Y, se supera el 90 % en el Modo 6 (SumUY = 92,6 %).

Estos resultados confirman que el número de modos considerados es suficiente para representar adecuadamente la respuesta dinámica del sistema.

En general, el sistema dual con rigideces agrietadas presenta un comportamiento dinámico con modos traslacionales bien definidos en las direcciones principales durante los primeros dos modos, pero con un tercer modo marcadamente torsional. Esto refleja la redistribución de rigideces debida al agrietamiento obteniendo una mejor respuesta estructural.

Verificación de derivas de piso – sistema de pórticos especiales.

Tabla 41. Deriva máxima por piso – Sistema pórticos especiales

DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION X							
TABLE: DERIVAS EN DIRECCION X							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	175.704	3060	0.78
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	151.71	3060	1.23
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	114.162	3060	1.47
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	69.21	3060	1.46
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	24.588	3060	0.80
DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION Y							
TABLE: DERIVAS EN DIRECCION Y							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	198.432	3060	0.83

Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	173.142	3060	1.30
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	133.41	3060	1.67
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	82.224	3060	1.72
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	29.622	3060	0.97

Elaboración propia. Porcentaje de deriva por piso, obtenido en porcentaje en ambos sentidos del análisis. (X y Y). El caso analizado es la Envolvente de carga como último paso de verificación puesto que los casos sísmicos dinámicos escalados cumplen satisfactoriamente.

Del análisis de las derivas de piso para el sistema aporticado, se observa que los valores máximos se presentan en los niveles intermedios de la edificación, específicamente en el piso 3 en dirección X (1,47%) y en el piso 2 en dirección Y (1,72%), lo cual es consistente con el Diagrama obtenido en la figura 27.

Los cálculos para las derivas por piso del sistema de pórticos se encuentran en el Anexo (V)

En términos generales, todas las derivas obtenidas se encuentran por debajo del límite permisible del 2% establecido por la normativa sísmica, lo que indica que la estructura presenta un adecuado desempeño en términos de control de desplazamientos laterales. No obstante, se evidencia que la dirección Y es más flexible, alcanzando valores de deriva mayores en comparación con la dirección X, lo cual guarda relación con los resultados del análisis modal, donde se identificó un mayor período fundamental en dicha dirección.

En consecuencia, se concluye que el sistema de pórticos especiales sismorresistentes cumple con los requisitos normativos de deriva, garantizando un comportamiento estructural adecuado frente a sollicitaciones sísmicas, aunque con una mayor susceptibilidad a deformaciones en la dirección Y, aspecto que debe ser considerado en la evaluación comparativa con el sistema dual.

Verificación de derivas de piso – sistema dual.

Tabla 43. Deriva máxima por piso – Sistema dual con muros estructurales

DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION X

TABLE: DERIVAS EN DIRECCION X							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVE NTE	Combina tion	Max	99.786	3060	0.74
Story4	D1	ENVOLVE NTE	Combina tion	Max	77.28	3060	0.78
Story3	D1	ENVOLVE NTE	Combina tion	Max	53.532	3060	0.77
Story2	D1	ENVOLVE NTE	Combina tion	Max	29.946	3060	0.66
Story1	D1	ENVOLVE NTE	Combina tion	Max	9.684	3060	0.32
DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION Y							
TABLE: DERIVAS EN DIRECCION Y							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVE NTE	Combina tion	Max	82.71	3060	0.62
Story4	D1	ENVOLVE NTE	Combina tion	Max	63.654	3060	0.64
Story3	D1	ENVOLVE NTE	Combina tion	Max	43.926	3060	0.63
Story2	D1	ENVOLVE NTE	Combina tion	Max	24.558	3060	0.54
Story1	D1	ENVOLVE NTE	Combina tion	Max	7.986	3060	0.26

Elaboración propia. Porcentaje de deriva por piso, obtenido en porcentaje en ambos sentidos del análisis. (X y Y). El caso analizado es la Envolvente de carga como último paso de verificación puesto que los casos sísmicos dinámicos escalados cumplen satisfactoriamente.

Del análisis de las derivas de piso para el sistema dual con rigideces agrietadas, se observa que en la dirección X el valor máximo alcanzado es de 0,78 % en el piso 4, mientras que en la dirección Y la deriva máxima también se presenta en el piso 4 con un valor de 0,64 %. En ambos casos, las derivas se mantienen prácticamente constantes entre los pisos 2 y 5, con diferencias mínimas entre niveles, lo que indica que no existen concentraciones de deformación en un piso específico.

Este comportamiento refleja que el sistema dual agrietado se comporta como un bloque rígido en altura, donde todos los niveles intermedios y superiores se desplazan de manera casi solidaria. La reducción de la deriva en el piso 5 respecto al piso 4 (0,74 % frente a 0,78 % en X, y 0,62 % frente a 0,64 % en Y) evidencia el efecto de restricción del muro estructural, que impide la acumulación excesiva de deformación en los pisos altos. En conjunto, estos resultados demuestran que el sistema dual, incluso bajo condiciones de rigideces agrietadas, presenta un modo de deformación predominante de flexión, característico del trabajo conjunto entre pórticos y muros, a diferencia de un sistema de pórticos donde predominan las deformaciones por corte.

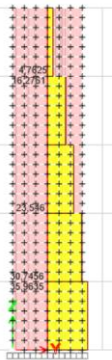
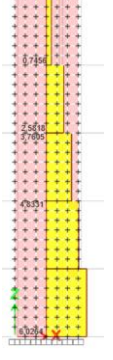
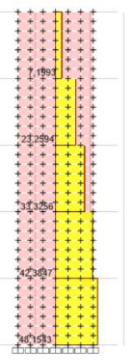
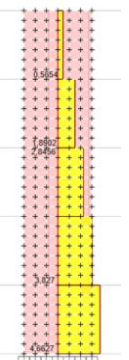
Los cálculos para el peso del sistema dual se encuentran en el Anexo (VI)

En términos generales, todas las derivas obtenidas se encuentran por debajo del límite permisible del 2 % establecido por la normativa sísmica, lo que indica que la estructura cumple con los requisitos reglamentarios de control de desplazamientos laterales

Aporte del cortante en muros en el sentido Y – sistema dual.

Tabla 45. *Aporte del Cortante en los muros en la dirección Y – Sistema Dual*

Cortante en el eje Y	
Muro P1	Muro P2

	
Cortante Obtenido	Cortante Obtenido
30.72 tonf	6.026 tonf
Muro P3	Muro P4
	
Cortante Obtenido	Cortante Obtenido
48.15 tonf	4.6627 tonf
Cortante Obtenido total	
89.5587 tonf	

Nota. Elaboración propia. Valores de cortantes para cada muro para la obtención del aporte de muros.

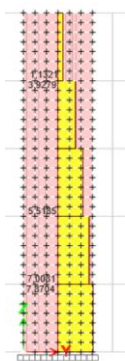
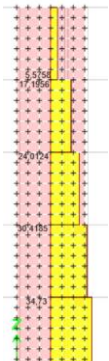
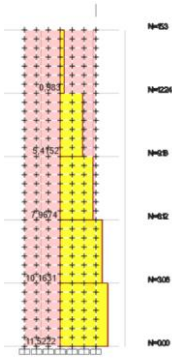
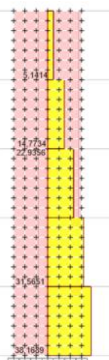
En la dirección Y, la sumatoria de los cortantes absorbidos por los muros estructurales es de 89.5587 Ton, mientras que el cortante basal total de la estructura es de 108,88 toneladas fuerza. De acuerdo con la normativa, los muros deben resistir al menos el 75 % del cortante basal, lo que corresponde a un valor mínimo de 81.66 Ton.

Al comparar estos valores, se verifica que los muros estructurales sí cumplen con el requisito normativo, ya que el cortante que absorben supera el mínimo exigido. En consecuencia, se concluye que, en la dirección Y, el sistema dual presenta una

adecuada participación de los muros en la resistencia sísmica, garantizando el cumplimiento de los criterios establecidos para este tipo de sistemas estructurales.

Aporte del cortante en muros en el sentido X – sistema dual.

Tabla 46. Aporte del Cortante en los muros en la dirección X – Sistema Dual

Cortante en el eje X	
Muro P1	Muro P2
	
Cortante Obtenido	Cortante Obtenido
7.87 tonf	34.73 tonf
Muro P3	Muro P4
	
Cortante Obtenido	Cortante Obtenido
11.52 tonf	38.16 tonf
Cortante Obtenido total	
92.28 tonf	

Nota. Elaboración propia. Valores de cortantes para cada muro para la obtención del aporte de muros.

En la dirección X, la sumatoria de los cortantes absorbidos por los muros estructurales es de 92,28 toneladas fuerza, mientras que el cortante basal total de la estructura es de 108,88 toneladas fuerza. De acuerdo con la normativa, los muros deben resistir al menos el 75 % del cortante basal, lo que corresponde a un valor mínimo de 81.66 Ton. Al comparar estos valores, se verifica que los muros estructurales cumplen con el requisito normativo, ya que el cortante total que absorben supera ampliamente el mínimo exigido. En consecuencia, se concluye que, en la dirección X, el sistema dual presenta una adecuada participación de los muros en la resistencia sísmica, garantizando una correcta distribución de fuerzas laterales conforme a lo establecido por la normativa vigente.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos del análisis sísmico evidencian diferencias significativas en el comportamiento estructural entre el sistema de pórticos especiales y el sistema dual. En particular, el sistema dual presenta períodos fundamentales de vibración considerablemente más cortos (0,614 s y 0,555 s) en comparación con el sistema de pórticos especiales (1,022 s y 0,946 s), lo que representa una reducción aproximada del 40%. Este comportamiento confirma la mayor rigidez lateral que aportan los muros estructurales, desplazando la respuesta de la edificación hacia la zona de menores deformaciones dentro del espectro de diseño.

Como consecuencia directa de esta mayor rigidez, el sistema dual desarrolla un cortante basal estático un 38% superior (108,8 tonf frente a 78,1 tonf). Este incremento es consistente con la teoría del comportamiento sísmico, ya que estructuras más rígidas tienden a atraer mayores fuerzas sísmicas al ubicarse en regiones del espectro con mayores aceleraciones. No obstante, este aumento no constituye una desventaja, sino una redistribución de la demanda sísmica hacia esfuerzos internos, favoreciendo un mejor control global de la respuesta estructural.

En términos de desplazamientos laterales, el sistema dual demuestra un desempeño notablemente superior. Las derivas máximas alcanzadas (0,78% en dirección X y 0,64% en dirección Y) son aproximadamente un 55% menores que las del sistema de pórticos especiales (1,47% y 1,72%, respectivamente). Si bien ambos sistemas cumplen con el límite normativo del 2%, la reducción de derivas en el sistema dual implica una menor probabilidad de daño en elementos no estructurales, así como una mejora en la funcionalidad y habitabilidad de la edificación tras eventos sísmicos, especialmente de intensidad moderada.

El diseño de los elementos estructurales refleja claramente estas diferencias en la distribución de esfuerzos. En el sistema de pórticos especiales, las columnas deben resistir la totalidad de las fuerzas laterales, lo que conduce a la necesidad de secciones más robustas y mayores cuantías de refuerzo para cumplir con los criterios de diseño sismorresistente. En contraste, el sistema dual permite una redistribución más eficiente de estas fuerzas a través de los muros estructurales, reduciendo significativamente la

demanda en las columnas y facilitando el cumplimiento del criterio de columna fuerte – viga débil sin recurrir a sobredimensionamientos.

Los muros estructurales del sistema dual, con espesores de 30 cm y longitudes entre 2,85 m y 3,45 m, presentan relaciones demanda/capacidades comprendidas entre 0,80 y 0,93. Estos valores indican un adecuado nivel de aprovechamiento de la capacidad resistente, evidenciando un diseño eficiente que mantiene un margen de seguridad razonable frente a la falla por flexo-compresión sin incurrir en un uso excesivo de materiales.

Desde el punto de vista económico, el sistema dual presenta un incremento en el consumo de materiales, reflejado en 31,74 m³ adicionales de hormigón, 1.301 kg más de acero de refuerzo y 220 m² adicionales de encofrado. Esto se traduce en un costo total de USD 164,673.208, frente a USD 151,416.94 del sistema de pórticos especiales, lo que representa una diferencia de USD 13,256.27 (8,75%). Si bien este incremento es relevante, resulta moderado en relación con las mejoras sustanciales en el desempeño sísmico.

En este contexto, la selección del sistema estructural no debe basarse exclusivamente en el costo inicial, sino en un análisis integral que considere el desempeño esperado durante la vida útil de la estructura. La reducción de derivas y la consecuente disminución del daño en elementos no estructurales pueden traducirse en menores costos de reparación, mantenimiento y pérdidas operativas tras un evento sísmico, lo que posiciona al sistema dual como una alternativa potencialmente más eficiente desde la perspectiva del costo del ciclo de vida.

De manera adicional, los resultados obtenidos en la presente investigación permiten cuestionar la representatividad de ciertos parámetros establecidos en la normativa sísmica ecuatoriana NEC-SE-DS, 2015. En particular, la norma asigna un factor de reducción de respuesta sísmica $R=8$ tanto para los sistemas duales como para los sistemas de pórticos especiales sismo resistentes, asumiendo para ambos una elevada capacidad de disipación de energía y un comportamiento dúctil similar. Asimismo, la deriva máxima permitida para estos sistemas corresponde al 2% de la altura de entrepiso. Sin embargo, el comportamiento estructural evidenciado en los análisis desarrollados demuestra que, pese a compartir los mismos valores normativos de R y

límites de deriva, ambos sistemas presentan respuestas significativamente diferentes en términos de rigidez, desplazamientos laterales y control de deformaciones, lo que evidencia que dichos parámetros normativos no reflejan completamente el comportamiento real de las estructuras analizadas. En este contexto, puede inferirse que existe cierta ineficiencia en la asignación de estos valores dentro de la NEC, especialmente en lo relacionado con el factor R , ya que sistemas estructurales con mecanismos resistentes distintos son evaluados bajo criterios similares de reducción sísmica. Esta situación también ha sido objeto de revisión en otras normativas internacionales. Por ejemplo, la Norma Peruana E.030 diferencia el valor de R entre sistemas de pórticos especiales y sistemas duales, asignando valores de 8 y 7 respectivamente, reconociendo así diferencias en su capacidad de disipación y rigidez estructural.

De igual manera, respecto al control de derivas, la NEC establece un límite uniforme del 2% para ambos sistemas estructurales, mientras que otras normativas internacionales adoptan criterios más diferenciados y conservadores. La norma peruana E.030, al igual que estándares internacionales como ASCE 7 y Eurocódigo 8, considera límites de deriva que varían según el tipo estructural, nivel de desempeño esperado y categoría de ocupación de la edificación, reconociendo que cada sistema posee distinta rigidez lateral y capacidad de control de desplazamientos. En consecuencia, los resultados obtenidos en esta investigación evidencian que el empleo de límites idénticos de deriva para sistemas estructurales diferentes puede generar una representación poco precisa del desempeño sísmico real, especialmente en estructuras donde la rigidez y el mecanismo resistente influyen directamente en la respuesta lateral.

Finalmente, se concluye que la elección entre ambos sistemas debe responder a un balance entre costo y desempeño, considerando además factores como la importancia de la edificación, las condiciones del sitio y los objetivos de diseño. En zonas de alta sismicidad o en proyectos donde la resiliencia estructural sea un criterio prioritario, el sistema dual ofrece ventajas significativas que justifican su mayor inversión inicial.

RECOMENDACIONES

A partir del análisis comparativo entre el sistema de pórticos especiales y el sistema dual, se plantean las siguientes recomendaciones para la selección del sistema estructural en edificaciones similares:

En primer lugar, cuando el criterio predominante sea la optimización del costo inicial, el sistema de pórticos especiales constituye una alternativa adecuada, ya que presenta

una reducción del 8,3% en el presupuesto total. Sin embargo, esta ventaja económica debe evaluarse con cautela, debido a que este sistema presenta mayores derivas laterales, lo que puede traducirse en un incremento del daño en elementos no estructurales y, por ende, mayores costos de reparación ante eventos sísmicos moderados o severos.

Por otro lado, el sistema dual se recomienda en edificaciones donde se priorice el desempeño sísmico y la funcionalidad post-evento, tales como edificios institucionales, comerciales o de uso continuo. La significativa reducción de derivas (del orden del 55%) evidencia un mejor control de deformaciones, lo que contribuye a minimizar daños no estructurales, mejorar el confort de los ocupantes y reducir interrupciones en la operación del edificio tras un sismo.

Adicionalmente, aunque el sistema dual presenta un incremento en el cortante basal, este comportamiento es consistente con su mayor rigidez y no representa una desventaja estructural, sino una redistribución de la demanda sísmica hacia fuerzas internas, favoreciendo un comportamiento global más controlado.

Desde el punto de vista económico, si bien el sistema dual implica un mayor consumo de materiales, el incremento de costo del 8,3% puede considerarse relativamente bajo en relación con la mejora significativa en el desempeño estructural. En este sentido, se recomienda evaluar la elección del sistema no únicamente en función del costo inicial, sino incorporando criterios de costo del ciclo de vida, donde el sistema dual podría resultar más conveniente al reducir potenciales gastos por reparación, mantenimiento y pérdidas operativas.

Asimismo, el uso de muros estructurales en el sistema dual permite una distribución más eficiente de las fuerzas laterales, lo que reduce la demanda en columnas y facilita el cumplimiento del criterio de diseño sismorresistente de columna fuerte – viga débil sin necesidad de sobredimensionar elementos. Esto no solo mejora el comportamiento estructural, sino que también optimiza el diseño en términos de seguridad.

Finalmente, se recomienda que la selección del sistema estructural considere factores adicionales como la altura del edificio, el tipo de suelo, la importancia de la edificación y los requerimientos de desempeño. En estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad o destinadas a usos críticos, el sistema dual representa una alternativa más robusta y confiable.

BIBLIOGRAFÍA

American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*. (A. C. Institute, Ed.) Farmington Hills, MI.

Anil K. Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* (4th ed.). Pearson.

Baque Campozano, B., & Córdova Morán, H. J. (2012). *Análisis comparativo de la vulnerabilidad sísmica de un edificio de hormigón armado para uso comercial*

con y sin muro de corte mediante desempeño estructural [Tesis de pregrado, Universidad Estatal del Sur de Manabí]. Repositorio Digital UNESUM. <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/516>

Barros Bastidas, L. M. (2015). *Análisis comparativo económico-estructural entre un sistema aporticado, un sistema aporticado con muros estructurales y un sistema dual* [Tesis de maestría, Escuela Politécnica Nacional]. Repositorio Digital EPN. <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/10314>

Cook, R. D. (2002). *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. (J. W. Sons) New York.

Deng, T.-H., & Henry, R. S. (2026). *Dynamic analysis of tall RC shear walls designed with light reinforcement contents*. Bulletin of Earthquake Engineering.

Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (n.d.). *Catálogo sísmicos*. Retrieved from Instituto Geofísico EPN: <https://www.igepn.edu.ec/mapa-ultimos-sismos>.

Kassimali, A. (2010). *Structural Analysis*. (C. Learning, Ed.) Stamford, CT.

Norma Ecuatoriana de la Construcción . (2015). *NEC-SE-DS*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Quito. Recuperado el 3 de 5 de 2026

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-CG*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Quito.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *NEC-SE-HM*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), Quito.

Ordóñez Fernández, J. L. (2015). *Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporticadas y estructuras con muros de corte* [Tesis de maestría, Escuela Politécnica Nacional]. Repositorio Digital EPN. <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/11861>

Pérez Benito, C. E. (2019). *Análisis del comportamiento sísmico de una edificación empleando diferentes sistemas estructurales – Lima 2019* [Tesis de grado, Universidad César Vallejo]. Repositorio Institucional UCV. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/49046>

- Quinde Martínez , P., & Reinoso Angulo, E. (2016). *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. Ingeniería Sísmica*. Recuperado el 23 de mayo de 2026, de SciELO: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001&lng=es&tlng=es.
- Russell C. Hibbeler, R. C. (2017). *Structural analysis* (10th ed.). Pearson.
- Ulcuango, David & Gabriela, Haro, Ana. (2024). *Evaluación del Desempeño Sísmico de un Sistema Dual de Hormigón Armado con Diferentes Niveles de Irregularidad Torsional*. *Revista Politécnica*, 53(1), 83-98. <https://doi.org/10.33333/rp.vol53n1.08>.

DATOS	
I	1,00
ϕp	1,00
ϕe	1,00
R	6,00
n	2,48
Z	0,25
Suelo	C
Fa	1,3
Fd	1,28
Fs	0,94
r	1
Ct	0,055
He	15,30
α	0,75

Cálculos		
Tc C	0,26	s
Tf	0,43	s
Sa C	0,50	g
Sa def	0,50	g
Coeficiente	0,083	
k	1,000	

REGULAR

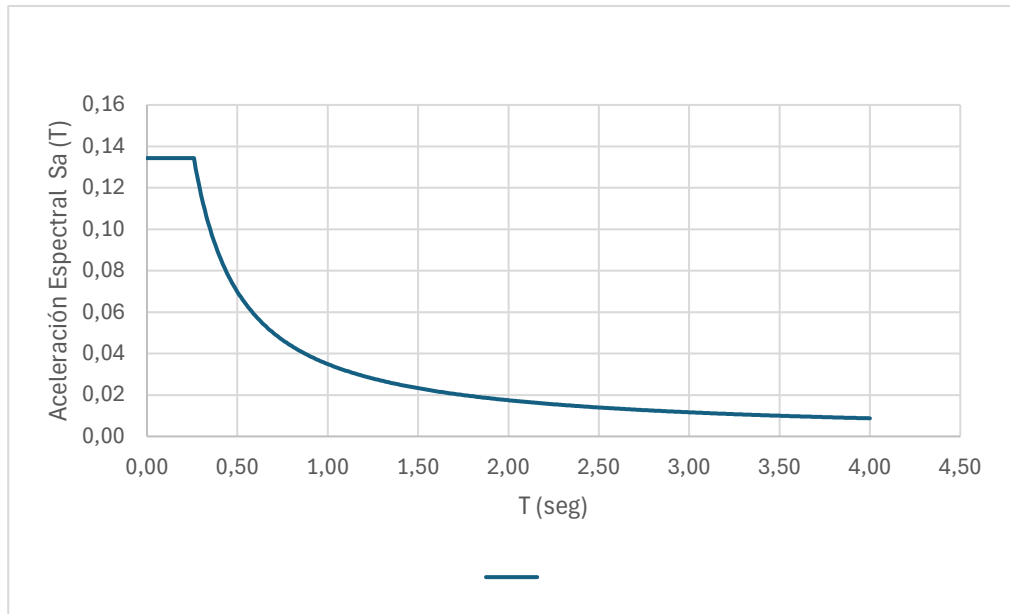
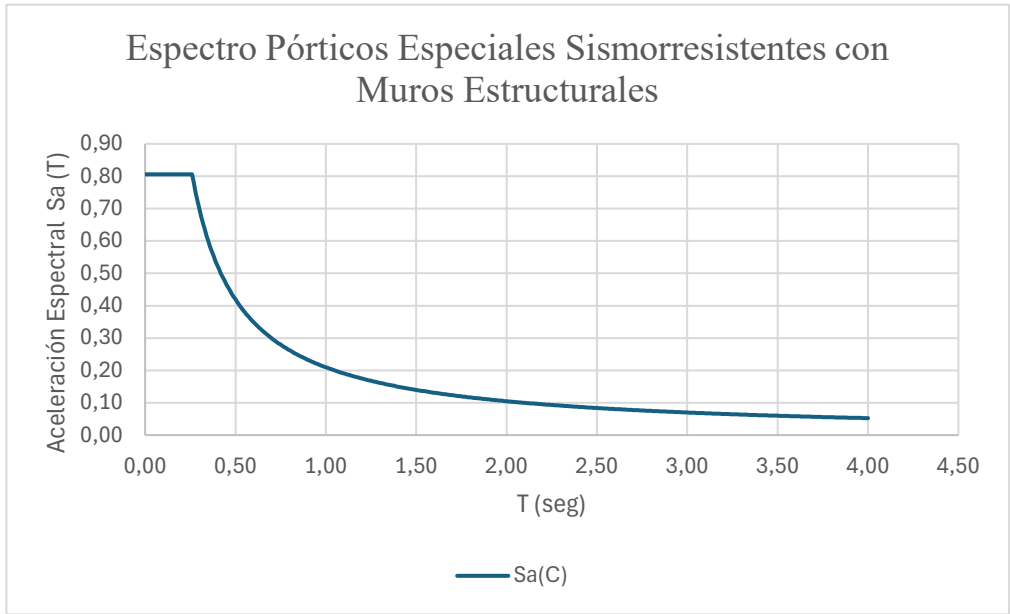
T	Sa(C)
0,00	0,81
0,01	0,81
0,02	0,81
0,03	0,81
0,04	0,81
0,05	0,81
0,06	0,81
0,07	0,81
0,08	0,81
0,09	0,81
0,10	0,81
0,11	0,81
0,12	0,81
0,13	0,81
0,14	0,81
0,15	0,81
0,16	0,81
0,17	0,81
0,18	0,81
0,19	0,81
0,20	0,81
0,21	0,81
0,22	0,81
0,23	0,81
0,24	0,81
0,25	0,81
0,26	0,81
0,27	0,78
0,28	0,75
0,29	0,72
0,30	0,70
0,31	0,68
0,32	0,65
0,33	0,64
0,34	0,62
0,35	0,60
0,36	0,58
0,37	0,57
0,38	0,55
0,39	0,54
0,40	0,52
0,41	0,51
0,42	0,50

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,13
0,12
0,12
0,12
0,11
0,11
0,11
0,10
0,10
0,10
0,09
0,09
0,09
0,09
0,09
0,08



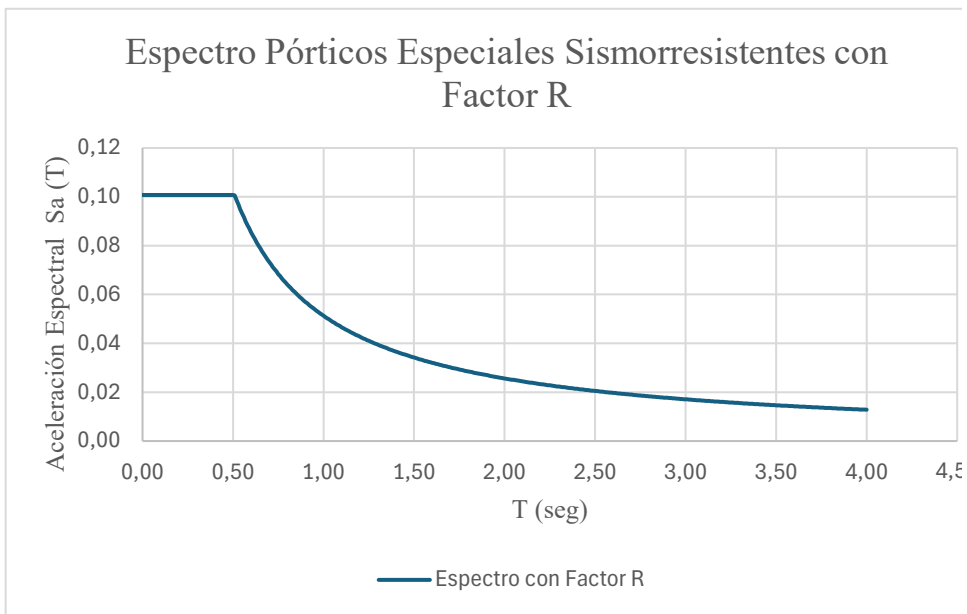
DATOS			Cálculos			T	Sa(C)
I	1,00		Tc C	0,51	s	0,00	0,81
ϕp	1,00		Tf	0,64	s	0,01	0,81
ϕe	1,00		Sa C	0,64	g	0,02	0,81
R	8,00					0,03	0,81
n	2,48		Sa def	0,64	g	0,04	0,81
Z	0,25		Coefficiente	0,0801		0,05	0,81
Suelo	C		k	1,0703		0,06	0,81
Fa	1,3	1,3				0,07	0,81
Fd	1,28	1,5				0,08	0,81
Fs	0,94	1,1				0,09	0,81
r	1					0,10	0,81
						0,11	0,81
Ct	0,055					0,12	0,81
He	15,30					0,13	0,81
α	0,9					0,14	0,81
						0,15	0,81
						0,16	0,81
						0,17	0,81

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

0,32

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

[illegible]

DATOS		
# Pisos	5	u
Entrepiso	3,06	m
ALTURA	15,3	m
γHA	2400	kg/m3
γ Losa	250,6	kg/m2
γ Losa maciza	432	kg/m2

Columnas			Vigas			Losas		
Secc 1	40	cm	Secc 1	30	cm	Tipo	Aligerada	
	50	cm		50	cm			
# columnas	8	u	Longitud total	75,9	m	Área 1	60,73	m²
Secc 2	40	cm	Secc 2	30	cm	Área 2	79,025	m²
	55	cm		35	cm	Área 3	3,43	m²
# columnas	2	u	Longitud total	31,25	m	Área 4	66,05	m²
Secc 3	40	cm	Secc 3	40	cm			
	60	cm		60	cm	Área Losa	228,235	m²
# columnas	2	u	Longitud total	33	m	Peso Losa	67,074161	Tn
entrepiso	306	cm						
Nº Columnas	12	u						
Vol colum	7711200	cm3						
Vol colum	7,7112	m	Vol vigas	20,8675	m3			
Peso colum	18,96688	Tn	Peso Vigas	50,082	Tn			

VERIFICACIÓN DEL PESO DEL EDIFICIO		
Peso del edificio	676,55	Tn
Peso Planta 1	542,65	Tn
Peso Planta 2	406,99	Tn
Peso Planta 3	269,56	Tn
Peso Planta 4	134,78	Tn

Columnas 4 y 5to piso		
vol colum	7344000	
	7,344	
peso col	17,6256	tn

ETABS

Story	Output Case	Case Type	Location	P	VX	VY	MX	MY
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
N+15,30	Dead	LinStatic	Top	114,8013	0	0	1064,2489	-875,7215
N+15,30	Dead	LinStatic	Bottom	131,665	0	0	1223,9715	-975,6839
N+12,24	Dead	LinStatic	Top	246,5663	0	0	2286,2204	-1851,4054
N+12,24	Dead	LinStatic	Bottom	263,3299	0	0	2447,8952	-1951,4518
N+9,18	Dead	LinStatic	Top	378,0038	0	0	3509,9943	-2825,4723
N+9,18	Dead	LinStatic	Bottom	396,532	0	0	3686,4541	-2936,1887
N+6,12	Dead	LinStatic	Top	511,1969	0	0	4748,3955	-3810,2069
N+6,12	Dead	LinStatic	Bottom	529,8722	0	0	4927,3982	-3920,937
N+3,06	Dead	LinStatic	Top	644,5461	0	0	5989,4942	-4794,9575
N+3,06	Dead	LinStatic	Bottom	663,0743	0	0	6165,9973	-4905,5709

Datos		
# Pisos	5	u
Entrepiso	3,06	m
Altura del edi	15,3	m
g HA	2400	kg/m3
g Losa alig	292,6	kg/m2
g Losa maciza	432	kg/m2

Columnas		
Secc 1	50	cm
	40	cm
# columnas	4	u
Secc 2	50	cm
	50	cm
# columnas	4	u
# columnas		u
Nº Columnas por planta	8	u
Vol colum	5,508	m3
Peso colum	13,2192	Tn

Vigas		
Secc 1	30	cm
	50	cm
Longitud total	72,5	m
Secc 2	20	cm
	25	cm
Longitud total	24,75	m
Secc 3	40	cm
	60	cm
Longitud total	33	m
Vol vigas	20,0325	m3
Peso Vigas	48,078	Tn

Losas		
Tipo	Aligerada	
Área 1	80,73	m²
Área 2	79,025	m²
Área 3	3,43	m³
Área 4	66,05	m³
Área Losa	229,235	m²
Peso Losa	67,074161	Tn

Muros		
Secc 1	310	cm
	30	cm
Secc 2	285	cm
	30	cm
Secc 3	345	cm
	30	cm
Secc 4	300	cm
	30	cm
Vol muros	11,3832	m3
Peso Muros	27,31968	Tn

VERIFICACIÓN DEL PESO DEL EDIFICIO		
Peso del edificio	778,46	Tn
Peso Planta 1	622,76	Tn
Peso Planta 2	467,07	Tn
Peso Planta 3	311,38	Tn
Peso Planta 4	155,69	Tn

1055,155
1096,1746

41,0196
0,03887543

1101,05

DATOS DE COL			Num	14	u
Ancho	70	cm	As	35,63	cm ²
Prof	50	cm	bc	62	cm
Var a	5	u	Ag	3500	cm²
var p	4	u	Lo	70	cm
φ long	18	mm	S (Lo)	10,00	cm
φ esq	18	mm	S (Int)	10,80	cm
rec	4	cm	Ac	2604	cm ²
φ est	10	mm	Ash ₁	3,66	cm ²
			Ash ₂	3,1885714	cm ²
He	2,46	m	Ash	3,66	cm²
			Ramas	4,7	u
			Cuantía	1,02%	OK
f'c	240		Sep a	12,75	OK
fy	4200		Sep p	10,93	OK

DATOS DE COL			Num	14	u
Ancho	60	cm	As	30,28	cm ²
Prof	50	cm	bc	52	cm
Var a	5	u	Ag	3000	cm²
var p	4	u	Lo	60	cm
φ long	16	mm	S (Lo)	9,6	cm
φ esq	18	mm	S (Int)	10,8	cm
rec	4	cm	Ac	2184	cm ²
φ est	10	mm	Ash ₁	3,20	cm ²
			Ash ₂	2,5673143	cm ²
He	2,46	m	Ash	3,20	cm²
			Ramas	4,1	u
			Cuantía	1,01%	OK
f'c	240		Sep a	10,40	OK
fy	4200		Sep p	11,07	OK

DATOS DE COL			Num	14	u
Ancho	60	cm	As	30,27	cm ²
Prof	50	cm	bc	52	cm
Var a	5	u	Ag	3000	cm²
var p	4	u	Lo	60	cm
φ long	16	mm	S (Lo)	9,6	cm
φ esq	18	mm	S (Int)	10,8	cm
rec	4	cm	Ac	2184	cm ²
φ est	10	mm	Ash ₁	3,20	cm ²
			Ash ₂	2,5673143	cm ²
He	2,46	m	Ash	3,20	cm²
			Ramas	4,1	u
			Cuantía	1,01%	OK
f'c	240		Sep a	10,40	OK
fy	4200		Sep p	11,07	OK

DATOS DE COL			Num	12	u
Ancho	50	cm	As	26,26	cm ²
Prof	50	cm	bc	42	cm
Var a	4	u	Ag	2500	cm²
var p	4	u	Lo	50	cm
φ long	16	mm	S (Lo)	9,6	cm
φ esq	18	mm	S (Int)	10,8	cm
rec	4	cm	Ac	1764	cm ²
φ est	10	mm	Ash ₁	2,88	cm ²
			Ash ₂	2,0736	cm ²
He	2,46	m	Ash	2,88	cm²
			Ramas	3,7	u
			Cuantía	1,05%	OK
f'c	240		Sep a	11,07	OK
fy	4200		Sep p	11,07	OK

14,266667

16,266667

DATOS DE COL			Num	12	u
Ancho	50	cm	As	26,26	cm ²
Prof	45	cm	bc	42	cm
Var a	4	u	Ag	2250	cm²
var p	4	u	Lo	50	cm
φ long	16	mm	S (Lo)	9,6	cm
φ esq	18	mm	S (Int)	10,8	cm
rec	4	cm	Ac	1554	cm ²
φ est	10	mm	Ash ₁	3,10	cm ²
			Ash ₂	2,0736	cm ²
He	2,46	m	Ash	3,10	cm²
			Ramas	3,9	u
			Cuantía	1,17%	OK
f'c	240		Sep a	11,07	OK
fy	4200		Sep p	9,40	OK

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements						
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY
					mm	mm
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	29,28	33,07
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-22,41	-28,35
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	25,29	28,86
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-19,39	-24,51
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	19,03	22,24
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-14,67	-18,9
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	11,54	13,7
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-9,02	-11,67
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	4,1	4,94
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-3,21	-4,19

DESPLAZAMIENTOS Δ_U

$$R= 8$$

$$\Delta_U=(0.75 \cdot R) \Delta_D$$

CENTRO DE MASA

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements						
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX _U	UY _U
					mm	mm
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	175,68	198,42
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-134,46	-170,1
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	151,74	173,16
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-116,34	-147,06
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	114,18	133,44
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-88,02	-113,4
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	69,24	82,2
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-54,12	-70,02
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	24,6	29,64
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-19,26	-25,14

DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION X							
ERIVAS EN DIRECCION X							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	175,68	3060	0,78
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	151,74	3060	1,23
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	114,18	3060	1,47
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	69,24	3060	1,46
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	24,6	3060	0,80
DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION Y							
ERIVAS EN DIRECCION Y							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	198,42	3060	0,83
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	173,16	3060	1,30
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	133,44	3060	1,67
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	82,2	3060	1,72
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	29,64	3060	0,97

DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION X

TABLE: DERIVAS EN DIRECCION X							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	134,46	3060	0,59
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	116,34	3060	0,93
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	88,02	3060	1,11
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	54,12	3060	1,14
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	19,26	3060	-3,73

DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION Y

TABLE: DERIVAS EN DIRECCION Y							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	170,1	3060	0,75
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	147,06	3060	1,10
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	113,4	3060	1,42
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	70,02	3060	1,47
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	25,14	3060	-0,95

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements						
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY
					mm	mm
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	16,63	13,79
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-11,66	-11,46
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	12,88	10,61
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-8,99	-8,75
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	8,92	7,32
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-6,19	-6,00
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	4,99	4,09
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-3,44	-3,32
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	1,61	1,33
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-1,11	-1,07

DESPLAZAMIENTOS Δ_U

$$R= 8$$

$$\Delta_U=(0.75 \cdot R) \Delta_D$$

CENTRO DE MASA

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements						
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX _U	UY _U
					mm	mm
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	99,786	82,71
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-69,954	-68,772
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	77,28	63,654
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-53,934	-52,524
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	53,532	43,926
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-37,164	-35,97
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	29,946	24,558
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-20,664	-19,944
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	9,684	7,986
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-6,636	-6,408

DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION X							
ERIVAS EN DIRECCION X							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	99,786	3060	0,74
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	77,28	3060	0,78
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	53,532	3060	0,77
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	29,946	3060	0,66
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	9,684	3060	0,32
DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION Y							
ERIVAS EN DIRECCION Y							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	82,71	3060	0,62
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	63,654	3060	0,64
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	43,926	3060	0,63
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	24,558	3060	0,54
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Max	7,986	3060	0,26

DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION X

TABLE: DERIVAS EN DIRECCION X							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	69,954	3060	0,52
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	53,934	3060	0,55
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	37,164	3060	0,54
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	20,664	3060	0,46
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	6,636	3060	-1,22

DERIVAS DEL EDIFICIO EN LA DIRECCION Y

TABLE: DERIVAS EN DIRECCION Y							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY	H	DERIVAS
					mm	mm	%
Story5	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	68,772	3060	0,53
Story4	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	52,524	3060	0,54
Story3	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	35,97	3060	0,52
Story2	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	19,944	3060	0,44
Story1	D1	ENVOLVENTE	Combination	Min	6,408	3060	-0,47

40x60 BORDE

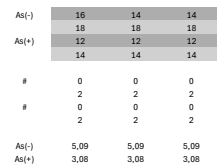
	10	12	10
A(-)	22	22	22
A(+)	12	12	12
	20	20	20
#	1	0	1
	4	2	4
#	1	1	1
	2	2	2
A(-)	15,99	7,60	15,99
A(+)	7,41	7,41	7,41

V 30X50 BORDE

las vigas de borde que tendrán más o menos debido a las demás vigas, pero he dado cuantos son las vigas de borde. Todo el eje A y todo las A1-A12

AG-B5

As(-)	12	10	14
As(+)	14	12	14
	18	18	18
#	0	0	0
	3	2	3
#	1	0	1
	2	2	2
As(-)	9,42	6,28	9,42
As(+)	6,63	5,09	6,63



V 30X55 BORDE todo el eje A.

las vigas de borde igual tendrán más acero debido a la demás viga, pero de dipo cuantas son las vigas de borde. Todo el eje Y (mbo las A1-81)

AD-85

As(-)	18	10	18
As(+)	20	18	20
#	1	0	1
#	2	2	2
#	0	0	0
#	2	2	2
As(-)	8,83	5,09	8,83
As(+)	5,09	5,09	5,09



V_u requerido		s máximo, mm			
		Viga no pretensada		Viga pretensada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}$	El menor de:	$d/2$	d	$3b/4$	$3b/2$
		600 mm			
$> 0.33\sqrt{f'_c}$	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3b/8$	$3b/4$
		300 mm			

²⁵A standard hook for straps, ties, and loops includes the specific inside head diameter and straight extension length. It shall be prohibited to use a longer straight extension and end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

V20x25		
LONGITUD		m
h	25	cm
z. confinada	50	cm
SEPARACIÓN PRIMEROS ESTRIBOS		
DIAMETRO	10	mm
Separación	5	cm
SEPARACIÓN SEGUNDOS ESTRIBOS		
DIAMETRO	10	mm
Separación	10	cm
DIST	585	cm

V20x25		
LONGITUD		m
h	25	cm
z. confinada	50	cm
SEPARACIÓN PRIMEROS ESTRIBOS		
DIAMETRO	10	mm
Separación	5	cm
SEPARACIÓN SEGUNDOS ESTRIBOS		
DIAMETRO	10	mm
Separación	10	cm
DIST	585	cm

DATOS DE COL		
Ancho	60	cm
Prof	50	cm
Var a	5	u
var p	5	u
φ long	16	mm
φ esq	16	mm
rec	2,5	cm
φ est	10	mm
He	2,46	m
f'c	240	
fy	4200	

Num	16	u
As	32,15	cm ²
bc	55	cm
Ag	3000	cm²
Lo	60	cm
S (Lo)	9,6	cm
S (Int)	9,6	cm
Ac	2475	cm ²
Ash ₁	1,92	cm ²
Ash ₂	2,71542857	cm ²
Ash	2,72	cm²
Ramas	3,5	u
Cuantía	1,07%	OK
Sep a	11,25	OK
Sep p	8,75	OK

DATOS DE COL		
Ancho	50	cm
Prof	50	cm
Var a	4	u
var p	4	u
φ long	16	mm
φ esq	18	mm
rec	4	cm
φ est	10	mm
He	2,56	m
f'c	240	
fy	4200	

Num	12	u
As	26,25	cm ²
bc	42	cm
Ag	2500	cm²
Lo	50	cm
S (Lo)	9,6	cm
S (Int)	10,8	cm
Ac	1764	cm ²
Ash ₁	2,88	cm ²
Ash ₂	2,0736	cm ²
Ash	2,88	cm²
Ramas	3,7	u
Cuantía	1,05%	OK
Sep a	11,07	OK
Sep p	11,07	OK

Rubro	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Hormigón f'c240 losas y vigas	m3	218,30	\$162,66	35508,678
Hormigón f'c240 columnas	m3	52,77	\$176,01	9288,0477
Acero fy4200	kg	32180,50	\$2,70	86887,3517
Encofrado losas alquilado	m2	1240,75	\$9,64	11960,83
Encofrado vigas 2 usos	m2	357,00	\$12,79	4566,03
Encofrado Columnas 2 usos	m2	200,00	\$16,03	3206
			Total	\$151.416,94

Column1	Column2	Column3	Column4	Column5
Tabla de planificación de armazones estructurales				
Material estructural	Tipo	Volumen		
Cast-in-Place gray	10x20 losa	70.25 m ³		
f' c 240	V30x50	47.86 m ³		
f' c 240	V40X60	34.86 m ³		
f' c 240	VC 25x20	7.98 m ³		
		160,95 m3		

Column1	Column2	Column3	Column4	Column5
Tabla de planificación de pilares estructurales				
Material estructural	Tipo	Longitud	Volumen	
f ' c 240	<varía>	3.060	52.77 m ³	
Total general: 60			52,77 m3	

Column1	Column2	Column3	Column4
Tabla de planificación de suelos			
Marca	Recuento	Volumen m3	
	1	10.15	
	1	11.47	
	1	11.47	
	1	11.47	
	1	11.47	
		57,35 m3	

TABLA DE PESOS DE VARILLA DE CONSTRUCCIÓN (ASTM A615)

Diámetro (mm)	Designación	Peso (kg/m)	Peso barra 12m (kg)
6	#2	0,222 kg	2,664 kg
8	#3	0,395 kg	4,740 kg
10	#4	0,617 kg	7,404 kg
12	#4	0,888 kg	10,656 kg
14	#5	1,208 kg	14,496 kg
16	#5	1,578 kg	18,936 kg
18	#6	1,998 kg	23,976 kg
20	#6	2,466 kg	29,592 kg
22	#7	2,984 kg	35,808 kg
25	#8	3,853 kg	46,236 kg
28	#9	4,843 kg	58,116 kg
32	#10	6,313 kg	75,756 kg
36	#11	7,990 kg	95,880 kg

Rubro	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Hormigón f'c240 lsas y vigas	m3	209,94	\$162,66	\$34.148,84
Hormigón f'c240 columnas y muros	m3	92,87	\$176,01	\$16.346,05
Acero fy 4200 kg/cm2	kg	33481,79	\$2,70	\$90.400,84
Encofrado losas alquilado	m2	1230,75	\$9,64	\$11.864,43
Encofrado vigas 2 usos	m2	325	12,79	\$4.156,75
Encofrado Columnas 2 usos	m2	130	16,03	\$2.083,90
Enconfrado muros	m2	435	13,04	\$5.672,40
			Total	\$164.673,21

[illegible]

Column1	Column2	Column3	Column4	Column5	Column6	Column7	Column8
Tabla de planificación de armazones estructurales							
Marca	Tipo	Recuento	Longitud (m)	Volumen m3			
<varía>	V30X50	5	2.00	0,231,15			
<varía>	V30X50	5	2.05	0,241,2			
<varía>	V30X50	10	2.05	0,252,5			
	V30X50	5	2.05	0,261,3			
	V30X50	5	2.05	0,271,35			
	V30X50	5	2.05	0,291,45			
	V30X50	5	2.90	0,381,9			
	V30X50	5	3.25	0,381,9			
	V30X50	5	4.90	0,613,05			
	V30X50	5	4.90	0,633,15			
	V30X50	5	4.95	0,613,05			
	V30X50	5	5.20	0,673,35			
	V30X50	5	5.30	0,653,25			
<varía>	V30X50	10	5.40	0,666,6			
	V30X50	5	5.40	0,683,4			
<varía>	V30X50	5	5.40	0,713,55			
	V30X50	5	5.40	0,753,75			
<varía>	V40X60	5	8.25	1,688,4			
	V40X60	5	8.25	1,819,05			
	V40X60	5	8.50	1,748,7			
	VB 20X25	5	0.70	0,020,1			
	VB 20X25	8	1.10	0,060,48			
	VB 20X25	1	1.15	0,050,05			
	VB 20X25	1	1.15	0,060,06			
	VB 20X25	5	1.55	0,070,35			
	VB 20X25	5	1.55	0,080,4			
	VB 20X25	5	2.05	0,080,4			
	VB 20X25	5	2.05	0,090,45			
	VB 20X25	1	2.30	0,110,11			
	VB 20X25	4	2.35	0,110,44			
	VB 20X25	5	3.25	0,130,65			
	VB 20X25	5	4.90	0,180,9			
<varía>	VB 20X25	10	5.40	0,232,3			
	VB 20X25	5	8.25	0,331,65			
	Viga losa	5	4.90	0,040,2			
	Viga losa	1	5.40	0			
	Viga losa	20	5.40	0,12			
	Viga losa	5	5.84	0,110,55			
	Viga losa	5	5.91	0,110,55			
	Viga losa	1	5.99	0			
	Viga losa	10	6.00	0,111,1			
	Viga losa	10	6.95	0,131,3			
	Viga losa	10	7.55	0,131,3			
	Viga losa	20	11.80	0,183,6			
	Viga losa	1	12.80	0,010,01			
	Viga losa	5	12.80	0,180,9			
	Viga losa	10	12.80	0,191,9			
	Viga losa	15	12.90	0,192,85			
	Viga losa	5	15.20	0,050,25			
	Viga losa	16	15.20	0,23,2			
	Viga losa	9	15.20	0,211,89			
	Viga losa	75	15.20	0,2317,25			
	Viga losa	1	16.10	0,150,15			
	Viga losa	70	16.10	0,2920,3			
	Viga losa	25	16.10	0,37,5			
	Viga losa	15	16.80	0,314,65			
							151,84 m3

Column1	Column2	Column3	Column4
Tabla de planificación de muros			
Marca	Tipo	Longitud	Volumen
	Muro 30 cm	3650	16,75
	Muro 30 cm	3150	14,46
	Muro 30 cm	3200	14,69
	Muro 30 cm	3000	13,77

59,67 m3

Column1	Column2	Column3	Column4
Tabla de planificación de suelos			
Marca	Recuento	Volumen m3	
	1	11.62	
	1	11.62	
	1	11.62	
	1	11.62	
	1	11.62	
			58,1 m3

Column1	Column2	Column3	Column4	Column5
Tabla de planificación de pilares estructurales				
Marca	Material estructural	Longitud	Volumen	m3
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
	f_c 240	3060	0.90	0,9
C50x60	f_c 240	3060	0.91	0,91
C50x60	f_c 240	3060	0.91	0,91
C50x60	f_c 240	3060	0.91	0,91
C50x60	f_c 240	3060	0.91	0,91
C50x60	f_c 240	3060	0.91	0,91
	f_c 240	3060	0.76	0,76
	f_c 240	3060	0.76	0,76
	f_c 240	3060	0.76	0,76
	f_c 240	3060	0.76	0,76
	f_c 240	3060	0.76	0,76
	f_c 240	3060	0.76	0,76
	f_c 240	3060	0.76	0,76
	f_c 240	3060	0.76	0,76
	f_c 240	3060	0.76	0,76
	f_c 240	3060	0.76	0,76
	f_c 240	3060	0.75	0,75
	f_c 240	3060	0.75	0,75
	f_c 240	3060	0.75	0,75
	f_c 240	3060	0.75	0,75
	f_c 240	3060	0.75	0,75
C50	f_c 240	3060	0.76	0,76
C50	f_c 240	3060	0.76	0,76
C50	f_c 240	3060	0.76	0,76
C50	f_c 240	3060	0.76	0,76
C50	f_c 240	3060	0.76	0,76

33,2 m3

TABLA DE PESOS DE VARILLA DE CONSTRUCCIÓN (ASTM A615)			
Diámetro (mm)	Designación	Peso (kg/m)	Peso barra 12m (kg)
6	#2	0.222 kg	2,664 kg
8	#3	0.395 kg	4,740 kg
10	#4	0.617 kg	7,404 kg
12	#4	0.888 kg	10,656 kg
14	#5	1.208 kg	14,496 kg
16	#5	1.578 kg	18,936 kg
18	#6	1.998 kg	23,976 kg
20	#6	2.466 kg	29,592 kg
22	#7	2.984 kg	35,808 kg
25	#8	3.853 kg	46,236 kg
28	#9	4.843 kg	58,116 kg
32	#10	6.313 kg	75,756 kg
36	#11	7.990 kg	95,880 kg

FICHA TÉCNICA

Nombre de producto:
Varilla Microaleada

Sello de calidad del producto:
INEN 2167

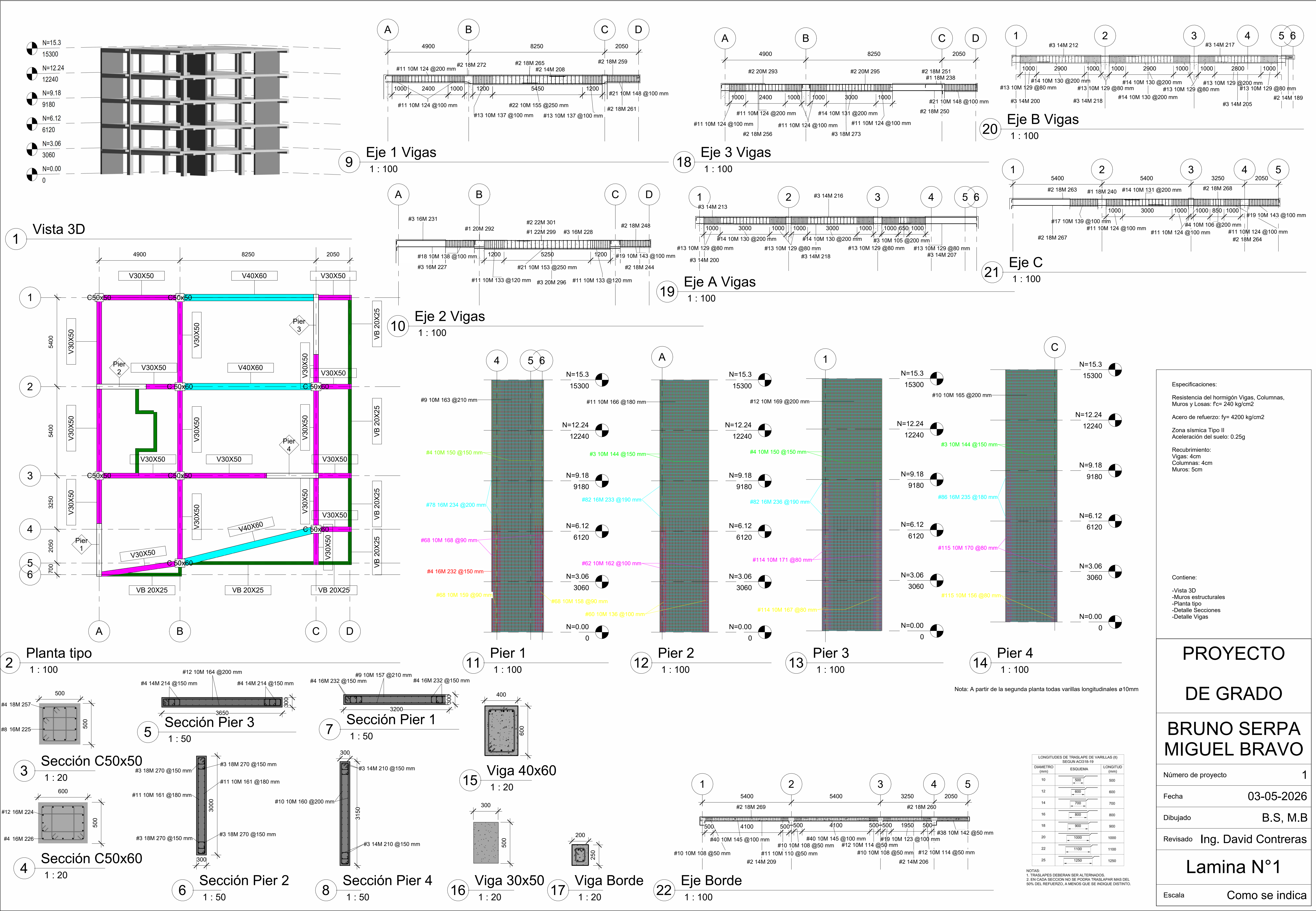
Normas que cumple:
INEN 2167, ASTM A706

Proceso de fabricación:
Laminado en caliente

		PROPIEDADES	UNIDADES		VALORES
PROPIEDADES MECÁNICAS	TRACCIÓN	Límite de fluencia (Fy)	Mín	MPa (kgf/cm ²)	420 (42000)
			Max	MPa (kgf/cm ²)	540 (5400)
		Resistencia a la Tracción (Fu)	Mín	MPa (kgf/cm ²)	550 (5500)
			Max	MPa (kgf/cm ²)	
		Alargamiento mínimo en L=200 mm	4 x 20	%	16
			22 x 4 650	%	12
		(P ₂ /P ₀ ±1.25)			
		La resistencia a la tracción real debe ser igual o mayor a 1.25 veces el límite de fluencia real registrado en el ensayo de la probeta.			
SOLDABILIDAD		De acuerdo a AWS D1.4 (mediante restricciones de composición química): C.E. ≤ 0.55% C.E. = C + Mn/6 + Ni/12 + Nb/6 + Cu/12 + N/10 + Si/24 + P/10 + S/10			
ETIQUETADO		CARBONO EQUIVALENTE: • Fabricante • Grado del acero (A23) • Varilla Microaleada laminada en caliente • Identificación del lote			
ETIQUETADO		• Diámetro nominal de varilla • Longitud nominal de varilla • Cantidad o marca (alargamiento) • Norma ASTM A615 2167			
MARCA		• Fabricante • Diámetro nominal • Letras del diámetro nominal • Letras MA (Microaleada)			

TABLA DE EQUIVALENCIAS DE VARILLA MICROALEADA

Diámetro nominal	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	mm
Área = $\pi \cdot r^2$	0.501	0.785	1.101	1.539	2.011	2.545	3.142	3.801	4.909	6.368	8.043	cm ²
Perímetro = $\pi \cdot 2 \cdot R$	2.512	3.142	3.770	4.398	5.027	5.655	6.283	6.912	7.540	8.169	8.797	cm
Masa	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.843	6.313	kg/m
Masa del 1 varilla												
de 6 m	2.370	3.702	5.328	7.248	9.468	11.988	14.796	17.904	23.108	29.004	37.878	kg
de 9 m	3.555	5.553	7.992	10.872	14.202	17.982	22.384	26.856	34.667	43.506	56.807	kg
de 12 m	4.740	7.404	10.656	14.496	18.936	23.976	29.592	35.808	46.236	58.116	75.756	kg
Número de varillas en 45.36 kg (1 quintal)	10.109	12.253	8.923	6.258	4.793	3.784	3.006	2.333	1.962	1.564	1.188	de 6 m
	12.750	8.169	5.676	4.112	3.164	2.523	2.004	1.609	1.308	1.043	0.793	de 9 m
	9.570	6.126	4.257	3.129	2.385	1.892	1.521	1.207	0.987	0.782	0.599	de 12 m



Especificaciones:	
Resistencia del hormigón Vigas, Columnas, Muros y Losas: $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	
Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
Zona sísmica Tipo II	
Aceleración del suelo: 0.25g	
Recubrimiento:	
Vigas: 4cm	
Columnas: 4cm	
Muros: 5cm	
Contiene:	
-Vista 3D	
-Muros estructurales	
-Planta tipo	
-Detalle Secciones	
-Detalle Vigas	

PROYECTO	
DE GRADO	
BRUNO SERPA MIGUEL BRAVO	
Número de proyecto	1
Fecha	03-05-2026
Dibujado	B.S, M.B
Revisado	Ing. David Contreras
Lamina N°1	
Escala	Como se indica

LONGITUDES DE TRASLAP DE VARILLAS (II) SEGUN AC308-19		
DIAMETRO (mm)	ESQUEMA	LONGITUD (mm)
10		500
12		600
14		700
16		800
18		900
20		1000
22		1100
25		1250

NOTAS:
1. TRASLAPES DEBERAN SER ALTERNADOS.
2. EN CADA SECCION NO SE PODRA TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFORZADO, A MENOS QUE SE INDIQUE DISTINTO.

Tabla de planificación de armaduras

Marc a	ø	Longitu d total de barra (m)	A	B	C	D	#
101	10	1.63	0 mm	1635 mm	0 mm	0 mm	5
102	10	2.43	0 mm	2430 mm	0 mm	0 mm	5
103	10	2.45	0 mm	2450 mm	0 mm	0 mm	5
104	10	3.94	75 mm	164 mm	119 mm	169 mm	5
105	10	4.07	75 mm	414 mm	219 mm	419 mm	5
106	10	5.48	75 mm	420 mm	220 mm	420 mm	5
107	10	6.70	75 mm	170 mm	120 mm	170 mm	5
108	10	6.71	75 mm	170 mm	118 mm	170 mm	16
109	10	7.37	75 mm	170 mm	120 mm	170 mm	10
110	10	7.38	75 mm	170 mm	118 mm	170 mm	5
111	10	7.43	75 mm	157 mm	417 mm	162 mm	60
112	10	7.43	75 mm	412 mm	162 mm	417 mm	60
113	10	8.04	75 mm	170 mm	120 mm	170 mm	5
114	10	8.05	75 mm	170 mm	118 mm	170 mm	10
115	10	8.80	75 mm	415 mm	420 mm	420 mm	20
116	10	8.83	75 mm	414 mm	277 mm	419 mm	60
117	10	9.43	75 mm	222 mm	519 mm	227 mm	60
118	10	9.80	75 mm	515 mm	420 mm	520 mm	20
119	10	10.04	75 mm	170 mm	120 mm	170 mm	5
120	10	10.56	75 mm	415 mm	420 mm	420 mm	40
121	10	10.71	75 mm	120 mm	170 mm	120 mm	10
122	10	11.76	75 mm	515 mm	420 mm	520 mm	40
123	10	12.75	75 mm	170 mm	118 mm	170 mm	5
124	10	15.07	75 mm	420 mm	220 mm	420 mm	70
125	10	15.40	75 mm	170 mm	120 mm	170 mm	1
126	10	16.07	75 mm	170 mm	120 mm	170 mm	4
127	10	16.44	75 mm	420 mm	220 mm	420 mm	5
128	10	16.74	75 mm	170 mm	120 mm	170 mm	5
129	10	17.63	75 mm	414 mm	219 mm	419 mm	65
130	10	18.99	75 mm	414 mm	219 mm	419 mm	20
131	10	19.17	75 mm	420 mm	220 mm	420 mm	10
132	10	19.33	75 mm	515 mm	319 mm	519 mm	10
133	10	19.47	75 mm	320 mm	520 mm	320 mm	10
134	10	21.05	75 mm	157 mm	417 mm	162 mm	20
135	10	21.05	75 mm	412 mm	162 mm	417 mm	20
136	10	22.79	75 mm	220 mm	0 mm	0 mm	2
137	10	23.01	75 mm	520 mm	320 mm	520 mm	10
138	10	24.65	75 mm	420 mm	220 mm	420 mm	5

Tabla de planificación de armaduras

Marc a	ø	Longitu d total de barra (m)	A	B	C	D	#
139	10	25.32	75 mm	450 mm	250 mm	450 mm	4
140	10	25.45	75 mm	170 mm	120 mm	170 mm	5
141	10	25.49	75 mm	450 mm	250 mm	460 mm	1
142	10	25.50	75 mm	170 mm	118 mm	170 mm	5
143	10	26.02	75 mm	420 mm	220 mm	420 mm	15
144	10	26.30	0 mm	8765 mm	0 mm	0 mm	8
145	10	26.84	75 mm	170 mm	118 mm	170 mm	10
146	10	27.96	75 mm	414 mm	277 mm	419 mm	20
147	10	28.16	75 mm	415 mm	420 mm	420 mm	20
148	10	28.76	75 mm	420 mm	220 mm	420 mm	10
149	10	29.86	75 mm	222 mm	519 mm	227 mm	20
150	10	35.06	0 mm	8765 mm	0 mm	0 mm	8
151	10	35.28	75 mm	515 mm	420 mm	520 mm	20
152	10	36.90	75 mm	515 mm	319 mm	519 mm	5
153	10	37.16	75 mm	320 mm	520 mm	320 mm	5
154	10	38.84	75 mm	170 mm	120 mm	170 mm	5
155	10	38.93	75 mm	520 mm	320 mm	520 mm	5
156	10	43.69	75 mm	220 mm	0 mm	0 mm	2
157	10	62.28	0 mm	6920 mm	0 mm	0 mm	2
158	10	62.71	75 mm	216 mm	200 mm	216 mm	1
159	10	63.21	75 mm	220 mm	200 mm	220 mm	1
160	10	69.20	0 mm	6920 mm	0 mm	0 mm	2
161	10	76.12	0 mm	6920 mm	0 mm	0 mm	2
162	10	77.06	75 mm	218 mm	358 mm	218 mm	2
163	10	78.89	0 mm	8765 mm	0 mm	0 mm	2
164	10	83.04	0 mm	6920 mm	0 mm	0 mm	2
165	10	87.65	0 mm	8765 mm	0 mm	0 mm	2
166	10	96.42	0 mm	8765 mm	0 mm	0 mm	2
167	10	102.38	75 mm	196 mm	206 mm	196 mm	2
168	10	104.30	75 mm	506 mm	216 mm	506 mm	2
169	10	105.18	0 mm	8765 mm	0 mm	0 mm	2
170	10	141.58	75 mm	220 mm	351 mm	220 mm	2
171	10	175.38	75 mm	215 mm	509 mm	215 mm	2
172	12	5.04	0 mm	5040 mm	0 mm	0 mm	5
173	12	5.64	0 mm	5635 mm	0 mm	0 mm	20
174	12	6.15	0 mm	6150 mm	0 mm	0 mm	5
175	12	6.16	0 mm	6160 mm	0 mm	0 mm	20
176	12	6.16	0 mm	6163 mm	0 mm	0 mm	5

Tabla de planificación de armaduras

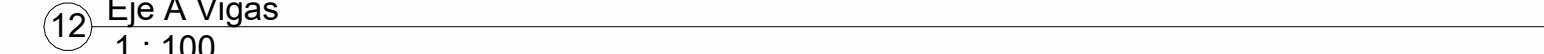
Marc a	ø	Longitu d total de barra (m)	A	B	C	D	#
177	12	6.65	0 mm	6648 mm	0 mm	0 mm	25
178	12	6.84	0 mm	6843 mm	0 mm	0 mm	25
179	12	6.87	0 mm	6870 mm	0 mm	0 mm	5
180	12	7.09	0 mm	7088 mm	0 mm	0 mm	5
181	12	7.60	0 mm	7600 mm	0 mm	0 mm	99
182	12	7.85	0 mm	7850 mm	0 mm	0 mm	15
183	12	8.20	0 mm	8200 mm	0 mm	0 mm	19
184	12	8.66	8658 mm	0 mm	0 mm		5
185	12	8.68	0 mm	8675 mm	0 mm	0 mm	95
186	12	9.75	0 mm	9745 mm	0 mm	0 mm	15
187	12	11.73	0 mm	11732 mm	0 mm	0 mm	25
188	14	1.51	0 mm	1513 mm	0 mm	0 mm	5
189	14	1.62	431 mm	93 mm	288 mm	0 mm	5
190	14	1.98	0 mm	1976 mm	0 mm	0 mm	5
191	14	2.00	0 mm	2000 mm	0 mm	0 mm	10
192	14	2.45	0 mm	2452 mm	0 mm	0 mm	5
193	14	2.69	0 mm	2692 mm	0 mm	0 mm	10
194	14	2.95	0 mm	2945 mm	0 mm	0 mm	5
195	14	3.44	0 mm	1720 mm	0 mm	0 mm	10
196	14	3.70	0 mm	3698 mm	0 mm	0 mm	5
197	14	4.15	2073 mm	0 mm	0 mm		10
198	14	4.84	0 mm	2418 mm	0 mm	0 mm	4
199	14	4.84	0 mm	2420 mm	0 mm	0 mm	1
200	14	6.63	2210 mm	0 mm	0 mm		10
201	14	7.40	3700 mm	0 mm	0 mm		10
202	14	7.69	2397 mm	200 mm	0 mm		5
203	14	10.16	0 mm	5080 mm	0 mm	0 mm	5
204	14	11.19	0 mm	11190 mm	0 mm	0 mm	5
205	14	12.64	3385 mm	130 mm	701 mm	0 mm	5
206	14	13.40	6700 mm	0 mm	0 mm		5
207	14	14.63	3885 mm	130 mm	701 mm	200 mm	5
208	14	19.25	0 mm	9623 mm	0 mm	0 mm	5
209	14	20.52	10261 mm	0 mm	0 mm		5
210	14	20.76	0 mm	6920 mm	0 mm	0 mm	4
211	14	21.25	0 mm	10626 mm	0 mm	0 mm	5
212	14	23.10	7610 mm	124 mm	0 mm		5
213	14	23.33	7610 mm	200 mm	0 mm		5

Tabla de planificación de armaduras

Marc a	ø	Longitu d total de barra (m)	A	B	C	D	#
214	14	27.68	0 mm	6920 mm	0 mm	0 mm	4
215	14	30.83	9285 mm	130 mm	701 mm	200 mm	1
216	14	30.83	9292 mm	122 mm	701 mm	200 mm	4
217	14	30.90	9235 mm	130 mm	701 mm	240 mm	5
218	14	34.51	10675 mm	130 mm	701 mm	0 mm	10
219	16	5.03	4820 mm	250 mm	0 mm		32
220	16	5.13	4920 mm	250 mm	0 mm		16
221	16	8.09	7880 mm	250 mm	0 mm		32
222	16	8.19	7980 mm	250 mm	0 mm		16
223	16	8.32	7063 mm	147 mm	901 mm	250 mm	16
224	16	8.32	7163 mm	147 mm	801 mm	250 mm	32
225	16	11.38	10123 mm	147 mm	901 mm	250 mm	16
226	16	11.38	10223 mm	147 mm	801 mm	250 mm	32
227	16	16.49	5285 mm	250 mm	0 mm		5
228	16	19.40	5409 mm	62 mm	796 mm	250 mm	4
229	16	19.41	5409 mm	89 mm	771 mm	250 mm	1
230	16	24.90	8088 mm	250 mm	0 mm		1
231	16	24.94	8103 mm	250 mm	0 mm		4
232	16	27.68	0 mm	6920 mm	0 mm	0 mm	4
233	16	529.74	140 mm	2920 mm	220 mm	2920 mm	1
234	16	535.10	140 mm	3120 mm	220 mm	3120 mm	1
235	16	581.38	140 mm	3070 mm	220 mm	3070 mm	1
236	16	636.34	140 mm	3570 mm	220 mm	3570 mm	1
237	18	1.43	0 mm	1426 mm	0 mm	0 mm	5
238	18	2.12	0 mm	2118 mm	0 mm	0 mm	5
239	18	2.45	0 mm	2452 mm	0 mm	0 mm	5
240	18	2.69	0 mm	2692 mm	0 mm	0 mm	10
241	18	2.95	0 mm	2945 mm	0 mm	0 mm	5
242	18	3.44	0 mm	1720 mm	0 mm	0 mm	10
243	18	4.70	0 mm	2351 mm	0 mm	0 mm	5
244	18	4.77	0 mm	2385 mm	0 mm	0 mm	5
245	18	4.84	0 mm	2418 mm	0 mm	0 mm	4
246	18	4.84	0 mm	2420 mm	0 mm	0 mm	1
247	18	5.09	4920 mm	216 mm	0 mm		8
248	18	5.45	2385 mm	216 mm	216 mm		10
249	18	6.12	0 mm	3060 mm	0 mm	0 mm	4
250	18	6.24	0 mm	3120 mm	0 mm	0 mm	5
251	18	6.92	3120 mm	216 mm	216 mm		5
252	18	8.15	7980 mm	216 mm	0 mm		8

Tabla de planificación de armaduras

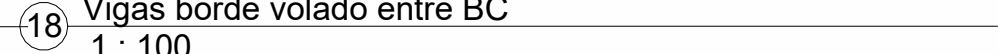
Marc a	ø	Longitu d total de barra (m)	A	B	C	D	#
253	18	8.28	7044 mm	167 mm	901 mm	216 mm	8
254	18	10.47	0 mm	5234 mm	0 mm	0 mm	5
255	18	10.48	5072 mm	216 mm	0 mm	0 mm	5
256	18	10.70	0 mm	5350 mm	0 mm	0 mm	5
257	18	11.34	10104 mm	167 mm	901 mm	216 mm	8
258	18	11.35	5336 mm	216 mm	216 mm		5
259	18	11.37	4455 mm	95 mm	929 mm	216 mm	5
260	18	14.19	6976 mm	166 mm	0 mm		5
261	18	14.28	928 mm	67 mm	3950 mm	169 mm	5
262	18	15.89	6784 mm	128 mm	875 mm	216 mm	1
263	18	15.89	6808 mm	102 mm	875 mm	216 mm	4
264	18	15.90	893 mm	100 mm	6967 mm	0 mm	5
265	18	17.17	0 mm	8585 mm	0 mm	0 mm	5
266	18	18.45	4937 mm	296 mm	4000 mm	0 mm	5
267	18	18.76	9208 mm	216 mm	0 mm		5
268	18	19.08	9371 mm	216 mm	0 mm		5
269	18	20.65	10157 mm	216 mm	0 mm		5
270	18	20.76	0 mm	6920 mm	0 mm	0 mm	4
271	18	21.64	10604 mm	0 mm	216 mm		5
272	18	22.03	10846 mm	216 mm	0 mm		5
273	18	26.01	8500 mm	216 mm	0 mm		5
274	20	0.13	0 mm	135 mm	0 mm	0 mm	16
275	20	0.25	0 mm	247 mm	0 mm	0 mm	32
276	20	0.30	0 mm	297 mm	0 mm	0 mm	16



Material estructural	Tipo	Volumen	Peso
Concrete, Cast-in-Place gray	10x20 losa	70.25 m³	
f'c 240	V30x50	48.79 m³	
f'c 240	V40X60	35.63 m³	
f'c 240	V6 25x20	8.00 m³	

Material estructural	Tipo	Longitud	Volumen
f'c 240	<varía>	3.060	52.77 m³
Total general: 60			52.77 m³

Marca	Recuento	Volumen m3
	1	10.15
	1	11.23
	1	11.23
	1	11.28
	1	10.28



NOTAS:
1. TRASLAPES DEBERAN SER ALTERNADOS.
2. EN CADA SECCION NO SE PODRA TRASLAPAR MAS
50% DEL REFUERZO, A MENOS QUE SE INDIQUE DISTI

PROYECTO
DE GRADO
BRUNO SERPA
MIGUEL BRAVO

Escala	Como se indica
--------	----------------

Tabla de planificación de armaduras						
Marc a	ø	Longitud de barra	A	B	C	D
101	10.00	0.679	0.075	0.120	0.170	0.120
102	10.00	1.215	0.075	0.141	0.417	0.146
103	10.00	1.216	0.075	0.141	0.417	0.146
104	10.00	1.231	0.075	0.155	0.410	0.160
105	10.00	1.430	0.075	0.155	0.510	0.160
106	10.00	1.431	0.075	0.155	0.510	0.160
107	10.00	1.448	0.075	0.157	0.517	0.162
108	10.00	1.449	0.075	0.158	0.517	0.163
109	10.00	1.656	0.075	0.160	0.619	0.164
110	10.00	1.658	0.075	0.160	0.619	0.165
111	10.00	1.253	0.075	0.162	0.417	0.162
112	10.00	1.254	0.075	0.162	0.417	0.163
113	10.00	0.681	0.075	0.170	0.118	0.170
114	10.00	0.679	0.075	0.170	0.120	0.170
115	10.00	0.966	0.075	0.215	0.220	0.218
116	10.00	0.967	0.075	0.215	0.220	0.219
117	10.00	1.148	0.075	0.362	0.162	0.367
118	10.00	1.149	0.075	0.362	0.163	0.367
119	10.00	1.679	0.075	0.370	0.420	0.370
120	10.00	1.681	0.075	0.370	0.421	0.371
121	10.00	1.455	0.075	0.405	0.272	0.410
122	10.00	1.456	0.075	0.405	0.273	0.410
123	10.00	1.253	0.075	0.412	0.162	0.417
124	10.00	1.254	0.075	0.412	0.163	0.417
125	10.00	1.475	0.075	0.412	0.276	0.417
126	10.00	1.476	0.075	0.412	0.276	0.417
127	10.00	1.477	0.075	0.412	0.276	0.417
128	10.00	1.367	0.075	0.414	0.220	0.419
129	10.00	1.584	0.075	0.414	0.328	0.419
130	10.00	1.585	0.075	0.414	0.328	0.419
131	10.00	1.367	0.075	0.415	0.219	0.419
132	10.00	1.520	0.075	0.415	0.219	0.419
133	10.00	1.167	0.075	0.415	0.220	0.219
134	10.00	1.367	0.075	0.415	0.220	0.420
135	10.00	1.369	0.075	0.415	0.220	0.420

Tabla de planificación de armaduras						
Marc a	ø	Longitud de barra	A	B	C	D
136	10.00	1.370	0.075	0.418	0.219	0.418
137	10.00	0.570	0.075	0.420	0.000	0.000
138	10.00	1.779	0.075	0.420	0.420	0.420
139	10.00	1.781	0.075	0.420	0.421	0.421
140	10.00	1.979	0.075	0.420	0.520	0.420
141	10.00	1.980	0.075	0.420	0.520	0.421
142	10.00	1.981	0.075	0.420	0.521	0.421
143	10.00	2.179	0.075	0.420	0.620	0.420
144	10.00	2.181	0.075	0.420	0.621	0.421
145	10.00	1.767	0.075	0.515	0.319	0.519
146	10.00	1.771	0.075	0.519	0.319	0.519
147	10.00	1.010	0.000	1.010	0.000	0.000
148	10.00	1.040	0.000	1.040	0.000	0.000
149	10.00	2.430	0.000	2.430	0.000	0.000
150	10.00	2.450	0.000	2.450	0.000	0.000
151	12.00	2.500	0.000	2.500	0.000	0.000
152	12.00	4.911	0.000	4.911	0.000	0.000
153	12.00	5.491	0.000	5.491	0.000	0.000
154	12.00	6.121	0.000	6.121	0.000	0.000
155	12.00	6.179	0.000	6.179	0.000	0.000
156	12.00	6.292	0.000	6.292	0.000	0.000
157	12.00	6.929	0.000	6.929	0.000	0.000
158	12.00	7.042	0.000	7.042	0.000	0.000
159	12.00	7.047	0.000	7.047	0.000	0.000
160	12.00	7.556	0.000	7.556	0.000	0.000
161	12.00	8.163	0.000	8.163	0.000	0.000
162	12.00	8.240	0.000	8.240	0.000	0.000
163	12.00	8.274	0.000	8.274	0.000	0.000
164	12.00	8.336	0.000	8.336	0.000	0.000
165	12.00	8.383	0.000	8.383	0.000	0.000
166	12.00	8.399	0.000	8.399	0.000	0.000
167	12.00	8.545	0.000	8.545	0.000	0.000
168	12.00	8.549	0.000	8.549	0.000	0.000
169	12.00	8.670	0.000	8.670	0.000	0.000
170	12.00	8.968	0.000	8.968	0.000	0.000

Tabla de planificación de armaduras						
Marc a	ø	Longitud de barra	A	B	C	D
171	12.00	11.602	0.000	11.602	0.000	0.000
172	14.00	1.220	0.000	1.220	0.000	0.000
173	14.00	1.354	0.000	1.354	0.000	0.000
174	14.00	1.400	0.000	1.400	0.000	0.000
175	14.00	1.463	0.000	1.463	0.000	0.000
176	14.00	1.570	0.000	1.501	0.000	0.000
177	14.00	1.560	0.000	1.560	0.000	0.000
178	14.00	1.720	0.000	1.720	0.000	0.000
179	14.00	1.899	0.000	1.899	0.000	0.000
180	14.00	2.000	0.000	2.000	0.000	0.000
181	14.00	2.420	0.000	2.420	0.000	0.000
182	14.00	2.500	0.000	2.500	0.000	0.000
183	14.00	5.145	0.000	5.145	0.000	0.000
184	14.00	8.507	0.000	8.507	0.000	0.000
185	14.00	8.601	0.000	8.601	0.000	0.000
186	14.00	10.325	0.000	10.325	0.000	0.000
187	16.00	3.011	0.000	2.945	0.000	0.000
188	16.00	3.811	0.000	3.745	0.000	0.000
189	16.00	4.745	0.000	4.745	0.000	0.000
190	16.00	7.086	0.000	7.020	0.000	0.000
191	16.00	9.131	0.000	9.065	0.000	0.000
192	16.00	12.166	0.000	12.100	0.000	0.000
193	18.00	8.794	8.625	0.216	0.000	
194	18.00	0.887	0.000	0.887	0.000	0.000
195	18.00	1.006	0.000	1.006	0.000	0.000
196	18.00	1.037	0.000	1.037	0.000	0.000
197	18.00	1.040	0.000	1.040	0.000	0.000
198	18.00	1.050	0.000	1.050	0.000	0.000
199	18.00	1.079	0.000	1.079	0.000	0.000
200	18.00	1.080	0.000	1.080	0.000	0.000
201	18.00	1.200	0.000	1.200	0.000	0.000
202	18.00	1.220	0.000	1.220	0.000	0.000
203	18.00	1.250	0.000	1.250	0.000	0.000
204	18.00	1.575	0.000	1.405	0.000	0.000
205	18.00	1.631	0.000	1.461	0.000	0.000
206	18.00	1.720	0.000	1.720	0.000	0.000
207	18.00	1.800	0.000	1.800	0.000	0.000
208	18.00	2.043	0.000	2.043	0.000	0.000
209	18.00	2.070	0.000	2.070	0.000	0.000

Tabla de planificación de armaduras						
Marc a	ø	Longitud de barra	A	B	C	D
210	18.00	2.200	0.000	2.200	0.000	0.000
211	18.00	2.280	0.000	2.280	0.000	0.000
212	18.00	2.420	0.000	2.420	0.000	0.000
213	18.00	2.498	0.000	2.498	0.000	0.000
214	18.00	2.500	0.000	2.500	0.000	0.000
215	18.00	2.630	0.000	2.630	0.000	0.000
216	18.00	3.437	0.000	3.437	0.000	0.000
217	18.00	3.550	0.000	3.550	0.000	0.000
218	18.00	4.745	0.000	4.745	0.000	0.000
219	18.00	5.314	0.000	5.145	0.000	0.000
220	18.00	5.320	0.000	5.320	0.000	0.000
221	18.00	7.238	0.000	7.020	0.000	0.000
222	18.00	8.470	0.000	8.470	0.000	0.000
223	18.00	8.872	0.000	8.598	0.000	0.000
224	18.00	9.083	0.000	8.865	0.000	0.000
225	18.00	9.283	0.000	9.065	0.000	0.000
226	18.00	10.325	0.000	10.325	0.000	0.000
227	18.00	12.318	0.000	12.100	0.000	0.000
228	20.00	9.362	8.191	0.175	1.001	0.000
229	20.00	9.612	8.433	0.183	1.001	0.000
230	20.00	10.312	9.133	0.183	1.001	0.000
231	20.00	4.399	3.031	0.185	1.001	0.240
232	20.00	4.449	3.081	0.185	1.001	0.240
233	20.00	5.099	3.731	0.185	1.001	0.240
234	20.00	10.312	9.131	0.185	1.001	0.000
235	20.00	11.502	10.321	0.185	1.001	0.000
236	20.00	11.802	10.621	0.185	1.001	0.000
237	20.00	1.400	0.000	1.400	0.000	0.000
238	20.00	1.558	0.000	1.558	0.000	0.000
239	20.00	1.900	0.000	1.900	0.000	0.000
240	20.00	2.000	0.000	2.000	0.000	0.000
241	20.00	2.320	0.000	2.012	0.000	0.000
242	20.00	2.373	0.000	2.023	0.000	0.000
243	20.00	2.419	0.000	2.070	0.000	0.000
244	20.00	2.499	0.000	2.499	0.000	0.000
245	20.00	2.697	0.000	2.510	0.000	0.000
246	20.00	2.708	0.000	2.521	0.000	0.000
247	20.00	2.709	0.000	2.522	0.000	0.000
248	20.00	5.697	0.000	5.324	0.000	0.000
249	20.00	5.739	0.000	5.366	0.000	0.000
250	20.00	5.374	0.000	5.374	0.000	0.000
251	20.00	5.760	0.000	5.387	0.000	0.000
252	20.00	5.764	0.000	5.391	0.000	0.000
253	20.00	5.765	0.000	5.392	0.000	0.000
254	20.00	5.790	0.000	5.417	0.000	0.000
255	20.00	7.887	0.000	7.887	0.000	0.000
256	20.00	7.910	0.000	7.910	0.000	0.000
257	20.00	8.668	0.000	8.668	0.000	0.000
258	20.00	8.670	0.000	8.670	0.000	0.000
260	20.00	8.770	0.000	8.770	0.000	0.000
261	22.00	2.430	0.000	2.430	0.000	0.000
262	22.00	2.450	0.000	2.450	0.000	0.000
263	22.00	2.500	0.000	2.500	0.000	0.000
264	22.00	9.067	0.000	8.650	0.000	0.000
265	22.00	9.187	0.000	8.770	0.000	0.000
266	25.00	3.289	0.000	2.945	0.000	0.000
267	25.00	4.089	0.000	3.745	0.000	0.000

DISEÑO DE MUROS				
Para diseñar un muro considerado esbelto se debe seguir la siguiente expresión				
$\frac{H_w}{L_w} > 2$				

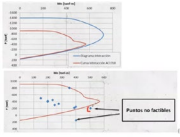
División	12,75	7,65	8,742857	6,12
Son considerados muros esbeltos, por lo que trabaja a flexión en su plano y a carga axial				

PARA EL DISEÑO DEL MOMENTO				
1.1 CONSIDERACIONES INICIALES				
Resistencia del muro				
Consideración de diseño de muros, el momento será mayor en la base del muro a cierta altura donde se genera la Rotula plastica, o LP. Donde se dice que $L_p = L_w/2$. Rotación plastica o giro del elemento es $\theta_p = (\alpha u - \alpha y) * l_p$ y el desplazamiento del techo despreciado el giro en y es $S_u = (\alpha u * L_p * H_w)$				
MUROS	1	2	3	4
Hw	15,3	15,3	15,3	15,3
Lw	1,2	2	1,75	2,5
Lp	0,6	1	0,875	1,25
Dimensionamiento iniciales de muro				
ancho de muro	b	entrepiso/16		
Entrepiso	306 cm			
Ancho del muro	19,125 cm			
b	30 cm		30 m	
Peso muerto del edificio	980	Ton		
Coefficiente espectral	0,1001	Adim		
Cortante req	73,5735	Ton		
Heff	10,2			
Mpr	750,4497	Tonf*m	Momento en la base	

Cuantia min	0,0025			
Asmin	0,072	0,12	0,105	0,15
T	302,4	504	441	630
Long requerida	6,101204	Por sentido		
Sentido y		Sentido x		

OBSERVACIONES

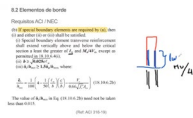
Se debe ver si se colocan elementos de borde o no



Se busca el diagrama de iteración del muro

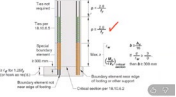


El bloque del compresión se obtiene así



Elementos de borde dice que debe ser
a
b
c

Donde
Su desplazamiento del muro
Hw Altura del murp
Lw Profundidad del eje mayor



Los elementos de borde pueden decrecer en cuantia a lo largo



SE ASUMEN 2 ACEROS EN LOS BORDES

PREDISEÑO DEL MURO			
BASE DEL MURO			
ACI318-19	b>hu/16	requisito	
B	19,125	cm	
Consideraciones			
si	C/lw>3/8	entonces	
Bmin	0,3	mm	
Consideraciones elementos de borde			
cuantía fuera de zona crítica	p1	p>2.8/fy	
	p2	p<2.8/fy	
CORTANTE APROXIMADO DE DISEÑO			
Coeficiente	0,10001	espectro	
W	967,1829	Tonf	
V	72,54597137	Tonf	
MOMENTO APROXIMADO DE DISEÑO			
2/3 H	10,2	m	
M	739,968908	Tonf	
CUANTÍA DE ACERO INICIAL			
Concentración de acero en 2 puntos en los bordes para el pre-diseño			
pmin	0,0025		
Longitud	6,058449219	m	
N(muros)	3,02922461	Long/muros	

967,1829

DIMENSIONADO MUROS DE 0.3X3M	
Consideraciones	
tipo	pier
	Shell thin
Discretización	

Verificación de elementos de borde según ACI318-19	
Lw1	3,45 m
Lw2	2,8 m
Lw3	2,9 m
Lw4	3,05 m
	Climite
Clim1	0,766666667 m
Clim2	0,622222222 m
Clim3	0,644444444 m
Clim4	0,677777778 m
	Creal
S1	0,00399
S2	0,000157
S3	
S4	
C1	2,672590567
C2	#iDIV/0!
C3	#iDIV/0!
C4	#iDIV/0!

Clim

Cd 5,5 ACI
Hw 15,3 m

PIER 1			PIER 2			PIER 3			PIER 2				
CORTANTE MÁXIMO L=3.1			CORTANTE MÁXIMO L=2.85			CORTANTE MÁXIMO L=3.45			CORTANTE MÁXIMO L=3.45				
Vn = 2.6√f'c(em)(d)			Vn = 2.6√f'c(em)(d)			Vn = 2.6√f'c(em)(d)			Vn = 2.6√f'c(em)(d)				
Vn	299675.9594	kgf	Vn	275508.5433	kgf	Vn	333510.3419	kgf	Vn	290008.893	kgf		
Vn	299.6759594	tonf	Vn	275.5085433	tonf	Vn	333.5103419	tonf	Vn	290.008893	tonf		
$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$			$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$			$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$			$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$				
Vc	61087.79172	kgf	Vc	56161.35691	kgf	Vc	67984.80047	kgf	Vc	59117.2178	kgf		
Vc	45.81584379	tonf	Vc	42.12101768	tonf	Vc	50.98860035	tonf	Vc	44.33791335	tonf		
$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$			$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$			$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$			$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$				
Vu	101499.06	kgf	Vu	117308.09	kgf	Vu	141141.32	kgf	Vu	126311.3	kgf		
Vu	101.49906	tonf	Vu	117.30809	tonf	Vu	141.14132	tonf	Vu	126.3113	tonf		
$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$			$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$			$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$			$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$				
Vs	74244.28828	kgf	Vs	100249.4298	kgf	Vs	120203.3395	kgf	Vs	109297.8489	kgf		
Vs	74.24428828	tonf	Vs	100.2494298	tonf	Vs	120.2033395	tonf	Vs	109.2978489	tonf		
Acero requerido			Acero requerido			Acero requerido			Acero requerido				
Diametro	16	mm	Diametro	16	mm	Diametro	16	mm	Diametro	16	mm		
Area	2.010619298	cm	Area	2.010619298	cm	Area	2.010619298	cm	Area	2.010619298	cm		
Separación	20	cm	Separación	19	cm	Separación	19	cm	Separación	18	cm		
Ash/s	0.100530965	cm²/cm	Ash/s	0.105822068	cm²/cm	Ash/s	0.105822068	cm²/cm	Ash/s	0.111201072	cm²/cm		
As	24.9316793	Por cara	As	24.12743158	Por cara	As	29.20689086	Por cara	As	26.80825731	Por cara		
Vs	104713.0531	kgf	Vs	101335.2126	kgf	Vs	122668.9416	kgf	Vs	112594.6807	kgf		
Vs	104.7130531	kgf	Vs	101.3352126	kgf	Vs	122.6689416	kgf	Vs	112.5946807	kgf		
Cumple			Cumple			Cumple			Cumple				

Cortante máximo

LONGITUD 310 M LONGITUD 285 M LONGITUD 345 M LONGITUD 300 M

PIER 1 PRIMEROS 2 NIVELES 6.12							PIER 2 PRIMEROS 2 NIVELES 6.12							PIER 3 PRIMEROS 2 NIVELES 6.12							PIER 4 PRIMEROS 2 NIVELES 6.12																																																																																																						
<table><tr><th>Station Location</th><th>Required Rebar Area (cm²)</th><th>Required Rebar Ratio</th><th>Current Rebar Ratio</th><th>Factorial Combo</th><th>P</th><th>Minimum M_u (kgf-cm)</th><th>M_u (kgf-cm)</th></tr><tr><td>Top</td><td>23.25</td><td>0.0025</td><td>0.0024</td><td>1.40</td><td>35587.00</td><td>233024.14</td><td>134515.9</td></tr><tr><td>Bottom</td><td>25.97</td><td>0.0029</td><td>0.0024</td><td>0.80+0.50+0.70</td><td>46887.3</td><td>198623.23</td><td>127514.87</td></tr></table>							Station Location	Required Rebar Area (cm²)	Required Rebar Ratio	Current Rebar Ratio	Factorial Combo	P	Minimum M _u (kgf-cm)	M _u (kgf-cm)	Top	23.25	0.0025	0.0024	1.40	35587.00	233024.14	134515.9	Bottom	25.97	0.0029	0.0024	0.80+0.50+0.70	46887.3	198623.23	127514.87	<table><tr><th>Station Location</th><th>Required Rebar Area (cm²)</th><th>Required Rebar Ratio</th><th>Current Rebar Ratio</th><th>Factorial Combo</th><th>P</th><th>Minimum M_u (kgf-cm)</th><th>M_u (kgf-cm)</th></tr><tr><td>Top</td><td>23.25</td><td>0.0025</td><td>0.0024</td><td>1.40</td><td>35587.00</td><td>233024.14</td><td>134515.9</td></tr><tr><td>Bottom</td><td>25.97</td><td>0.0029</td><td>0.0024</td><td>0.80+0.50+0.70</td><td>46887.3</td><td>198623.23</td><td>127514.87</td></tr></table>							Station Location	Required Rebar Area (cm²)	Required Rebar Ratio	Current Rebar Ratio	Factorial Combo	P	Minimum M _u (kgf-cm)	M _u (kgf-cm)	Top	23.25	0.0025	0.0024	1.40	35587.00	233024.14	134515.9	Bottom	25.97	0.0029	0.0024	0.80+0.50+0.70	46887.3	198623.23	127514.87	<table><tr><th>Station Location</th><th>Required Rebar Area (cm²)</th><th>Required Rebar Ratio</th><th>Current Rebar Ratio</th><th>Factorial Combo</th><th>P</th><th>Minimum M_u (kgf-cm)</th><th>M_u (kgf-cm)</th></tr><tr><td>Top</td><td>23.25</td><td>0.0025</td><td>0.0024</td><td>1.40</td><td>35587.00</td><td>233024.14</td><td>134515.9</td></tr><tr><td>Bottom</td><td>25.97</td><td>0.0029</td><td>0.0024</td><td>0.80+0.50+0.70</td><td>46887.3</td><td>198623.23</td><td>127514.87</td></tr></table>							Station Location	Required Rebar Area (cm²)	Required Rebar Ratio	Current Rebar Ratio	Factorial Combo	P	Minimum M _u (kgf-cm)	M _u (kgf-cm)	Top	23.25	0.0025	0.0024	1.40	35587.00	233024.14	134515.9	Bottom	25.97	0.0029	0.0024	0.80+0.50+0.70	46887.3	198623.23	127514.87	<table><tr><th>Station Location</th><th>Required Rebar Area (cm²)</th><th>Required Rebar Ratio</th><th>Current Rebar Ratio</th><th>Factorial Combo</th><th>P</th><th>Minimum M_u (kgf-cm)</th><th>M_u (kgf-cm)</th></tr><tr><td>Top</td><td>23.25</td><td>0.0025</td><td>0.0024</td><td>1.40</td><td>35587.00</td><td>233024.14</td><td>134515.9</td></tr><tr><td>Bottom</td><td>25.97</td><td>0.0029</td><td>0.0024</td><td>0.80+0.50+0.70</td><td>46887.3</td><td>198623.23</td><td>127514.87</td></tr></table>							Station Location	Required Rebar Area (cm²)	Required Rebar Ratio	Current Rebar Ratio	Factorial Combo	P	Minimum M _u (kgf-cm)	M _u (kgf-cm)	Top	23.25	0.0025	0.0024	1.40	35587.00	233024.14	134515.9	Bottom	25.97	0.0029	0.0024	0.80+0.50+0.70	46887.3	198623.23	127514.87
Station Location	Required Rebar Area (cm²)	Required Rebar Ratio	Current Rebar Ratio	Factorial Combo	P	Minimum M _u (kgf-cm)	M _u (kgf-cm)																																																																																																																				
Top	23.25	0.0025	0.0024	1.40	35587.00	233024.14	134515.9																																																																																																																				
Bottom	25.97	0.0029	0.0024	0.80+0.50+0.70	46887.3	198623.23	127514.87																																																																																																																				
Station Location	Required Rebar Area (cm²)	Required Rebar Ratio	Current Rebar Ratio	Factorial Combo	P	Minimum M _u (kgf-cm)	M _u (kgf-cm)																																																																																																																				
Top	23.25	0.0025	0.0024	1.40	35587.00	233024.14	134515.9																																																																																																																				
Bottom	25.97	0.0029	0.0024	0.80+0.50+0.70	46887.3	198623.23	127514.87																																																																																																																				
Station Location	Required Rebar Area (cm²)	Required Rebar Ratio	Current Rebar Ratio	Factorial Combo	P	Minimum M _u (kgf-cm)	M _u (kgf-cm)																																																																																																																				
Top	23.25	0.0025	0.0024	1.40	35587.00	233024.14	134515.9																																																																																																																				
Bottom	25.97	0.0029	0.0024	0.80+0.50+0.70	46887.3	198623.23	127514.87																																																																																																																				
Station Location	Required Rebar Area (cm²)	Required Rebar Ratio	Current Rebar Ratio	Factorial Combo	P	Minimum M _u (kgf-cm)	M _u (kgf-cm)																																																																																																																				
Top	23.25	0.0025	0.0024	1.40	35587.00	233024.14	134515.9																																																																																																																				
Bottom	25.97	0.0029	0.0024	0.80+0.50+0.70	46887.3	198623.23	127514.87																																																																																																																				
Recubrimiento 5 cm							Recubrimiento 4 cm							Recubrimiento 4 cm							Recubrimiento 4 cm																																																																																																						
Acero borde 4Ø16 @15cm							Acero borde 3Ø18 @15cm							Acero borde 3Ø14 @15cm							Acero borde 3Ø14 @15cm																																																																																																						
acero alma 9Ø10 @21cm							acero alma 11Ø10 @18cm							acero alma 12Ø10 @19cm							acero alma 10Ø10 @20cm																																																																																																						
confinamiento borde 21.49 cm							confinamiento borde 28 cm							confinamiento borde 31 cm							confinamiento borde 29 cm																																																																																																						
"La longitud del elemento de borde medida desde la fibra extrema comprimida no debe ser menor que el mayor entre c/2, c – 0.1lw, y lw/10.							"La longitud del elemento de borde medida desde la fibra extrema comprimida no debe ser menor que el mayor entre c/2, c – 0.1lw, y lw/10.							"La longitud del elemento de borde medida desde la fibra extrema comprimida no debe ser menor que el mayor entre c/2, c – 0.1lw, y lw/10.							"La longitud del elemento de borde medida desde la fibra extrema comprimida no debe ser menor que el mayor entre c/2, c – 0.1lw, y lw/10.																																																																																																						
confinamiento final de borde							confinamiento final de borde							confinamiento final de borde							confinamiento final de borde																																																																																																						
Estribo cerrado perimetral Ø10, y 2 ganchos de ejemplo							Estribo cerrado perimetral Ø10, y 2 ganchos de ejemplo							Estribo cerrado perimetral Ø10, y 2 ganchos de ejemplo							Estribo cerrado perimetral Ø10, y 2 ganchos de ejemplo																																																																																																						
El rojo es el estribo a corte. Que va con separaciones acuerdo al diseño de cortante. Ahora el azul son el confinamiento de borde. Tons aja es un estribo que cumpla con la condición de 30cm (si se pasa no pasa nada) y un ganchito en el medio							El rojo es el estribo a corte. Que va con separaciones acuerdo al diseño de cortante. Ahora el azul son el confinamiento de borde. Tons aja es un estribo que cumpla con la condición de 30cm (si se pasa no pasa nada) y un ganchito en el medio							El rojo es el estribo a corte. Que va con separaciones acuerdo al diseño de cortante. Ahora el azul son el confinamiento de borde. Tons aja es un estribo que cumpla con la condición de 30cm (si se pasa no pasa nada) y un ganchito en el medio							El rojo es el estribo a corte. Que va con separaciones acuerdo al diseño de cortante. Ahora el azul son el confinamiento de borde. Tons aja es un estribo que cumpla con la condición de 30cm (si se pasa no pasa nada) y un ganchito en el medio																																																																																																						
Estos elementos de borde son solo hasta la segunda planta							Estos elementos de borde son solo hasta la segunda planta							MUCHO CUIDADO BRU, ESTOS ELEMENTOS DE BORDE SON HASTA LA 3ERA PLANTA SOLO ESTE MURO							MUCHO CUIDADO BRU, ESTOS ELEMENTOS DE BORDE SON HASTA LA 3ERA PLANTA SOLO ESTE MURO																																																																																																						

RECUERDA QUE DESDE EL SEGUNDO PISO EN ADELANTE, TODAS LAS VARILLAS CAMBIAN A 10MM