



UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

La Influencia de la Secuencia del Proceso Constructivo en la Respuesta Estructural de Edificios Multifamiliares de Concreto Armado en Lima Metropolitana

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Bedón del Aguila, Sebastian Fabricio

0000-0002-6031-7769

ASESOR(ES)

Moreno Sánchez, Javier Daniel

0000-0003-2132-8171

Lima, 25 de noviembre de 2024

Dedicatoria

El presente trabajo investigativo está dedicado a los docentes universitarios, por su dedicación y compromiso a la construcción de conocimiento, y capacidad de guiar hacia un adecuado desarrollo académico, profesional y personal.

A los investigadores especializados en el tema, reconociendo sus contribuciones pasadas en la materia, sin las cuales no existiría una base de conocimiento sobre la cual construir, aportar y actualizar.

A todas las personas que han colaborado y han hecho que el trabajo investigativo pueda ser culminado satisfactoriamente.

Agradecimientos

Agradezco a mis docentes de las distintas facultades de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, con especial mención a los docentes de la Facultad de Ingeniería, por haber aportado valioso conocimiento durante la preparación para ejercer mi profesión, particularmente con reconocimiento al ingeniero Javier Daniel Moreno Sánchez, asesor académico del proyecto de investigación, quien ha tenido la capacidad de encauzar esta investigación y guiar con paciencia y didacticismo.

Finalmente, doy gracias a todas las personas que de distintas maneras estuvieron involucrados en el desarrollo de la investigación y por su invaluable aporte en tiempo, conocimiento u otra cualidad que facilitase el cumplimiento de los objetivos del documento.

Resumen

El crecimiento demográfico y la necesidad de maximizar el uso del suelo han impulsado la construcción de edificios de múltiples pisos en Lima, Perú. Sin embargo, la alta amenaza sísmica en el país, especialmente en zonas densamente pobladas, requiere un diseño estructural preciso y una atención especial durante el proceso constructivo para garantizar la seguridad y durabilidad de las edificaciones. Durante la construcción, las cargas variables y difíciles de prever pueden afectar significativamente la resistencia y estabilidad de la estructura. Frente a esta realidad, esta investigación tiene como objetivo principal determinar de qué manera la consideración de la secuencia constructiva en el análisis estructural de edificaciones influye en la estimación de la respuesta estructural. Para ello, fueron establecidos tres casos de estudio con características geométricas estudiadas previamente por otros autores. Las estructuras seleccionadas fueron adaptadas a las necesidades de la investigación y las condiciones de sitio, y sus respuestas estructurales fueron obtenidas por la metodología del análisis de respuesta estructural del Reglamento Nacional de Edificaciones y la metodología de análisis de respuesta estructural por secuencia constructiva. Como resultado, los desplazamientos laterales aumentaron hasta en ocho veces su valor, y las fuerzas internas de la columna interna analizada en cada modelo aumentaron de manera variable según la fuerza estudiada. Se concluye que considerar la secuencia constructiva en el análisis estructural sí tiene influencia en la respuesta estructural de la edificación y que existe una descripción más realista del comportamiento estructural cuando se utiliza el análisis por secuencia constructiva.

Palabras clave: Análisis estructural convencional; análisis de secuencia constructiva; análisis estructural; respuesta estructural.

Influence of the Construction Sequence in the Structural Response of Multi-Story, Reinforced Concrete Buildings

Abstract

The demographic growth and the need to maximize land use have boosted the construction of multi-story buildings in Lima, Peru. However, the high seismic threat in the country, especially in densely populated areas, requires structural design to be precise and to pay special attention to the construction process for ensuring the safety and durability of the buildings. During construction, variable and difficult-to-predict loads can significantly affect the strength and stability of the structure. Faced with this reality, this research aims to determine how considering the construction sequence in the structural analysis of buildings influences the estimation of its structural response. For this purpose, three case studies with geometric characteristics previously studied by other authors were established. The selected structures were adapted to the research needs and site conditions, and their structural responses were obtained using the methodology of structural response analysis of the Peruvian National Building Code and the methodology of construction sequence structural response analysis. As a result, lateral displacements increased by up to eight times their value, and the internal forces of the analyzed column in each model increased variably depending on the studied force. The investigation reaches the conclusion that considering the construction sequence in the structural analysis does influence the structural response of the building and that there is a more realistic description of structural behavior when construction sequence analysis is used.

Keywords: Conventional structural analysis; construction sequence analysis; structural analysis; structural response.

N° 15589_Bedón del Aguila, Sebastian Fabricio_La Influencia de la Secuencia del Proceso Constructivo en la Respuesta Estructural

INFORME DE ORIGINALIDAD

8%

INDICE DE SIMILITUD

8%

FUENTES DE INTERNET

2%

PUBLICACIONES

4%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	3%
2	Submitted to unsaac Trabajo del estudiante	1%
3	upc.aws.openrepository.com Fuente de Internet	<1%
4	noesis.uis.edu.co Fuente de Internet	<1%
5	repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	<1%
6	Submitted to Universidad Continental Trabajo del estudiante	<1%
7	Submitted to uncedu Trabajo del estudiante	<1%
8	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	<1%

Tabla de Contenido

1	Introducción	1
1.1	El Problema	1
1.2	Estado del Arte	5
1.3	Formulación del Problema	8
1.4	Hipótesis General	8
1.5	Objetivo General	8
1.6	Objetivos Específicos	8
1.7	Hipótesis Específicas	8
1.8	Descripción del Contenido	9
1.9	Aporte	9
2	Marco Teórico	11
2.1	Comportamiento de los Materiales	11
2.1.1	Elasticidad Lineal	11
2.1.1.1	Material Lineal	16
2.1.1.2	Geometría Lineal	17
2.1.2	Comportamiento No Lineal	18
2.1.2.1	Material No Lineal	18
2.1.2.2	Geometría No Lineal	20
2.1.2.3	Condiciones de Frontera No Lineales	21
2.2	Secuencia Constructiva	22
2.2.1	Encofrado y Desencofrado	23
2.2.2	Encofrado, Reapuntalamiento y Desencofrado	24
2.2.3	Encofrado, Clareado y Desencofrado	26
2.3	Análisis de Respuesta Estructural	28
2.3.1	Análisis Convencional	29
2.3.1.1	Análisis Sismorresistente	31
2.3.1.2	Diseño por Resistencias	34
2.3.2	Análisis de la Secuencia Constructiva	36
2.3.2.1	Análisis sin Efectos Complementarios	41
2.3.2.2	Análisis con Efectos Complementarios	43

3	Metodología.....	48
3.1	Modelos de Análisis	50
3.1.1	Modelos Planos de Edificación	50
3.1.2	Modelos Tridimensionales	52
4	Identificación de Cargas	59
4.1	Cargas Presentes en los Modelos Planos	60
4.2	Cargas Presentes en los Modelos Tridimensionales	68
5	Análisis de los Modelos Planos	76
5.1	Análisis de Fuerzas Estáticas Equivalentes	76
5.2	Análisis Modal Espectral.....	95
6	Respuestas Estructurales de Modelos Tridimensionales	118
6.1	Análisis Estructural Convencional	119
6.2	Análisis Estructural por Secuencia Constructiva.....	133
7	Comparación de Resultados Obtenidos.....	141
8	Conclusiones.....	167
9	Recomendaciones.....	173
10	Trabajos Futuros	176
	Referencias	178
	Anexos.....	185

Lista de Tablas

Tabla 1: Revisión de literatura.....	7
Tabla 2: Resistencia a la compresión y módulo de elasticidad del concreto utilizado en los modelos.....	59
Tabla 3: Pesos unitarios por material.....	59
Tabla 4: Parámetros sísmicos para un pórtico plano	60
Tabla 5: Dimensiones y estimación de cargas de columnas para el modelo bidimensional de dos niveles	61
Tabla 6: Dimensiones y estimación de cargas de columnas para el modelo bidimensional de tres niveles	61
Tabla 7: Dimensiones y estimación de cargas de columnas para el modelo bidimensional de cuatro niveles.....	62
Tabla 8: Dimensiones y estimación de cargas de columnas para el modelo bidimensional de cinco niveles	62
Tabla 9: Dimensiones y estimación de cargas de columnas para el modelo bidimensional de seis niveles.....	63
Tabla 10: Dimensiones y estimación de cargas de viga para el modelo bidimensional de dos niveles.....	63
Tabla 11: Dimensiones y estimación de cargas de viga para el modelo bidimensional de tres niveles.....	63
Tabla 12: Dimensiones y estimación de cargas de viga para el modelo bidimensional de cuatro niveles.....	64
Tabla 13: Dimensiones y estimación de cargas de viga para el modelo bidimensional de cinco niveles	64
Tabla 14: Dimensiones y estimación de cargas de viga para el modelo bidimensional de seis niveles.....	64
Tabla 15: Dimensiones y estimación de cargas vivas en viga para el modelo bidimensional de dos niveles.....	65
Tabla 16: Dimensiones y estimación de cargas vivas en viga para el modelo bidimensional de tres niveles	65
Tabla 17: Dimensiones y estimación de cargas vivas en viga para el modelo bidimensional de cuatro niveles	65

Tabla 18: Dimensiones y estimación de cargas vivas en viga para el modelo bidimensional de cinco niveles	66
Tabla 19: Dimensiones y estimación de cargas vivas en viga para el modelo bidimensional de seis niveles	66
Tabla 20: Resumen de cargas muertas para todos los modelos bidimensionales	67
Tabla 21: Resumen de cargas vivas para todos los modelos bidimensionales	67
Tabla 22: Pesos sísmicos y cortantes basales de los modelos bidimensionales	68
Tabla 23: Dimensiones y estimación de cargas de elementos estructurales para el modelo tridimensional de cinco niveles	69
Tabla 24: Dimensiones y estimación de cargas de elementos estructurales para el modelo tridimensional de diez niveles	70
Tabla 25: Dimensiones y estimación de cargas de elementos verticales para el modelo tridimensional de quince niveles	71
Tabla 26: Dimensiones y estimación de cargas de elementos horizontales para el modelo tridimensional de quince niveles	72
Tabla 27: Estimación de cargas por piso para el modelo de cinco pisos	73
Tabla 28: Estimación de cargas por piso para el modelo de diez pisos	73
Tabla 29: Estimación de cargas por piso para el modelo de quince pisos	74
Tabla 30: Coeficiente sísmico para la edificación de cinco pisos	75
Tabla 31: Coeficiente sísmico para la edificación de diez pisos	75
Tabla 32: Coeficientes sísmicos para la edificación de quince pisos	75
Tabla 33: Periodo de los modelos bidimensionales y exponente k	76
Tabla 34: Distribución de cortante basal en altura del modelo bidimensional de dos niveles	77
Tabla 35: Distribución de cortante basal en altura del modelo bidimensional de tres niveles	77
Tabla 36: Distribución de cortante basal en altura del modelo bidimensional de cuatro niveles	78
Tabla 37: Distribución de cortante basal en altura del modelo bidimensional de cinco niveles	78
Tabla 38: Distribución de cortante basal en altura del modelo bidimensional de seis niveles	79

Tabla 39: Desplazamientos laterales de los pisos del modelo bidimensional de dos niveles	80
Tabla 40: Desplazamientos laterales de los pisos del modelo bidimensional de tres niveles	81
Tabla 41: Desplazamientos laterales de los pisos del modelo bidimensional de cuatro niveles	81
Tabla 42: Desplazamientos laterales de los pisos del modelo bidimensional de cinco niveles	81
Tabla 43: Desplazamientos laterales de los pisos del modelo bidimensional de seis niveles	82
Tabla 44: Categoría y regularidad de las edificaciones	83
Tabla 45: Irregularidades estructurales en planta	83
Tabla 46: Irregularidades estructurales en altura.....	84
Tabla 47: Factores de irregularidad en planta para los criterios no aplicables en los modelos planos.....	84
Tabla 48: Irregularidades estructurales en planta para los modelos planos.....	85
Tabla 49: Factores de irregularidad en altura preliminares para los modelos planos.....	85
Tabla 50: Evaluación de irregularidad de rigidez del modelo bidimensional de dos niveles	86
Tabla 51: Evaluación de irregularidad de rigidez del modelo bidimensional de tres niveles	86
Tabla 52: Evaluación de irregularidad de rigidez del modelo bidimensional de cuatro niveles	87
Tabla 53: Evaluación de irregularidad de rigidez del modelo bidimensional de cinco niveles	87
Tabla 54: Evaluación de irregularidad de rigidez del modelo bidimensional de seis niveles	88
Tabla 55: Evaluación de irregularidad de resistencia del modelo bidimensional de dos niveles.....	88
Tabla 56: Evaluación de irregularidad de resistencia del modelo bidimensional de tres niveles.....	89
Tabla 57: Evaluación de irregularidad de resistencia del modelo bidimensional de cuatro niveles.....	89

Tabla 58: Evaluación de irregularidad de resistencia del modelo bidimensional de cinco niveles.....	89
Tabla 59: Evaluación de irregularidad de resistencia del modelo bidimensional de seis niveles.....	90
Tabla 60: Evaluación de irregularidad de masa o peso del modelo bidimensional de dos niveles.....	90
Tabla 61: Evaluación de irregularidad de masa o peso del modelo bidimensional de tres niveles.....	90
Tabla 62: Evaluación de irregularidad de masa o peso del modelo bidimensional de cuatro niveles.....	91
Tabla 63: Evaluación de irregularidad de masa o peso del modelo bidimensional de cinco niveles.....	91
Tabla 64: Evaluación de irregularidad de masa o peso del modelo bidimensional de seis niveles.....	91
Tabla 65: Irregularidades estructurales en altura para los modelos planos	92
Tabla 66: Periodos y frecuencias naturales por piso para el modelo bidimensional de dos niveles.....	96
Tabla 67: Periodos y frecuencias naturales por piso para el modelo bidimensional de tres niveles.....	97
Tabla 68: Periodos y frecuencias naturales por piso para el modelo bidimensional de cuatro niveles.....	97
Tabla 69: Periodos y frecuencias naturales por piso para el modelo bidimensional de cinco niveles.....	97
Tabla 70: Periodos y frecuencias naturales por piso para el modelo bidimensional de seis niveles.....	98
Tabla 71: Propiedades modales generalizadas para el modelo bidimensional de dos niveles	109
Tabla 72: Propiedades modales generalizadas para el modelo bidimensional de tres niveles	109
Tabla 73: Propiedades modales generalizadas para el modelo bidimensional de cuatro niveles.....	110
Tabla 74: Propiedades modales generalizadas para el modelo bidimensional de cinco niveles	110

Tabla 75: Propiedades modales generalizadas para el modelo bidimensional de seis niveles	111
Tabla 76: Desplazamientos laterales (m) del modelo bidimensional de dos niveles según modo de vibración	111
Tabla 77: Desplazamientos laterales (m) del modelo bidimensional de tres niveles según modo de vibración	112
Tabla 78: Desplazamientos laterales (m) del modelo bidimensional de cuatro niveles según modo de vibración	112
Tabla 79: Desplazamientos laterales (m) del modelo bidimensional de cinco niveles según modo de vibración	112
Tabla 80: Desplazamientos laterales (m) del modelo bidimensional de seis niveles según modo de vibración	113
Tabla 81: Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r y derivas del modelo bidimensional de dos niveles	113
Tabla 82: Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r y derivas del modelo bidimensional de tres niveles	114
Tabla 83: Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r y derivas del modelo bidimensional de cuatro niveles	114
Tabla 84: Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r y derivas del modelo bidimensional de cinco niveles	114
Tabla 85: Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r y derivas del modelo bidimensional de seis niveles	115
Tabla 86: Factores de irregularidad en planta preliminares en los modelos no planos	120
Tabla 87: Evaluación de irregularidad torsional para el modelo de cinco pisos	120
Tabla 88: Irregularidades estructurales en planta para los modelos planos.....	121
Tabla 89: Factores de irregularidad en altura preliminares en los modelos no planos	121
Tabla 90: Evaluación de irregularidad geométrica vertical para el modelo de cinco pisos	122
Tabla 91: Evaluación de irregularidad de masa o peso para el modelo de cinco pisos	122
Tabla 92: Evaluación de irregularidad de masa o peso para el modelo de diez pisos	123
Tabla 93: Evaluación de irregularidad de masa o peso para el modelo de quince pisos ..	124
Tabla 94: Irregularidades estructurales en altura para los modelos planos	125

Tabla 95: Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de cinco pisos	125
Tabla 96: Derivas máximas de piso para el modelo de cinco pisos	126
Tabla 97: Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de diez pisos	128
Tabla 98: Derivas máximas de piso para el modelo de diez pisos	129
Tabla 99: Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de quince pisos	130
Tabla 100: Derivas máximas de piso para el modelo de quince pisos	132
Tabla 101: Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de cinco pisos con análisis por secuencia constructiva	134
Tabla 102: Derivas máximas para el modelo de cinco pisos con análisis por secuencia constructiva.....	135
Tabla 103: Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de diez pisos con análisis por secuencia constructiva	136
Tabla 104: Derivas máximas para el modelo de diez pisos con análisis por secuencia constructiva.....	137
Tabla 105: Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de quince pisos con análisis por secuencia constructiva	138
Tabla 106: Derivas máximas para el modelo de quince pisos con análisis por secuencia constructiva.....	140

Índice de Figuras

Figura 1: Actividad edificadora según destino 2017-2020 (millones de m ²)	2
Figura 2: Oferta total de vivienda 1996 – 2020.....	3
Figura 3: Número de pisos promedio de viviendas (2011-2018)	3
Figura 4: Altura promedio (en número de pisos) de los proyectos de vivienda en oferta según sector urbano 2017-2020	4
Figura 5: Gráfica esfuerzo-deformación convencional y real de un material dúctil (acero)	11
Figura 6: Tensor de esfuerzos.....	13
Figura 7: Equilibrio de fuerzas internas y externas considerando un esfuerzo promedio ..	14

Figura 8: Sistema masa-resorte	15
Figura 9: Curva esfuerzo-deformación típica del concreto	16
Figura 10: Desarrollo de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto como porcentajes de la resistencia a los 28 días.....	19
Figura 11: Diagrama de una estructura lineal con condiciones de frontera no lineales	22
Figura 12: Secuencia constructiva de una edificación de 3 pisos.....	24
Figura 13: Secuencia de reapuntamiento para edificación de 3 niveles	26
Figura 14: Secuencia de remoción parcial de apuntalamiento en dos niveles simultáneos para edificación de 3 niveles	28
Figura 15: Metodología convencional de análisis estructural de un modelo tridimensional (1) a un modelo plano (2)	30
Figura 16: Modos de vibración para un modelo de cinco grados de libertad.....	34
Figura 17: Análisis de pórtico por método de secuencia constructiva	36
Figura 18: Ejemplo de deformación total de un edificio si se considera construcción en una etapa.....	38
Figura 19: Ejemplo de deformación total de un edificio si se considera construcción en varias etapas.....	39
Figura 20: Ejemplo de deformación de un edificio según la etapa del proceso constructivo considerando análisis por secuencia constructiva	40
Figura 21: Modelo idealizado de edificación para cargas verticales.....	41
Figura 22: Coeficientes para el análisis simplificado de puntales y losas utilizando un nivel de apuntalamiento y dos niveles de reapuntamiento	44
Figura 23: Diagrama de flujo del diseño integrado y el proceso constructivo	47
Figura 24: Diagrama de flujo de la metodología de la investigación	50
Figura 25: Modelo plano de seis niveles	51
Figura 26: Modelo tridimensional de la edificación de concreto armado de cinco niveles	53
Figura 27: Vista de planta típica del modelo tridimensional de cinco niveles	54
Figura 28: Modelo tridimensional de la edificación de concreto armado de diez niveles .	55
Figura 29: Vista de planta típica del modelo tridimensional de diez niveles	56
Figura 30: Modelo tridimensional de la edificación de concreto armado de quince niveles	57
Figura 31: Vista de planta típica del modelo tridimensional de quince niveles	58
Figura 32: Desplazamientos laterales del modelo bidimensional de dos niveles	93

Figura 33: Desplazamientos laterales del modelo bidimensional de tres niveles.....	93
Figura 34: Desplazamientos laterales del modelo bidimensional de cuatro niveles	94
Figura 35: Desplazamientos laterales del modelo bidimensional de cinco niveles.....	94
Figura 36: Desplazamientos laterales del modelo bidimensional de seis niveles	95
Figura 37: Modo de vibración del modelo bidimensional de dos niveles cuando $T = 0,1745$ s.....	98
Figura 38: Modo de vibración del modelo bidimensional de dos niveles cuando $T = 0,0636$ s.....	99
Figura 39: Modo de vibración del modelo bidimensional de tres niveles cuando $T = 0,2566$ s.....	99
Figura 40: Modo de vibración del modelo bidimensional de tres niveles cuando $T = 0,0872$ s.....	100
Figura 41: Modo de vibración del modelo bidimensional de tres niveles cuando $T = 0,0569$ s.....	100
Figura 42: Modo de vibración del modelo bidimensional de cuatro niveles cuando $T = 0,3395$ s.....	101
Figura 43: Modo de vibración del modelo bidimensional de cuatro niveles cuando $T = 0,1134$ s.....	101
Figura 44: Modo de vibración del modelo bidimensional de cuatro niveles cuando $T = 0,0699$ s.....	102
Figura 45: Modo de vibración del modelo bidimensional de cuatro niveles cuando $T = 0,0542$ s.....	102
Figura 46: Modo de vibración del modelo bidimensional de cinco niveles cuando $T = 0,4241$ s.....	103
Figura 47: Modo de vibración del modelo bidimensional de cinco niveles cuando $T = 0,1419$ s.....	103
Figura 48: Modo de vibración del modelo bidimensional de cinco niveles cuando $T = 0,0839$ s.....	104
Figura 49: Modo de vibración del modelo bidimensional de cinco niveles cuando $T = 0,0633$ s.....	104
Figura 50: Modo de vibración del modelo bidimensional de cinco niveles cuando $T = 0,0537$ s.....	105

Figura 51: Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,5093$ s.....	105
Figura 52: Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,1696$ s.....	106
Figura 53: Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,0999$ s.....	106
Figura 54: Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,0728$ s.....	107
Figura 55: Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,0588$ s.....	107
Figura 56: Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,0532$ s.....	108
Figura 57: Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r del modelo bidimensional de dos niveles	115
Figura 58: Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r del modelo bidimensional de tres niveles.....	116
Figura 59: Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r del modelo bidimensional de cuatro niveles	116
Figura 60: Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r del modelo bidimensional de cinco niveles.....	117
Figura 61: Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r del modelo bidimensional de seis niveles	117
Figura 62: Desplazamiento máximo de entrepiso del modelo de cinco pisos.....	126
Figura 63: Deriva máxima del modelo de cinco pisos	127
Figura 64: Desplazamiento máximo de entrepiso del modelo de diez pisos.....	128
Figura 65: Deriva máxima del modelo de diez pisos	129
Figura 66: Desplazamiento máximo de entrepiso del modelo de quince pisos.....	131
Figura 67: Deriva máxima del modelo de quince pisos	133
Figura 68: Desplazamiento máximo de entrepiso del modelo de cinco pisos analizado por secuencia constructiva	134
Figura 69: Deriva máxima de entrepiso del modelo de cinco pisos analizado por secuencia constructiva.....	135

Figura 70: Desplazamiento máximo de entrepiso del modelo de diez pisos analizado por construcción secuencial	136
Figura 71: Deriva máxima de entrepiso del modelo de diez pisos analizado por secuencia constructiva.....	137
Figura 72: Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de quince pisos analizado por secuencia constructiva	139
Figura 73: Deriva máxima de entrepiso del modelo de quince pisos analizado por secuencia constructiva.....	141
Figura 74: Desplazamientos laterales calculados por el método de fuerza estática equivalente.....	142
Figura 75: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de cinco pisos en sentido de análisis X	144
Figura 76: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de cinco pisos en sentido de análisis Y	145
Figura 77: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de cinco pisos en sentido de análisis X	146
Figura 78: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de cinco pisos en sentido de análisis Y	147
Figura 79: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de diez pisos en sentido de análisis X	149
Figura 80: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de diez pisos en sentido de análisis Y	150
Figura 81: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de diez pisos en sentido de análisis X	151
Figura 82: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de diez pisos en sentido de análisis Y	152
Figura 83: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de quince pisos en sentido de análisis X.....	153

Figura 84: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de quince pisos en sentido de análisis Y.....	154
Figura 85: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de quince pisos en sentido de análisis X	155
Figura 86: Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de quince pisos en sentido de análisis Y	156
Figura 87: Gráfico comparativo de la fuerza axial en la columna C2 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva.....	158
Figura 88: Gráfico comparativo de la fuerza cortante en la columna C2 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva.....	159
Figura 89: Gráfico comparativo del momento flector en la columna C2 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva.....	160
Figura 90: Gráfico comparativo de la fuerza axial en la columna C7 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva.....	161
Figura 91: Gráfico comparativo de la fuerza cortante en la columna C7 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva.....	162
Figura 92: Gráfico comparativo del momento flector en la columna C7 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva.....	163
Figura 93: Gráfico comparativo de la fuerza axial en la columna C15 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva.....	164
Figura 94: Gráfico comparativo de la fuerza cortante en la columna C15 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva.....	165
Figura 95: Gráfico comparativo del momento flector en la columna C15 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva.....	166

1 Introducción

1.1 El Problema

La construcción de edificaciones con múltiples pisos está en continuo aumento debido a las necesidades de expansión urbana con un uso más eficiente del espacio, tendencia impulsada por el crecimiento demográfico constante de las ciudades. A nivel global, aunque la pandemia de la COVID-19 haya provocado una desaceleración del crecimiento poblacional global promedio a valores inferiores al 1% (United Nations Fund for Population Activities [UNFPA], 2023), el aumento de la población no se detendrá debido a la mejora de las condiciones globales que alargan la esperanza de vida.

La situación actual ha llevado a que la construcción residencial pase de estar concentrada en viviendas unifamiliares o edificaciones de baja altura, a infraestructura residencial multifamiliar y edificaciones de gran altura, lo cual eleva la densidad poblacional de las ciudades. El United Nations Human Settlements Program (UN-Habitat, 2022) reportó que, en zonas geográficas como América Latina y el Caribe, África Subsahariana, y Oceanía, la densidad poblacional de ciudades por región creció en aproximadamente 1 mil, 2 mil, y 8 mil habitantes por kilómetro cuadrado, respectivamente, entre 1975 y 2015. Se proyecta que esta tendencia continuará hasta el 2050 en economías de renta baja, renta media baja y renta media alta.

En las áreas urbanas de alta densidad poblacional alrededor del mundo, los edificios de gran altura se han convertido en una característica distintiva. Esto se debe a su capacidad para alojar a más habitantes por unidad de terreno y a los costos reducidos de provisión de servicios municipales para las alcaldías (Romanova, 2018). En ciudades de la Unión Europea, se ha observado que estas construcciones ofrecen beneficios significativos. Por un lado, mejoran la accesibilidad al estar cerca de lugares donde se adquieren bienes y servicios; por otro, promueven la sostenibilidad al reducir las emisiones de gases de efecto invernadero y al utilizar la energía de manera eficiente (European Commission & UN-Habitat, 2016). Por estas razones, el crecimiento vertical de las áreas urbanas será cada vez más prevalente. No obstante, es igualmente importante garantizar que los edificios residenciales multifamiliares o de uso mixto de altura importante sean seguros y se diseñen para maximizar su ciclo de vida.

Los cambios demográficos y la tendencia de construcción a nivel mundial también se reflejan en la realidad nacional. Tal como lo ha indicado el Instituto Nacional de Estadística

e Informática (INEI, 2020), el Perú alcanzó los 32 millones 625 mil 948 habitantes en junio del 2020 y se proyecta un crecimiento continuo de la población por aproximadamente 40 años más. Este hecho se ha visto reflejado en la actividad edificadora nacional, como se muestra en la Figura 1, donde las viviendas representan el 85% de la superficie edificada en el mismo año, así como en la oferta total de vivienda, presentada en la Figura 2 (Cámara Peruana de la Construcción [CAPECO], 2020), y la tendencia evidenciada en la Figura 3 y la Figura 4 al aumento del número de pisos promedio de edificios de vivienda en las zonas de Lima con mayor concentración de viviendas (Arauco, 2018; Vega, 2021).

Figura 1

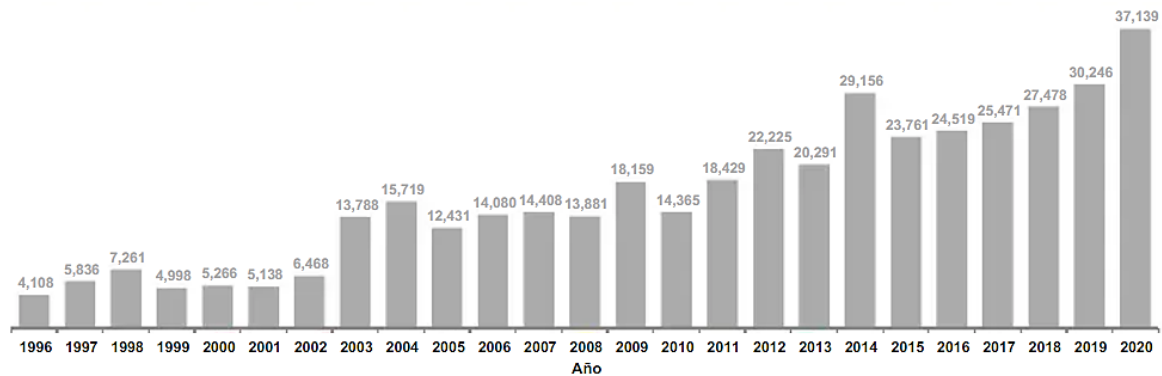
Actividad edificadora según destino 2017-2020 (millones de m²)



Nota. Adaptado de “25° Estudio de Mercado de Edificaciones Urbanas en Lima Metropolitana”, por Capeco, 2020.

Figura 2

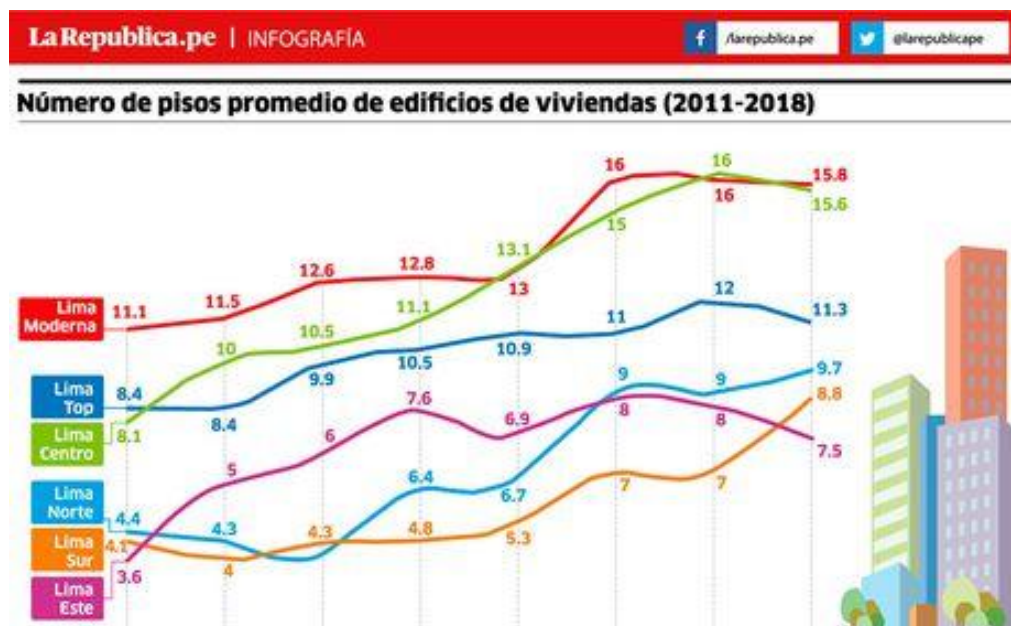
Oferta total de vivienda 1996 – 2020



Nota. Adaptado de “25° Estudio de Mercado de Edificaciones Urbanas en Lima Metropolitana”, por Capeco, 2020.

Figura 3

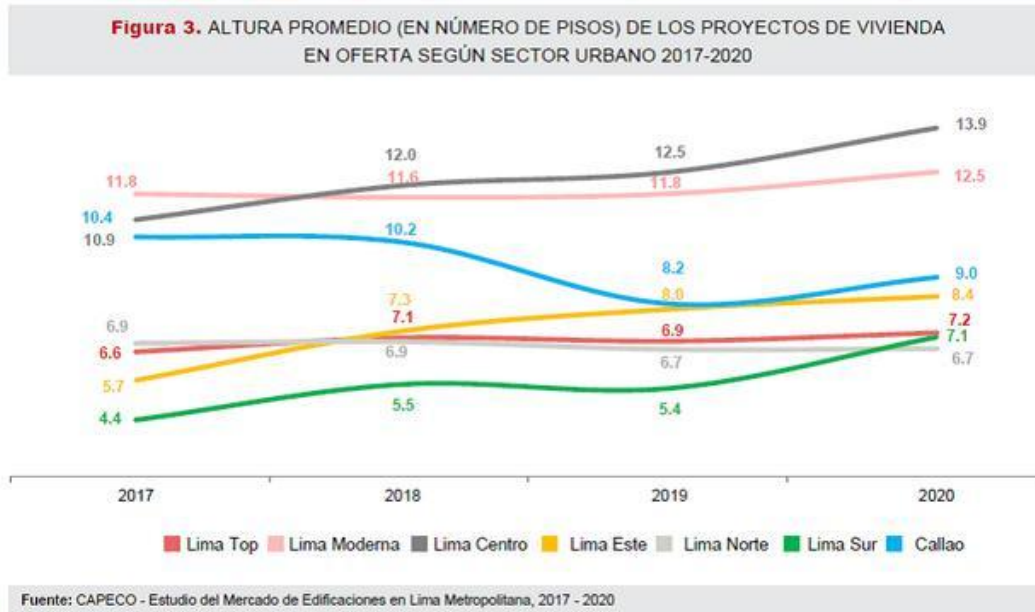
Número de pisos promedio de viviendas (2011-2018)



Nota. Adaptado de “Inmobiliarias apuestan por edificios de más de 11 pisos”, por Arauco, 2018.

Figura 4

Altura promedio (en número de pisos) de los proyectos de vivienda en oferta según sector urbano 2017-2020



Nota. Adaptado de “Crecimiento inmobiliario vertical de Lima muestra comportamientos diferenciados”, por Vega, 2021.

No obstante, debido a que el Perú se ubica dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, región donde la Tierra libera alrededor del 85% de la energía contenida por procesos de convección del manto (Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico [INGEMET], 2021), existe una alta amenaza sísmica que pone en riesgo potencial la infraestructura del país, especialmente las edificaciones de altura. Estas inclinaciones del sector construcción, junto con las amenazas naturales, afectan en mayor magnitud las zonas del país con densidad poblacional significativa, por lo cual el diseño estructural y el proceso constructivo de las edificaciones deben ser ejecutados con precisión y con la asistencia técnica necesaria.

La metodología convencional de análisis estructural, precisamente para edificaciones de concreto armado, considera una aplicación de cargas sobre la estructura cuando la edificación se encuentra completa. No obstante, durante el proceso constructivo, existen cargas que actúan sobre cada nivel, como el equipo a utilizar, el personal de obra, y otras cargas de construcción que son difíciles de predecir rigurosamente. Estas cargas, al transmitirse de los niveles superiores a los inferiores, generan esfuerzos considerables que incrementan las demandas reales de resistencia y servicio en las distintas etapas de la

construcción, superando los esfuerzos estimados de un modelo clásico. Como consecuencia, las demandas estructurales calculadas mediante la metodología convencional de análisis pueden subestimar las demandas estructurales reales, afectando el diseño de los elementos resistentes al considerar secciones reducidas que no satisfarían las solicitudes reales del elemento diseñado.

Estas condiciones favorecen la reducción de las secciones de las columnas por aplastamiento, así como deformaciones y desplazamientos de elementos estructurales y de los entrepisos por encima de los valores calculados, lo que conduce últimamente al colapso de la edificación por una respuesta estructural desfavorable. En vista de ello, resulta crucial comprender el proceso constructivo y la transmisión de cargas al analizar la respuesta estructural, con el fin de evitar accidentes y patologías en el concreto, prolongar la vida útil de las edificaciones, reducir los costos de mantenimiento y densificar adecuadamente las ciudades del país.

1.2 Estado del Arte

Secer y Arslan (2019) analizaron las deformaciones plásticas y acortamientos de columna que se podrían producir en el tiempo mediante un análisis estructural que considera cargas provenientes de la secuencia constructiva. Para ello, diseñaron un modelo numérico de una edificación de quince pisos utilizando el software ETABS, eligiendo cuatro columnas según el número de vigas conectadas a ellas. Una vez modelada la edificación, calcularon los desplazamientos de las columnas y la deformación plástica. Con los datos recopilados del modelo, los autores realizaron un análisis comparativo entre una edificación evaluada bajo la metodología tradicional de diseño y otra bajo un enfoque de análisis de construcción secuencial que considera también los efectos dependientes del tiempo. En base a ello, determinaron que los resultados del análisis por metodología convencional difieren significativamente de los obtenidos por el análisis por secuencia constructiva, mostrando que las deformaciones aumentan hasta un piso determinado para luego disminuir. Asimismo, lograron estimar con rigor el comportamiento de la deformación plástica utilizando las metodologías FIB MC2010, Eurocódigo 2 y el AS 3600, y describir de manera más realista la respuesta estructural considerando la secuencia constructiva y los efectos relacionados con el tiempo.

En un enfoque similar, Liu y Chan (2011) emplearon un análisis de segundo orden avanzado, considerando también deformaciones plásticas, con el propósito de contrastar y verificar las variaciones de la respuesta entre edificaciones sometidas a cargas proporcionales, no

proporcionales y cargas de construcción. Con este fin en mente, desarrollaron tres modelos de estructuras aporticadas, las cuales fueron sometidas a cargas no proporcionales, cargas de construcción y a efectos de segundo orden con análisis secuencial. Durante la experimentación, se intentó encontrar variaciones significativas entre las respuestas estructurales de cada estructura en términos de desplazamientos y deformaciones tempranas. Los resultados indicaron que el proceso constructivo puede afectar considerablemente las deformaciones y la distribución de cargas dentro del análisis estructural. Además, resolvieron las cargas constructivas influyen en la respuesta estructural cuando la aplicación es configurada secuencialmente, a diferencia de una aproximación convencional al diseño que considera el edificio como terminado.

Alternativamente, Kwak y Kim (2006) simularon el comportamiento estructural vía un análisis numérico que consideraba columnas internas y externas con diferentes secciones, así como el proceso constructivo y efectos dependientes del tiempo. El objetivo era identificar variaciones en el comportamiento de las columnas y verificar si un enfoque no lineal permitía predecir la respuesta exacta de una estructura. Para lograrlo, elaboraron un modelo de una edificación de diez pisos con columnas externas de secciones más grandes que las internas, teniendo en cuenta adicionalmente el efecto $P-\Delta$ para fisuración del concreto, pero manteniendo la linealidad en el acero. A través del proceso experimental, investigaron la influencia de considerar efectos no lineales y constructivos dentro de un modelo de análisis no lineal, verificando si existen variaciones con un alcance tradicional lineal-elástico de aplicación de fuerzas en estructuras terminadas. Conforme a los resultados obtenidos, se determinó que los momentos flectores en vigas y los asentamientos diferenciales de columnas incrementaban al considerar el efecto de la secuencia constructiva en el análisis, lo que podría plantear desafíos para mantener el estado de servicio en las edificaciones.

A continuación, se presenta la Tabla 1, donde se recopilan los principales textos académicos consultados durante la revisión de literatura para toda la investigación y un resumen breve de ventajas y desventajas.

Tabla 1*Revisión de literatura*

Método	Ventajas	Desventajas	Referencia
Análisis de secuencia constructiva con efectos dependientes del tiempo	<ul style="list-style-type: none"> • Representa con mayor precisión la evolución de cargas y deformaciones durante la construcción. • Captura efectos dependientes del tiempo (deformaciones plásticas). 	<ul style="list-style-type: none"> • Implica mayor complejidad en el modelado. • Requiere datos detallados sobre las etapas de construcción y las propiedades de los materiales. 	Secer y Arslan (2019); Liu y Chan (2011)
Análisis de secuencia constructiva con efecto P- Δ	<ul style="list-style-type: none"> • Evalúa más realísticamente la respuesta estructural al considerar efectos secundarios de desplazamientos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Implica mayor complejidad en el análisis • Se necesita considerar no linealidad en condiciones de frontera y material. 	Bhati y Shelke (2020); Kwak y Kim (2006); Liu y Chan (2011)
Análisis de secuencia constructiva por el método simplificado	<ul style="list-style-type: none"> • Ofrece una aproximación rápida para evaluar la secuencia constructiva sin necesidad de modelado complejo. 	<ul style="list-style-type: none"> • Puede subestimar desplazamientos y fuerzas internas. • Descarta influencia de puntales flexibles. 	Adam et al. (2017); Liu y Bowman (1985)
Análisis de secuencia constructiva aplicado en cargas gravitacionales	<ul style="list-style-type: none"> • Permite una evaluación precisa de la estabilidad estructural de estructuras con cargas muertas significativas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Puede ser menos efectivo en estructuras principalmente sujetas a cargas dinámicas o sísmicas. 	Girija Das y Praseeda (2016); Nayak et al. (2014); Panigrahi et al. (2019)

1.3 Formulación del Problema

¿De qué manera la consideración del proceso constructivo en el análisis estructural de edificaciones influye en la estimación de la respuesta estructural?

1.4 Hipótesis General

El proceso constructivo influye en la estimación de la respuesta estructural mediante la introducción de variaciones en los parámetros descriptores de la respuesta estructural, de tal manera que se obtiene una predicción más cercana al comportamiento real de la edificación.

1.5 Objetivo General

Determinar en qué medida influye la secuencia del proceso constructivo en la respuesta estructural de la edificación multifamiliar de concreto armado.

1.6 Objetivos Específicos

- Determinar las cargas a las que va a estar sometida una edificación multifamiliar durante el proceso constructivo, así como su secuencia y dirección de aplicación, sin considerar los efectos del cambio de la rigidez.
- Examinar la respuesta estructural sismorresistente de cinco modelos planos de hasta seis grados de libertad en términos de desplazamientos laterales, derivas de entrepiso y modos de vibración mediante análisis de fuerza estática equivalente y análisis modal espectral.
- Analizar computacionalmente en ETABS modelos de edificaciones de cinco, diez y quince pisos para determinar la respuesta estructural de la edificación, comprendiendo los desplazamientos laterales, derivas de entrepiso, momentos flectores y cargas axiales a nivel de pórticos, columnas y estructura global.
- Comparar las respuestas estructurales de los modelos de edificaciones de cinco, diez y quince pisos, y establecer relaciones de tendencia, variación o proporcionalidad, según corresponda, a los parámetros identificados dentro del proceso de análisis.

1.7 Hipótesis Específicas

- Una edificación multifamiliar está sometida a cargas gravitacionales y cargas laterales durante el proceso constructivo, aplicadas secuencialmente según la etapa de la construcción.
- La respuesta sismorresistente de los modelos planos de hasta seis grados de libertad no serán iguales: los valores de sus desplazamientos laterales y derivas de entrepiso corresponderán al peso sísmico y la rigidez lateral característica de cada modelo, y

los modos de vibración corresponderán a los distintos periodos fundamentales de vibración distintivo de cada modelo.

- La respuesta estructural de los modelos de edificaciones de cinco, diez y quince pisos serán diferentes según las características particulares geométricas y volumétricas de cada una: los valores de sus desplazamientos laterales y derivas de entrepiso estarán asociados al peso sísmico característico de cada modelo, y los momentos flectores y fuerzas internas axiales de columna corresponderán a las cargas laterales y gravitacionales aplicadas.
- Los parámetros descriptores de las respuestas estructurales asociadas a las edificaciones tridimensionales modeladas tenderán al aumento conforme aumente su peso sísmico, serán variables según la secuencia de aplicación de las cargas, y no necesariamente denotarán una proporcionalidad lineal en sus valores.

1.8 Descripción del Contenido

El contenido de la investigación a presentar se ordena en capítulos. En primer lugar, dentro del capítulo “Marco Teórico”, se discutirá sobre la teoría elástica, las condiciones necesarias para cualquier tipo de análisis de respuesta estructural, la secuencia constructiva y metodologías de análisis estructural vigentes. Seguidamente, la investigación se clasificará y describirá en el capítulo “Metodología”, donde también serán presentados los modelos bidimensionales y tridimensionales. El análisis para los modelos bidimensionales se detallará en “Análisis de los Modelos Planos”, mientras que, para los modelos tridimensionales, en el capítulo “Respuestas Estructurales de Modelos Tridimensionales”. Terminada la descripción del análisis y obtenidas las respuestas, la información recopilada se organizará y comparará en “Comparación de Resultados Obtenidos” para poder presentar las conclusiones de la investigación en “Conclusiones” y las sugerencias para investigaciones futuras en “Recomendaciones”. Finalmente, las sugerencias adicionales para el desarrollo de investigación posteriores se abordarán en el capítulo “Trabajos Futuros”.

1.9 Aporte

Fundamentándose en la revisión de literatura para la redacción y sustento de la tesis planteada, la investigación busca explicar a la comunidad académica los efectos que genera el proceso constructivo en la respuesta estructural de edificaciones multifamiliares. Los resultados de esta investigación tienen implicaciones directas para el diseño y la construcción de edificaciones multifamiliares. Al demostrar que el análisis por secuencia constructiva puede ofrecer una evaluación más precisa de la respuesta estructural, esta

investigación apoya la implementación de este método en la práctica profesional, promoviendo mejoras en la optimización de recursos, la seguridad estructural, y la reducción de riesgos durante el proceso de construcción. Particularmente, la investigación aporta en la descripción del efecto de la construcción cuando se analizan cargas horizontales sísmicas, en contraste con la vasta literatura existente concentrada en estudiar cargas gravitacionales, y las particularidades y detalles del diseño de elementos estructurales.

La investigación ofrece la validación y recomendación del análisis por secuencia constructiva como una herramienta esencial para el diseño y evaluación de edificaciones multifamiliares. Al proporcionar evidencia concreta sobre las ventajas de este método, el estudio contribuye a la adopción de prácticas de diseño más precisas y seguras en la industria de la construcción, subrayando la necesidad de un enfoque más realista y detallado en el análisis estructural. De manera concreta, la investigación apunta a abrir nuevas vías para futuras investigaciones en este campo, enfocadas en la optimización y adaptación de metodologías que consideren las secuencias constructivas en diferentes tipos de edificaciones y condiciones específicas.

2 Marco Teórico

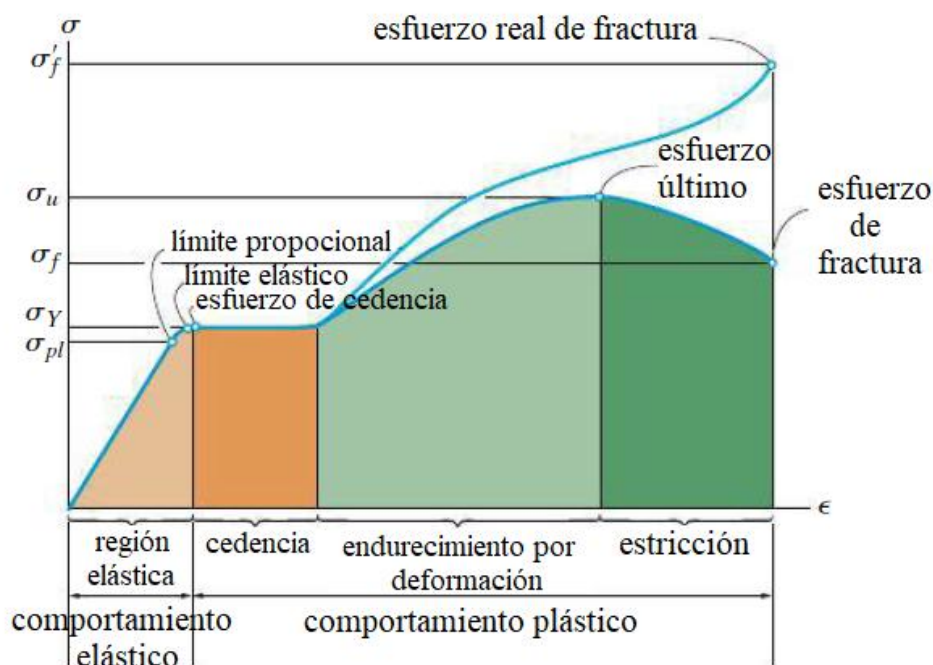
2.1 Comportamiento de los Materiales

2.1.1 Elasticidad Lineal

Cada uno de los elementos componentes de una edificación se encuentran, en algún momento de su vida útil, bajo el efecto de fuerzas deformadoras en cualquiera de sus puntos. Según Hibbeler (2018), la resistencia de un material depende de su habilidad para mantener una carga sin deformaciones o fallas, lo cual sitúa a esta propiedad como una de las bases fundamentales del diseño estructural. No obstante, al ser la resistencia inherente al material, cada elemento presenta valores diferentes de resistencia, lo que motiva la realización de ensayos de laboratorio para determinar sus características. En estos ensayos, se compara la deformación del objeto de estudio con respecto al esfuerzo al cual está sujeto. Gráficamente, como se detalla en la Figura 5, se puede observar que existe una zona donde un material presenta deformaciones directamente proporcionales a sus esfuerzos, conocida como la zona elástica.

Figura 5

Gráfica esfuerzo-deformación convencional y real de un material dúctil (acero)



Nota. Adaptado de “Mechanics of Materials”, por Hibbeler, 2018.

Restringiéndose a la definición de resistencia expuesta previamente, si se quiere diseñar y construir una edificación que pueda resistir las sollicitaciones de fuerza, conforme a lo establecido en Norma Técnica E.030, es crucial diseñarla dentro de la fase de comportamiento elástico del material a utilizar. Analíticamente, este comportamiento se observa con la ley de Hooke, que describe la relación directamente proporcional entre los esfuerzos y las deformaciones del material dentro de su fase elástica. La Ec. 1 describe el comportamiento lineal de los materiales en su zona elástica.

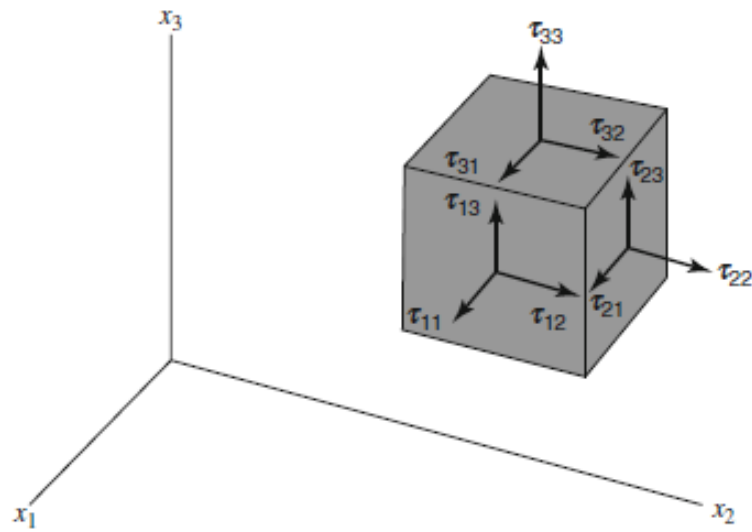
$$\sigma = E\varepsilon \quad (1)$$

Donde σ representa el esfuerzo deformador; E es la pendiente de la recta de la Figura 5, también conocida como el módulo de elasticidad del material del elemento; y ε es la relación entre la deformación del elemento y su longitud sin deformar. La ecuación de Hooke, o la ley constitutiva de los elementos, es la forma en la que se describen matemáticamente la naturaleza mecánica de los elementos.

Los elementos no son esforzados de forma unidimensional, indistintamente de la aplicación de la fuerza. Si se aplica una carga solo en una dirección específica; por ejemplo, verticalmente; el material se esforzará en todas las direcciones como respuesta a esta acción. Es posible, consiguientemente, establecer un estado de esfuerzos para cada elemento utilizando vectores y matrices. Considerando un elemento prismático, como el de la Figura 6, se observa que los esfuerzos actúan en cada una de las caras en tres direcciones, lo que se representa a través de una matriz de tres filas y tres columnas que describe el estado de esfuerzos. De este modo, se obtiene el tensor de esfuerzos representado matricialmente en la Ec. 2, donde σ corresponde al tensor de esfuerzos y τ_{ij} denota los componentes del tensor de esfuerzos actuando en la cara i del elemento prismático y en la dirección j del sistema de referencia. Para mayor claridad, se expresa esta idea también gráficamente en la Figura 6.

Figura 6

Tensor de esfuerzos



Nota. Adaptado de “Solid Mechanics”, por Dym y Shames, 2013.

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \tau_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \tau_{22} & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \tau_{33} \end{bmatrix} \quad (2)$$

Acorde a esta lógica, también es posible obtener el tensor de deformaciones $\boldsymbol{\varepsilon}$ en forma matricial, como se muestra en la Ec. 3. De manera similar a la Ec. 2, los elementos ε_{ij} corresponden a las deformaciones generadas en la cara i en dirección j .

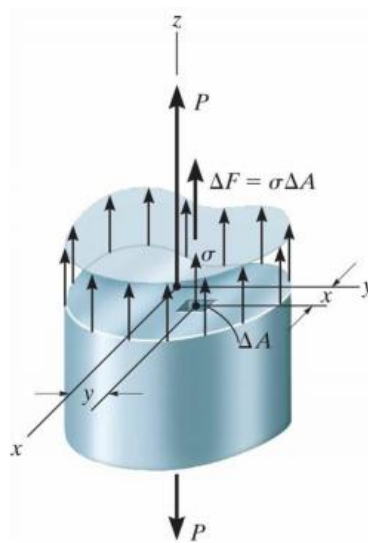
$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} \quad (3)$$

La diagonal principal del tensor de esfuerzos está constituida por los esfuerzos normales, mientras que los demás elementos de la matriz representan esfuerzos cortantes (Dym & Shames, 2013). Los esfuerzos en toda la superficie, debido a las posibles irregularidades existentes en todos los materiales, no son necesariamente uniformes en todos los puntos de la superficie de contacto con la fuerza deformadora. Por esta razón, se trabaja con un esfuerzo promedio en cada uno de los miembros del tensor de esfuerzos. Para calcular este valor promedio, es necesario considerar dos hipótesis respecto a los cuerpos analizados: homogeneidad e isotropía. Ambos supuestos establecen que las propiedades del material son iguales en todos los puntos del cuerpo y en todas las direcciones.

Analizando en una sola dirección del elemento, es posible relacionar directamente el esfuerzo promedio con el área transversal del elemento, redefiniendo el esfuerzo como la intensidad de una carga sobre una superficie homogénea e isotrópica. A través del equilibrio entre fuerzas externas e internas, al tomar diferenciales de fuerzas F y diferenciales de áreas A , se obtiene la relación fuerza-área representada por el esfuerzo, expresado como σ , y tanto la fuerza resultante interna como la externa con P . Visualmente, esta relación se entiende a través de la Figura 7; matemáticamente, a través de la Ec. 4.

Figura 7

Equilibrio de fuerzas internas y externas considerando un esfuerzo promedio



Nota. Adaptado de “Mechanics of Materials”, por Hibbeler, 2018.

$$\int \Delta F = \int \sigma \Delta A$$

$$P = \sigma_{avg} A$$

$$\sigma_{avg} = \frac{P}{A} \quad (4)$$

Es posible reemplazar en la ley constitutiva de los elementos, representada por la Ec. 1, la relación establecida en la Ec. 4 entre el esfuerzo promedio σ_{avg} y la fuerza normal con el propósito de obtener una relación más directa entre una fuerza normal aplicada P y la deformación relativa ε . Esta simplificación corresponde a la Ec. 5.

$$\frac{P}{A} = E \varepsilon \quad (5)$$

A través de un reordenamiento de variables e ilustrando la deformación relativa en términos de deformación absoluta, se obtiene la Ec. 6, representativa de la relación existente entre una fuerza deformadora y la consecuente deformación. En este caso, δ representa la deformación absoluta del elemento, y L , la longitud del elemento en la dirección de deformación.

$$\frac{P}{EA} = \frac{\delta}{L} \quad (6)$$

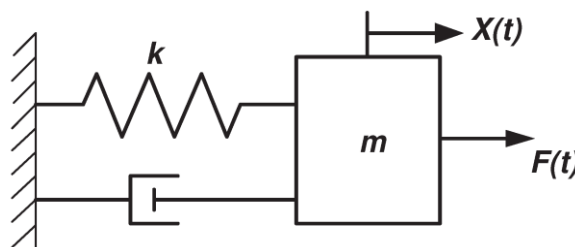
Además de resistente, es esencial que una estructura de concreto armado sea rígida. Baumgart (2000) define la rigidez como la fuerza necesaria para alcanzar una cierta deformación de una estructura, situando así a esta propiedad como una magnitud cuantificable y analizable para determinar a qué razón podrían deformarse los cuerpos sujetos a una fuerza actuante en su superficie. Según la teoría de la elasticidad, a medida que aumenta la intensidad de la fuerza sobre una superficie, los cuerpos sujetos a la carga experimentan deformaciones directamente proporcionales. Con este primer concepto, es posible demostrar una relación lineal entre la rigidez y las deformaciones, como se expresa en la Ec. 7, donde F es la fuerza aplicada en un punto de la superficie, δ es la deformación absoluta del cuerpo y k representa la rigidez.

$$k = \frac{F}{\delta} \quad (7)$$

Los sistemas de masas y resortes similares a los de la Figura 8 funcionan como modelo para representar el funcionamiento de esta ecuación, sobre todo durante el análisis de sistemas que oscilan frente a la acción de una fuerza, como es el caso de las estructuras de concreto armado. La fuerza deformadora que actúa sobre la masa es equivalente al desplazamiento que esta sufre a causa de la fuerza y su rigidez.

Figura 8

Sistema masa-resorte



Nota. Adaptado de “On a Differential Equation with Caputo-Fabrizio Fractional Derivative of Order 1”, por Al-Salti et al., 2016.

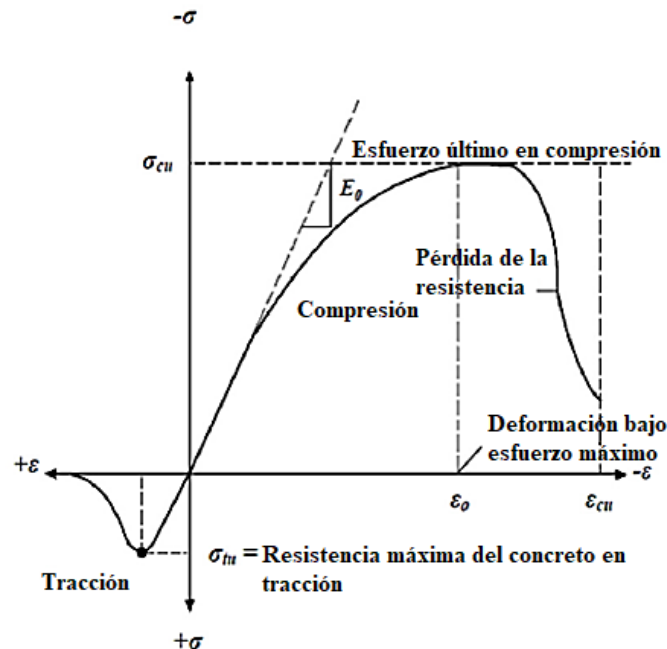
2.1.1.1 Material Lineal

Los conceptos de elasticidad se aplican bajo un modelo de material continuo, lo cual permite afirmar que todas las fuerzas aplicadas a dicho material serán transmitidas a través de él. Según la naturaleza del medio, es posible describir los efectos deformadores que la carga generará en los elementos diseñados con este material.

El concreto, bajo el análisis mecánico tradicional de elementos continuos, puede considerarse conforme a las hipótesis de la elasticidad lineal, ya que su comportamiento real se aproxima a estas hipótesis. Cuando este material está sujeto a esfuerzos bajos, presenta deformaciones unitarias que se relacionan de manera aproximadamente lineal con los esfuerzos y, además, no muestra deformaciones absolutas considerables ante los esfuerzos considerados. La curva de esfuerzo-deformación del concreto, mostrada en la Figura 9 permite observar este comportamiento y determinar que, por la forma de la figura y la naturaleza del material, es posible realizar simplificaciones en la forma de analizar su comportamiento.

Figura 9

Curva esfuerzo-deformación típica del concreto



Nota. Adaptado de “A Review on Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams Retrofitted with Fiber Reinforced Polymers”, por Hind et al., 2016.

Si se desea analizar las deformaciones generadas en elementos de concreto armado, es necesario cuantificar el módulo de elasticidad del elemento. El American Concrete Institute (ACI, 2019) proporciona una relación entre el módulo de elasticidad E_c y la resistencia a la compresión del concreto, permitiendo calcularlo por medio de la Ec. 8 y Ec. 9.

$$E_c = w_c^{1.5} 0,043 \sqrt{f'_c} \quad (8)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (9)$$

Donde w_c es el peso específico del concreto y f'_c , la resistencia a la compresión del concreto. Ambas ecuaciones calculan el módulo de elasticidad en MPa, pero se diferencian en que la Ec. 8 es utilizada para valores de peso específico entre 1440 y 2560 kg/m³, mientras que la Ec. 9 es válida para concretos de densidad normal. Si bien estas formulaciones permiten obtener un valor referencial para la elasticidad, debido a que, bajo condiciones reales, los materiales no son uniformes, es posible que se presente una variación con los valores reales, especialmente en concretos de resistencia alta, concreto ligero y en mezclas con baja cantidad de agregado grueso (ACI, 2019).

La etapa elástica-lineal, como se ha observado, es solo una fase dentro del comportamiento mecánico total de los materiales deformables. Cuando estos materiales son probados en un ensayo de resistencia, las fuerzas actuantes generalmente aumentan de manera proporcional al tiempo, lo que mantiene al material dentro de la etapa elástica-lineal, pero no necesariamente refleja la acción real de las fuerzas actuantes sobre una edificación. Materiales como el concreto son capaces de deformarse por encima del límite elástico, por lo que es necesario no solo obtener desplazamiento de los elementos de una estructura de concreto armado, sino también conocer la magnitud de los desplazamientos en la zona plástica del material.

2.1.1.2 Geometría Lineal

La linealidad geométrica es una condición basada en la teoría de esfuerzos infinitesimales que permite simplificar el análisis de desplazamientos y deformaciones en las estructuras de concreto dentro de la zona elástica. Esta teoría asume que, bajo la aplicación de cargas, los desplazamientos en cada punto del material son tan pequeños en relación a sus dimensiones que las condiciones de carga, las propiedades constitutivas y la geometría del material no se ven afectadas (Zhang, 2019). La relación entre deformación absoluta δ y la longitud correspondiente se conoce como deformación relativa ε , y se expresa matemáticamente

como en la Ec. 10, donde L representa la longitud inicial del cuerpo y L' , la longitud deformada. Para un objeto tridimensional, se deben considerar las deformaciones relativas en todos los ejes como en la Ec. 3.

$$\varepsilon = \frac{L - L'}{L} = \frac{\delta}{L} \quad (10)$$

Bajo ciertas circunstancias, cuerpos de materiales cuyas curvas experimentales mecánicas de esfuerzo-deformación muestran una correspondencia entre deformaciones y esfuerzos aplicados pueden ser efectivamente modelados como elásticos. Materiales como el concreto, el acero, la madera, la cerámica, entre otros, pueden ser considerados lineales mientras la posición relativa de sus moléculas constituyentes no cambie (Slaughter, 2002). Si estas posiciones relativas varían, la linealidad se pierde y las deformaciones ocurridas se vuelven plásticas, modificando así las condiciones de aplicación de carga, las propiedades constitutivas y la geometría del material. Por esta razón, es pertinente ejecutar un análisis estructural más complejo en caso los cuerpos superen el límite elástico y las suposiciones de elasticidad lineal no sean suficientes.

2.1.2 Comportamiento No Lineal

El comportamiento de las estructuras de concreto armado responde a la acción de las fuerzas sobre sus elementos de acuerdo a sus propiedades mecánicas y físicas. A pesar de ello, la relación entre fuerzas y deformaciones no siempre se encuentra bajo un comportamiento lineal debido a cambios que ocurren en el material evaluado, la geometría de los elementos y las condiciones de borde en el análisis. Por lo tanto, fenómenos que no cumplen con una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones requieren ser analizados de forma no lineal (Güven & Madenci, 2006) para evitar subestimar la resistencia de los elementos estructurales y obtener deformaciones dentro de los límites permitidos.

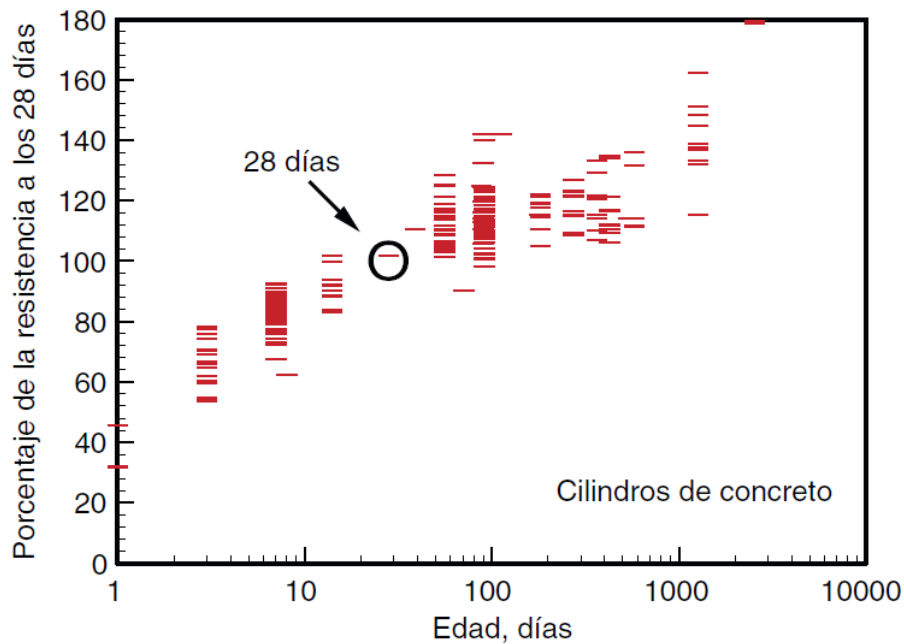
2.1.2.1 Material No Lineal

Con el avance del tiempo, el concreto adquiere resistencia, la cual se evalúa a los 28 días debido a que no alcanza su máxima resistencia inmediatamente después del vaciado y endurecimiento. Según lo indicado por Kosmatka y Wilson (2016), la resistencia a los 7 días normalmente se estima como el 75% de la resistencia a los 28 días, mientras que las resistencias a los 56 y 90 días son aproximadamente un 10% y un 15% mayores que la resistencia a los 28 días, respectivamente. La resistencia, por lo tanto, no aumenta de forma

lineal ni proporcional con respecto al tiempo y no alcanza su valor máximo en la edad estándar de evaluación, como se muestra en la Figura 10.

Figura 10

Desarrollo de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto como porcentajes de la resistencia a los 28 días



Nota. Adaptado de “Design and Control of Concrete Mixtures”, por Kosmatka y Wilson, 2016.

Con un aumento no proporcional de la resistencia, la relación entre esfuerzos y deformaciones en el concreto tampoco es completamente lineal. Especialmente a valores de esfuerzo mayores, la relación lineal en la curva esfuerzo-deformación desaparece y pasa a una evaluación dentro del rango plástico del material, razón que justifica el uso de modelos más complejos para el análisis estructural (McCormac & Brown, 2015).

Previo a utilizar modelos más complejos de análisis para estructuras de concreto armado, es viable ejecutar un proceso preliminar de evaluación de la capacidad del material o estructura de deformarse de manera significativa antes de llegar a la rotura. La ductilidad, precisamente, es una propiedad mecánica que permite evaluar cuánta deformación plástica puede soportar un cuerpo antes del punto de rotura (Callister Jr. & Rethwisch, 2021). Esta propiedad adimensional normalmente se representa como el cambio de sección en área o en el cambio de sección longitudinal de un objeto frente a una fuerza uniaxial. Siguiendo esta

lógica, es posible formular la Ec. 11, donde l_f representa la longitud final deformada y l_0 representa la longitud inicial previa a la deformación plástica.

$$\%EL = \left(\frac{l_f - l_0}{l_0} \right) \times 100\% \quad (11)$$

Incluso si el concreto es un elemento caracterizado por su fragilidad, la evaluación de la ductilidad en estructuras de concreto armado es un proceso complementario útil para si la estructura, frente a cargas laterales sísmicas o de viento, será capaz de desplazarse plásticamente. La ductilidad permite a una estructura absorber y disipar cantidades considerables de energía antes del colapso, razón por la cual es beneficioso conocer la magnitud de esta propiedad en estructuras planeadas para zonas altamente sísmicas. A partir de este conocimiento, pueden emplearse modelos de análisis más complejos que brinden información más detallada sobre las implicancias de la no linealidad del material más allá del desempeño en términos de deformaciones.

2.1.2.2 Geometría No Lineal

Durante la etapa inicial de endurecimiento, el concreto es más vulnerable a deformaciones debido a que su resistencia no se ha desarrollado plenamente. Cuando una carga es aplicada, el elemento de concreto experimenta una deformación inicial que continúa aumentando con el tiempo incluso si la carga permanece constante (González & Robles, 2005). El sobreesfuerzo de los elementos de concreto en etapas tempranas de endurecimiento puede modificar sus secciones, alterando así la superficie de interacción de los elementos de concreto y afectando la resistencia real de la estructura.

Las deformaciones iniciales son particularmente significativas en edificios de gran altura a causa del incremento de la magnitud de la carga en los elementos verticales provocado por el peso propio de los pisos en construcción (Fan et al., 2013). Debido a la naturaleza secuencial del proceso constructivo, los esfuerzos en las columnas aumentan con la construcción de cada nivel, acumulando deformaciones con cada nuevo nivel. Estas variaciones pueden suceder tanto en las áreas de sección transversal de las columnas como en la altura de los entrepisos. Los cambios en geometría suponen la modificación de los valores de inercia, rigidez y resistencia de los elementos, y se manifiestan notablemente en edificios de gran altura a través de acortamientos de columnas y fisuración del concreto.

2.1.2.3 Condiciones de Frontera No Lineales

Conocer el valor de las deformaciones y deflexiones de los elementos de concreto es crucial para el diseño de los componentes estructurales reforzados en edificaciones multifamiliares. Por esta razón, es esencial contar con métodos matemáticos para el cálculo de los valores de las deflexiones en cualquier punto del elemento a diseñar. Tomando como ejemplo las vigas prismáticas de concreto, comúnmente utilizadas en la construcción, la deflexión de estos elementos es diagramada frecuentemente mediante una curva de deflexión, compuesta de las deflexiones de la viga en cada punto de su eje longitudinal. Los métodos para calcular esta curva están basados en el uso de ecuaciones diferenciales (Goodno & Gere, 2018) y requieren de condiciones de frontera para poder encontrar una solución al problema planteado.

Matemáticamente, las condiciones de frontera son restricciones en la variable dependiente, o sus derivadas, de la ecuación diferencial, las cuales deben cumplirse para encontrar solución al problema diferencial (Zwillinger & Dobrushkin, 2022). En el análisis estructural, las condiciones de frontera definen las restricciones de movimiento del cuerpo rígido bajo la acción de una carga. En caso las condiciones de frontera no fuesen suficientes o si la curva elástica tuviese coordenadas distintas, el problema puede evaluarse mediante condiciones de continuidad. Si el elemento es físicamente continuo, la deflexión calculada desde ambos extremos debería ser igual.

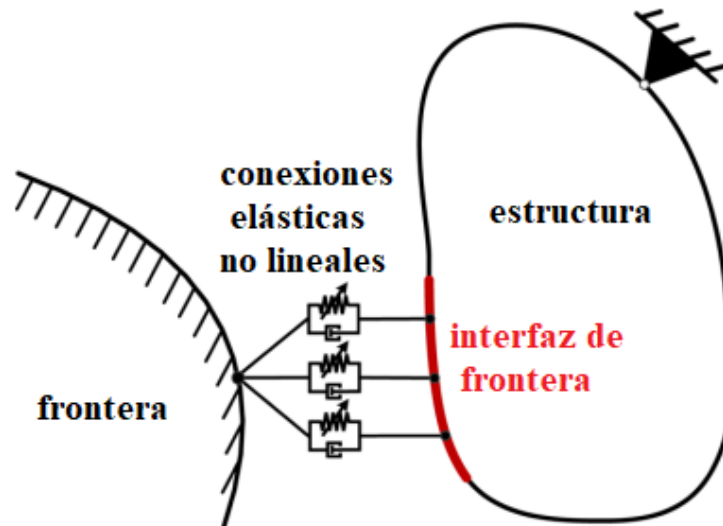
Aun cuando en casos convencionales de análisis es usual que las restricciones de movimiento se mantengan lineales o sin variaciones, esta no es siempre la realidad. Las estructuras pueden presentar conexiones no lineales en sus elementos o ser estructuras lineales acopladas a condiciones de frontera mediante elementos no lineales (Ma et al., 2021), como resortes no lineales que ejercen una magnitud inconsistente de fuerza en condiciones de trabajo, siguiendo la diagramación presentada en la Figura 11. Además, el tipo de restricción puede cambiar en función del desplazamiento de los elementos, como ocurre una viga en voladizo cuyo extremo se desplaza verticalmente hacia abajo y entra en contacto con otra superficie.

De manera similar a cómo el concreto presenta características no lineales en condiciones reales, el comportamiento entre esfuerzos y deformaciones del suelo es también considerablemente no lineal (Atkinson, 2000). Esto sugiere que los suelos de cimentación de las edificaciones a diseñar podrían exhibir un comportamiento no lineal. En situaciones

donde las edificaciones incluyan estructuras geotécnicas significativas en su cimentación, el uso de modelos matemáticos más complejos que consideren la no linealidad del suelo y, por ende, la no linealidad de las fronteras de la estructura analizada estaría justificado.

Figura 11

Diagrama de una estructura lineal con condiciones de frontera no lineales



Nota. Adaptado de “Condensation modeling of the linear structure with nonlinear boundary conditions”, por Ma et al., 2021.

2.2 Secuencia Constructiva

Cada proyecto ejecutado tiene una secuencia lógica de operaciones que trabajan con el fin de entregar una obra de construcción al servicio de los futuros ocupantes. Para construir la estructura, es necesario ejecutar actividades preliminares, estudios previos, movimientos de tierras, construcción de subestructuras y superestructuras, entre otras actividades adaptadas a las necesidades específicas del proyecto.

En edificaciones de múltiples pisos, la construcción se lleva a cabo por niveles, de modo que cada piso que se trabaja queda sostenido por el piso inferior a través del encofrado y los puntales, lo que afecta el estado de fuerzas de la edificación. Los puntales, independientemente del material con el que estén contruidos, se colocan verticalmente y proporcionan soporte al encofrado de la losa, soportando así el concreto colocado. La secuencia de construcción de pisos varía según el proyecto, dependiendo de las operaciones ejecutadas y su orden; aun así, generalmente se sigue una línea de acción estándar.

2.2.1 *Encofrado y Desencofrado*

El proceso constructivo tradicional para edificaciones multifamiliares de concreto armado de múltiples pisos se centra en las operaciones de encofrado y desencofrado. De manera amplia, se considera encofrado a la colocación del molde de los elementos y la instalación de los puntales verticales de soporte de la losa. Por otro lado, el desencofrado comprende la remoción total de los moldes y los puntales verticales, usualmente una vez que el concreto ha alcanzado la resistencia requerida.

La construcción de cada nivel superior requiere que el nivel inferior alcance la resistencia adecuada especificada en el proyecto conforme al cronograma de ensayos del concreto. Esto garantiza una construcción segura y minimiza las variaciones en la geometría del concreto vaciado, sea por deformación de sección o agrietamiento.

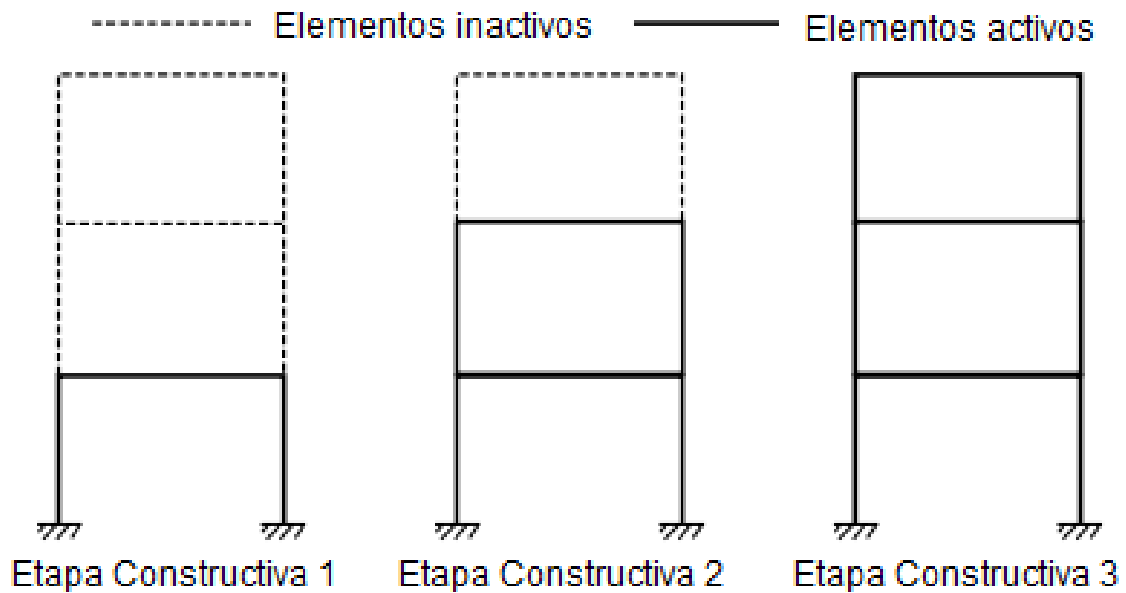
La remoción del encofrado solo se debe realizar una vez alcanzada esta resistencia. De no ser así, si la remoción se efectúa antes de alcanzar la resistencia requerida, la estructura puede volverse vulnerable a fallas o deformaciones permanentes excesivas (ACI, 2005). Debido a los tiempos de espera y su simplicidad en la secuencia operativa descrita, este procedimiento es ampliamente utilizado.

En un modelo de tres niveles, como en la Figura 12, la secuencia a seguir es la mencionada a continuación.

1. Encofrado y vaciado del nivel inferior.
2. Desencofrado del nivel inferior una vez alcanzada la resistencia a la compresión del concreto suficiente.
3. Encofrado y vaciado del nivel superior.
4. Desencofrado del segundo nivel una vez que el nivel inferior tiene una resistencia adecuada.
5. Encofrado y vaciado de un tercer nivel.
6. Desencofrado del tercer nivel una vez que el nivel inferior tiene una resistencia adecuada.

Figura 12

Secuencia constructiva de una edificación de 3 pisos



Nota. Adaptado de “Second-Order and Advanced Analysis of Structures Allowing for Load and Construction Sequences”, por Liu y Chan, 2011.

Si bien la secuencia descrita contempla el encofrado de un solo nivel en cada etapa, en ocasiones es necesario y conveniente colocar moldes y puntales en más de un solo nivel de manera simultánea. Esto ayuda a evitar retrasos en la construcción y reducir los tiempos de espera entre la construcción de un nivel y el inmediato superior. Asimismo, la secuencia constructiva puede incluir operaciones adicionales, así como una cantidad mayor de operaciones, debido a la singularidad del cronograma de obra, el desarrollo de la resistencia de los materiales y la posibilidad de errores humanos dentro de las tolerancias permisibles.

2.2.2 Encofrado, Reapuntalamiento y Desencofrado

Para construir la edificación en el menor tiempo posible, es factible encofrar y vaciar concreto en más de un nivel simultáneamente; sin embargo, esta práctica puede ocasionar que se exceda la resistencia de diseño de la losa inferior (Sahu & Shanmugapriya, 2022). El apuntalamiento utilizado para soportar el encofrado de la losa del nivel superior a construir transmite las cargas generadas como consecuencia del proceso constructivo a la losa inferior, sobrecargándola antes de que la edificación esté terminada.

Reapuntalar la losa pocos días después del retiro de encofrado y de la estructura de soporte es una práctica viable para manejar los incrementos de carga por la construcción de los niveles superiores. El desencofrado y remoción de puntales reorganizan el estado de esfuerzos en los elementos endurecidos y permite que la losa se deforme verticalmente en toda su capacidad, soportando así su propio peso y cargas constructivas aplicadas antes de la colocación del nuevo juego de puntales (ACI, 2014). El reapuntalamiento, por lo tanto, solo debe soportar el incremento de carga asociado con la construcción de niveles superiores, y puede tener una sección geométrica diseñada igual o menor a la de los puntales originales.

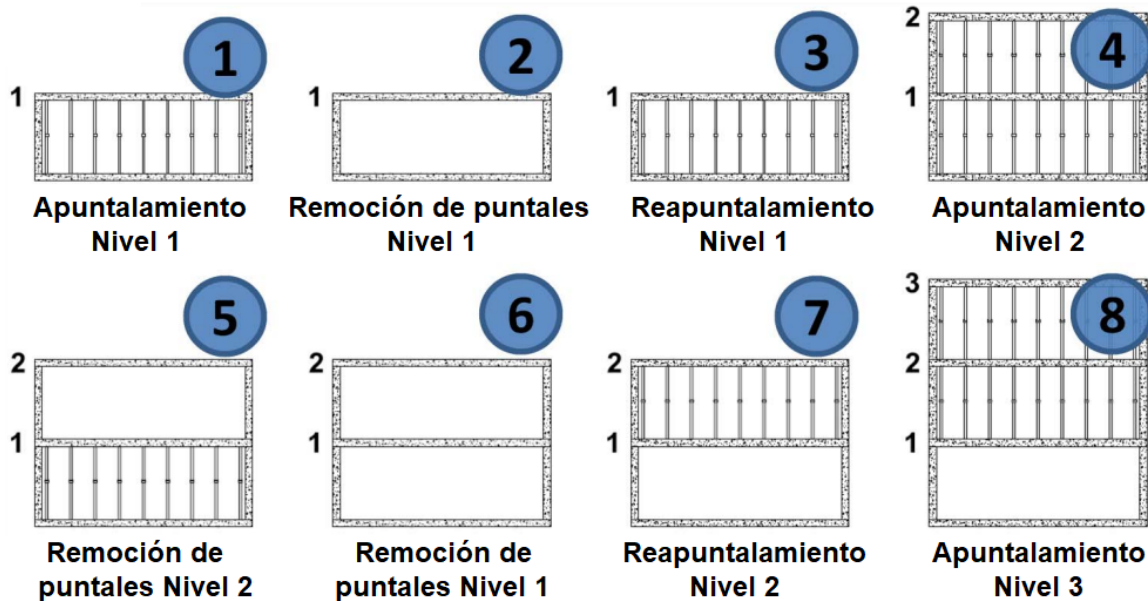
La secuencia de construcción agregando la operación de reapuntalamiento sería la descrita a continuación:

1. Encofrado y vaciado del nivel inferior.
2. Desencofrado y remoción completa de puntales del nivel inferior una vez alcanzada la resistencia a la compresión del concreto suficiente.
3. Reapuntalamiento de nivel inferior.
4. Encofrado y vaciado del segundo nivel.
5. Desencofrado y remoción completa de puntales del segundo nivel una vez alcanzada la resistencia a la compresión del concreto suficiente.
6. Remoción de reapuntalamiento del nivel inferior y reapuntalamiento del segundo nivel.
7. Encofrado y vaciado del tercer nivel.
8. Desencofrado y remoción completa de puntales del tercer nivel una vez alcanzada la resistencia a la compresión del concreto suficiente.
9. Remoción de reapuntalamiento del segundo nivel y reapuntalamiento del tercer nivel.
10. Remoción de reapuntalamiento del tercer nivel.

La secuencia previamente descrita es similar a la ilustrada en la Figura 13.

Figura 13

Secuencia de reapuntalamiento para edificación de 3 niveles



Nota. Adaptado de “Limitations of Grundy and Kabaila’s Simplified Method and Its Repercussion on the Safety and Serviceability of Successively Shored Building Structures”, por Adam et al., 2017.

2.2.3 Encofrado, Clareado y Desencofrado

Un método de remoción parcial de puntales es conocido popularmente como clareado. Esta técnica consiste en apartar más de la mitad, pero no completamente, del sistema de soporte del encofrado de losa pasado pocos días del vaciado (Alvarado et al., 2009) para recuperar un porcentaje de los puntales y el total de los moldes. Al desapuntalar parcialmente el nivel vaciado, las cargas de la losa se distribuyen hacia las columnas, dejando una carga residual que se aplica en los puntales. De esta manera, los elementos estructurales verticales y los puntales colaboran en la resistencia de cargas y en el sostenimiento del nivel superior durante la construcción.

No remover completamente el sistema de soporte permite reutilizar los puntales removidos en el nivel subsiguiente junto con los moldes de concreto, lo que reduce los tiempos de espera entre operaciones de vaciado y encofrado, así como los costos relacionados a los materiales de encofrado. No obstante, considerando que la causa principal del colapso de edificaciones durante la construcción es la falla de puntales, especialmente debido al esfuerzo por encima de su capacidad admisible y a la instalación inapropiada de estos (Buitrago et al., 2018), es esencial garantizar que los puntales restantes sean capaces de soportar adecuadamente las

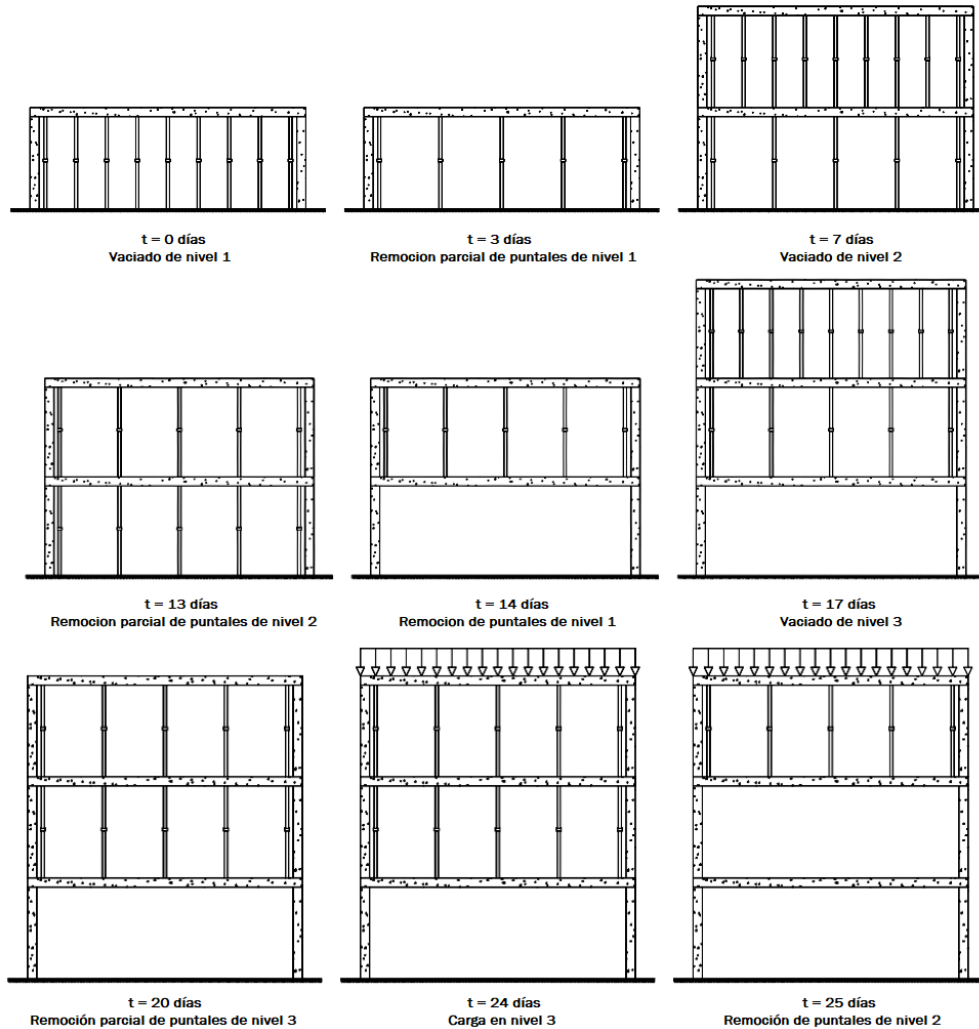
cargas correspondientes a los niveles siguientes y que estén en contacto adecuado con la estructura.

El proceso constructivo de una edificación de tres niveles, como el de la Figura 14, considerando la remoción parcial de puntales en dos niveles, será el descrito a continuación:

1. Encofrado y vaciado del nivel inferior.
2. Desencofrado y remoción parcial de puntales del nivel inferior una vez alcanzada la resistencia a la compresión del concreto suficiente.
3. Encofrado y vaciado del segundo nivel.
4. Desencofrado y remoción parcial de puntales del segundo nivel una vez alcanzada la resistencia a la compresión del concreto suficiente.
5. Remoción de apuntalamiento restante del nivel inferior
6. Encofrado y vaciado del tercer nivel.
7. Desencofrado y remoción parcial de puntales del tercer nivel una vez alcanzada la resistencia a la compresión del concreto suficiente.
8. Remoción de apuntalamiento restante del segundo nivel.
9. Remoción de apuntalamiento restante del tercer nivel.

Figura 14

Secuencia de remoción parcial de apuntalamiento en dos niveles simultáneos para edificación de 3 niveles



Nota. Adaptado de “An experimental study into the evolution of loads on shores and slabs during construction of multistory buildings using partial striking”, por Alvarado et al., 2009.

2.3 Análisis de Respuesta Estructural

El análisis estructural es un proceso de verificación del comportamiento de una estructura frente a fuerzas aplicadas con el propósito de establecer la distribución tanto de momentos o fuerzas internas como esfuerzos, deformaciones y desplazamientos (British Standards Institute [BSI], 2023). Para diseñar estructuras que sirvan adecuadamente a sus usuarios finales y ofrezcan un ciclo de vida extendido, es necesario verificar cómo la estructura responde a actividades o eventos que perturben su estado estático y lo transformen en dinámico.

Los métodos de análisis de respuesta estructural varían según las necesidades del proyecto y las condiciones de trabajo, pero el análisis siempre es parte del proceso estructural de cualquier edificación y se encuentra sujeto al diseño conceptual previo de la obra, el diseño preliminar de la estructura y la estimación de cargas estructurales a través de los métodos ofrecidos en estándares vigentes a nivel nacional. Además, el análisis debe responder a los requerimientos de fuerza y servicio, así como estados límite, para que se pueda continuar con la fase de construcción de la obra. Caso contrario, será necesario revisar el diseño y desarrollar nuevamente el análisis hasta lograr resultados satisfactorios.

Para cualquier tipo de análisis estructural, es requisito cumplir con cuatro hipótesis fundamentales: compatibilidad de deformaciones, superposición y equilibrio de fuerzas, y relación entre esfuerzos y deformaciones. La compatibilidad de deformaciones garantiza que exista la continuidad del cuerpo analizado. A pesar de que el cuerpo sufra deformaciones, estas deben ser capaces de formar un medio continuo sin espacios vacíos (Barber, 2022). La superposición de fuerzas implica que, en una estructura lineal, el efecto combinado de múltiples cargas en acción simultánea es igual a la suma algebraica de los efectos individuales de cada carga (Kassimali, 2015). La linealidad de la estructura implica que se cumpla la ley de Hooke y la correspondencia entre esfuerzos y deformaciones, así como la inalterabilidad de las condiciones de aplicación de cargas. Finalmente, el equilibrio de fuerzas certifica que la estructura se encuentre en un estado de análisis estático. Este principio permite utilizar la herramienta de la superposición para verificar matemáticamente el equilibrio, considerando las características de los materiales presentes en el sistema analizado.

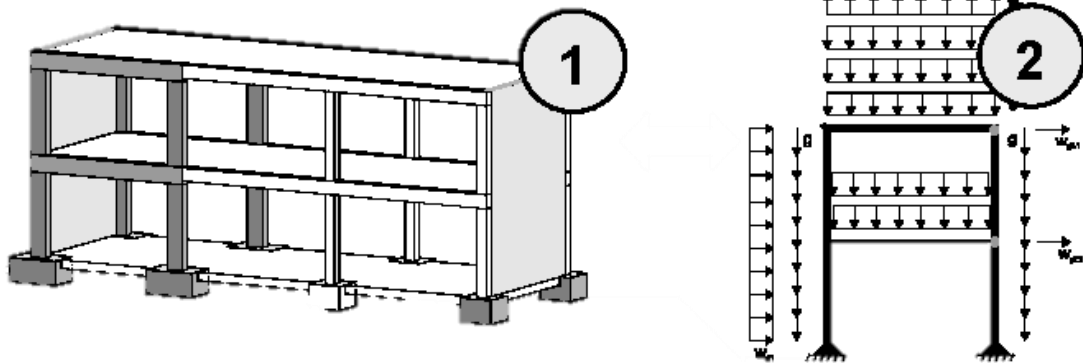
2.3.1 Análisis Convencional

En zonas con actividad sísmica previsible o regular, es valioso que el análisis estructural de edificaciones, indistintamente de la cantidad de niveles, contemple los efectos de las cargas sísmicas y cualquier otra carga que pueda generar desplazamientos considerables que pongan en peligro el uso de la estructura. Analizando una estructura tridimensional basada en pórticos, se puede reducir simplificar el modelo a estructuras reticulares rectilíneas sujetas a cargas, como se muestra en la Figura 15. Sin embargo, considerando que el comportamiento del concreto armado puede aproximarse a un comportamiento elástico-lineal conforme a la hipótesis de deformaciones pequeñas de ley de Hooke, también es viable

reducir la edificación a un modelo simplificado analítico basado en masas y rigideces. Estos procesos agilizan el proceso de análisis con errores limitados.

Figura 15

Metodología convencional de análisis estructural de un modelo tridimensional (1) a un modelo plano (2)



Nota. Adaptado de “Structural analysis extension of the IFC modelling framework”, por Weise et al., 2003.

El modelo simplificado de análisis estructural convencional asume que toda fuerza actuante se aplica a una estructura ideal obtenida una vez finalizado el proceso constructivo. Esta modelación, por lo tanto, permite visualizar e identificar los efectos de las cargas probables cuando la edificación se encuentra completa (Girija Das & Praseeda, 2016). Esta hipótesis es válida cuando las fuerzas actuantes sobre las estructuras no tienen una magnitud tal que modifique la geometría de los elementos y genere nuevas condiciones de frontera, así como la linealidad del material.

Las cargas horizontales generadas por factores externos a la construcción, como la carga de viento y la carga sísmica, tienen un impacto más notable cuando la estructura se encuentra terminada, lo que da mayor relevancia a la suposición de la edificación completa. En cambio, las cargas incrementales, como el peso propio, actúan en diferentes etapas del proceso constructivo, lo que puede generar una desviación en la representación de este modelo simplificado con la respuesta estructural real del modelo. Aun así, no es prudente descartar inmediatamente la presencia de cargas horizontales exógenas de impacto considerable durante la construcción.

2.3.1.1 Análisis Sismorresistente

2.3.1.1.1 Análisis de Fuerzas Estáticas Equivalentes

La uniformización de las propiedades mecánicas del elemento por todo su volumen, junto con la suposición de desplazamientos y deformaciones proporcionales a la fuerza deformadora, resulta útil para la construcción de modelos teóricos de edificaciones que se aproximen al comportamiento real de la estructura. La ley de Hooke, por lo tanto, puede ser utilizada para diseñar una estructura segura cuando se simplifica el diseño hacia un modelo elástico-lineal.

Sin embargo, la estimación de fuerzas dinámicas, como las cargas sísmicas, resulta compleja debido a que estas se originan en distintos puntos del suelo, presentan incrementos en aceleraciones en patrones no necesariamente constantes, y debido a la escasez de datos en países con actividad sísmica poco intensa. Asimismo, los efectos de la respuesta inelástica dinámica necesitan ser incorporados en un análisis estructural porque, si bien el diseño idealmente se mantiene dentro del rango elástico, el desplazamiento real excede múltiples veces este rango.

El método de fuerzas estáticas equivalentes propone reducir la complejidad de estimar fuerzas variables en el tiempo mediante la sustitución del efecto causado por cargas dinámicas por la acción de una fuerza sísmica estática aplicada en la base (Bourahla, 2013) asumiendo un comportamiento elástico-lineal. La estimación de la fuerza estática equivalente varía según las condiciones provistas en la normativa vigente aplicable, pero se establece una relación general como la descrita en la Ec. 12, donde V es la fuerza lateral cortante equivalente al sismo, C_S es el coeficiente de respuesta y W es el peso sísmico equivalente de la estructura por analizar.

$$V = C_S W \quad (12)$$

El valor de C_S depende de factores estructurales y arbitrarios que afectan los requerimientos de resistencia y ductilidad en la estructura por analizar. La Norma Técnica E.030 establece que el factor C_S depende de la zonificación según peligro sísmico (factor Z), el perfil de suelo y las condiciones locales (factor S), la categoría o importancia de la construcción terminada (factor U), y una amplificación de la carga sísmica determinada según las condiciones locales y parámetros de sitio dependientes de la sismicidad y tipo de suelo (factor C). El producto de estos factores es modificado por el tipo de sistema estructural y las disposiciones geométricas en altura y planta de la estructura (factor R). Sustituyendo C_S

por estos factores, se obtiene la Ec. 13 adaptada para la normativa peruana, donde se utiliza P para representar el peso sísmico de la estructura.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (13)$$

La metodología de la Federal Emergency Management Agency (FEMA, 2020) para la aplicación de esta simplificación es válida en el diseño preliminar y el diseño final de múltiples estructuras debido a su baja complejidad y su capacidad de incluir efectos inelásticos mediante un análisis elástico. Este método consta de tres pasos esenciales.

1. Determinar la fuerza cortante equivalente en la base.
2. Distribuir la fuerza cortante verticalmente en la estructura.
3. Distribuir la fuerza cortante horizontalmente por el ancho y largo de la estructura.

Horizontalmente, la Norma Técnica E.030 considera un coeficiente de distribución de fuerzas sísmicas en altura α dependiente de los pesos P de cada piso, las alturas h de piso tanto individuales como acumuladas, y el periodo fundamental de vibración de la estructura. De este modo, se tiene la Ec. 14 para la distribución de la fuerza sísmica V y la Ec. 15 para el coeficiente de distribución.

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (14)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (15)$$

Donde k es un exponente relacionado al periodo fundamental T de la estructura analizada, adquiriendo el valor de 1 si este periodo es menor a 0,50 s y calculándose con la Ec. 16 si es mayor a 0,50 s.

$$k = (0,75 + 0,5T) \leq 2,0 \quad (16)$$

Para la distribución de las fuerzas sísmicas verticales, la misma norma sugiere considerar una fracción del peso sísmico, pero es necesario otro tipo de análisis para elementos horizontales con mayores longitudes.

La limitación principal de este tipo de análisis es la suposición de que la fuerza sísmica es una fuerza cortante que solo actúa en la base cuando la realidad requiere considerar las variaciones de la aceleración sísmica y, por lo tanto, la fuerza del sismo con respecto al tiempo a través de la aplicación del espectro sísmico en la estructura.

2.3.1.1.2 Análisis Modal-Espectral

Cuando sucede un sismo a nivel nacional, es posible obtener las sollicitaciones sísmicas del suelo a través de osciladores colocados en distintos puntos del territorio. El registro sísmico permite agrupar estas sollicitaciones, en términos de aceleraciones, y mostrarlas en función del tiempo. Si se aplican las aceleraciones obtenidas en una edificación, la estructura sufre un movimiento oscilatorio cuya respuesta puede ser graficada a través de un espectro de respuesta con valores de aceleración, velocidad o desplazamientos.

Para poder predecir aproximadamente el comportamiento de una estructura con múltiples grados de libertad frente a cargas dinámicas, se puede utilizar un modelo teórico en el que la estructura está sometida a una fuerza cortante en la base que varía en el tiempo. La respuesta de la estructura frente a las fuerzas depende de su rigidez y masa. Asumiendo que la rigidez de la estructura es elástica-lineal y que no presenta ningún tipo de amortiguamiento, es posible utilizar la Ec. 17 para describir el equilibrio entre las fuerzas dinámicas actuantes y la respuesta estructural.

$$M\ddot{U} + KU = Ff(t) \quad (17)$$

Donde M es la matriz de las masas del modelo de cortante asumido, K es la matriz de rigideces asociada a cada una de las masas, \ddot{U} y U son las matrices de aceleración y desplazamiento de la estructura, respectivamente, y $Ff(t)$ es la fuerza dinámica variante en el tiempo. En este método, toda la estructura se descompone en múltiples masas individuales que vibran acopladas ante la acción de una fuerza.

Los modos de vibración de una edificación se encuentran definidos por el periodo natural (Bhuskade & Sagane, 2017), por lo cual los parámetros dinámicos obtenidos a partir a la masa y la rigidez de la edificación son base para determinar los modos normales del edificio. Una vez determinados los modos de vibración, es posible aplicar el registro sísmico en cada uno de sus puntos para obtener la respuesta estructural de la edificación piso por piso para un sismo determinado. Pese a ello, para cada una de las direcciones horizontales analizadas, la Norma Técnica E.030 también permite el uso de un espectro inelástico simplificado de pseudoaceleraciones S_a siguiendo la Ec. 18, donde Z , U , C , S y R son los factores definidos para la Ec. 13 y g representa el valor de la gravedad.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (18)$$

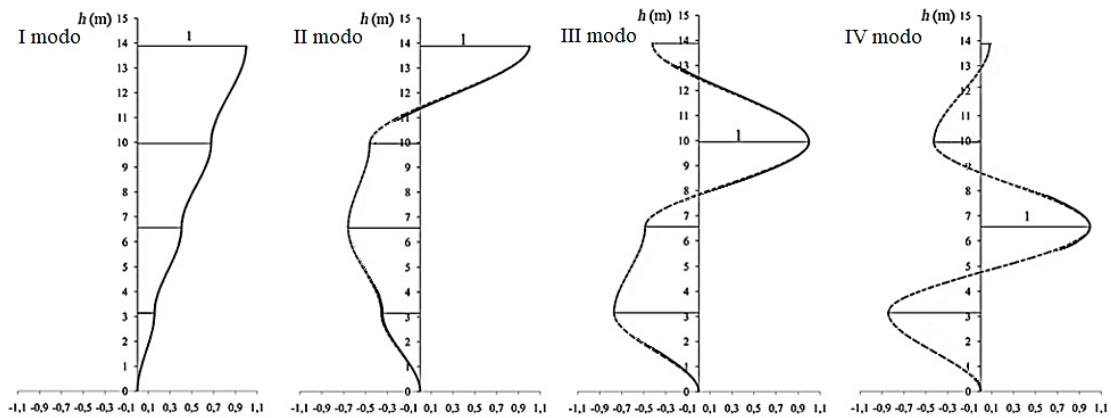
Una vez obtenidas las respuestas estructurales para cada uno de los pisos con el espectro de pseudoaceleración, las respuestas estructurales en términos de aceleración se calculan a través de una distribución de ponderación que sigue la forma de la Ec. 19, donde r es la respuesta máxima elástica y r_i son los diferentes modos de vibración empleados.

$$r = 0,25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (19)$$

Los modos de oscilación son tantos como grados de libertad existan, y las masas pueden no vibrar todas en la misma dirección, como se observa en la Figura 16. A pesar de ello, para fines prácticos se identifican los modos de vibración más representativos. La American Society of Civil Engineers (ASCE, 2023) establece que los modos relevantes son aquellos que, sumadas las masas efectivas, logren por lo menos el 90% de la masa total o los tres modos predominantes de inicio en la dirección de análisis.

Figura 16

Modos de vibración para un modelo de cinco grados de libertad



Nota. Adaptado de “On the Output-Only Vibration-Based Damage Detection of Frame Structures”, por Bernagozzi et al., 2016.

2.3.1.2 Diseño por Resistencias

2.3.1.2.1 Factores de Carga y Resistencia

Habiendo establecido la resistencia como una de las propiedades principales a evaluar en una estructura, la estimación de esta propiedad es una actividad esencial para la etapa de diseño y el análisis estructural. No obstante, la determinación de la resistencia hasta el punto

de rotura no es suficiente para garantizar la seguridad de una edificación multifamiliar durante su vida útil. Para prolongar el ciclo de vida y brindar un servicio óptimo, la estructura debe ser diseñada con un margen de amplificación en las cargas con el propósito de no interrumpir totalmente el uso de la edificación en caso de un evento que pueda afectar el estado natural de las fuerzas en la estructura, como un evento sísmico.

La metodología de diseño que se emplee debe procurar que tanto los estados límites de servicio como los de resistencia no se excedan cuando la estructura se encuentre sujeta a cargas (American Institute of Steel Construction [AISC], 2022). El método de diseño por factores de carga y resistencia, LRFD por su nombre en inglés, permite satisfacer el requerimiento de servicio mediante la amplificación de cargas de diseño. Esta metodología se centra en el cumplimiento de la condición de la Ec. 20.

$$R_u \leq \phi R_n \quad (20)$$

Donde R_u es la resistencia requerida a través de la amplificación de cargas del método LRFD, R_n es la resistencia nominal, y ϕ es el factor de seguridad o factor de resistencia, el cual amplifica la resistencia nominal para obtener la resistencia de diseño ϕR_n .

Para estimar los valores de resistencia requerida, la Norma Técnica E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones establece combinaciones para la amplificación de las cargas a las que se encontrarán sujetas las secciones de los elementos estructurales en una edificación de concreto armado, así como factores de resistencia condicionados por el tipo de carga actuante, zonas de anclaje, aplastamiento del concreto, entre otros. Para zonas donde las únicas cargas importantes son las cargas vivas y las muertas, se puede calcular la resistencia requerida a través de la combinación en la Ec. 21, donde CM representa las cargas muertas; CV , las cargas vivas; y U , la resistencia requerida.

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (21)$$

Para el caso de estructuras con ubicación en lugares donde la acción de la fuerza sísmica sea relevante (Norma Técnica E.060: 2006), además de lo señalado en la Ec. 20, es necesario utilizar las combinaciones de carga de la Ec. 22 y Ec. 23, considerando CM y CV como definidos para la Ec. 21 y CS como la carga de sismo.

$$U = 1,25(CM + CV) \pm CS \quad (22)$$

$$U = 0,9CM \pm CS \quad (23)$$

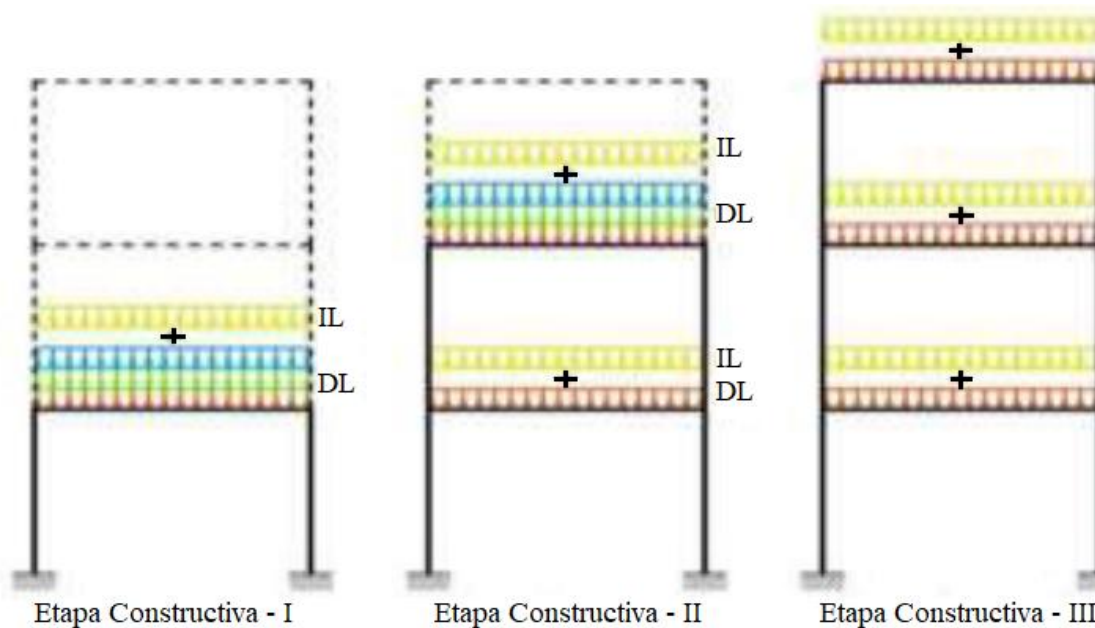
La mayoración de las cargas para la estimación de las fuerzas actuantes sobre la estructura permite mantener el diseño dentro del límite elástico y, para el caso de este método, considerar la incertidumbre de cuantificación de cargas difíciles de medir mediante un factor de seguridad variable.

2.3.2 *Análisis de la Secuencia Constructiva*

La metodología de análisis secuencial, también conocida como análisis de la secuencia constructiva, busca determinar con mayor precisión el comportamiento de las edificaciones, incorporando el proceso constructivo como parte fundamental del proceso analítico. Panigrahi et al. (2019) destacan que este es un enfoque de análisis no lineal en el cual la estructura se evalúa en varias etapas correspondientes a la secuencia constructiva, aplicando las cargas parciales requeridas en cada una de ellas. Así, el análisis por secuencia constructiva plantea que, debido a la naturaleza secuencial del proceso constructivo y la variación de cargas durante esta etapa (Bhati & Shelke, 2020), es necesario considerar la acción de las fuerzas como eventos acumulativos. Esto permite obtener una distribución de esfuerzo en los miembros estructurales más cercana a la realidad, siguiendo una secuencia como la presentada en la Figura 17.

Figura 17

Análisis de pórtico por método de secuencia constructiva



Nota. Adaptado de “Construction Sequence Analysis and Conventional Lumped Analysis Considering P-Delta Effect by Using ETABS”, por Bhati y Shelke, 2020.

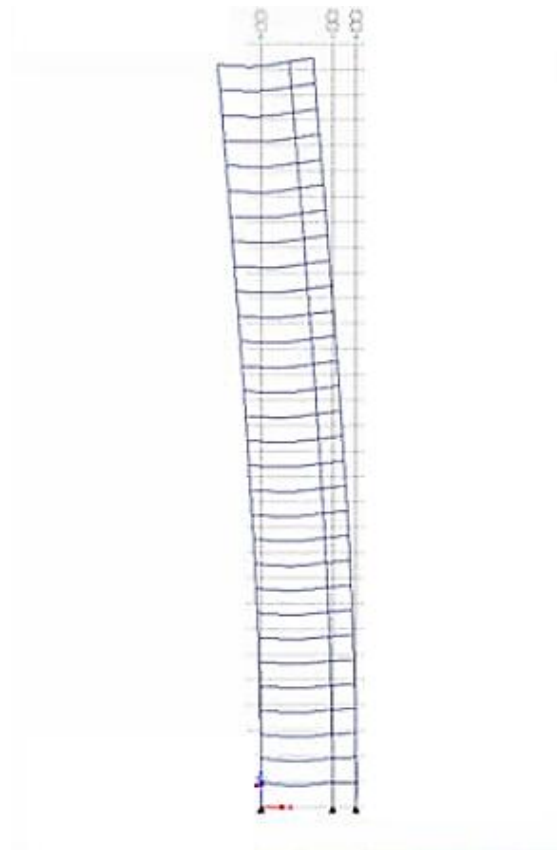
En contraste con el enfoque convencional, que asume una edificación terminada sobre la cual actúan las cargas, la aplicación de la secuencia constructiva implicaría diferencias entre las respuestas estructurales obtenidas por cada método, al considerar, dentro del análisis secuencial, las cargas actuantes durante los trabajos de construcción. Elementos como el encofrado, los arriostres, la maquinaria y los trabajadores funcionan como cargas aplicadas en el proceso de construcción. Estas cargas, al igual que el peso propio de la estructura, las cargas sísmicas y las del viento, afectan el estado de las fuerzas internas en los elementos estructurales.

Cuando se considera una edificación terminada, en sistemas de pórticos se forma una unión en los nudos correspondientes a viga-columna-columna, lo que permite una distribución equitativa de los momentos y, por tanto, reduce la carga en cada elemento individual (Hernández, 2020). Sin embargo, durante la construcción de un piso, existen instantes en los que no se forma el nudo de tres elementos, lo que provoca un aumento significativo de la carga en ese punto, que podría afectar la unión entre pisos y comprometer la estabilidad de la edificación. El aumento de carga debido a la aplicación secuencial puede causar que las deformaciones verticales en columnas, así como las deflexiones y derivas en los edificios, se vuelvan más pronunciadas, afectando la resistencia real de la estructura evaluada.

La Figura 18 representa gráficamente un ejemplo de las consecuencias de considerar la edificación como construida en una sola etapa, mientras que la Figura 19 y la Figura 20 muestran y detallan qué tan afectados se ven los desplazamientos laterales bajo la consideración del efecto constructivo en el análisis de respuesta estructural.

Figura 18

Ejemplo de deformación total de un edificio si se considera construcción en una etapa



Nota. Adaptado de “Construcción en Etapas”, por Forcada, 2014.

Figura 19

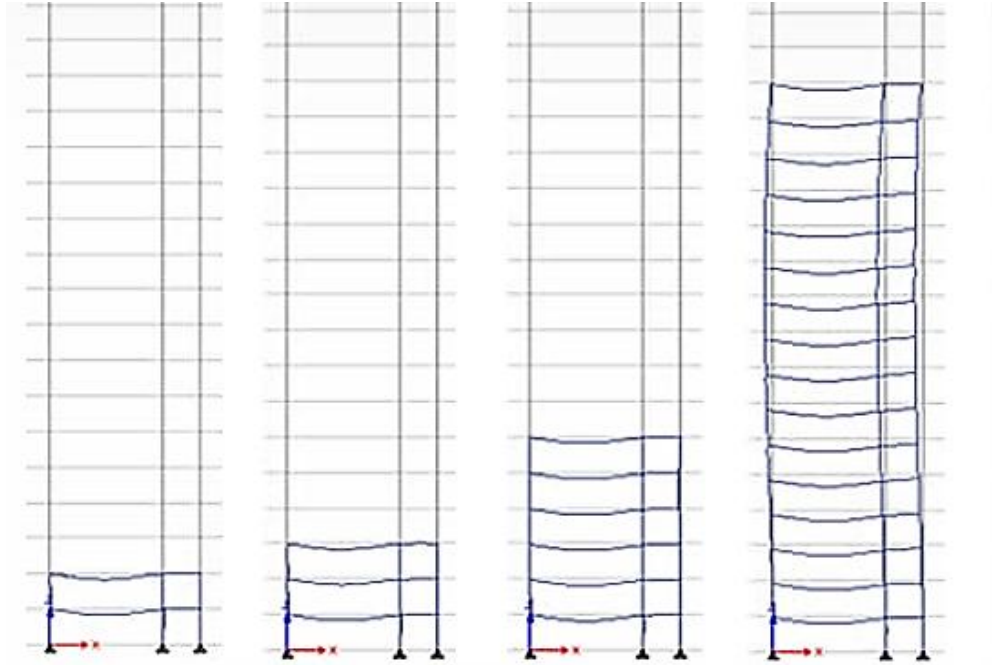
Ejemplo de deformación total de un edificio si se considera construcción en varias etapas



Nota. Adaptado de “Construcción en Etapas”, por Forcada, 2014.

Figura 20

Ejemplo de deformación de un edificio según la etapa del proceso constructivo considerando análisis por secuencia constructiva



Nota. Adaptado de “Construcción en Etapas”, por Forcada, 2014.

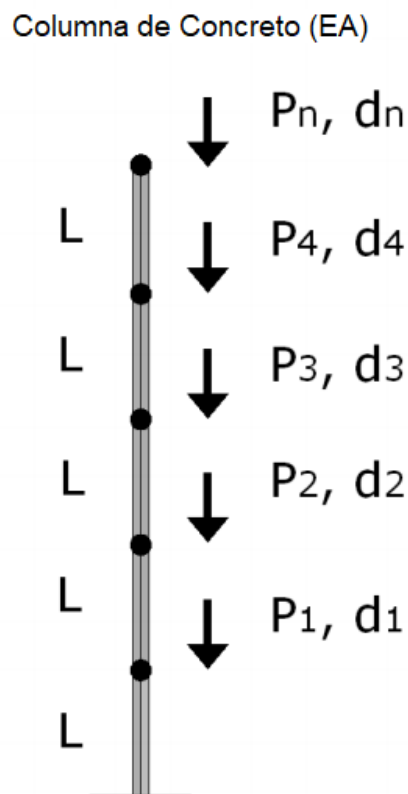
La forma de desplazarse de los ejemplos mostrados varía a medida que se avanza en los niveles, observándose que en el método tradicional la edificación tiende a desplazarse en una sola dirección, mientras que el modelo con análisis por etapas, el desplazamiento del edificio y las derivas pueden alternar de dirección conforme se incrementan los niveles. Esta variación rompe con la relación elástico-lineal a medida que los pisos aumentan. Resulta notorio, como consecuencia, que un mejor entendimiento del comportamiento de las cargas de construcción y otras fuerzas actuantes en una estructura podría prevenir sobreesfuerzos en los elementos que aumenten las deformaciones en la estructura, provoquen fallas en los elementos y, en última instancia, generen accidentes en los usuarios de las edificaciones (McPherson et al., 2012). Del mismo modo, analizar el comportamiento de la estructura bajo un modelo idealizado de desplazamiento unidireccional puede resultar en efectos similares a los provocados por el desconocimiento de las cargas constructivas, ya que una deformación mayor a los límites permisibles podría poner en riesgo la integridad de la estructura completa y, de ese modo, la seguridad de los usuarios.

2.3.2.1 Análisis sin Efectos Complementarios

Considerando que el objetivo de esta metodología de análisis es la representación apropiada de la secuencia constructiva (Ferreira, 2008), es posible utilizar variaciones de las ecuaciones de comportamiento lineal para simular el efecto acumulativo del proceso de construcción en la respuesta estructural de la edificación. La metodología específica planteada se enfoca principalmente en la determinación del desplazamiento de los nodos, más que en longitudes de los elementos estructurales. El modelo para una edificación de n pisos está conformado por columnas y nodos que se desplazan por la acción de una fuerza vertical P en los nodos, generando desplazamientos d en un modelo de análisis por procedimientos convencionales. Esta idealización se entiende visualmente mediante la Figura 21.

Figura 21

Modelo idealizado de edificación para cargas verticales



Nota. Adaptado de “Understanding Staged construction In Buildings using SAP2000”, por Ferreira, 2008.

Es observable en la Figura 21 que la disposición de los elementos supone una edificación terminada, por lo cual, para el método, se considerará una etapa de construcción como un piso y se partirá analizando piso por piso las longitudes reales de las columnas. De esta

forma, se puede plantear la Ec. 24 y ejemplificar cómo actúan los desplazamientos en las dimensiones de los elementos verticales. En este caso, L_k es la longitud real de una columna sin esforzar cuando se coloca en una etapa constructiva k , L es la longitud ideal del elemento, y d la deformación vertical del elemento vertical en condiciones lineales.

$$L_k = L + d(k - 1) \quad (24)$$

Para continuar con el análisis tras definir la relación entre la longitud real de la columna sin ningún esfuerzo de construcción, es necesario observar los cambios en las columnas al agregar el siguiente nivel. Estos efectos, en términos de desplazamiento, se determinan en la Ec. 25. En este caso, se considera d_k como el desplazamiento vertical de la columna al agregarse el nivel nuevo y las cargas, P como la carga total en cada piso, E como el módulo de elasticidad del concreto, y A como el área de la sección. Estos valores son multiplicados por acumulación de los valores de la Ec. 24 hasta el k . Esta ecuación presenta similitudes con la ecuación que relaciona desplazamientos absolutos y fuerzas puntuales dentro del comportamiento elástico-lineal, pero difiere en la acumulación de nuevas longitudes deformadas.

$$d_k = \frac{P}{EA} \sum_{i=1}^k L_i \quad (25)$$

Posterior a describir el desplazamiento del elemento resistente vertical después de solo colocada una etapa, se comienza con la representación del desplazamiento vertical cuando se acumulan los siguientes niveles encima de estas columnas a través de la Ec. 26, donde $dst_{s,j}$ es el desplazamiento de una columna j cuando se añade el nivel s , d_s es la Ec. 25 aplicada al nivel s .

$$dst_{s,j} = d_s \frac{\sum_{i=1}^j L_i}{\sum_{i=1}^s L_i} \quad (26)$$

Establecidas ambas relaciones de desplazamientos, es factible el cálculo de la deformación vertical total de la columna sumando la Ec. 25 y la Ec. 26 para formar la Ec. 27, donde $td_{j,n}$ es el desplazamiento total de la columna j cuando se añade el nivel n .

$$td_{j,n} = d_j + \sum_{i=j+1}^n dst_{j,i} \quad (27)$$

2.3.2.2 Análisis con Efectos Complementarios

Paralelamente a los cambios en el estado de esfuerzos causados por la naturaleza secuencial de la construcción, se sugiere analizar las cargas de construcción según las etapas constructivas durante el análisis estructural para resistencia requerida, considerando un efecto inicial separado de solo cargas muertas y cargas de construcción. Métodos existentes incorporan una amplificación de cargas en el cálculo de la resistencia de los elementos estructurales durante las distintas etapas del modelo de construcción planteado para el análisis.











Inicialmente, Grundy y Kabaila en 1963 exploraron el diseño de las edificaciones teniendo en cuenta los efectos complementarios de la construcción, concentrándose particularmente en la transmisión de cargas entre las losas y los puntales según las operaciones individuales de construcción (Adam et al., 2017). Este método simplifica la representación de las nuevas distribuciones de fuerzas generadas por el proceso constructivo, utilizando coeficientes de carga para las losas de apoyo, los cuales varían según la presencia o ausencia de puntales en los distintos niveles de la edificación. Es posible utilizar este método considerando las siguientes hipótesis dentro del análisis:

1. Deformaciones elásticas de las losas (y, por lo tanto, no deformaciones por contracción ni por creep).
2. Puntales y cimentaciones infinitamente rígidos.
3. Reacciones de puntales uniformemente distribuidas en la losa.
4. Distribución de cargas aplicadas a la losa o al sistema de encofrado entre las losas de apoyo.

El código ACI 347.2 muestra un ejemplo de aplicación de los coeficientes utilizando una edificación de cuatro losas considerando diez operaciones y tres momentos: al inicio, durante la operación y al final de la operación, como se observa en la Figura 22. La carga soportada por la losa y la carga transmitida por los puntales se encuentran expresadas como múltiplos del peso de la losa, donde D representa dicho peso. Se asume que la carga de construcción equivale a $0,4D$; el peso de los puntales y encofrado, $0,1D$; y que el peso del reapuntalamiento es despreciable.

Figura 22

Coeficientes para el análisis simplificado de puntales y losas utilizando un nivel de apuntalamiento y dos niveles de reapuntamiento

ESTADO ESTRUCTURAL	Carga sobre losa en múltiplos de D			Carga apunt./ reapunt. al final de operación
	Al comienzo	Cambio durante operación	Total al final de operación	
	0	0	0	1.5 D
	0	+1 D	1 D	0
	0 1 D	0 0	0 1 D	1.5 D 1.5 D
	0 1 D	+1 D 0	1 D 1 D	0 0
	0 1 D 1 D	0 0 0	0 1 D 1 D	1.5 D 1.5 D 1.5 D
	0 1 D 1 D	+1 D 0 0	1 D 1 D 1 D	0 0 0
	0 1 D 1 D 1 D	0 +0.5 D +0.5 D +0.5 D	0 1.5 D 1.5 D 1.5 D	1.5 D 1 D 0.5 D 0
	0 1.5 D 1.5 D 1.5 D	0 -0.13 D -0.13 D -0.14 D	0 1.37 D 1.37 D 1.36 D	1.1 D 0.73 D 0.36 D
	0 1.37 D 1.37 D 1.36 D	+1 D -0.37 D -0.37 D -0.36 D	1 D 1 D 1 D 1 D	0 0 0
	1 D 1 D 1 D	0 0 0	1 D 1 D 1 D	0 0 0

Nota. Adaptado de “Guide for Shoring/Reshoring (ACI 347.2R-05)”, por ACI, 2005.

En la primera operación, que contempla el vaciado del concreto, la losa aún no soporta su propio peso, mientras que los puntales sirven de apoyo para la losa, el molde y las cargas de construcción. Por esta razón, el valor de las cargas de losa en las tres etapas es cero, mientras que la carga transmitida por los puntales corresponde a la suma del peso de la losa, el encofrado y la carga de construcción. Este mismo análisis se realiza para cada uno de los niveles en cada una de las tres etapas de la operación.

El método simplificado permite estimar e ilustrar de manera rápida y sencilla los efectos causados por los distintos elementos del encofrado utilizados durante la construcción. Sin embargo, la hipótesis de rigidez axial infinita de los puntales genera que los resultados no correspondan de manera exacta con el comportamiento real de la edificación durante la construcción. Para Liu et al. (1985), quienes buscaron refinar el método simplificado propuesto anteriormente y reducir la brecha de incompatibilidad, los resultados del método podían ser utilizados confiablemente, pero si se utilizaba un coeficiente de corrección de las cargas máximas estimadas para la losa y los puntales en el rango de 1,05 y 1,10 que compensara la subestimación de las cargas de construcción.

Para Duan y Chen (1995), el análisis estructural considerando el peso del encofrado y la estructura de soporte requerían considerar la rigidez finita de los puntales, de tal modo que se considere cierta amortiguación en la transmisión de cargas. En su mejora del método, contemplan que se deben seguir tres pasos para considerar puntales elásticos:

1. En primer lugar, es necesario calcular ratios de carga entre las losas utilizando las expresiones Ec. 28 y Ec. 29; donde K_n es la rigidez de la losa, K_{sh} es la rigidez de los puntales, P_n es el incremento de carga en losa y $\alpha_{n,n-1}$ es la ratio de carga entre la losa de análisis y la losa inferior.

$$\alpha_{21} = \frac{P_2}{P_1} = \frac{K_1}{K_2} + \frac{K_{sh}}{K_2} \quad (28)$$

$$\alpha_{n,n-1} = \frac{P_n}{P_{n-1}} = \frac{K_{n-1}}{K_n} + \frac{K_{sh}}{K_n} \left(1 + \frac{1}{\alpha_{n-1,n-2}} + \frac{1}{\alpha_{n-1,n-2}\alpha_{n-2,n-3}} + \dots \right) \quad (29)$$

2. Luego de calculados los valores solicitados en el primer paso, determinar la carga P en la primera losa utilizando la Ec. 30.

$$P_1 = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{1 + \alpha_{21} + \alpha_{21}\alpha_{32} + \alpha_{21}\alpha_{32}\alpha_{43} + \dots + \alpha_{21}\alpha_{32} \dots \alpha_{n-1,n-2}} \quad (30)$$

3. Finalmente, se estiman las cargas P para las demás losas utilizando la Ec. 31.

$$P_j = \alpha_{j,j-1} P_{j-1} \quad (j = 2, 3, \dots, n) \quad (31)$$

Autores como Liu y Chan (2011) utilizan un factor de seguridad de 1,2 tanto para las cargas muertas como para las cargas de construcción y analizar las deformaciones que se generan con la amplificación. En base a ello, se puede definir una secuencia de análisis para la respuesta de una edificación integrada con el diseño como la establecida en la Figura 12, pudiendo agregarse a la metodología presentada un análisis no lineal de inestabilidad por efecto $P-\Delta$ después del análisis constructivo para integrar el proceso de diseño estructural con el análisis de respuesta.

1. Establecer una secuencia de construcción que considere solo los elementos que generan carga en una fase específica del proceso constructivo e ignorando las demás cargas.
2. Aplicar las cargas muertas y las cargas de construcción con un factor de amplificación de carga de 1,2, lo cual brinda la Ec. 32 para la magnificación de cargas y obtención de la primera respuesta estructural.

$$1.2SW + 1.2CL \quad (32)$$

Donde SW representa la carga por peso propio y CL , la carga de construcción.

3. Identificar las deformaciones preexistentes en base a la aplicación de cargas de la Ec. 32.
4. Análisis constructivo y determinación de matrices de rigidez para los elementos actuantes durante la etapa de construcción en análisis.
5. Revisar las deflexiones para evitar pasar los límites permisibles y tomar medidas preventivas, como el cambio del tamaño de la sección del elemento.
6. Verificar la resistencia por método de cargas permanentes a través del método convencional de análisis por límite de servicio y amplificación de cargas, recurriendo a la Ec. 33.

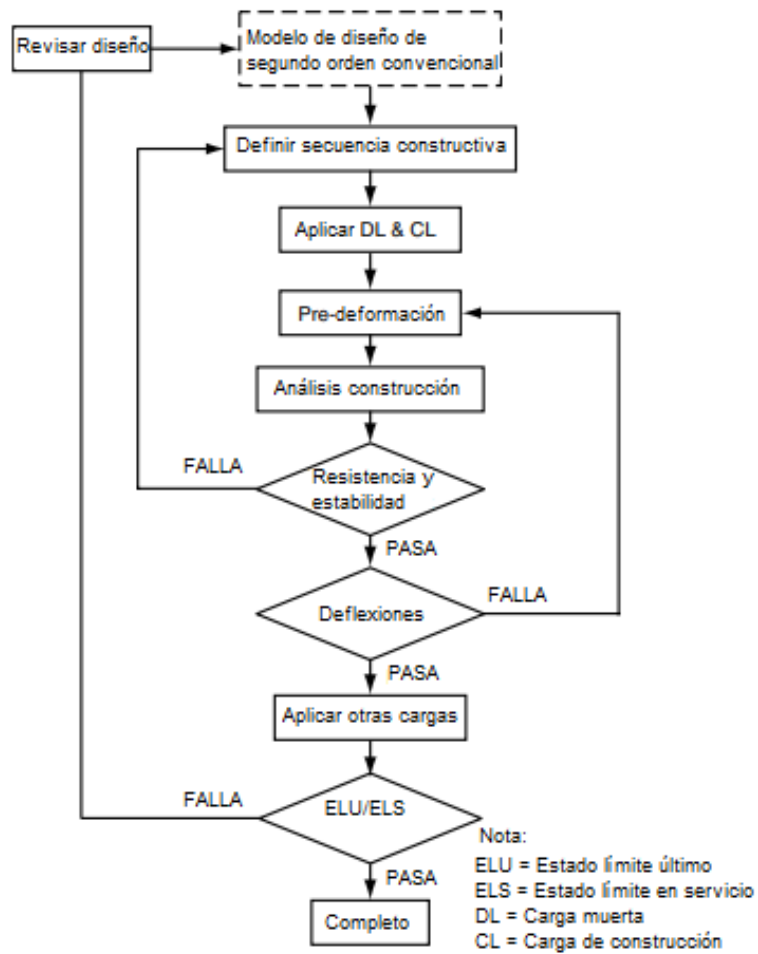
$$0,2SW + 0,2CL + 1,4DL + 1,4LL + 1,4WL \quad (33)$$

Donde DL simboliza la carga muerta; LL , la carga viva; y WL , la carga de viento.

La secuencia previamente descrita también se encuentra diagramada en la Figura 23.

Figura 23

Diagrama de flujo del diseño integrado y el proceso constructivo



Nota. Adaptado de “Second-Order and Advanced Analysis of Structures Allowing for Load and Construction Sequences”, por Liu y Chan, 2011.

3 Metodología

La investigación a desarrollar será de nivel explicativa debido a que busca determinar los efectos que genera el proceso constructivo en la respuesta estructural de edificaciones de cinco, diez y quince pisos en la ciudad de Lima a través de dos procedimientos de análisis estructural.

Además, el diseño de la investigación planteada será del tipo experimental, en vista que es requerida la modelación de la experiencia a través de un software de análisis estructural, contando con modelos de edificaciones similares con cantidad de niveles variable, siendo analizados bajo el método convencional de aplicación de cargas al edificio terminado, así como considerando el efecto de la secuencia constructiva en elementos estructurales.

En el contexto de la aún existente pandemia mundial del COVID-19 y considerando que el desarrollo del proyecto ocurrió durante el periodo declarado por la Organización Mundial de la Salud como emergencia de salud pública de importancia internacional, las principales limitaciones del proyecto corresponden al acceso a la información correspondiente a las edificaciones a utilizar en los casos de estudio. La comunicación y los trámites para obtener la información requerida en la investigación se ha visto afectada por la situación actual, lo que produce tiempos de respuesta más largos y procesos más complejos.

En el presente trabajo, se siguió un flujo de trabajo ordenado y relevante. En primer lugar, fueron estudiados distintos procesos constructivos y sus operaciones respectivas, así como las cargas que pueden actuar durante el proceso constructivo, sea de manera secuencial o directamente en la estructura terminada. La información de la revisión de literatura fue clasificada y complementada con los efectos teóricos de las cargas en la respuesta estructural de las edificaciones de concreto armado, con una aproximación enfocada en la respuesta estructural sísmica, y el comportamiento mecánico de los materiales, contemplando la linealidad y la no linealidad de los materiales.

De manera posterior y como mecanismo de sensibilización al objeto de estudio, se realizaron cinco modelos planos de edificación con el objetivo de comprender el proceso matemático analítico del comportamiento estructural ideal de las edificaciones a través del análisis estructural bajo condiciones preestablecidas. Debido a que los modelos planos solo cumplen el propósito de sensibilización, no se contempla dentro del alcance metodológico del proyecto ni como aporte la interpretación exhaustiva de los resultados obtenidos.

Considerando el enfoque en la respuesta estructural sísmica, los modelos planos estuvieron sujetos al análisis sísmico estático y el análisis sísmico modal, ambos contemplados dentro de la Norma E.030.

Después de obtener la respuesta sísmica por fuerzas estáticas equivalentes y modos de vibración en el modelo plano, se analizaron los objetos principales de estudio. Tres modelos de estructuras tridimensionales estuvieron bajo la aplicación del análisis sísmico, tanto por método convencional como por método de secuencia constructiva, con el propósito de obtener la respuesta estructural sísmica. La secuencia constructiva fue modelada utilizando la herramienta de *staged construction* presente en el software ETABS y se considerará una secuencia estándar de nivel sobre nivel vaciado uno por uno.

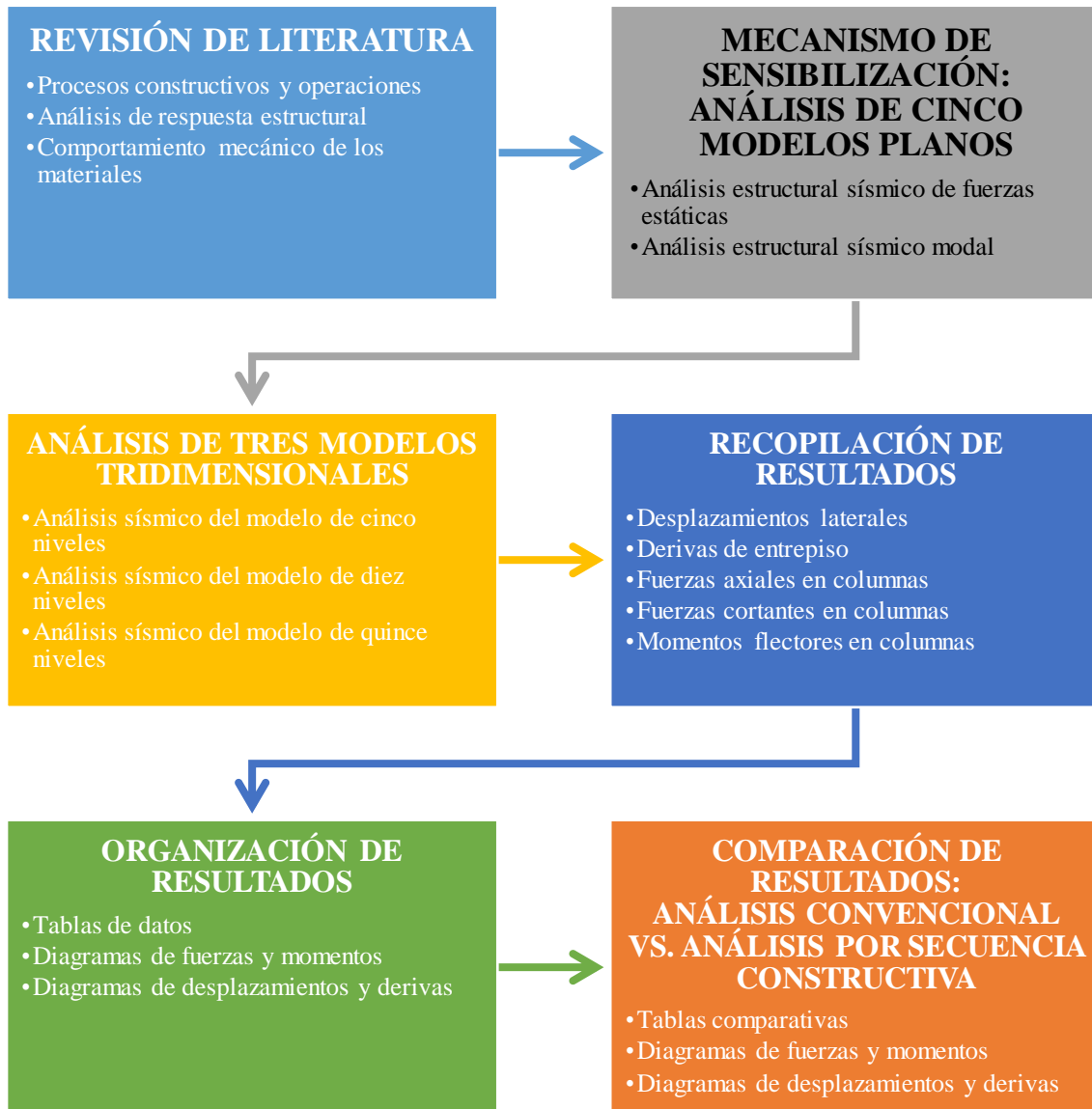
Finalmente, los resultados obtenidos del análisis de los modelos tridimensionales se organizaron en tablas comparativas, diagramas de desplazamiento, diagramas de fuerza axial, diagramas de fuerza cortante y diagramas de momento flector. Estas herramientas de organización de la información fueron útiles para establecer relaciones entre las respuestas obtenidas en el caso de análisis por método tradicional y en el análisis por secuencia constructiva. Considerando que los diagramas responden a la información de tablas presentadas durante el trabajo y para evitar la redundancia en el trabajo, las tablas de datos no pasaron por proceso de interpretación cuando existe un gráfico que las represente y este permita una interpretación más ágil.

Para todos los modelos, se consideró como hipótesis principal el comportamiento elástico del concreto, habilitando así el uso del principio de superposición de fuerzas, compatibilidad de deformaciones y linealidad entre esfuerzos y deformaciones. Del mismo modo, se tomó en cuenta conexiones rígidas entre vigas y columnas, así como empotramientos en la base. El análisis computacional realizados correspondió al método computacional matricial.

Las disposiciones de cargas vivas mínimas y pesos unitarios para todos los modelos tomaron como referencia la Norma Técnica E.020. Los procesos de análisis sísmico siguieron las disposiciones de la Norma Técnica E.030. De manera resumida, la metodología de la investigación está plasmada en el diagrama de flujo de la Figura 24.

Figura 24

Diagrama de flujo de la metodología de la investigación



3.1 Modelos de Análisis

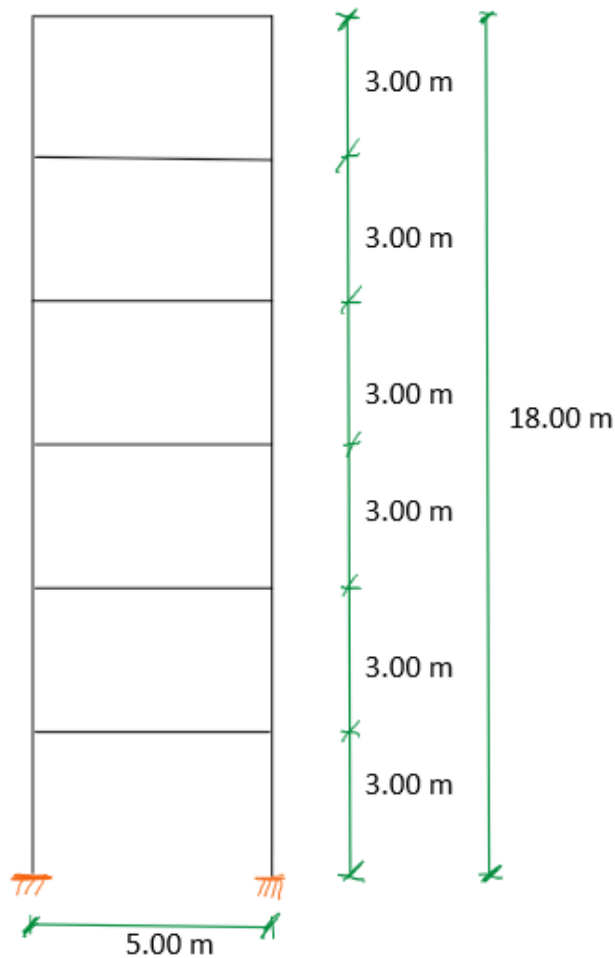
3.1.1 Modelos Planos de Edificación

Los cinco modelos a estudiar fueron diseñados en dos dimensiones para facilitar la visualización rápida y sencilla de los efectos de las cargas aplicadas según la cantidad de niveles del modelo. Todas las estructuras están compuestas por pórticos planos típicos de análisis, colocados uno sobre otro, pertenecientes a una vivienda ubicada en la ciudad de Lima sobre un suelo intermedio. La altura de entrepiso es 3,00 m y presenta una luz de 5,00 m. Las estructuras cuentan con dos, tres, cuatro, cinco y seis niveles finalizada la

construcción bajo un sistema estructural de pórticos. Se consideraron conexiones rígidas, vigas infinitamente rígidas, empotramientos en las bases, y uniformidad en rigidez y propiedades mecánicas. La Figura 25 representa el pórtico analizado de mayor altura, correspondiente al pórtico de seis niveles, con una altura total de 18,00 m.

Figura 25

Modelo plano de seis niveles



Después de identificar y estimar las cargas mínimas de diseño, se obtuvo la carga lateral sísmica mediante los métodos de fuerza cortante basal y modal-espectral. Para el primer método, se asumió un modelo de cortante con columna en voladizo, mientras que, para el segundo análisis, se asumió un modelo compuesto de masas unidas por resortes con peso despreciable. Con ambos tipos de análisis sísmico realizados, se calcularon los desplazamientos laterales y las distorsiones de entrepiso siguiendo los lineamientos de la Norma Técnica E.030 para diseño sismorresistente.

3.1.2 Modelos Tridimensionales

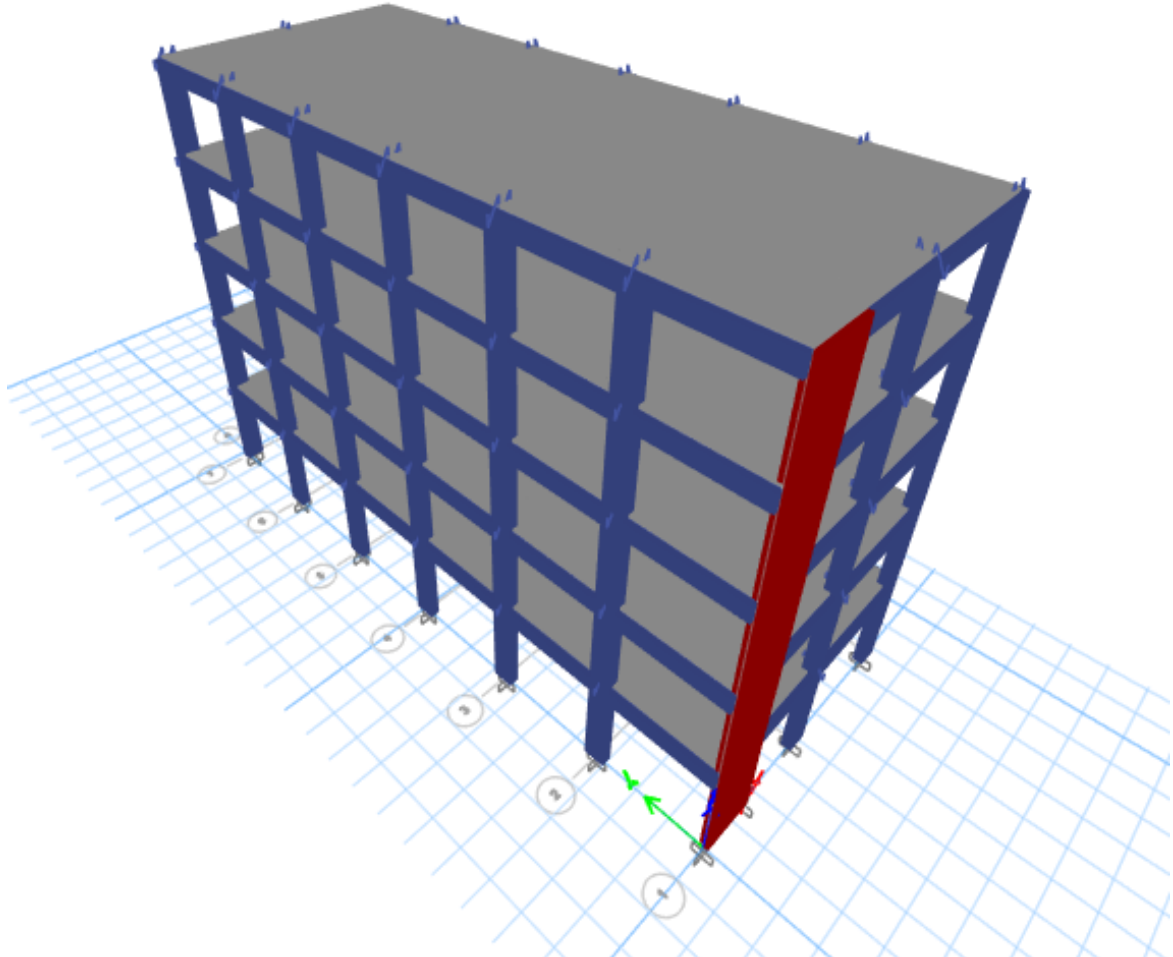
Tres edificaciones de diferentes alturas se tomaron como casos de estudio con el objetivo de contrastar los efectos de un análisis por secuencia constructiva contra un análisis por procedimiento convencional que considera la geometría terminada y omite los efectos de la construcción. Para la representación digital de estos casos, se utilizaron modelos espaciales reticulares en ETABS v18, con los cuales se obtuvieron los desplazamientos absolutos, distorsiones de entrepiso y valores de fuerzas internas para describir la respuesta estructural de las edificaciones bajo las condiciones brindadas.

Las edificaciones estudiadas fueron seleccionadas buscando que las configuraciones en planta y en altura sean lo más regulares posibles, con el fin de descartar con facilidad las desviaciones en el comportamiento estructural que pudiese generar la consideración de irregularidades. Los tres modelos, por lo tanto, presentan una configuración simétrica en planta y tienen niveles regulares, repitiéndose la misma distribución de los elementos estructurales en cada nivel.

El primer caso de estudio corresponde a una edificación multifamiliar de cinco pisos representada en la Figura 26, adaptada del modelo utilizado por Sánchez y Vargas (2018). El área aproximada por planta es de 155 metros cuadrados, siguiendo la distribución de la Figura 27, y la altura de entrepiso es de 2,75 metros.

Figura 26

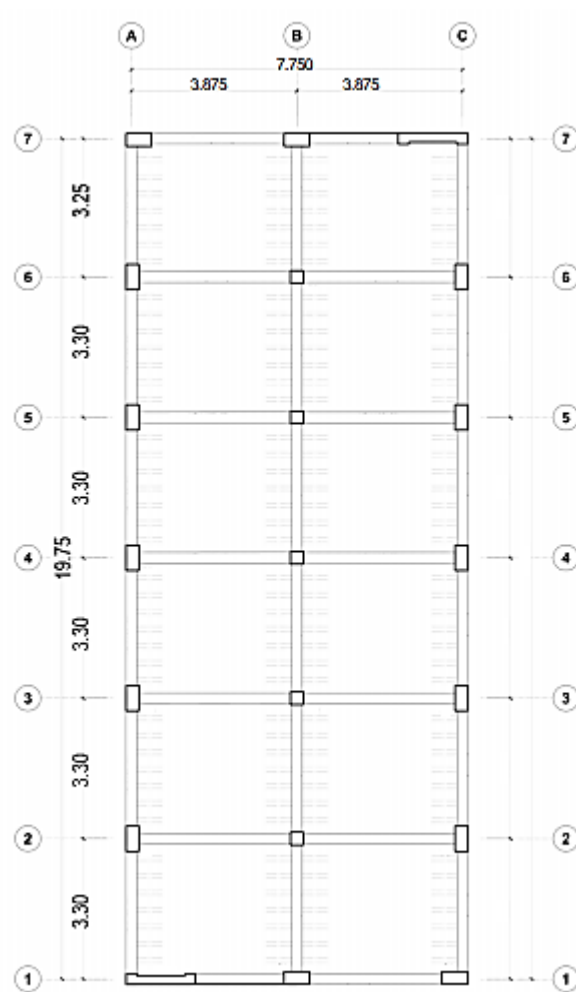
Modelo tridimensional de la edificación de concreto armado de cinco niveles



Nota. Adaptado de "Análisis y diseño de edificios de concreto armado considerando la rigidez efectiva de sus elementos estructurales", por Sánchez y Vargas, 2018.

Figura 27

Vista de planta típica del modelo tridimensional de cinco niveles

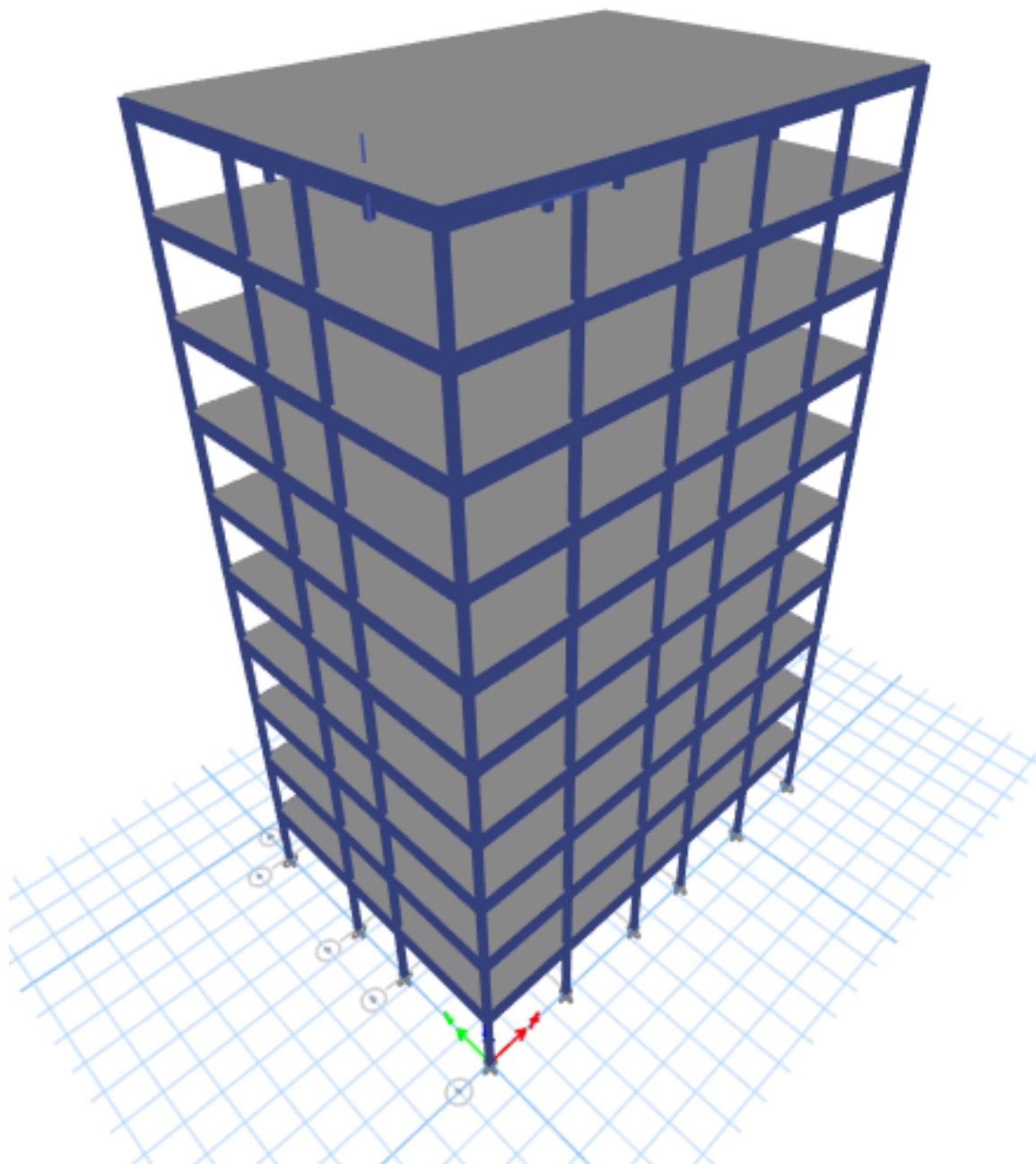


Nota. Adaptado de "Análisis y diseño de edificios de concreto armado considerando la rigidez efectiva de sus elementos estructurales", por Sánchez y Vargas, 2018.

El segundo caso de estudio es una edificación multifamiliar de concreto armado con diez pisos, según la distribución en elevación y en planta observadas en la Figura 28 y la Figura 29, respectivamente, y adaptada del modelo analizado por Nayak et al. (2014). El área por planta aproximada es de 250 metros cuadrados y la altura de entrepiso es de 3,15 metros.

Figura 28

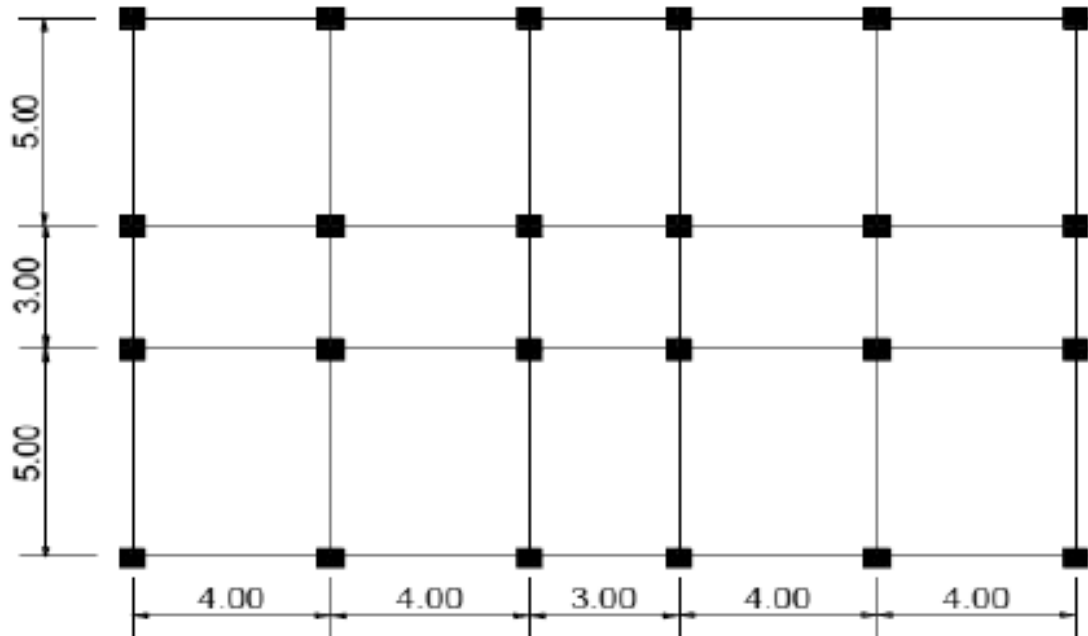
Modelo tridimensional de la edificación de concreto armado de diez niveles



Nota. Adaptado de "Effect of Staged Construction Analysis on Seismic Design and Performance of RC Buildings", por Nayak et al., 2014.

Figura 29

Vista de planta típica del modelo tridimensional de diez niveles

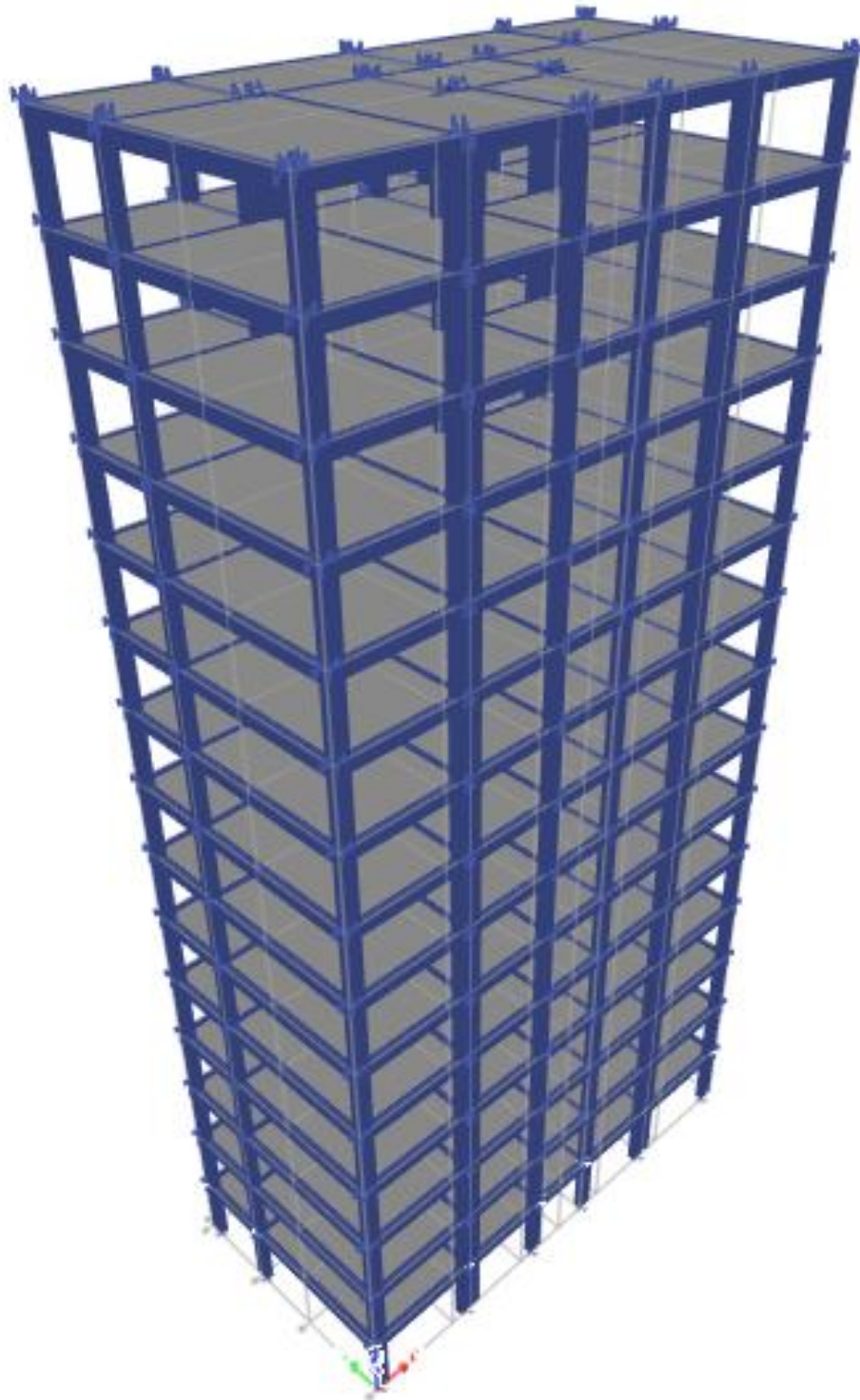


Nota. Adaptado de "Effect of Staged Construction Analysis on Seismic Design and Performance of RC Buildings", por Nayak et al., 2014.

El tercer caso a estudiar corresponde a una edificación multifamiliar de concreto armado de quince pisos, como representado en la Figura 30, adaptada del modelo analizado por Secer y Arslan (2019). El área aproximada por planta es de 200 metros cuadrados y la altura de piso efectiva es de 2.80 metros. La distribución en planta corresponde a la mostrada en la Figura 31.

Figura 30

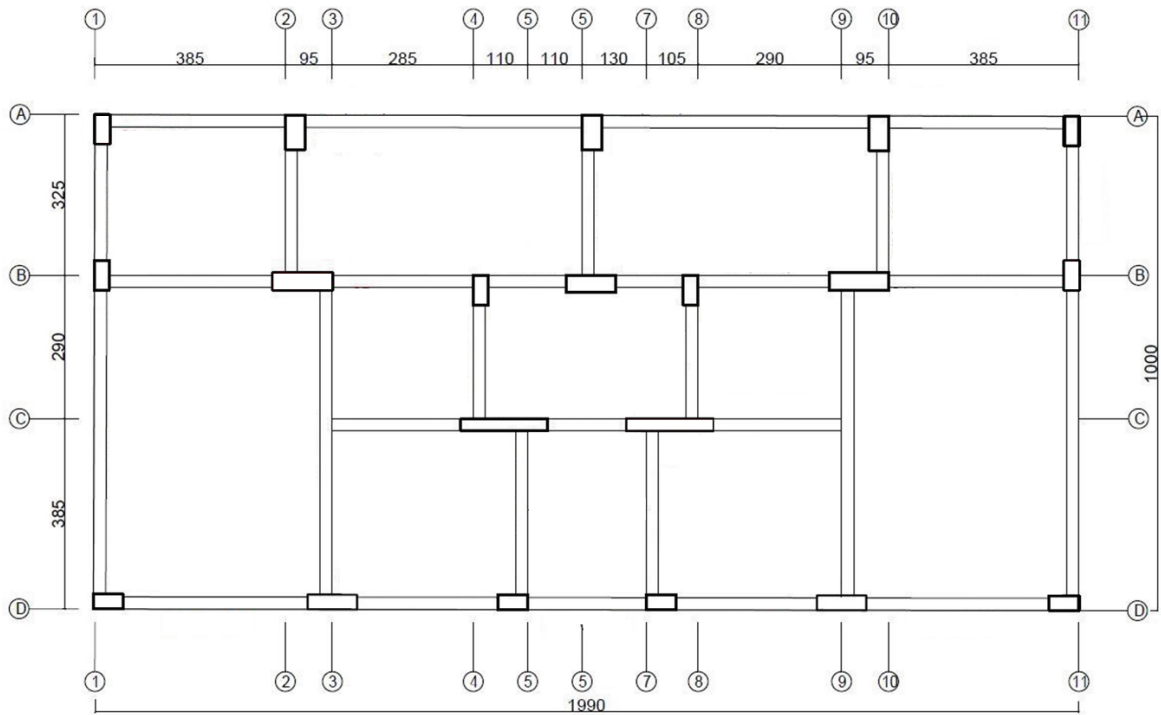
Modelo tridimensional de la edificación de concreto armado de quince niveles



Nota. Adaptado de “Effects of Construction Sequence on Reinforced Concrete Building Analysis”, por Secer y Arslan, 2019.

Figura 31

Vista de planta típica del modelo tridimensional de quince niveles



Nota. Adaptado de “Effects of Construction Sequence on Reinforced Concrete Building Analysis”, por Secer y Arslan, 2019.

El material teórico utilizado para las estructuras analizadas es el concreto armado. Sin embargo, fueron variados los valores de resistencia a la compresión en cada uno de los casos de estudio. Por esta razón, el módulo de elasticidad también cambió según la edificación, como se evidencia en la información de la Tabla 2.

Utilizando la metodología del estándar ACI 318-19, fue posible determinar el módulo de elasticidad del concreto E_c con la Ec. 34, la cual es consecuencia de la adaptación para resultados en kgf/cm^2 de la ecuación provista en el estándar.

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] \quad (34)$$

Tabla 2*Resistencia a la compresión y módulo de elasticidad del concreto utilizado en los modelos*

	Resistencia a la compresión (kgf/cm ²)	Módulo de elasticidad (tf/cm ²)
Pórticos planos	225	225
Edificio 5 pisos	210	217,371
Edificio 10 pisos	210	217,371
Edificio 15 pisos	300	259,808

En la Tabla 3, se detallan los pesos unitarios para el concreto simple y el concreto armado según los valores sugeridos por la Norma Técnica E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Siguiendo estas indicaciones, se puede determinar el peso unitario del concreto armado utilizado en el modelo, partiendo de una mezcla de concreto simple con grava y añadiendo el valor especificado en la norma. De este modo, se considera un valor de 2400 kgf/m³ como el peso unitario del concreto armado.

Tabla 3*Pesos unitarios por material*

Materiales	Peso kN/m ³ (kgf/m ³)
Concreto simple de cascote de ladrillo	18,0 (1800)
Concreto simple de grava	23,0 (2300)
Concreto simple de pómez	16,0 (1600)
Concreto armado	Añadir 1,0 (100) al peso del concreto simple

Nota. Adaptado de "Norma Técnica E.020 Cargas", por Ministerio de Vivienda [Perú], 2020.

4 Identificación de Cargas

El punto de partida para el proceso de análisis estructural de los distintos modelos estudiados fue la identificación de las distintas cargas involucradas en la obtención de la respuesta estructural. Para esta identificación, fue necesario tomar en consideración el alcance de la investigación y los objetivos planteados.

4.1 Cargas Presentes en los Modelos Planos

Los modelos planos de sensibilización estuvieron sujetos al análisis de fuerzas estáticas equivalentes y al análisis sísmico modal. Ambas metodologías requieren que se conozca el peso sísmico de la edificación y la magnitud de la acción sísmica. El peso sísmico, según la Norma E.030, está compuesto por el peso propio de la edificación y un porcentaje de la carga viva presente según el uso real de la estructura. En base a su dirección de aplicación, por lo tanto, se le considera una carga gravitacional, mientras que, a la acción sísmica, una carga lateral.

El primer paso dentro de la primera metodología para estimar la acción sísmica es la determinación y apunte de los coeficientes sísmicos dependientes de la zona, tipo de suelo, periodo fundamental, uso de la edificación y regularidades. La información provista para los pórticos permitió identificar que se encuentran en la zona sísmica 4 sobre un suelo S2 y, según su uso, una estructura de tipo C. Asimismo, considerando que el sistema estructural es a base de pórticos regulares de concreto armado, el coeficiente básico de reducción tiene un valor de 8. Con toda esa información, los factores se relacionaron para formar un coeficiente sísmico que se multiplicó con el peso sísmico del pórtico. Los valores de los coeficientes sísmicos se precisan en la Tabla 4.

Tabla 4

Parámetros sísmicos para un pórtico plano

	Valores
Z	0,45
U	1
S	1,05
C	2,5
R	8
Coeficiente sísmico	0,14765625

De manera consecutiva, para cumplir con la Ec. 12 y determinar la cortante en la base del pórtico, fue necesario calcular el peso sísmico de la edificación. Además, se requirió el peso sísmico del pórtico en cada piso para desarrollar la distribución de fuerzas en altura posteriormente. Por lo tanto, se realizó la estimación de cargas de entrepiso con el peso

propio de cada elemento estructural y la carga viva. Las cifras obtenidas en la etapa de estimación de cantidades son útiles tanto para el análisis sísmico por fuerzas estáticas equivalentes como para el armado de la matriz de masa en el análisis modal.

La estimación de la carga muerta por peso propio se muestra desde la Tabla 5 hasta la Tabla 9 para las columnas, y desde la Tabla 10 hasta la Tabla 14 para las vigas.

Tabla 5

Dimensiones y estimación de cargas de columnas para el modelo bidimensional de dos niveles

	ID	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso (tf)
Piso 1	C1	0,30	0,30	3,00	0,65
	C2	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 2	C3	0,30	0,30	1,50	0,32
	C4	0,30	0,30	1,50	0,32

Tabla 6

Dimensiones y estimación de cargas de columnas para el modelo bidimensional de tres niveles

	ID	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso (tf)
Piso 1	C1	0,30	0,30	3,00	0,65
	C2	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 2	C3	0,30	0,30	3,00	0,65
	C4	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 3	C5	0,30	0,30	1,50	0,32
	C6	0,30	0,30	1,50	0,32

Tabla 7

Dimensiones y estimación de cargas de columnas para el modelo bidimensional de cuatro niveles

	ID	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso (tf)
Piso 1	C1	0,30	0,30	3,00	0,65
	C2	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 2	C3	0,30	0,30	3,00	0,65
	C4	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 3	C5	0,30	0,30	3,00	0,65
	C6	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 4	C7	0,30	0,30	1,50	0,32
	C8	0,30	0,30	1,50	0,32

Tabla 8

Dimensiones y estimación de cargas de columnas para el modelo bidimensional de cinco niveles

	ID	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso (tf)
Piso 1	C1	0,30	0,30	3,00	0,65
	C2	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 2	C3	0,30	0,30	3,00	0,65
	C4	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 3	C5	0,30	0,30	3,00	0,65
	C6	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 4	C7	0,30	0,30	3,00	0,65
	C8	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 5	C9	0,30	0,30	1,50	0,32
	C10	0,30	0,30	1,50	0,32

Tabla 9

Dimensiones y estimación de cargas de columnas para el modelo bidimensional de seis niveles

	ID	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso (tf)
Piso 1	C1	0,30	0,30	3,00	0,65
	C2	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 2	C3	0,30	0,30	3,00	0,65
	C4	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 3	C5	0,30	0,30	3,00	0,65
	C6	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 4	C7	0,30	0,30	3,00	0,65
	C8	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 5	C9	0,30	0,30	3,00	0,65
	C10	0,30	0,30	3,00	0,65
Piso 6	C11	0,30	0,30	1,50	0,32
	C12	0,30	0,30	1,50	0,32

Tabla 10

Dimensiones y estimación de cargas de viga para el modelo bidimensional de dos niveles

	ID	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso (tf)
Piso 1	V1	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 2	V2	0,30	5,00	0,50	1,80

Tabla 11

Dimensiones y estimación de cargas de viga para el modelo bidimensional de tres niveles

	ID	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso (tf)
Piso 1	V1	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 2	V2	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 3	V3	0,30	5,00	0,50	1,80

Tabla 12*Dimensiones y estimación de cargas de viga para el modelo bidimensional de cuatro niveles*

	ID	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso (tf)
Piso 1	V1	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 2	V2	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 3	V3	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 4	V4	0,30	5,00	0,50	1,80

Tabla 13*Dimensiones y estimación de cargas de viga para el modelo bidimensional de cinco niveles*

	ID	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso (tf)
Piso 1	V1	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 2	V2	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 3	V3	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 4	V4	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 5	V5	0,30	5,00	0,50	1,80

Tabla 14*Dimensiones y estimación de cargas de viga para el modelo bidimensional de seis niveles*

	ID	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Peso (tf)
Piso 1	V1	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 2	V2	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 3	V3	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 4	V4	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 5	V5	0,30	5,00	0,50	1,80
Piso 6	V6	0,30	5,00	0,50	1,80

De manera similar a los modelos de estudio, los pórticos de los modelos de sensibilización conforman la estructura de un edificio de vivienda multifamiliar, por lo cual la carga viva

mínima establecida para dicha función es de 0,20 tf/m. Las estimaciones de carga viva se presentan desde la Tabla 15 hasta la Tabla 19.

Tabla 15

Dimensiones y estimación de cargas vivas en viga para el modelo bidimensional de dos niveles

	ID	Largo (m)	Sobrecarga (tf)
Piso 1	V1	5,00	1,00
Piso 2	V2	5,00	1,00

Tabla 16

Dimensiones y estimación de cargas vivas en viga para el modelo bidimensional de tres niveles

	ID	Largo (m)	Sobrecarga (tf)
Piso 1	V1	5,00	1,00
Piso 2	V2	5,00	1,00
Piso 3	V3	5,00	1,00

Tabla 17

Dimensiones y estimación de cargas vivas en viga para el modelo bidimensional de cuatro niveles

	ID	Largo (m)	Sobrecarga (tf)
Piso 1	V1	5,00	1,00
Piso 2	V2	5,00	1,00
Piso 3	V3	5,00	1,00
Piso 4	V4	5,00	1,00

Tabla 18

Dimensiones y estimación de cargas vivas en viga para el modelo bidimensional de cinco niveles

	ID	Largo (m)	Sobrecarga (tf)
Piso 1	V1	5,00	1,00
Piso 2	V2	5,00	1,00
Piso 3	V3	5,00	1,00
Piso 4	V4	5,00	1,00
Piso 5	V5	5,00	1,00

Tabla 19

Dimensiones y estimación de cargas vivas en viga para el modelo bidimensional de seis niveles

	ID	Largo (m)	Sobrecarga (tf)
Piso 1	V1	5,00	1,00
Piso 2	V2	5,00	1,00
Piso 3	V3	5,00	1,00
Piso 4	V4	5,00	1,00
Piso 5	V5	5,00	1,00
Piso 6	V6	5,00	1,00

Para obtener los valores de carga muerta y carga viva por piso, fue necesario sumar los resultados obtenidos de las estimaciones de cargas. En la Tabla 20 y la Tabla 21, se detalla este cálculo.

Tabla 20*Resumen de cargas muertas para todos los modelos bidimensionales*

	Carga muerta, edificación de 2 niveles (tf)	Carga muerta, edificación de 3 niveles (tf)	Carga muerta, edificación de 4 niveles (tf)	Carga muerta, edificación de 5 niveles (tf)	Carga muerta, edificación de 6 niveles (tf)
Piso 1	3,10	3,10	3,10	3,10	3,10
Piso 2	2,45	3,10	3,10	3,10	3,10
Piso 3		2,45	3,10	3,10	3,10
Piso 4			2,45	3,10	3,10
Piso 5				2,45	3,10
Piso 6					2,45
Total	5,55	8,65	11,75	14,85	17,95

Tabla 21*Resumen de cargas vivas para todos los modelos bidimensionales*

	Carga viva, edificación de 2 niveles (tf)	Carga viva, edificación de 3 niveles (tf)	Carga viva, edificación de 4 niveles (tf)	Carga viva, edificación de 5 niveles (tf)	Carga viva, edificación de 6 niveles (tf)
Piso 1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Piso 2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Piso 3		1,00	1,00	1,00	1,00
Piso 4			1,00	1,00	1,00
Piso 5				1,00	1,00
Piso 6					1,00
Total	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00

La Norma Técnica E.030 sugiere un factor de reducción de 0,25 de la carga viva para el uso de este pórtico, por lo cual el peso sísmico total de los modelos planos sería resultado de la suma de la carga muerta y un cuarto de la carga viva. Multiplicando el peso y el coeficiente sísmico, se obtienen los valores de la cortante en la base organizados en la Tabla 22.

Tabla 22*Pesos sísmicos y cortantes basales de los modelos bidimensionales*

	Peso sísmico P _s (tf)	Coefficiente sísmico C _s	Cortante basal V _b (tf)
Modelo de 2 niveles	6,044	0,148	0,892
Modelo de 3 niveles	9,390	0,148	1,386
Modelo de 4 niveles	12,736	0,148	1,881
Modelo de 5 niveles	16,082	0,148	2,375
Modelo de 6 niveles	19,428	0,148	2,869

4.2 Cargas Presentes en los Modelos Tridimensionales

Los modelos tridimensionales estuvieron sujetos al análisis estructural por metodología convencional y al análisis por secuencia constructiva. De manera similar a los modelos planos de sensibilización, para el análisis de los modelos de estudio se requiere conocer el peso sísmico de la edificación y la magnitud de la acción sísmica.

Considerando la ubicación de los modelos, no fue necesario contemplar cargas gravitacionales complementarias de situaciones meteorológicas diversas, como carga de nieve, lluvia o viento. Sin embargo, debido a que ambos proyectos cumplen la función de vivienda, se consideró una carga viva de 0,20 tf/m² para las losas en los dos casos de estudio según las recomendaciones estipuladas en la Norma Técnica E.020, así como cargas sísmicas acorde a la metodología de fuerzas estáticas equivalentes.

Para estimar la carga muerta total, fue necesario determinar el peso de todos los componentes de la estructura, por lo cual se estimaron estos valores por nivel para cada caso de estudio. Como consecuencia de la simplicidad del modelo y carencia de componentes adicionales con peso propio que contribuyan a la carga muerta, este valor solo se constituye de la carga muerta de las vigas, columnas y placas en cada edificación. Los valores de carga muerta se detallarán en la Tabla 23, Tabla 24, Tabla 25 y Tabla 26; mientras que los valores de carga viva, en la Tabla 27, Tabla 28 y Tabla 29.

Tabla 23

Dimensiones y estimación de cargas de elementos estructurales para el modelo tridimensional de cinco niveles

		Ancho	Largo	Alto	Cantidad	Cantidad	Peso	Peso
	ID	(m)	(m)	(m)	por nivel	de	parcial	total
						niveles	(tf)	(tf)
Columna	C1-1	0,30	0,60	3,05	14	1	1,32	18,45
	C1-2	0,30	0,60	2,75	14	3	1,19	49,90
	C1-3	0,30	0,60	1,38	14	1	0,59	8,32
	C2-1	0,30	0,30	3,05	5	1	0,66	3,29
	C2-2	0,30	0,30	2,75	5	3	0,59	8,91
	C2-3	0,30	0,30	1,38	5	1	0,30	1,49
Viga	V1-1	0,25	3,88	0,50	12	5	1,16	69,75
	V1-2	0,25	3,30	0,50	15	5	0,99	74,25
	V1-3	0,25	3,25	0,50	3	5	0,98	14,63
	V1-4	0,25	2,25	0,50	2	5	0,68	6,75
Placa	PL-1	0,25	1,63	3,05	2	1	2,97	5,95
	PL-2	0,25	1,63	2,75	2	3	2,68	16,09
	PL-3	0,25	1,63	1,38	2	1	1,34	2,68
Losa	LM-1	0,20	7,75	19,75	1	5	73,47	367,35

Nota. El correlativo 1, 2 y 3 de las columnas y las placas corresponden al primer nivel, del segundo al cuarto nivel, y al último nivel, respectivamente; mientras que los correlativos 1 a 4 en las vigas responden a las variaciones en longitud de las vigas.

Tabla 24

Dimensiones y estimación de cargas de elementos estructurales para el modelo tridimensional de diez niveles

		Ancho	Largo	Alto	Cantidad	Cantidad	Peso	Peso
	ID	(m)	(m)	(m)	por nivel	de	parcial	total
						niveles	(tf)	(tf)
Columna	C1-1	0,25	0,25	3,15	24	9	0,47	102,06
	C1-2	0,25	0,25	1,575	24	1	0,24	5,67
Viga	V1-1	0,25	4	0,5	16	10	1,20	192,00
	V1-2	0,25	3	0,5	10	10	0,90	90,00
	V1-3	0,25	5	0,5	12	10	1,50	180,00
Losa	LM-1	19	13	0,2	1	10	118,56	1185,60

Nota. El correlativo 1 y 2 de las columnas corresponden al conjunto de niveles comprendidos desde el primero al noveno, y al último nivel, respectivamente; mientras que los correlativos 1 a 4 en las vigas responden a las variaciones en longitud de las vigas.

Tabla 25

Dimensiones y estimación de cargas de elementos verticales para el modelo tridimensional de quince niveles

ID	Ancho (m)	Largo (m)	Alto (m)	Cantidad por nivel	Cantidad de niveles	Peso parcial (tf)	Peso total (tf)
C1-1	0,30	0,60	2,80	6	14	1,21	101,61
C2-1	0,40	0,70	2,80	3	14	1,88	79,03
C3-1	1,20	0,35	2,80	2	14	2,82	79,03
C4-1	1,00	0,35	2,80	1	14	2,35	32,93
C5-1	1,75	0,25	2,80	2	14	2,94	82,32
C6-1	0,60	0,30	2,80	4	14	1,21	67,74
C7-1	1,00	0,30	2,80	2	14	2,02	56,45
C1-2	0,30	0,60	1,40	6	1	0,60	3,63
C2-2	0,40	0,70	1,40	3	1	0,94	2,82
C3-2	1,20	0,35	1,40	2	1	1,41	2,82
C4-2	1,00	0,35	1,40	1	1	1,18	1,18
C5-2	1,75	0,25	1,40	2	1	1,47	2,94
C6-2	0,60	0,30	1,40	4	1	0,60	2,42
C7-2	1,00	0,30	1,40	2	1	1,01	2,02

Nota. El correlativo 1 y 2 de las columnas corresponden al conjunto de niveles comprendidos desde el primero al décimo cuarto, y al último nivel, respectivamente.

Tabla 26

Dimensiones y estimación de cargas de elementos horizontales para el modelo tridimensional de quince niveles

		Ancho	Largo	Alto	Cantidad	Cantidad	Peso	Peso
	ID	(m)	(m)	(m)	por nivel	de	parcial	total
						niveles	(tf)	(tf)
Viga	V1-1	0,25	4,80	0,50	2	15	1,44	43,20
	V1-2	0,25	3,95	0,50	2	15	1,19	35,55
	V1-3	0,25	2,40	0,50	1	15	0,72	10,80
	V1-4	0,25	3,55	0,50	1	15	1,07	15,98
	V1-5	0,25	4,20	0,50	1	15	1,26	18,90
	V1-6	0,25	3,45	0,50	1	15	1,04	15,53
	V1-7	0,25	2,20	0,50	1	15	0,66	9,90
	V1-8	0,25	2,35	0,50	1	15	0,71	10,58
	V1-9	0,25	3,25	0,50	1	15	0,98	14,63
	V1-10	0,25	4,45	0,50	1	15	1,34	20,03
	V1-11	0,25	3,85	0,50	2	15	1,16	34,65
	V1-12	0,25	6,00	0,50	1	15	1,80	27,00
	V1-13	0,25	6,20	0,50	1	15	1,86	27,90
	V1-14	0,25	3,38	0,50	1	15	1,01	15,19
	V1-15	0,25	6,63	0,50	1	15	1,99	29,81
	V1-16	0,25	2,90	0,50	1	15	0,87	13,05
	V1-17	0,25	3,73	0,50	1	15	1,12	16,76
Losa	LM-1	10,00	19,90	0,20	1	15	95,52	1432,80

Tabla 27*Estimación de cargas por piso para el modelo de cinco pisos*

	Carga Muerta (tf)	Carga Viva (tf)
Piso 5	119,03	30,61
Piso 4	131,51	30,61
Piso 3	131,51	30,61
Piso 2	131,51	30,61
Piso 1	134,23	30,61
Total	647,79	153,06

Tabla 28*Estimación de cargas por piso para el modelo de diez pisos*

	Carga Muerta (tf)	Carga Viva (tf)
Piso 10	170,43	49,40
Piso 9	176,10	49,40
Piso 8	176,10	49,40
Piso 7	176,10	49,40
Piso 6	176,10	49,40
Piso 5	176,10	49,40
Piso 4	176,10	49,40
Piso 3	176,10	49,40
Piso 2	176,10	49,40
Piso 1	176,10	49,40
Total	1755,33	494,00

Tabla 29*Estimación de cargas por piso para el modelo de quince pisos*

	Carga Muerta (tf)	Carga Viva (tf)
Piso 15	137,13	39,80
Piso 14	155,13	39,80
Piso 13	155,13	39,80
Piso 12	155,13	39,80
Piso 11	155,13	39,80
Piso 10	155,13	39,80
Piso 9	155,13	39,80
Piso 8	155,13	39,80
Piso 7	155,13	39,80
Piso 6	155,13	39,80
Piso 5	155,13	39,80
Piso 4	155,13	39,80
Piso 3	155,13	39,80
Piso 2	155,13	39,80
Piso 1	155,13	39,80
Total	2309,16	597,00

De acuerdo a la estimación de pesos, la carga muerta aportada por el peso propio de la estructura es de 647,79 tf, para el primer edificio, 1755,33 tf para el segundo y 2309,16 tf para el tercero, mientras que la carga viva distribuida en las losas genera una contribución de 153,06 tf en el edificio de cinco pisos, 494 tf en el edificio de diez pisos y 597 tf en el edificio de quince pisos, siguiendo la distribución por piso señalada en la Tabla 27, Tabla 28 y Tabla 29.

Para determinar las cortante en la base para los modelos, se estimó el peso sísmico por cada uno de los pisos y se identificaron los parámetros sísmicos que permitieran obtener el valor de la fuerza sísmica para la edificación. Los coeficientes sísmicos calculados se encuentran la Tabla 30, Tabla 31 y Tabla 32 con los parámetros correspondientes.

Tabla 30*Coeficiente sísmico para la edificación de cinco pisos*

	Dirección X	Dirección Y
Z	0,45	0,45
U	1	1
S	1,05	1,05
C	2,50	2,50
R	7,00	8,00
Coeficiente sísmico	0,16875	0,14766

Tabla 31*Coeficiente sísmico para la edificación de diez pisos*

	Dirección X	Dirección Y
Z	0,45	0,45
U	1	1
S	1,05	1,05
C	1,67	1,67
R	8,00	8,00
Coeficiente sísmico	0,09844	0,09844

Tabla 32*Coeficientes sísmicos para la edificación de quince pisos*

	Dirección X	Dirección Y
Z	0,45	0,45
U	1	1
S	1,05	1,05
C	1,25	1,25
R	8,00	8,00
Coeficiente sísmico	0,07383	0,07383

5 Análisis de los Modelos Planos

Para desagregar el proceso de análisis estructural convencional y comprender las secuencias matemáticas y analíticas involucradas en la búsqueda de la respuesta estructural de un modelo, se realizó el análisis de los modelos planos a través de Excel.

5.1 Análisis de Fuerzas Estáticas Equivalentes

El análisis de fuerzas estáticas equivalentes permite conocer la respuesta estructural aproximada de una edificación frente a la acción sísmica bajo la suposición de una fuerza sísmica estática lateral cortante que afecta a la base del pórtico y se distribuye en la altura en la edificación.

El primer paso para esta metodología es la estimación del coeficiente sísmico y el peso sísmico de los modelos planteados. El cálculo de estos valores y las cifras a utilizar en la aplicación del método se encuentran detalladas en la Tabla 22.

La búsqueda de desplazamientos laterales en la edificación supone la necesidad de distribuir la fuerza actuante sobre el edificio en altura. El coeficiente de distribución de la cortante basal en altura es determinado en base al peso de entrepiso, la altura acumulada y un exponente k relacionado al periodo fundamental previamente encontrado en el edificio. Si el periodo supere los 0,50 segundos, el coeficiente tiene el valor de 1, mientras que, si el periodo supera 0,50 segundos, el exponente se obtiene a través de la Ec. 16. Los valores obtenidos de esta evaluación se encuentran organizados en la Tabla 33 con el periodo correspondiente.

Tabla 33

Periodo de los modelos bidimensionales y exponente k

	Periodo T (s)	k
Modelo de 2 niveles	0,17	1,000
Modelo de 3 niveles	0,26	1,000
Modelo de 4 niveles	0,34	1,000
Modelo de 5 niveles	0,43	1,000
Modelo de 6 niveles	0,51	1,007

Debido a que solo el modelo de seis niveles tiene un periodo superior a 0,50 segundos, solo ese fue el que requirió utilizar la Ec. 16.

$$k = (0,75 + 0,5 \times 0,51) \leq 2.0$$

$$k = 1,007142857 \leq 2.0$$

La distribución en altura generalmente refleja la mayor acción de la fuerza sísmica en la base por la cercanía al medio de transmisión de la fuerza sísmica, pero se reduce su efecto conforme aumentan los niveles, como se observa desde la Tabla 34 hasta la Tabla 38.

Tabla 34

Distribución de cortante basal en altura del modelo bidimensional de dos niveles

	Peso sísmico (tf)	Altura de entrepiso (m)	Altura acumulada (m)	$P_i(h_i)^k$	Coefficiente de distribución	Fuerza distribuida (tf)	Momentos distribuidos (tf·m)
Piso 2	2,698	3	3	8,094	0,287	0,256	0,769
Piso 1	3,346	3	6	20,076	0,713	0,636	3,816
Total	6,044	6		28,170	1,000	0,892	4,585

Tabla 35

Distribución de cortante basal en altura del modelo bidimensional de tres niveles

	Peso sísmico (tf)	Altura de entrepiso (m)	Altura acumulada (m)	$P_i(h_i)^k$	Coefficiente de distribución	Fuerza distribuida (tf)	Momentos distribuidos (tf·m)
Piso 3	2,698	3	3	8,094	0,139	0,193	0,578
Piso 2	3,346	3	6	20,076	0,344	0,478	2,865
Piso 1	3,346	3	9	30,114	0,517	0,716	6,447
Total	9,390	9		58,284	1,000	1,386	9,890

Tabla 36*Distribución de cortante basal en altura del modelo bidimensional de cuatro niveles*

	Peso sísmico (tf)	Altura de entrepiso (m)	Altura acumulada (m)	$P_i(h_i)^k$	Coefficiente de distribución	Fuerza distribuida (tf)	Momentos distribuidos (tf·m)
Piso 4	2,698	3	3	8,094	0,082	0,155	0,464
Piso 3	3,346	3	6	20,076	0,204	0,384	2,301
Piso 2	3,346	3	9	30,114	0,306	0,575	5,178
Piso 1	3,346	3	12	40,152	0,408	0,767	9,205
Total	12,736	12		98,436	1,000	1,881	17,148

Tabla 37*Distribución de cortante basal en altura del modelo bidimensional de cinco niveles*

	Peso sísmico (tf)	Altura de entrepiso (m)	Altura acumulada (m)	$P_i(h_i)^k$	Coefficiente de distribución	Fuerza distribuida (tf)	Momentos distribuidos (tf·m)
Piso 5	2,698	3	3	8,094	0,054	0,129	0,388
Piso 4	3,346	3	6	20,076	0,135	0,321	1,925
Piso 3	3,346	3	9	30,114	0,203	0,481	4,330
Piso 2	3,346	3	12	40,152	0,270	0,642	7,698
Piso 1	3,346	3	15	50,190	0,338	0,802	12,028
Total	16,082	15		148,626	1,000	2,375	26,369

Tabla 38*Distribución de cortante basal en altura del modelo bidimensional de seis niveles*

	Peso sísmico (tf)	Altura de entrepiso (m)	Altura acumulada (m)	$P_i(h_i)^k$	Coefficiente de distribución	Fuerza distribuida (tf)	Momentos distribuidos (tf·m)
Piso 6	2,698	3	3	8,158	0,038	0,110	0,330
Piso 5	3,346	3	6	20,335	0,096	0,274	1,646
Piso 4	3,346	3	9	30,590	0,144	0,413	3,715
Piso 3	3,346	3	12	40,871	0,192	0,551	6,618
Piso 2	3,346	3	15	51,170	0,241	0,690	10,356
Piso 1	3,346	3	18	61,484	0,289	0,830	14,933
Total	19,428	18		212,608	1,000	2,869	37,598

Acorde a la ley de Hooke y la relación que establece entre rigideces y desplazamientos, los desplazamientos absolutos por piso se obtuvieron a través de la matriz de rigideces del pórtico y las fuerzas calculadas para cada piso. Para construir la matriz de rigidez de cada elemento, se utilizó el método matricial de la rigidez considerando un modelo cortante de vigas infinitamente rígidas. Se comenzó con las rigideces de cada elemento estructural, las cuales se ensamblaron para formar una matriz de rigideces laterales para todo el sistema estructural de pórticos.

$$K_{2 \text{ niveles}} = \begin{bmatrix} 2502,4824 & -1168,4974 \\ -1168,4974 & 1019,0246 \end{bmatrix} \frac{\text{tf}}{\text{m}}$$

$$K_{3 \text{ niveles}} = \begin{bmatrix} 2533,4084 & -1347,3857 & 150,4698 \\ -1347,38566 & 2339,8020 & -1156,3936 \\ 150,4698 & -1156,3936 & 1018,1241 \end{bmatrix} \frac{\text{tf}}{\text{m}}$$

$$K_{4 \text{ niveles}} = \begin{bmatrix} 2533,6145 & -1349,8933 & 165,0696 & -12,2815 \\ -1349,8933 & 2370,3230 & -1334,0909 & 149,4806 \\ 165,0696 & -1334,0909 & 2338,7183 & -1156,3130 \\ -12,2815 & 149,4806 & -1156,3130 & 1018,1181 \end{bmatrix} \frac{\text{tf}}{\text{m}}$$

$$K_{5 \text{ niveles}} = \begin{bmatrix} 2533,6841 & -1350,7404 & 165,1677 & -7,1353 & -4,4611 \\ -1350,7404 & 2380,6336 & -1335,2848 & 86,8453 & 54,2971 \\ 165,1677 & -1335,2848 & 2352,3228 & -1234,9558 & 66,1420 \\ -7,1353 & 86,8453 & -1234,9558 & 2232,5229 & -1077,8556 \\ -4,4611 & 54,2971 & 66,1420 & -1077,8556 & 961,5160 \end{bmatrix} \frac{\text{tf}}{\text{m}}$$

$$K_{6 \text{ niveles}} = \begin{bmatrix} 2533,6854 & -1350,7559 & 165,1788 & -7,0619 & -4,8957 & 0,3642 \\ -1350,7559 & 2380,8217 & -1335,4199 & 85,9510 & 59,5860 & -4,4333 \\ 165,1788 & -1335,4199 & 2352,5373 & -1235,9805 & 72,4690 & -5,3919 \\ -7,0619 & 85,9510 & -1235,9805 & 2260,4730 & -1246,9515 & 142,9973 \\ -4,8957 & 59,5860 & 72,4690 & -1246,9515 & 2270,6433 & -1151,248 \\ 0,3642 & -4,4333 & -5,3919 & 142,9973 & -1151,248 & 1017,7412 \end{bmatrix} \frac{\text{tf}}{\text{m}}$$

Consecutivamente, se calcularon las distorsiones de entrepiso relacionando el desplazamiento lateral y la altura de entrepiso. Para el modelo de seis niveles, esto implicó plantear la ecuación que representa la relación entre fuerza, rigidez y desplazamientos. Este procedimiento para encontrar los desplazamientos también es aplicable para todos los modelos planos cuyas matrices de rigidez fueron calculadas previamente.

$$F = K \cdot u$$

$$F_{6 \text{ niveles}} = K_{6 \text{ niveles}} \cdot u_{6 \text{ niveles}}$$

$$\begin{pmatrix} 0,110 \\ 0,274 \\ 0,413 \\ 0,551 \\ 0,690 \\ 0,830 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 2533,6854 & -1350,7559 & 165,1788 & -7,0619 & -4,8957 & 0,3642 \\ -1350,7559 & 2380,8217 & -1335,4199 & 85,9510 & 59,5860 & -4,4333 \\ 165,1788 & -1335,4199 & 2352,5373 & -1235,9805 & 72,4690 & -5,3919 \\ -7,0619 & 85,9510 & -1235,9805 & 2260,4730 & -1246,9515 & 142,9973 \\ -4,8957 & 59,5860 & 72,4690 & -1246,9515 & 2270,6433 & -1151,248 \\ 0,3642 & -4,4333 & -5,3919 & 142,9973 & -1151,248 & 1017,7412 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{pmatrix}$$

La Norma Técnica E.030 establece la necesidad de amplificar los valores de desplazamiento lateral con un factor de 0,75 veces el factor R para estructurales regulares y 0,85 veces el factor R para estructuras irregulares, por lo cual los desplazamientos laterales reducidos y sus consecuentes distorsiones no pueden ser utilizados para la verificación de desplazamientos máximos de la norma. Los desplazamientos laterales y derivas con su respectivo valor amplificado se encuentran organizados desde la Tabla 39 hasta la Tabla 43.

Tabla 39

Desplazamientos laterales de los pisos del modelo bidimensional de dos niveles

	Desplazamiento		Deriva	
	Desplazamiento lateral	Desplazamiento lateral amplificado	Deriva	Deriva amplificada
	lateral (m)	(m)	(m/m)	(m/m)
Piso 1	0,000848	0,005087	0,000283	0,001696
Piso 2	0,001596	0,009578	0,000250	0,001497

Tabla 40*Desplazamientos laterales de los pisos del modelo bidimensional de tres niveles*

	Desplazamiento		Deriva	
	Desplazamiento lateral (m)	lateral amplificado (m)	Deriva (m/m)	amplificada (m/m)
Piso 1	0,001348	0,008086	0,000449	0,002695
Piso 2	0,002803	0,016817	0,000485	0,002910
Piso 3	0,003688	0,022127	0,000295	0,001770

Tabla 41*Desplazamientos laterales de los pisos del modelo bidimensional de cuatro niveles*

	Desplazamiento		Deriva	
	Desplazamiento lateral (m)	lateral amplificado (m)	Deriva (m/m)	amplificada (m/m)
Piso 1	0,001844	0,011064	0,000615	0,003688
Piso 2	0,003978	0,023867	0,000711	0,004268
Piso 3	0,005655	0,033932	0,000559	0,003355
Piso 4	0,006615	0,039688	0,000356	0,002133

Tabla 42*Desplazamientos laterales de los pisos del modelo bidimensional de cinco niveles*

	Desplazamiento		Deriva	
	Desplazamiento lateral (m)	lateral amplificado (m)	Deriva (m/m)	amplificada (m/m)
Piso 1	0,002339	0,014031	0,000780	0,004677
Piso 2	0,005134	0,030806	0,000932	0,005591
Piso 3	0,007588	0,045528	0,000818	0,004908
Piso 4	0,009391	0,056346	0,000539	0,003233
Piso 5	0,010560	0,063361	0,000390	0,002338

Tabla 43*Desplazamientos laterales de los pisos del modelo bidimensional de seis niveles*

	Desplazamiento		Deriva	
	Desplazamiento lateral (m)	lateral amplificado (m)	Deriva (m/m)	amplificada (m/m)
Piso 1	0,002832	0,016993	0,000944	0,005664
Piso 2	0,006281	0,037686	0,001150	0,006897
Piso 3	0,009490	0,056942	0,001070	0,006419
Piso 4	0,012090	0,072541	0,000777	0,004662
Piso 5	0,014239	0,085436	0,000716	0,004299
Piso 6	0,015300	0,091802	0,000354	0,002122

Antes de tomar los valores amplificados como determinantes, fue necesario verificar la regularidad en planta y en altura de los modelos planos, de tal manera que se pueda mantener la suposición inicial de un coeficiente R igual a 8. La Norma E.030 establece las irregularidades a evaluar, las irregularidades permitidas según categoría y zona, y los coeficientes de irregularidad en altura I_a y de irregularidad en planta I_p . De la evaluación de la irregularidad, se escoge el menor coeficiente I_a y el menor coeficiente I_p , y ambos deben ser multiplicados al coeficiente básico de reducción escogido. Cuando la estructura es regular en todos los criterios, el factor de irregularidad corresponde a 1. Las irregularidades no permitidas por categoría y zona se encuentran en la Tabla 44, mientras que las irregularidades y el coeficiente que les corresponde se presentan en la Tabla 45 y la Tabla 46.

Tabla 44*Categoría y regularidad de las edificaciones*

Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Nota. Adaptado de "Norma Técnica E.030 Cargas", por Ministerio de Vivienda [Perú], 2018.

Tabla 45*Irregularidades estructurales en planta*

Irregularidad	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad torsional	0,75
Irregularidad torsional extrema	0,60
Esquinas entrantes	0,90
Discontinuidad del diafragma	0,85
Sistemas no paralelos	0,90

Nota. Adaptado de "Norma Técnica E.030 Cargas", por Ministerio de Vivienda [Perú], 2018.

Tabla 46*Irregularidades estructurales en altura*

Irregularidad	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad de rigidez	0,75
Irregularidad de resistencia	0,75
Irregularidad extrema de rigidez	0,50
Irregularidad extrema de resistencia	0,50
Irregularidad de masa o peso	0,90
Irregularidad geométrica vertical	0,90
Discontinuidad en los sistemas resistentes	0,80
Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	0,60

Nota. Adaptado de "Norma Técnica E.030 Cargas", por Ministerio de Vivienda [Perú], 2018.

Considerando que los modelos de sensibilización son modelos planos, no todos los criterios de evaluación de irregularidades fueron aplicables durante la examinación. En ese sentido, los valores utilizados corresponden a los presentados en la Tabla 47.

Tabla 47*Factores de irregularidad en planta para los criterios no aplicables en los modelos planos*

Irregularidad	Factor de Irregularidad I_p
Esquinas entrantes	1
Discontinuidad del diafragma	1
Sistemas no paralelos	1

Las irregularidades en planta restantes son la irregularidad torsional y la irregularidad torsional extrema. Sin embargo, considerando que ambas irregularidades solo se evalúan en edificios con diafragmas rígidos y solo si la deriva máxima es mayor que el 50% del permisible por norma, fue esencial primero evaluar si la deriva se encontraba en este rango. Esto se expresa mediante la Ec. 35, donde $\Delta_{\text{máx.}}$ corresponde al desplazamiento máximo relativo de entrepiso, y Δ_i/h_{ei} corresponde a la deriva máxima permisible.

$$\Delta_{\text{máx.}} > 50\% \frac{\Delta_i}{h_{ei}} \quad (35)$$

Para estructuras de concreto armado, la deriva máxima permisible es de 0,007. Para esta evaluación, se utilizaron los datos obtenidos en el modelo con el mayor desplazamiento relativo obtenido sin amplificar. Reemplazando ambos datos en la Ec. 35, se obtuvo lo siguiente.

$$0,0015 < 50\%(0,007) = 0,0035$$

Considerando que la condición no se cumple, la evaluación por irregularidad torsional no es pertinente en este caso. Con esta nueva información, se identifican los factores de irregularidad en planta pertinentes de la Tabla 48.

Tabla 48

Irregularidades estructurales en planta para los modelos planos

Irregularidad	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad torsional	1
Irregularidad torsional extrema	1
Esquinas entrantes	1
Discontinuidad del diafragma	1
Sistemas no paralelos	1

Mediante una observación visual de los modelos de sensibilización, se detectó que ningún desplazamiento de eje ni cambio de orientación ha sido planteado en ninguno de los elementos resistentes a fuerza sísmica. Asimismo, las dimensiones de los elementos resistentes son idénticas en cada uno de los niveles. Con esta consideración, pudo descartarse el análisis de las irregularidades en altura presentes en la Tabla 49.

Tabla 49

Factores de irregularidad en altura preliminares para los modelos planos

Irregularidad	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad geométrica vertical	1
Discontinuidad en los sistemas resistentes	1
Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	1

Las irregularidades en altura restantes son la irregularidad de rigidez, la irregularidad de resistencia, la irregularidad extrema de rigidez, la irregularidad extrema de resistencia, y la irregularidad de masa o peso. Para evaluar la rigidez lateral de los entrepisos, la Norma E.030 establece que es viable calcular las rigideces laterales de los entrepisos con la división de la fuerza cortante del entrepiso y el desplazamiento lateral correspondiente. Efectuando esta operación con los datos de los modelos planos, se obtuvo la información que está organizada desde la Tabla 50 hasta la Tabla 54.

Tabla 50

Evaluación de irregularidad de rigidez del modelo bidimensional de dos niveles

	Fuerza cortante (tf)	Desplazamiento lateral (m)	Rigidez lateral calculada (tf/m)	70% de la rigidez (tf/m)
Piso 2	0,256	0,001596	160,40	112,28
Piso 1	0,636	0,000848	750,00	

Tabla 51

Evaluación de irregularidad de rigidez del modelo bidimensional de tres niveles

	Fuerza cortante (tf)	Desplazamiento lateral (m)	Rigidez lateral calculada (tf/m)	70% de la rigidez (tf/m)
Piso 3	0,193	0,003688	52,33	36,63
Piso 2	0,478	0,002803	170,53	119,37
Piso 1	0,716	0,001348	531,16	

Tabla 52*Evaluación de irregularidad de rigidez del modelo bidimensional de cuatro niveles*

	Fuerza cortante (tf)	Desplazamiento lateral (m)	Rigidez lateral calculada (tf/m)	70% de la rigidez (tf/m)	Promedio de las tres rigideces adyacentes (tf/m)
Piso 4	0,155	0,006615	23,43	16,40	
Piso 3	0,384	0,005655	67,90	47,53	
Piso 2	0,575	0,003978	144,54	101,18	78,63
Piso 1	0,767	0,001844	415,94		

Tabla 53*Evaluación de irregularidad de rigidez del modelo bidimensional de cinco niveles*

	Fuerza cortante (tf)	Desplazamiento lateral (m)	Rigidez lateral calculada (tf/m)	70% de la rigidez (tf/m)	Promedio de las tres rigideces adyacentes (tf/m)
Piso 5	0,129	0,010560	12,22	8,55	
Piso 4	0,321	0,009391	34,18	23,93	
Piso 3	0,481	0,007588	63,39	44,37	36,60
Piso 2	0,642	0,005134	125,05	87,53	74,21
Piso 1	0,802	0,002339	342,88		

Tabla 54*Evaluación de irregularidad de rigidez del modelo bidimensional de seis niveles*

	Fuerza cortante (tf)	Desplazamiento lateral (m)	Rigidez lateral calculada (tf/m)	70% de la rigidez (tf/m)	Promedio de las tres rigideces adyacentes (tf/m)
Piso 6	0,110	0,015300	7,19	5,04	
Piso 5	0,274	0,014239	19,27	13,49	
Piso 4	0,413	0,012090	34,14	23,90	20,20
Piso 3	0,551	0,009490	58,11	40,68	37,17
Piso 2	0,690	0,006281	109,92	76,95	67,39
Piso 1	0,830	0,002832	292,91		

Como ninguno de los valores de rigidez lateral es menor al 70% de la rigidez del inmediato superior ni al promedio de los tres inmediatos superiores, la estructura planteada es regular en rigidez según el criterio de la Norma E.030.

Para evaluar la regularidad en resistencia lateral de los entrepisos, el Reglamento Nacional de Edificaciones establece que es necesario que el nivel superior inmediato tenga una resistencia cuyo 80% sea menor que la resistencia del nivel analizado. La comparación de las fuerzas obtenidas durante el procedimiento de distribución en altura de la cortante basal y el criterio normado se encuentra a disposición desde la Tabla 55 hasta la Tabla 59.

Tabla 55*Evaluación de irregularidad de resistencia del modelo bidimensional de dos niveles*

	Fuerza resistente (tf)	80% de la fuerza resistente (tf)
Piso 2	0,256	0,205
Piso 1	0,636	

Tabla 56

Evaluación de irregularidad de resistencia del modelo bidimensional de tres niveles

	Fuerza resistente (tf)	80% de la fuerza resistente (tf)
Piso 3	0,193	0,154
Piso 2	0,478	0,382
Piso 1	0,716	

Tabla 57

Evaluación de irregularidad de resistencia del modelo bidimensional de cuatro niveles

	Fuerza resistente (tf)	80% de la fuerza resistente (tf)
Piso 4	0,155	0,124
Piso 3	0,384	0,307
Piso 2	0,575	0,460
Piso 1	0,767	

Tabla 58

Evaluación de irregularidad de resistencia del modelo bidimensional de cinco niveles

	Fuerza resistente (tf)	80% de la fuerza resistente (tf)
Piso 5	0,129	0,103
Piso 4	0,321	0,257
Piso 3	0,481	0,385
Piso 2	0,642	0,514
Piso 1	0,802	

Tabla 59*Evaluación de irregularidad de resistencia del modelo bidimensional de seis niveles*

	Fuerza resistente (tf)	80% de la fuerza resistente (tf)
Piso 6	0,110	0,088
Piso 5	0,274	0,219
Piso 4	0,413	0,330
Piso 3	0,551	0,441
Piso 2	0,690	0,088
Piso 1	0,830	0,219

Como ninguno de los valores de resistencia es menor al 80% de la resistencia del inmediato superior, la estructura planteada es regular en resistencia según el criterio de la Norma E.030.

Para establecer la regularidad en masa o peso, el Reglamento Nacional de Edificaciones establece que es necesario que el peso de un piso sea menor que 1,5 veces el piso adyacente. La comparación de los pesos sísmicos obtenidos por entrepiso y el criterio normado se encuentra a disposición desde la Tabla 60 hasta la Tabla 64.

Tabla 60*Evaluación de irregularidad de masa o peso del modelo bidimensional de dos niveles*

	Peso sísmico (tf)	1,5 veces el peso sísmico (tf)
Piso 2	2,698	4,047
Piso 1	3,346	5,019

Tabla 61*Evaluación de irregularidad de masa o peso del modelo bidimensional de tres niveles*

	Peso sísmico (tf)	1,5 veces el peso sísmico (tf)
Piso 3	2,698	4,047
Piso 2	3,346	5,019
Piso 1	3,346	5,019

Tabla 62*Evaluación de irregularidad de masa o peso del modelo bidimensional de cuatro niveles*

	Peso sísmico (tf)	1,5 veces el peso sísmico (tf)
Piso 4	2,698	4,047
Piso 3	3,346	5,019
Piso 2	3,346	5,019
Piso 1	3,346	5,019

Tabla 63*Evaluación de irregularidad de masa o peso del modelo bidimensional de cinco niveles*

	Peso sísmico (tf)	1,5 veces el peso sísmico (tf)
Piso 5	2,698	4,047
Piso 4	3,346	5,019
Piso 3	3,346	5,019
Piso 2	3,346	5,019
Piso 1	3,346	5,019

Tabla 64*Evaluación de irregularidad de masa o peso del modelo bidimensional de seis niveles*

	Peso sísmico (tf)	1,5 veces el peso sísmico (tf)
Piso 6	2,698	4,047
Piso 5	3,346	5,019
Piso 4	3,346	5,019
Piso 3	3,346	5,019
Piso 2	3,346	5,019
Piso 1	3,346	5,019

Como los valores de peso de cada entrepiso se encuentran dentro del rango de regularidad normado, la estructura planteada es regular en peso. Con esta información, se obtuvieron todos los factores de irregularidad en altura presentes en la Tabla 65.

Tabla 65

Irregularidades estructurales en altura para los modelos planos

Irregularidad	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad de rigidez	1
Irregularidad de resistencia	1
Irregularidad extrema de rigidez	1
Irregularidad extrema de resistencia	1
Irregularidad de masa o peso	1
Irregularidad geométrica vertical	1
Discontinuidad en los sistemas resistentes	1
Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	1

Después de esta verificación, es posible afirmar que la estructura es regular y, por lo tanto, que el coeficiente de reducción escogido inicialmente es el apropiado para todos los casos. Para ilustrar mejor el desplazamiento lateral obtenido y el valor amplificado, se grafican los desplazamientos desde la Figura 32 hasta la Figura 36.

Figura 32

Desplazamientos laterales del modelo bidimensional de dos niveles

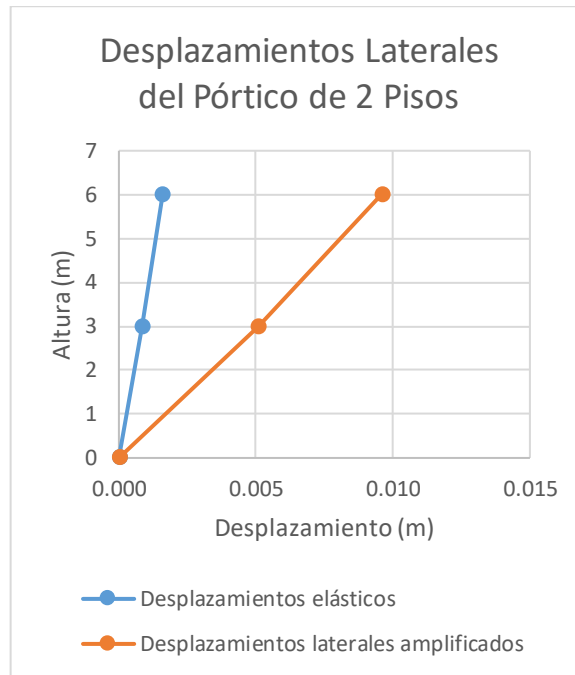


Figura 33

Desplazamientos laterales del modelo bidimensional de tres niveles

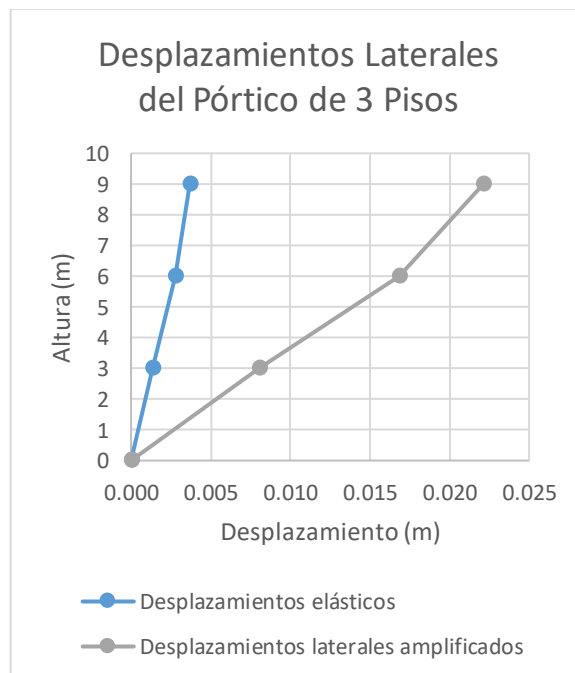


Figura 34

Desplazamientos laterales del modelo bidimensional de cuatro niveles

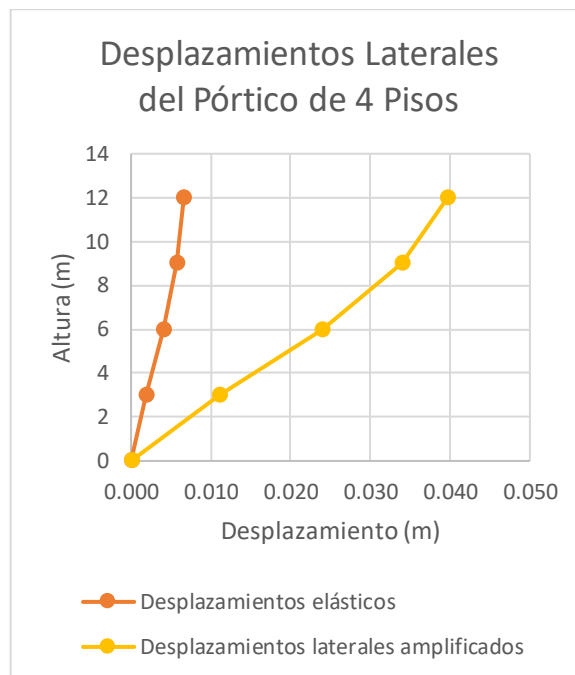


Figura 35

Desplazamientos laterales del modelo bidimensional de cinco niveles

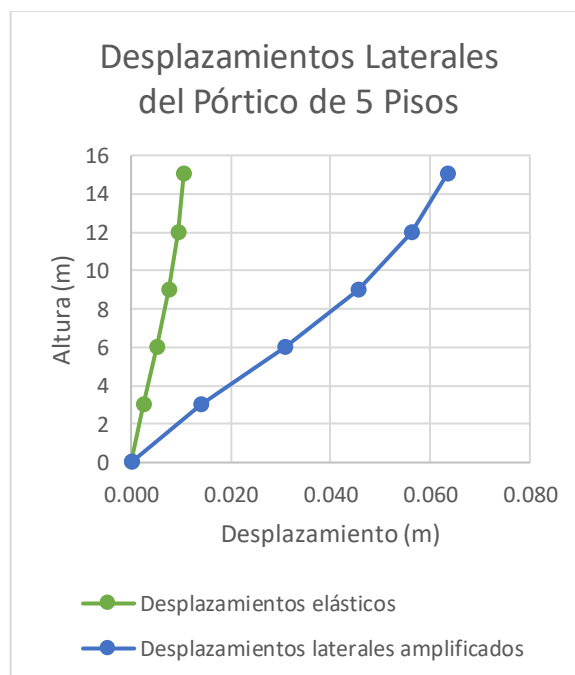
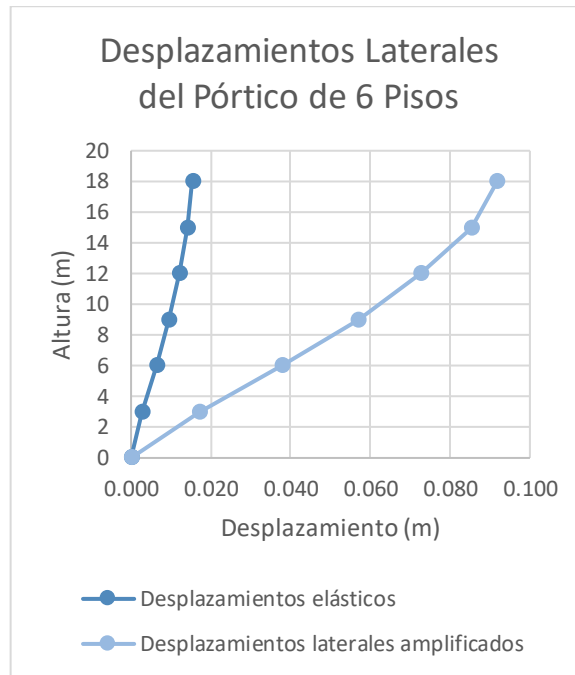


Figura 36

Desplazamientos laterales del modelo bidimensional de seis niveles



5.2 Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral permite identificar la respuesta estructural del modelo ante la acción sísmica mediante la oscilación de masas y rigideces al aplicar una pseudoaceleración en sus elementos.

En primer lugar, se deben identificar las formas de modo de vibración de la estructura. Para ello, se utilizó el método de eigenvalores que relaciona la matriz de masas y la matriz de rigideces de la estructura a través de la ecuación característica desarrollada en la Ec. 36. Con esta ecuación; donde M es la matriz de masas, y K , la de rigideces; se obtuvo la frecuencia circular ω y, por consecuencia, el periodo natural del pórtico estudiado según la cantidad de grados de libertad existentes en la vibración. En todos los modelos planos analizados, la cantidad de masas corresponden a la cantidad de niveles que tiene la estructura. Por ejemplo, el modelo de seis niveles está compuesto de seis masas, y, por consiguiente, se obtuvieron seis valores absolutos de periodo.

$$\det(K - \omega^2 M) = 0 \quad (36)$$

Siguiendo las instrucciones previas, se obtuvieron las matrices de masas en base a los metrados obtenidos de los pórticos modelo y los pesos sísmicos por piso.

$$K_{2 \text{ niveles}} = \begin{bmatrix} 0,3411 & 0 \\ 0 & 0,2750 \end{bmatrix} \text{tf} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

$$K_{3 \text{ niveles}} = \begin{bmatrix} 0,3411 & 0 & 0 \\ 0 & 0,3411 & 0 \\ 0 & 0 & 0,2750 \end{bmatrix} \text{tf} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

$$K_{4 \text{ niveles}} = \begin{bmatrix} 0,3411 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,3411 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0,3411 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,2750 \end{bmatrix} \text{tf} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

$$M_{5 \text{ niveles}} = \begin{bmatrix} 0,3411 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,3411 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0,3411 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,3411 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0,2750 \end{bmatrix} \text{tf} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

$$M_{6 \text{ niveles}} = \begin{bmatrix} 0,3411 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,3411 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0,3411 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,3411 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0,3411 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,2750 \end{bmatrix} \text{tf} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

Encontrando la ecuación determinante planteada, se identificaron las frecuencias circulares plasmadas entre la Tabla 66 y la Tabla 70.

Tabla 66

Periodos y frecuencias naturales por piso para el modelo bidimensional de dos niveles

Piso	ω_n (rad/s)	T_n (s)	f_n (Hz)
1	35,9973	0,1745	5,7291
2	98,7235	0,0636	15,7123

Tabla 67*Periodos y frecuencias naturales por piso para el modelo bidimensional de tres niveles*

Piso	ω_n (rad/s)	T_n (s)	f_n (Hz)
1	24,4893	0,2566	3,8976
2	72,0384	0,0872	11,4653
3	110,4547	0,0569	17,5794

Tabla 68*Periodos y frecuencias naturales por piso para el modelo bidimensional de cuatro niveles*

Piso	ω_n (rad/s)	T_n (s)	f_n (Hz)
1	18,5052	0,3395	2,9452
2	55,3893	0,1134	8,8155
3	89,9081	0,0699	14,3093
4	115,9416	0,0542	18,4527

Tabla 69*Periodos y frecuencias naturales por piso para el modelo bidimensional de cinco niveles*

Piso	ω_n (rad/s)	T_n (s)	f_n (Hz)
1	14,8167	0,4241	2,3581
2	44,2824	0,1419	7,0478
3	74,8634	0,0839	11,9149
4	99,2711	0,0633	15,7995
5	117,0751	0,0537	18,6331

Tabla 70*Periodos y frecuencias naturales por piso para el modelo bidimensional de seis niveles*

Piso	ω_n (rad/s)	T_n (s)	f_n (Hz)
1	12,3362	0,5093	1,9634
2	37,0400	0,1696	5,8951
3	62,8920	0,0999	10,0096
4	86,3347	0,0728	13,7406
5	106,7844	0,0588	16,9953
6	118,1311	0,0532	18,8011

Con las frecuencias circulares obtenidas, se utilizó la parte de la Ec. 36 contenida dentro del determinante para encontrar formas de modo absolutas con la Ec. 37, donde X representa el modo de vibración expresado como vector en función al modo del primer piso. Encontrando la masa efectiva de cada forma de modo, se pudo normalizar los valores para obtener modos de vibración con valores que no se encontraran en función del valor de la forma de vibración en alguno de los componentes del vector. Los modos de vibración normalizados para cada uno de los modelos se grafican desde la Figura 37 hasta la Figura 56.

$$[K - \omega^2 M] \cdot [X] = [0] \quad (37)$$

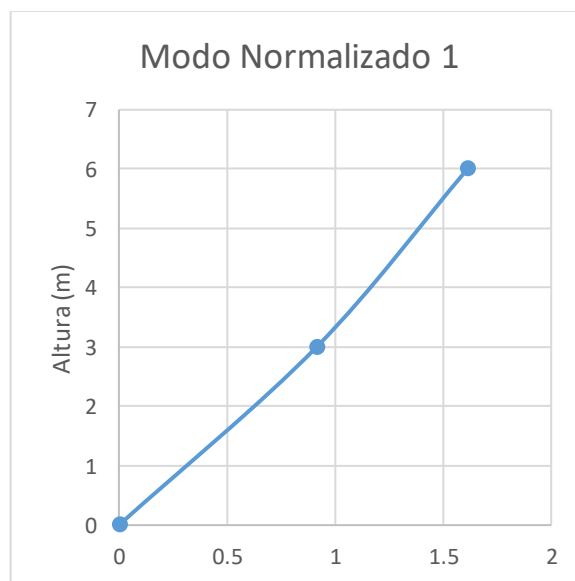
Figura 37*Modo de vibración del modelo bidimensional de dos niveles cuando $T = 0,1745$ s*

Figura 38

Modo de vibración del modelo bidimensional de dos niveles cuando $T = 0,0636 s$

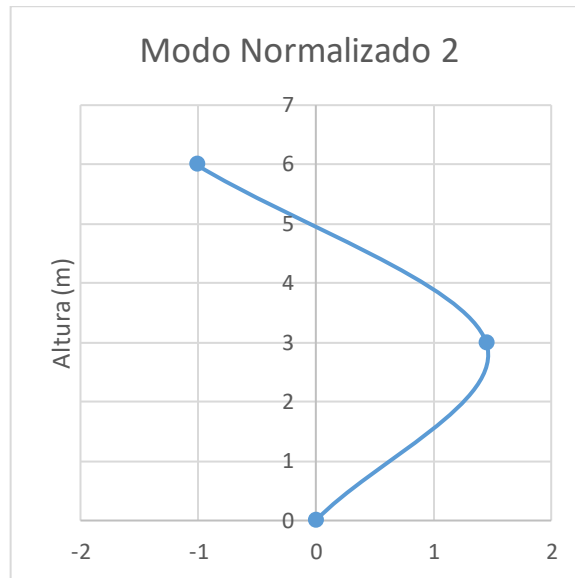


Figura 39

Modo de vibración del modelo bidimensional de tres niveles cuando $T = 0,2566 s$

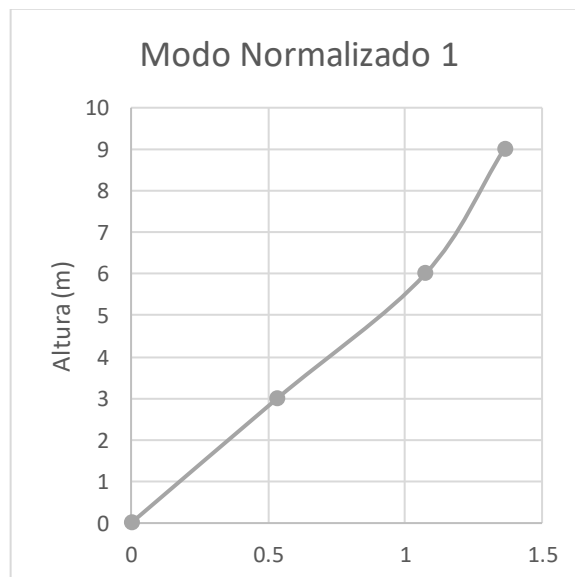


Figura 40

Modo de vibración del modelo bidimensional de tres niveles cuando $T = 0,0872$ s

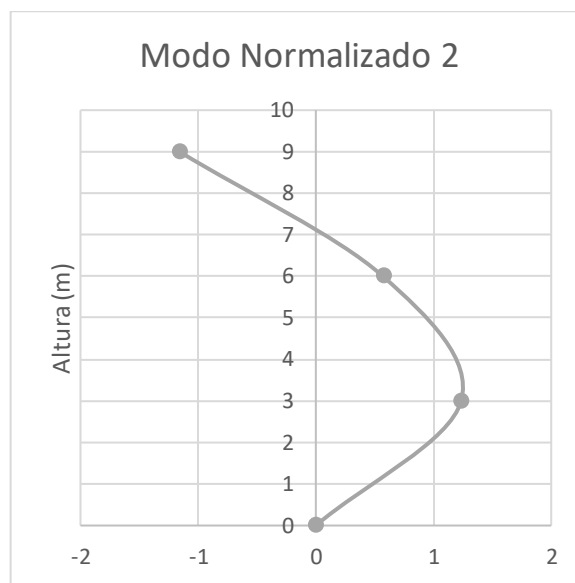


Figura 41

Modo de vibración del modelo bidimensional de tres niveles cuando $T = 0,0569$ s

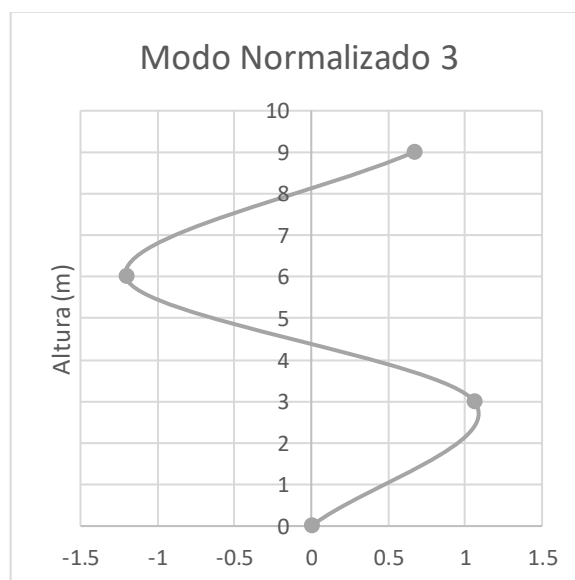


Figura 42

Modo de vibración del modelo bidimensional de cuatro niveles cuando $T = 0,3395$ s

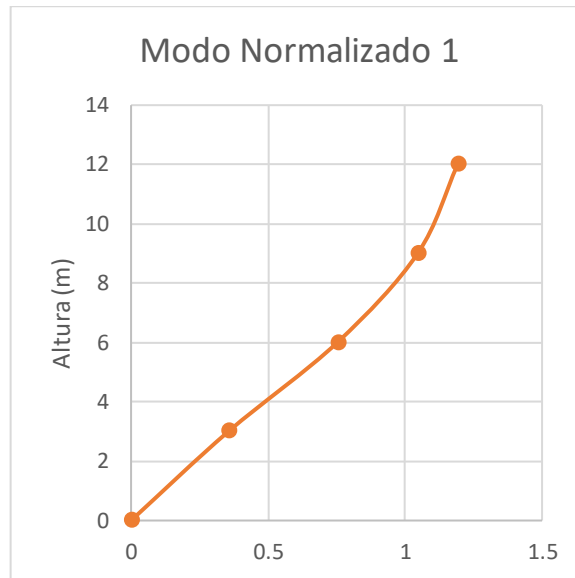


Figura 43

Modo de vibración del modelo bidimensional de cuatro niveles cuando $T = 0,1134$ s

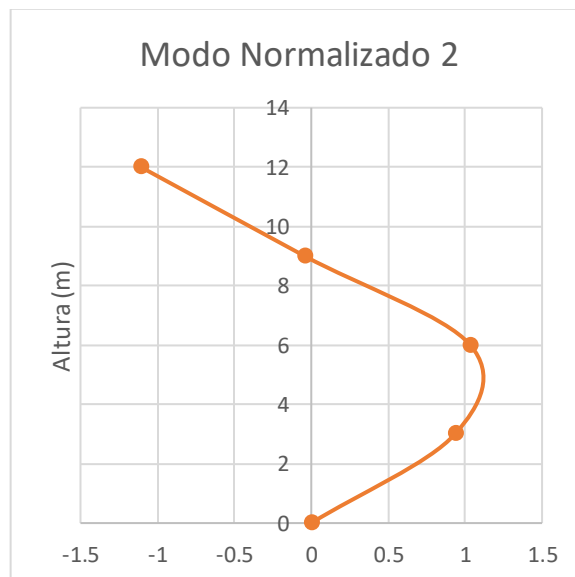


Figura 44

Modo de vibración del modelo bidimensional de cuatro niveles cuando $T = 0,0699$ s

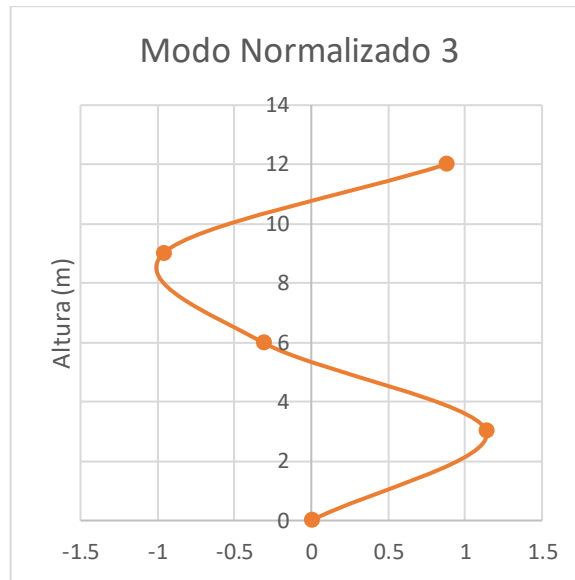


Figura 45

Modo de vibración del modelo bidimensional de cuatro niveles cuando $T = 0,0542$ s

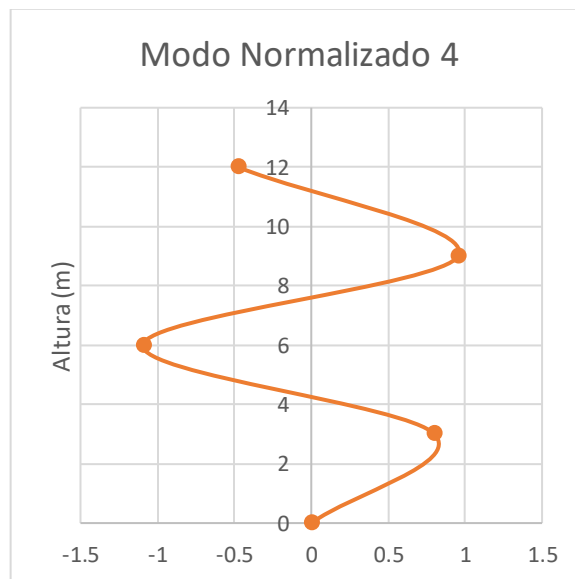


Figura 46

Modo de vibración del modelo bidimensional de cinco niveles cuando $T = 0,4241$ s

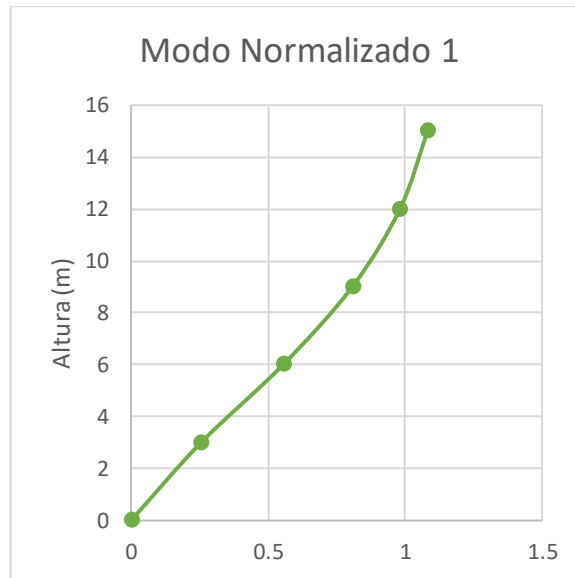


Figura 47

Modo de vibración del modelo bidimensional de cinco niveles cuando $T = 0,1419$ s

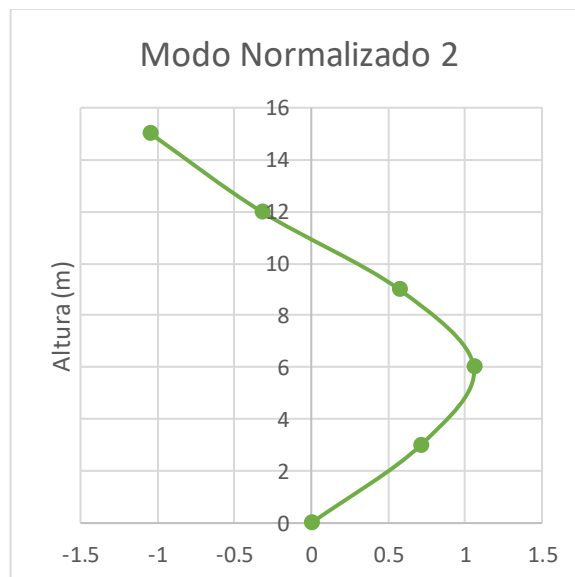


Figura 48

Modo de vibración del modelo bidimensional de cinco niveles cuando $T = 0,0839$ s

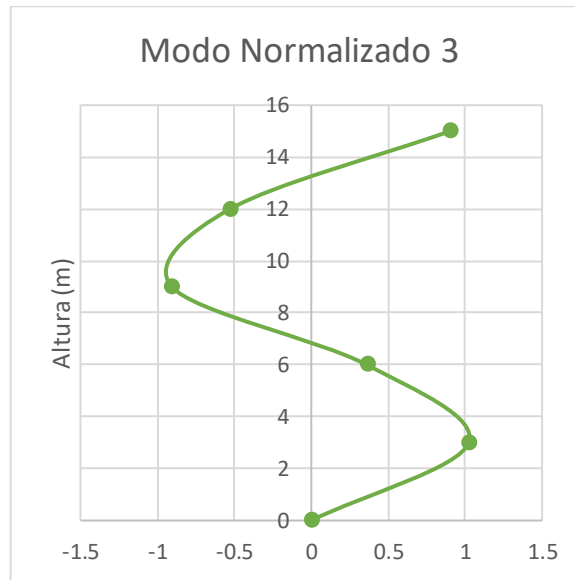


Figura 49

Modo de vibración del modelo bidimensional de cinco niveles cuando $T = 0,0633$ s

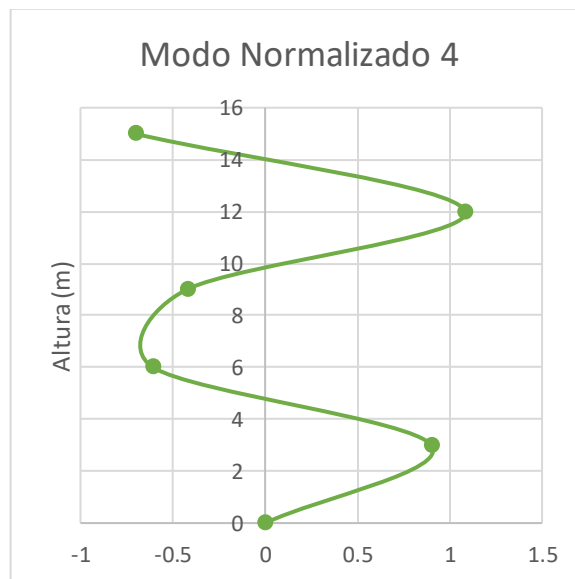


Figura 50

Modo de vibración del modelo bidimensional de cinco niveles cuando $T = 0,0537 s$

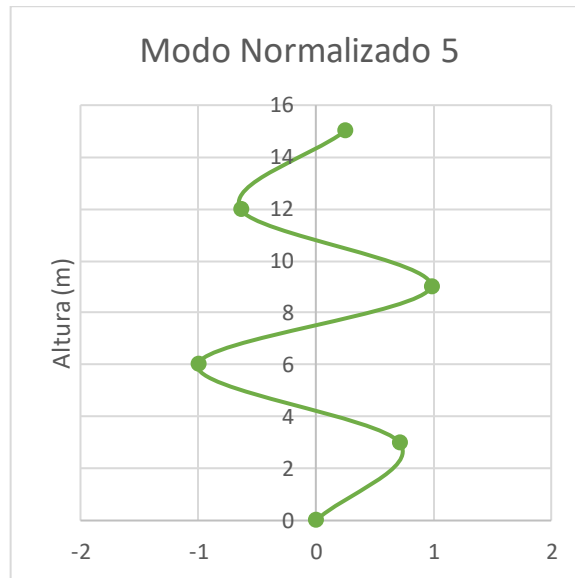


Figura 51

Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,5093 s$

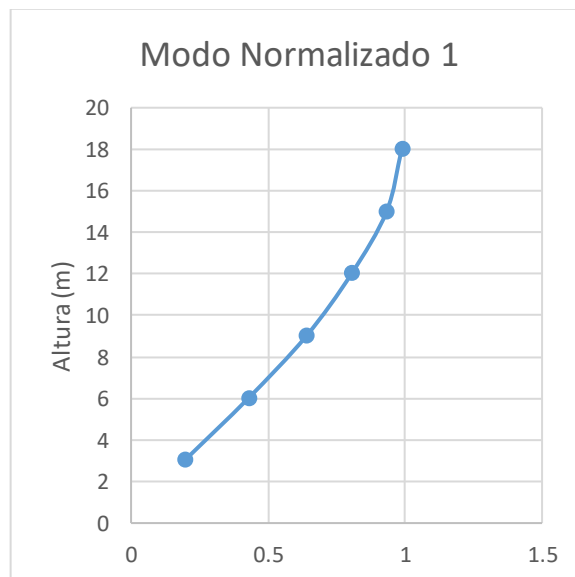


Figura 52

Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,1696$ s

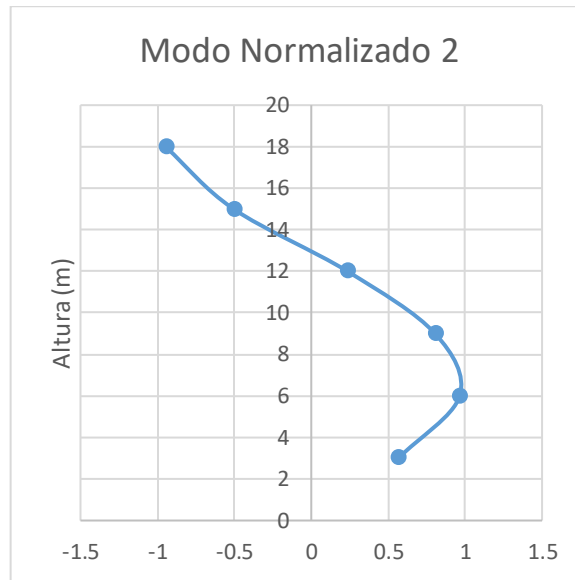


Figura 53

Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,0999$ s

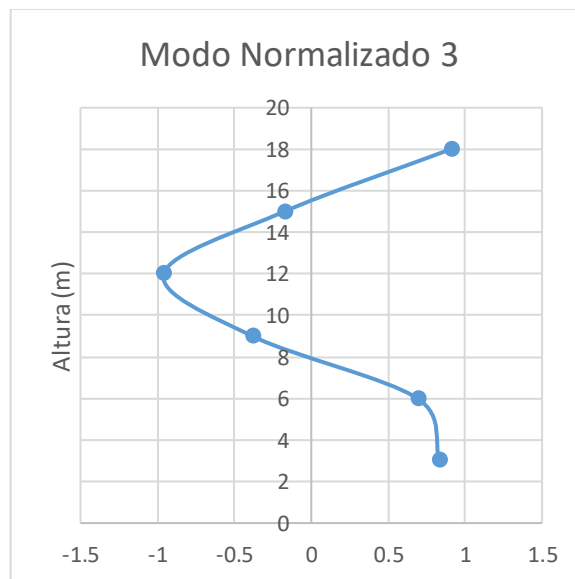


Figura 54

Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,0728$ s

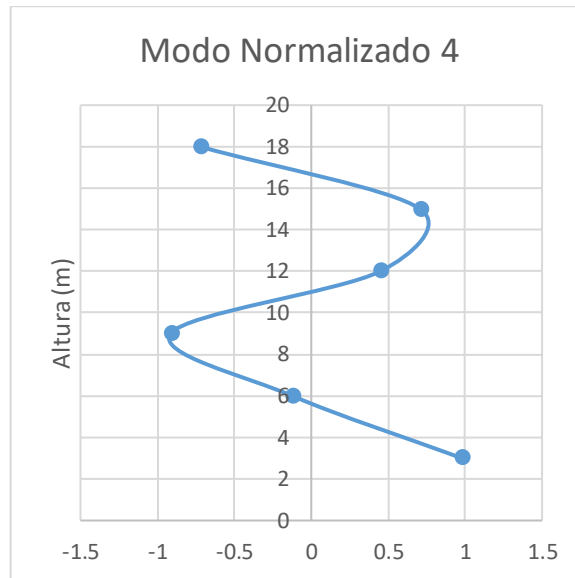


Figura 55

Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,0588$ s

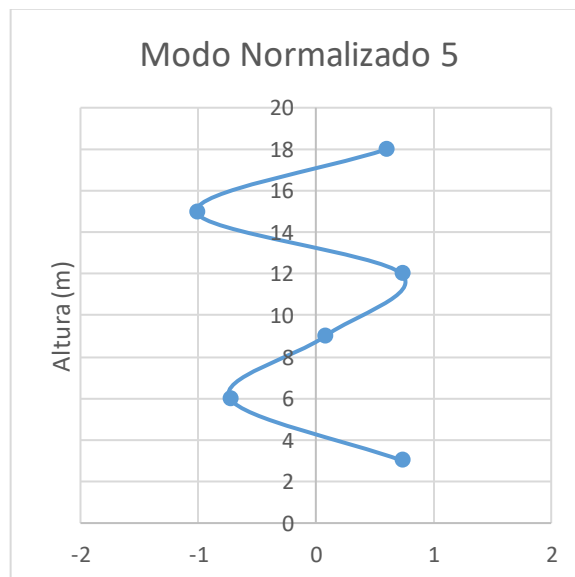
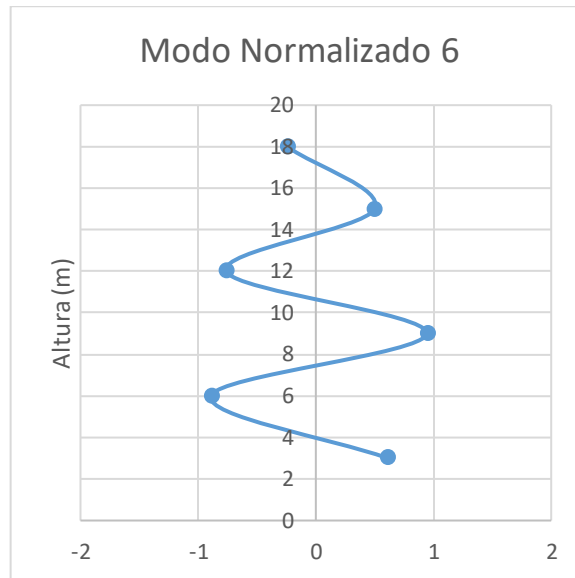


Figura 56

Modo de vibración del modelo bidimensional de seis niveles cuando $T = 0,0532$ s



Para decidir los modos con mayor influencia dentro del comportamiento de los pórticos, se estimaron los porcentajes de masa efectiva en cada uno de los modos y se tomó con mayor importancia los modos con mayor porcentaje de participación en el modo. Los resultados de la estimación de propiedades modales se encuentran organizados desde la Tabla 71 hasta la Tabla 75.

Tabla 71*Propiedades modales generalizadas para el modelo bidimensional de dos niveles*

	Modo 1	Modo 2
T (s)	0,1745	0,0636
Masa generalizada	1	1
Masa participante	0,75525	0,21377
Factor de participación Γ	0,75525	0,21377
Rigidez generalizada	1295,8050	9746,3211
Masa efectiva	0,57041	0,04570
Porcentaje de masa efectiva	92,58%	7,42%

Tabla 72*Propiedades modales generalizadas para el modelo bidimensional de tres niveles*

	Modo 1	Modo 2	Modo 3
T (s)	0,2566	0,0872	0,0569
Masa generalizada	1	1	1
Masa participante	0,92256	0,29732	0,13291
Factor de participación Γ	0,92256	0,29732	0,13291
Rigidez generalizada	599,7259	5189,5243	12200,2417
Masa efectiva	0,85112	0,08840	0,01767
Porcentaje de masa efectiva	88,92%	9,24%	1,85%

Tabla 73*Propiedades modales generalizadas para el modelo bidimensional de cuatro niveles*

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
T (s)	0,3395	0,1134	0,0699	0,0542
Masa generalizada	1	1	1	1
Masa participante	1,06236	0,35169	0,19273	0,09389
Factor de participación Γ	1,06236	0,35169	0,19273	0,09389
Rigidez generalizada	342,4406	3067,9766	8083,4670	13442,4653
Masa efectiva	1,12862	0,12369	0,03715	0,00882
Porcentaje de masa efectiva	86,93%	9,53%	2,86%	0,68%

Tabla 74*Propiedades modales generalizadas para el modelo bidimensional de cinco niveles*

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
T (s)	0,4241	0,1419	0,0839	0,0633	0,0537
Masa generalizada	1	1	1	1	1
Masa participante	1,18393	0,40014	0,23119	0,13152	0,08237
Factor de participación Γ	1,18393	0,40014	0,23119	0,13152	0,08237
Rigidez generalizada	219,5339	1960,9270	5604,5259	9854,7499	13706,5681
Masa efectiva	1,40170	0,16012	0,05345	0,01730	0,00679
Porcentaje de masa efectiva	85,50%	9,77%	3,26%	1,06%	0,41%

Tabla 75*Propiedades modales generalizadas para el modelo bidimensional de seis niveles*

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6
T (s)	0,5093	0,1696	0,0999	0,0728	0,0588	0,5532
Masa generalizada	1	1	1	1	1	1
Masa participante	1,29399	0,44386	0,25192	0,17674	0,09702	0,07002
Factor de participación Γ	1,29399	0,44386	0,25192	0,17674	0,09702	0,07002
Rigidez generalizada	152,1816	1371,9590	3955,4045	7453,6748	11402,9038	13954,9530
Masa efectiva	1,67440	0,19701	0,06346	0,03124	0,00941	0,00490
Porcentaje de masa efectiva	84,55%	9,95%	3,20%	1,58%	0,48%	0,25%

Relacionando la rigidez, masas participantes de cada modo y la pseudoaceleración obtenida de los parámetros sísmicos y la gravedad, se obtienen los desplazamientos laterales por piso ordenados por modo desde la Tabla 76 hasta la Tabla 80.

Tabla 76*Desplazamientos laterales (m) del modelo bidimensional de dos niveles según modo de vibración*

	Modo 1	Modo 2
Piso 1	0,0007719	0,0000460
Piso 2	0,0013611	-0,0000323

Tabla 77

Desplazamientos laterales (m) del modelo bidimensional de tres niveles según modo de vibración

	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Piso 1	0,0011883	0,0001025	0,0000167
Piso 2	0,0023927	0,0000473	-0,0000190
Piso 3	0,0030335	-0,0000961	0,0000105

Tabla 78

Desplazamientos laterales (m) del modelo bidimensional de cuatro niveles según modo de vibración

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Piso 1	0,0015957	0,0001551	0,0000393	0,0000081
Piso 2	0,0033828	0,0001716	-0,0000108	-0,0000111
Piso 3	0,0046997	-0,0000072	-0,0000332	0,0000097
Piso 4	0,0053557	-0,0001839	0,0000301	-0,0000048

Tabla 79

Desplazamientos laterales (m) del modelo bidimensional de cinco niveles según modo de vibración

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
Piso 1	0,0019940	0,0002101	0,0000611	0,0000174	0,0000062
Piso 2	0,0043325	0,0003122	0,0000215	-0,0000117	-0,0000088
Piso 3	0,0063066	0,0001690	-0,0000541	-0,0000082	0,0000085
Piso 4	0,0076653	-0,0000957	-0,0000315	0,0000210	-0,0000056
Piso 5	0,0084544	-0,0003086	0,0000540	-0,0000136	0,0000022

Tabla 80

Desplazamientos laterales (m) del modelo bidimensional de seis niveles según modo de vibración

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6
Piso 1	0,0023901	0,0002653	0,0000769	0,0000337	0,0000091	0,0000044
Piso 2	0,0052639	0,0004520	0,0000637	-0,0000042	-0,0000090	-0,0000065
Piso 3	0,0078722	0,0003771	-0,0000353	-0,0000314	0,0000010	0,0000069
Piso 4	0,0099055	0,0001101	-0,0000885	0,0000154	0,0000090	-0,0000055
Piso 5	0,0114857	-0,0002367	-0,0000161	0,0000243	-0,0000125	0,0000036
Piso 6	0,0121647	-0,0004439	0,0000837	-0,0000248	0,0000074	-0,0000018

Acorde a los datos de la Tabla 71, se seleccionaron los dos modos existentes al contener porcentajes de participación de masa significativos, mientras que desde la Tabla 72 hasta la Tabla 75 se escogieron los tres primeros modos, permitiéndose obviar los modos restantes al tener masa participante de menor representatividad.

De acuerdo con la Norma Técnica E.030, es posible combinar los desplazamientos de los modos más importantes para obtener la respuesta estructural final en términos de desplazamientos, fuerzas y reacciones. En ese sentido, desde la Tabla 81 hasta la Tabla 85, se combinan por nivel los valores de desplazamiento obtenidos del análisis modal para estimar la respuesta máxima elástica esperada r y la deriva de entrepiso correspondiente.

Tabla 81

Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r y derivas del modelo bidimensional de dos niveles

	Suma de Valores Absolutos	SRSS	r (m)	Derivas (m/m)
Piso 1	0,00082	0,00077	0,00078	0,00026
Piso 2	0,00139	0,00136	0,00137	0,00020

Tabla 82

Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r y derivas del modelo bidimensional de tres niveles

	Suma de Valores Absolutos	SRSS	r (m)	Derivas (m/m)
Piso 1	0,00131	0,00119	0,00122	0,00041
Piso 2	0,00246	0,00239	0,00241	0,00040
Piso 3	0,00314	0,00303	0,00306	0,00022

Tabla 83

Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r y derivas del modelo bidimensional de cuatro niveles

	Suma de Valores Absolutos	SRSS	r (m)	Derivas (m/m)
Piso 1	0,00179	0,00160	0,00165	0,00055
Piso 2	0,00357	0,00339	0,00343	0,00059
Piso 3	0,00474	0,00470	0,00471	0,00043
Piso 4	0,00557	0,00536	0,00541	0,00023

Tabla 84

Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r y derivas del modelo bidimensional de cinco niveles

	Suma de Valores Absolutos	SRSS	r (m)	Derivas (m/m)
Piso 1	0,00227	0,00201	0,00207	0,00069
Piso 2	0,00467	0,00434	0,00442	0,00078
Piso 3	0,00653	0,00631	0,00636	0,00065
Piso 4	0,00779	0,00767	0,00770	0,00044
Piso 5	0,00882	0,00846	0,00855	0,00028

Tabla 85

Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r y derivas del modelo bidimensional de seis niveles

	Suma de Valores Absolutos	SRSS	r (m)	Derivas (m/m)
Piso 1	0,00273	0,00241	0,00249	0,00083
Piso 2	0,00578	0,00528	0,00541	0,00097
Piso 3	0,00828	0,00788	0,00798	0,00086
Piso 4	0,01010	0,00991	0,00996	0,00066
Piso 5	0,01174	0,01149	0,01155	0,00053
Piso 6	0,01269	0,01217	0,01230	0,00025

Los desplazamientos laterales resultado de la combinación de los valores del análisis modal se organizan visualmente desde la Figura 57 hasta la Figura 61.

Figura 57

Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r del modelo bidimensional de dos niveles



Figura 58

Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r del modelo bidimensional de tres niveles



Figura 59

Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r del modelo bidimensional de cuatro niveles



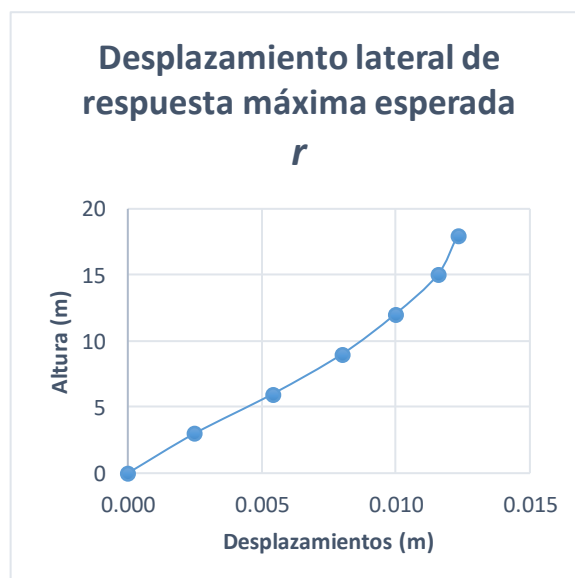
Figura 60

Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r del modelo bidimensional de cinco niveles



Figura 61

Desplazamientos laterales de respuesta máxima elástica esperada r del modelo bidimensional de seis niveles



6 Respuestas Estructurales de Modelos Tridimensionales

Después de la familiarización con el proceso de análisis estructural convencional de forma más explícita, se utilizó el conocimiento adquirido para comprender el funcionamiento del análisis estructural a través del software de modelamiento. Los casos de estudio planteados fueron metrados de forma similar que los modelos planos y sufrieron acciones de carga según las metodologías planteadas de análisis estructural convencional con cargas gravitacionales y análisis por secuencia constructiva, con el objetivo de reflejar los efectos de los distintos tipos de cargas en la respuesta estructural. Consecuentemente, se utilizó primero la metodología de análisis estructural convencional a fin de obtener los esfuerzos necesarios para el diseño que se obtendrían regularmente en un proyecto estructural y, después, se empleó el análisis por secuencia constructiva.

En el modelamiento por ETABS v18, las columnas y las vigas fueron consideradas como elementos *frame*, mientras que las dos placas estructurales presentes en el primer edificio fueron modeladas como elementos *shell* con las dimensiones establecidas para todas las plantas. No se consideró subdividir los elementos *shell* al no estar dentro del alcance de la investigación las deflexiones fuera del plano ni esfuerzos en las losas o muros, ni un análisis por elementos finitos. El factor de rigidez considerado para los brazos rígidos en las vigas fue de 0,50.

El análisis de los modelos de estudio requiere la estimación de los pesos y fuerzas actuantes en el modelo. Los valores de carga muerta se detallaron en la Tabla 23, Tabla 24, Tabla 25 y Tabla 26; los valores de carga viva, en la Tabla 27, Tabla 28 y Tabla 29; y los coeficientes sísmicos, en la Tabla 30, Tabla 31 y Tabla 32.

Luego del proceso de estimación, las cargas son amplificadas por una serie de combinaciones de carga que relacionan la carga muerta, la carga viva y la carga sísmica. Para los tres modelos tridimensionales, se usaron combinaciones de carga para la fuerza sísmica en ambas direcciones de análisis y se encontró la envolvente. La Norma Técnica E.060 establece las combinaciones de carga que contemplan la influencia predominante de carga viva, carga muerta y carga sísmica en la edificación, por lo cual se hacen las amplificaciones respectivas y se obtiene la envolvente. Las combinaciones utilizadas corresponden a la Ec. 38, Ec. 39 y Ec. 40.

$$U = 1,4CM + 1,7CV \quad (38)$$

$$U = 1,25(CM + CV) \pm CS \quad (39)$$

$$U = 0,9CM \pm CS \quad (40)$$

Donde CM es la carga muerta, comprendida por el peso propio de la edificación, CV es la carga viva y CS es la carga sísmica.

6.1 Análisis Estructural Convencional

Debido a que este tipo de análisis considera la construcción de la edificación como una sola etapa, las amplificaciones de las cargas actuantes se hicieron considerando todos los elementos presentes cuando la edificación se encuentra terminada, por lo cual no existe necesidad de separar en grupos según el nivel en el que se encuentren. Una vez amplificadas las cargas, se tomaron los valores máximos de la resistencia combinada y se obtuvieron los diagramas de fuerza axial, fuerza cortante y momento flector de los elementos. Estos diagramas se encuentran desde el Anexo A hasta el Anexo F para el modelo de cinco niveles, desde el Anexo G hasta el Anexo L para el modelo de diez niveles, y desde el Anexo M hasta el Anexo O para el modelo de quince niveles.

Con la obtención y organización del estado de las fuerzas en la estructura a través de los diagramas, también se calcularon los desplazamientos laterales máximos y las distorsiones de entrepiso máximas para los tres casos de estudio analizados, representados mediante tablas por dirección de análisis y gráficos de respuesta estructural relacionando la altura de la edificación con el desplazamiento o distorsión, según corresponda.

Asimismo, la información obtenida y organizada permitió verificar si la suposición de coeficiente de reducción inicial con valor igual a 8 cumplía con los criterios de regularidad asumidos. Los criterios evaluados corresponden a los indicados en la Tabla 45 y Tabla 46.

Las confirmaciones de regularidad se realizaron con un fin analítico y explicativo en el mecanismo de sensibilización. Por lo tanto, en esta sección del trabajo, las verificaciones fueron concisas y pertinentes, de tal manera que solo se muestran los procedimientos sobresalientes. En planta, se muestra el proceso de verificación por irregularidad torsional, mientras que, en altura, la verificación de irregularidad por masa o peso y la verificación de irregularidad geométrica vertical.

Mediante una inspección visual de la configuración en planta de los tres modelos, fue posible analizar criterios de regularidad de manera preliminar. Considerando que todas las

configuraciones en planta son rectangulares, todos los ejes son paralelos y que no se contempla ningún vacío en los diafragmas, se pueden asignar los valores de la Tabla 86 a las irregularidades correspondientes.

Tabla 86

Factores de irregularidad en planta preliminares en los modelos no planos

Irregularidad	Factor de Irregularidad I_p
Esquinas entrantes	1
Discontinuidad del diafragma	1
Sistemas no paralelos	1

Las irregularidades en planta restantes a evaluar son la irregularidad torsional y la irregularidad torsional extrema. Para cumplir con esta evaluación, fue necesario determinar primero si la deriva cumple con las condiciones establecidas en la Ec. 35 en ambas direcciones. Los datos para la evaluación de este criterio inicial están distribuidos en la Tabla 87.

Tabla 87

Evaluación de irregularidad torsional para el modelo de cinco pisos

	Dirección X (m)	Dirección Y (m)	50% de Δ_i/h_{ei}
Modelo de cinco pisos	0,000809	0,001455	0,0035
Modelo de diez pisos	0,002757	0,002754	0,0035
Modelo de quince pisos	0,002452	0,002625	0,0035

Considerando que la condición no se cumple, la evaluación por irregularidad torsional no es pertinente en ninguno de los casos de estudio. Con esta nueva información, se obtienen los factores de irregularidad en planta de la Tabla 88.

Tabla 88*Irregularidades estructurales en planta para los modelos planos*

Irregularidad	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad torsional	1
Irregularidad torsional extrema	1
Esquinas entrantes	1
Discontinuidad del diafragma	1
Sistemas no paralelos	1

El análisis visual de los modelos de estudio permitió detectar, de manera similar a lo realizado para el análisis de irregularidades en planta, que ningún desplazamiento de eje ni cambio de orientación ha sido planteado en ninguno de los elementos resistentes a fuerza sísmica. Asimismo, las dimensiones de los elementos resistentes son idénticas en cada uno de los niveles, salvo en el primer nivel del modelo de cinco pisos. Con esta consideración, puede descartarse el análisis de las irregularidades en altura presentes en la Tabla 89.

Tabla 89*Factores de irregularidad en altura preliminares en los modelos no planos*

Irregularidad	Factor de Irregularidad I_a
Discontinuidad en los sistemas resistentes	1
Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	1

Las irregularidades en altura restantes siguieron el mismo proceso de evaluación utilizado para los modelos de sensibilización. Como ningún elemento resistente a sismos en ninguno de los modelos presenta cambios de sección ni variaciones de dimensión longitudinal o transversal, fueron suficientes las alturas de entrepiso para verificar si existe una irregularidad geométrica vertical. La Norma E.030 establece que la dimensión del elemento en pisos adyacentes debe ser mayor que 1,3 veces la correspondiente al piso evaluado para considerarse como irregular. En la Tabla 90, se distribuye la información de alturas para compararlas con el criterio establecido solo para el modelo de cinco pisos.

Tabla 90*Evaluación de irregularidad geométrica vertical para el modelo de cinco pisos*

	Dimensión vertical (m)	1,3 veces la dimensión (m)
Piso 5	2,75	3,575
Piso 4	2,75	3,575
Piso 3	2,75	3,575
Piso 2	2,75	3,575
Piso 1	3,05	3,965

Como no se cumple con el criterio de irregularidad normado, los modelos planteados son regulares en geometría vertical según el criterio de la Norma E.030.

Considerando que existe una carga viva de valor idéntico en los modelos, para verificar la regularidad en peso, solo fueron necesarios los valores del peso propio de la edificación por nivel. La comparación de los pesos por entrepiso y el criterio normado para establecer la regularidad en masa o peso se encuentra a disposición desde la Tabla 91 hasta la Tabla 93.

Tabla 91*Evaluación de irregularidad de masa o peso para el modelo de cinco pisos*

	Peso Propio (tf)	1,5 veces el peso propio (tf)
Piso 5	119,03	178,55
Piso 4	131,51	197,27
Piso 3	131,51	197,27
Piso 2	131,51	197,27
Piso 1	134,23	201,35

Tabla 92*Evaluación de irregularidad de masa o peso para el modelo de diez pisos*

	Peso Propio (tf)	1,5 veces el peso propio (tf)
Piso 10	170,43	255,65
Piso 9	176,10	264,15
Piso 8	176,10	264,15
Piso 7	176,10	264,15
Piso 6	176,10	264,15
Piso 5	176,10	264,15
Piso 4	176,10	264,15
Piso 3	176,10	264,15
Piso 2	176,10	264,15
Piso 1	176,10	264,15

Tabla 93*Evaluación de irregularidad de masa o peso para el modelo de quince pisos*

	Peso Propio (tf)	1,5 veces el peso propio (tf)
Piso 15	137,13	205,70
Piso 14	155,13	232,70
Piso 13	155,13	232,70
Piso 12	155,13	232,70
Piso 11	155,13	232,70
Piso 10	155,13	232,70
Piso 9	155,13	232,70
Piso 8	155,13	232,70
Piso 7	155,13	232,70
Piso 6	155,13	232,70
Piso 5	155,13	232,70
Piso 4	155,13	232,70
Piso 3	155,13	232,70
Piso 2	155,13	232,70
Piso 1	155,13	232,70

Como los valores de peso de cada entrepiso se encuentran dentro del rango de regularidad normado, la estructura planteada es regular en peso. Con esta nueva información, se obtienen todos los factores de irregularidad en altura presentes en la Tabla 94.

Tabla 94*Irregularidades estructurales en altura para los modelos planos*

Irregularidad	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad de rigidez	1
Irregularidad de resistencia	1
Irregularidad extrema de rigidez	1
Irregularidad extrema de resistencia	1
Irregularidad de masa o peso	1
Irregularidad geométrica vertical	1
Discontinuidad en los sistemas resistentes	1
Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	1

Con la confirmación de la suposición correcta del coeficiente de reducción mediante la inspección de irregularidades, es factible tomar los resultados del análisis sísmico como fidedignos. Los desplazamientos laterales del modelo de cinco pisos se encuentran organizados en la Tabla 95 y la Figura 62, mientras que las derivas del mismo modelo, en la Tabla 96 y la Figura 63.

Tabla 95*Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de cinco pisos*

	Dirección X (m)	Dirección Y (m)
Piso 5	0,010315	0,009080
Piso 4	0,008673	0,008197
Piso 3	0,006536	0,006679
Piso 2	0,004023	0,004615
Piso 1	0,001595	0,002214

Figura 62

Desplazamiento máximo de entrepiso del modelo de cinco pisos

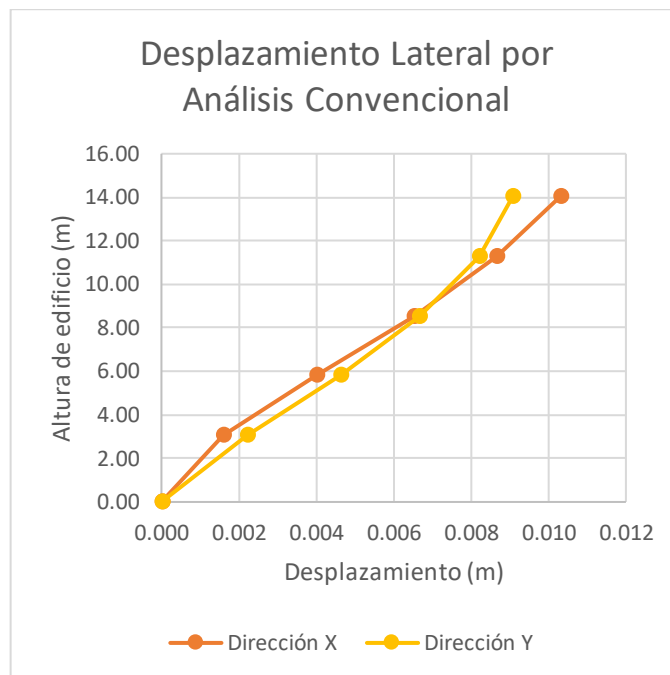


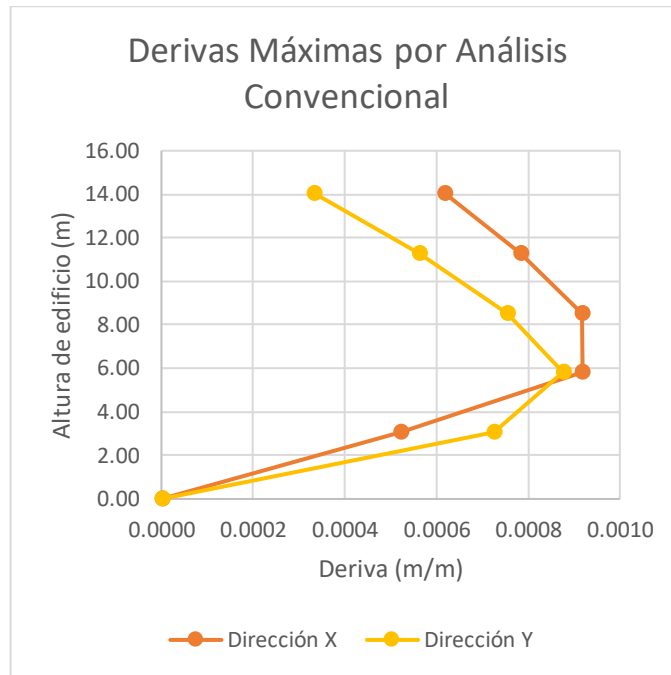
Tabla 96

Derivas máximas de piso para el modelo de cinco pisos

	Dirección X (m/m)	Dirección Y (m/m)
Piso 5	0,005494	0,004561
Piso 4	0,007817	0,006846
Piso 3	0,007280	0,006845
Piso 2	0,004916	0,005188
Piso 1	0,002018	0,002568

Figura 63

Deriva máxima del modelo de cinco pisos



La diferencia principal entre el cálculo de desplazamientos de los casos de estudio es la altura de edificación y coeficiente sísmico que tiene cada uno. Con esa consideración, del edificio de diez pisos se presentan y obtienen, de forma similar, los desplazamientos de la Tabla 97 y la Figura 64, y las derivas de la Tabla 98 y la Figura 65.

Tabla 97

Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de diez pisos

	Dirección X (m)	Dirección Y (m)
Piso 10	0,059049	0,059366
Piso 9	0,057161	0,057334
Piso 8	0,054049	0,054084
Piso 7	0,049895	0,049820
Piso 6	0,044850	0,044701
Piso 5	0,039012	0,038825
Piso 4	0,032424	0,032230
Piso 3	0,025111	0,024930
Piso 2	0,017090	0,016929
Piso 1	0,008436	0,008286

Figura 64

Desplazamiento máximo de entrepiso del modelo de diez pisos

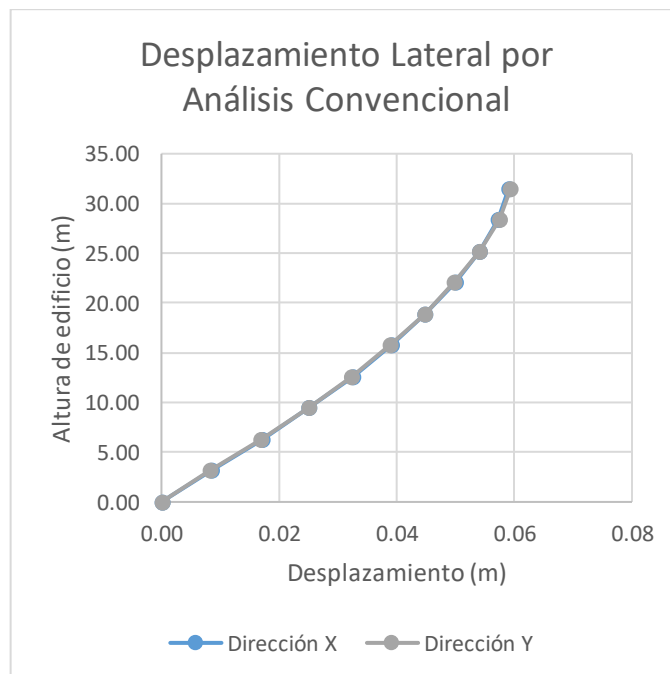


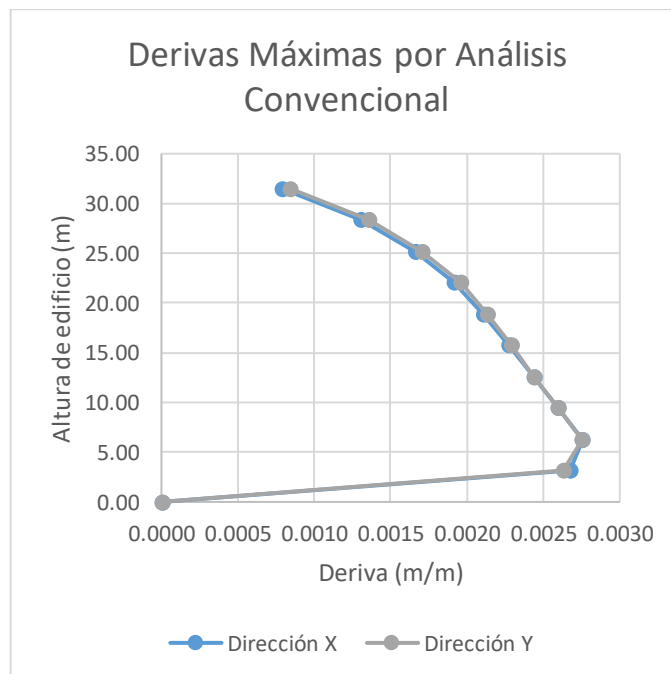
Tabla 98

Derivas máximas de piso para el modelo de diez pisos

	Dirección X (m/m)	Dirección Y (m/m)
Piso 10	0,000792	0,000842
Piso 9	0,001303	0,001359
Piso 8	0,001659	0,001709
Piso 7	0,001915	0,001955
Piso 6	0,002109	0,002136
Piso 5	0,002275	0,002289
Piso 4	0,002436	0,002440
Piso 3	0,002596	0,002593
Piso 2	0,002757	0,002754
Piso 1	0,002678	0,002630

Figura 65

Deriva máxima del modelo de diez pisos



Consistente con las diferencias en los valores de desplazamiento lateral según la altura del edificio y coeficiente sísmico, se presentan también los resultados de derivas y desplazamientos de la edificación de quince pisos. Los desplazamientos laterales corresponden a la Tabla 99 y la Figura 66, mientras que las derivas, a la Tabla 100 y la Figura 67.

Tabla 99

Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de quince pisos

	Dirección X (m)	Dirección Y (m)
Piso 15	0,037772	0,047044
Piso 14	0,036674	0,045512
Piso 13	0,035298	0,043622
Piso 12	0,033612	0,041364
Piso 11	0,031618	0,038777
Piso 10	0,029334	0,035904
Piso 9	0,026786	0,032781
Piso 8	0,024000	0,029439
Piso 7	0,021003	0,025900
Piso 6	0,017825	0,022184
Piso 5	0,014503	0,018312
Piso 4	0,011084	0,014308
Piso 3	0,007646	0,010217
Piso 2	0,004344	0,006122
Piso 1	0,001514	0,002299

Figura 66

Desplazamiento máximo de entrepiso del modelo de quince pisos

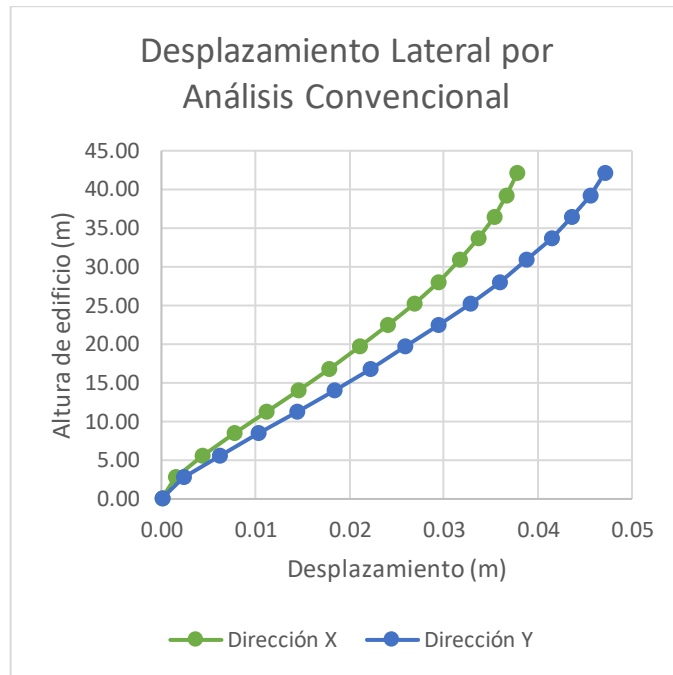
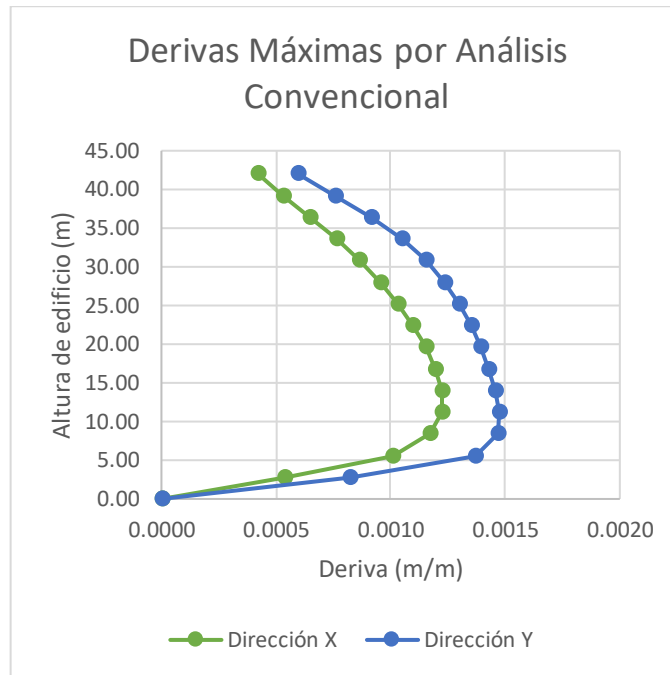


Tabla 100*Derivas máximas de piso para el modelo de quince pisos*

	Dirección X (m/m)	Dirección Y (m/m)
Piso 15	0,000419	0,000596
Piso 14	0,000531	0,000759
Piso 13	0,000651	0,000918
Piso 12	0,000764	0,001050
Piso 11	0,000865	0,001155
Piso 10	0,000954	0,001236
Piso 9	0,001031	0,001299
Piso 8	0,001097	0,001349
Piso 7	0,001151	0,001391
Piso 6	0,001194	0,001426
Piso 5	0,001222	0,001455
Piso 4	0,001224	0,001474
Piso 3	0,001174	0,001466
Piso 2	0,001008	0,001367
Piso 1	0,000536	0,000821

Figura 67

Deriva máxima del modelo de quince pisos



6.2 Análisis Estructural por Secuencia Constructiva

Se utilizó la función *Load Cases* de ETABS para crear las etapas del proceso constructivo de la edificación, considerando cada piso como una etapa constructiva. En cada etapa, se consideraron dos grupos de operaciones secuenciales. En el primer grupo, se optó por considerar el momento en el que la estructura es construida sin ningún tipo de carga encima, mientras que, para el segundo conjunto de operaciones, se consideraron las cargas aplicadas cuando se agregan elementos actuantes encima del piso. Las operaciones fueron repetidas desde el primer piso hasta el último para cada uno de los modelos.

Este proceso se repitió para cada una de las combinaciones de carga considerada para el análisis estructural convencional y, de forma similar, se obtuvo la envolvente de las amplificaciones con consideración de la secuencia constructiva. Como resultado de la ejecución del análisis, se obtuvieron los nuevos diagramas de momento flector, fuerza axial y fuerza cortante de la edificación. Estos diagramas se encuentran desde el Anexo P hasta el Anexo U para el modelo de cinco niveles, desde el Anexo V hasta el Anexo AA para el modelo de diez niveles, y desde el Anexo BB hasta el Anexo DD para el modelo de quince niveles.

Los desplazamientos laterales y las derivas máximas también pueden ser estimadas con las fuerzas obtenidas por secuencia constructiva. Para el modelo de cinco pisos, los desplazamientos laterales obtenidos se encuentran en la Tabla 101 y la Figura 68; mientras que las derivas del mismo modelo, en la Tabla 102 y la Figura 69.

Tabla 101

Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de cinco pisos con análisis por secuencia constructiva

	Dirección X (m)	Dirección Y (m)
Piso 5	0,005494	0,004561
Piso 4	0,007817	0,006846
Piso 3	0,007280	0,006845
Piso 2	0,004916	0,005188
Piso 1	0,002018	0,002568

Figura 68

Desplazamiento máximo de entrepiso del modelo de cinco pisos analizado por secuencia constructiva

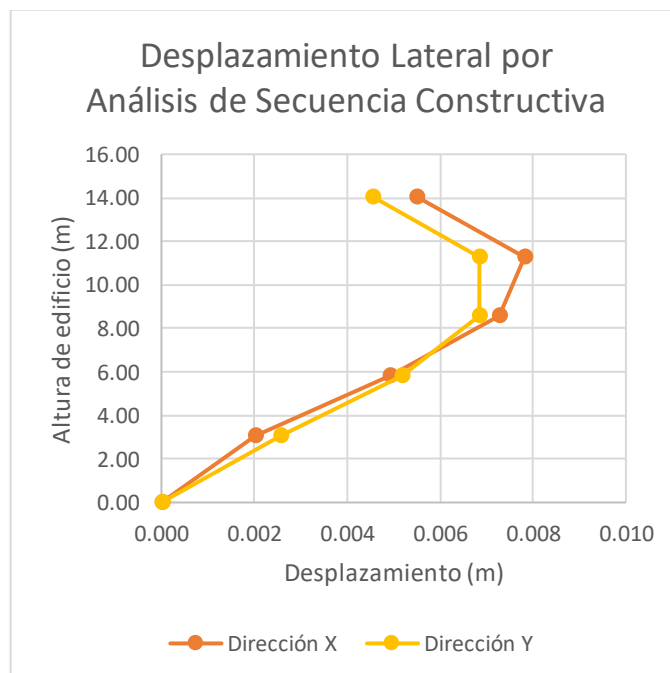


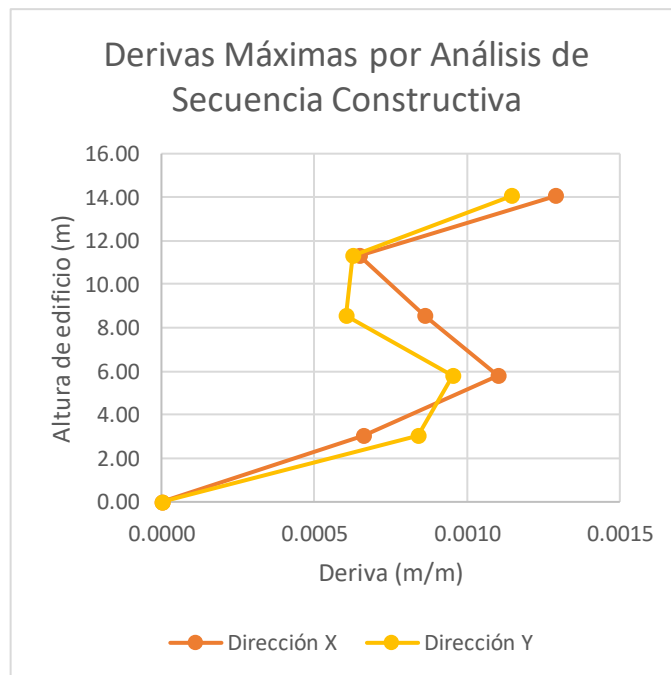
Tabla 102

Derivas máximas para el modelo de cinco pisos con análisis por secuencia constructiva

	Dirección X (m/m)	Dirección Y (m/m)
Piso 5	0,001289	0,001145
Piso 4	0,000648	0,000627
Piso 3	0,000862	0,000603
Piso 2	0,001102	0,000954
Piso 1	0,000661	0,000841

Figura 69

Deriva máxima de entrepiso del modelo de cinco pisos analizado por secuencia constructiva



Los resultados del análisis al modelo de diez niveles se organizaron de manera similar a los obtenidos en el modelo de cinco niveles. Los desplazamientos laterales del modelo de diez pisos se encuentran en la Tabla 103 y la Figura 70; mientras que las derivas del mismo modelo, en la Tabla 104 y la Figura 71.

Tabla 103

Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de diez pisos con análisis por secuencia constructiva

	Dirección X (m)	Dirección Y (m)
Piso 10	0,023898	0,025286
Piso 9	0,042443	0,044769
Piso 8	0,053967	0,056761
Piso 7	0,059391	0,062301
Piso 6	0,059616	0,062386
Piso 5	0,055513	0,057963
Piso 4	0,047932	0,049938
Piso 3	0,037700	0,039182
Piso 2	0,025627	0,026538
Piso 1	0,012516	0,012836

Figura 70

Desplazamiento máximo de entrepiso del modelo de diez pisos analizado por construcción secuencial

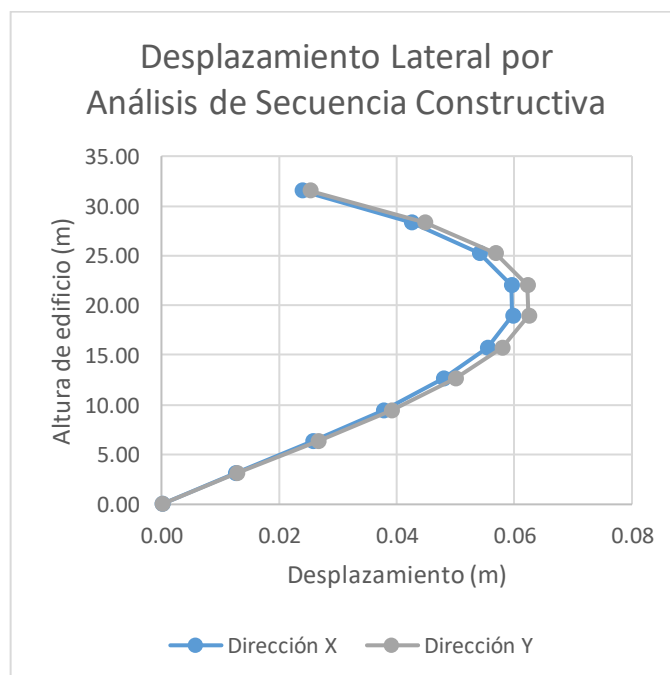


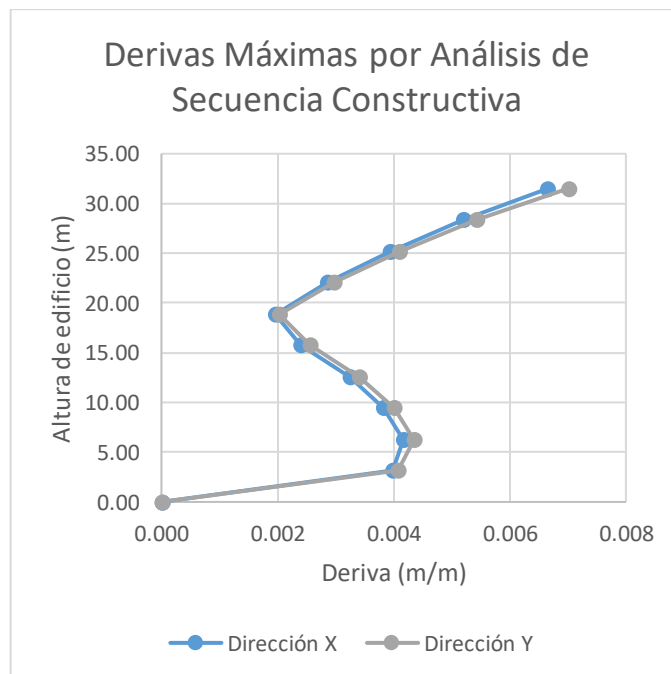
Tabla 104

Derivas máximas para el modelo de diez pisos con análisis por secuencia constructiva

	Dirección X (m/m)	Dirección Y (m/m)
Piso 10	0,00666	0,00700
Piso 9	0,00519	0,00544
Piso 8	0,00393	0,00410
Piso 7	0,00285	0,00296
Piso 6	0,00196	0,00203
Piso 5	0,00241	0,00255
Piso 4	0,00325	0,00341
Piso 3	0,00383	0,00401
Piso 2	0,00416	0,00435
Piso 1	0,00397	0,00407

Figura 71

Deriva máxima de entrepiso del modelo de diez pisos analizado por secuencia constructiva



Siguiendo los recursos de organización de los resultados de los modelos anteriores, los desplazamientos laterales del modelo de quince pisos se encuentran en la Tabla 105 y la Figura 72; mientras que las derivas del mismo modelo, en la Tabla 106 y la Figura 73.

Tabla 105

Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de quince pisos con análisis por secuencia constructiva

	Dirección X (m)	Dirección Y (m)
Piso 15	0,012282	0,020217
Piso 14	0,022581	0,036964
Piso 13	0,029935	0,048735
Piso 12	0,034684	0,056184
Piso 11	0,037173	0,059956
Piso 10	0,037734	0,060652
Piso 9	0,036682	0,058819
Piso 8	0,034306	0,054954
Piso 7	0,030880	0,049510
Piso 6	0,026654	0,042894
Piso 5	0,021865	0,035471
Piso 4	0,016741	0,027569
Piso 3	0,011522	0,019488
Piso 2	0,006520	0,011539
Piso 1	0,002271	0,004298

Figura 72

Desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de quince pisos analizado por secuencia constructiva

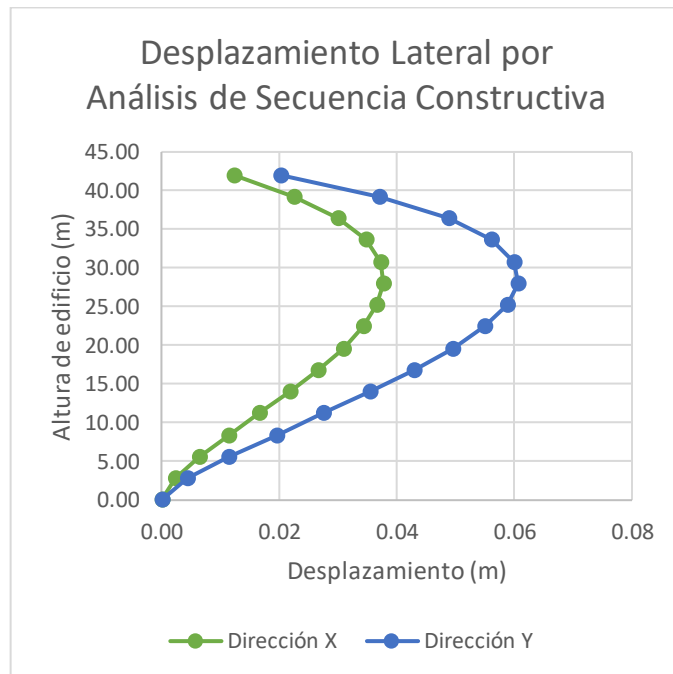
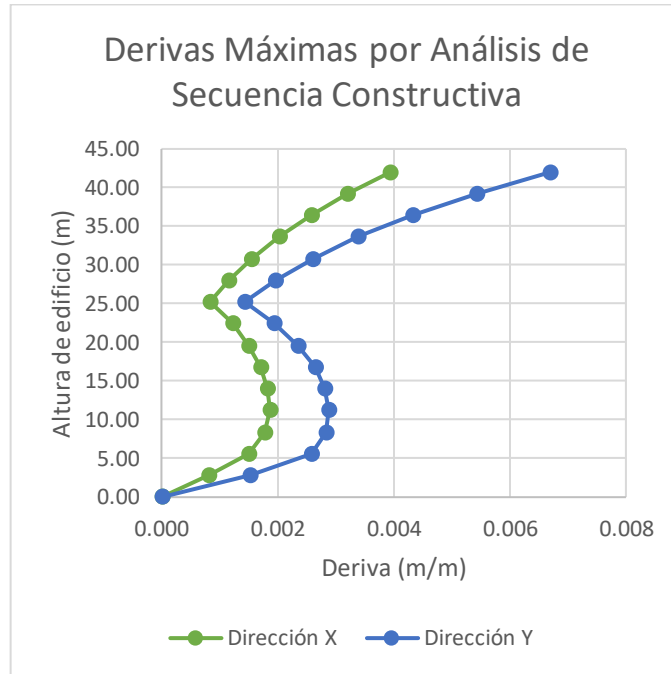


Tabla 106*Derivas máximas para el modelo de quince pisos con análisis por secuencia constructiva*

	Dirección X (m/m)	Dirección Y (m/m)
Piso 15	0,003944	0,006696
Piso 14	0,003209	0,005420
Piso 13	0,002571	0,004325
Piso 12	0,002023	0,003394
Piso 11	0,001556	0,002610
Piso 10	0,001165	0,001957
Piso 9	0,000846	0,001423
Piso 8	0,001221	0,001944
Piso 7	0,001506	0,002363
Piso 6	0,001706	0,002651
Piso 5	0,001826	0,002822
Piso 4	0,001860	0,002886
Piso 3	0,001782	0,002839
Piso 2	0,001514	0,002590
Piso 1	0,000805	0,001535

Figura 73

Deriva máxima de entrepiso del modelo de quince pisos analizado por secuencia constructiva



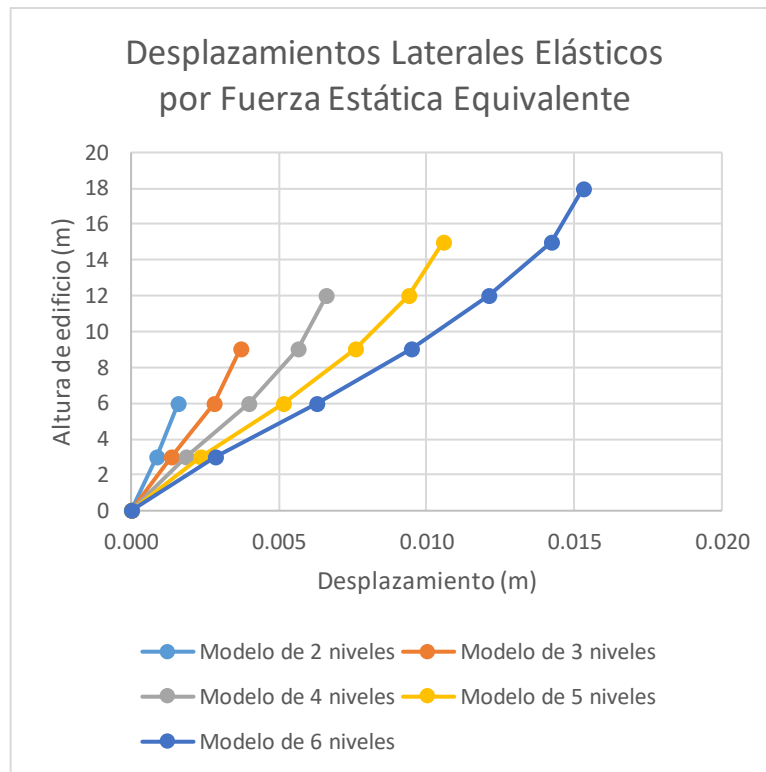
7 Comparación de Resultados Obtenidos

Notando solamente los valores de desplazamiento laterales encontrados en el análisis por cortante basal y en el análisis modal espectral de los modelos bidimensionales, bajo un análisis visual se perciben las diferencias existentes entre los distintos modelos según la altura y el peso sísmico de los modelos bidimensionales, factores que han sido los únicos alternados dentro del análisis estructural ejecutado. En todos los pórticos estudiados, se puede observar que los valores de desplazamiento lateral aumentan conforme aumenta la cantidad de niveles. Por esta razón, como se pone evidencia en la Figura 74, el modelo bidimensional con mayor cantidad de niveles es el que presenta mayores desplazamientos laterales en el último nivel. Si la fuerza sísmica aumenta cuando el peso sísmico de la estructura aumenta, es lógico que las estructuras de mayor altura sean las que presenten mayores desplazamientos. En términos numéricos, las diferencias absolutas en los desplazamientos máximos aumentan, diferenciándose con el desplazamiento máximo de la edificación con un nivel menos que el suyo en 2,10 mm entre los modelos de dos y tres

niveles, 2,90 mm entre los modelos de tres y cuatro niveles, 3,90 mm entre los modelos de cuatro y cinco niveles, y 4,70 mm entre los modelos de cinco y seis niveles.

Figura 74

Desplazamientos laterales calculados por el método de fuerza estática equivalente



Los aumentos de desplazamientos conforme aumentan la cantidad de niveles no solo se observa al analizar los desplazamientos máximos. Analizar desplazamientos laterales del piso de un modelo con el piso correspondiente del subsiguiente también permite apreciar este cambio. Sin embargo, los intervalos existentes en los desplazamientos del primer y segundo nivel entre el modelo de dos y tres niveles, tres y cuatro niveles, cuatro y cinco niveles, así como el de cinco a seis niveles son relativamente similares en términos absolutos: la diferencia en los casos mencionados siempre se encuentra alrededor del valor de 0,50 mm para el primer nivel y 1,20 mm para el segundo. Lo mismo se cumple para los niveles subsiguientes en las edificaciones donde existan los niveles, teniendo intervalos con valores alrededor de 20,00 mm y 28,00 mm para los niveles tres y cuatro respectivamente, por ejemplo. Con esta información, se puede observar que las diferencias crecen conforme aumentan los niveles de la estructura. Este comportamiento entra en línea con la lógica

debido a que los desplazamientos en todos los niveles aumentan cuando una fuerza sísmica mayor es ejercida sobre un cuerpo con masa. Como todos los pórticos que componen los modelos presentan rigideces laterales idénticas cuando se asumen los pisos como cuerpos con masa al estar dentro de un comportamiento elástico, la variable que altera principalmente el valor del desplazamiento es la fuerza ejercida sobre los cuerpos.

Por otro lado, observando los valores de distorsión de entrepiso y desplazamientos laterales encontrados en el análisis estructural de los modelos tridimensionales, son notorias las diferencias existentes entre las respuestas según factores como la dirección de análisis y el método de análisis de respuesta estructural utilizado. Debido a que la fuerza sísmica es dependiente del coeficiente sísmico y el peso de la edificación, las estructuras con mayor peso son las que presentan mayores desplazamientos laterales máximos para toda la edificación, presentándose las mayores variaciones entre el desplazamiento máximo del edificio de cinco pisos y el edificio de diez pisos.

No obstante, considerando que las distribuciones en planta de todos los modelos son diferentes, no necesariamente se mantiene una proporcionalidad entre el aumento de niveles y el aumento de fuerza sísmica. Asimismo, contemplando que el coeficiente sísmico tiende a disminuir conforme aumenta la altura de la edificación, la variabilidad de esta relación entre altura y fuerza sísmica es un factor importante a considerar. El edificio de diez niveles, en este caso, tiene un coeficiente sísmico inferior y un peso sísmico por nivel inferior al perteneciente al modelo de quince pisos, a pesar de tener un peso sísmico global superior. A pesar de ello, tanto el modelo de diez niveles como el de quince presentan desplazamientos superiores a los obtenidos para el modelo de cinco niveles.

Los desplazamientos laterales del modelo de cinco pisos se encuentran ordenados en la Figura 75 y la Figura 76; los del modelo de diez pisos, en la Figura 79 y Figura 80; y los del modelo de quince pisos, en la Figura 83 y Figura 84. De manera similar, las distorsiones de entrepiso del modelo de cinco pisos se muestran en la Figura 77 y Figura 78; las del modelo de diez pisos, en la Figura 81 y Figura 82; y las del modelo de quince pisos, en la Figura 85 y Figura 86.

Figura 75

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de cinco pisos en sentido de análisis X

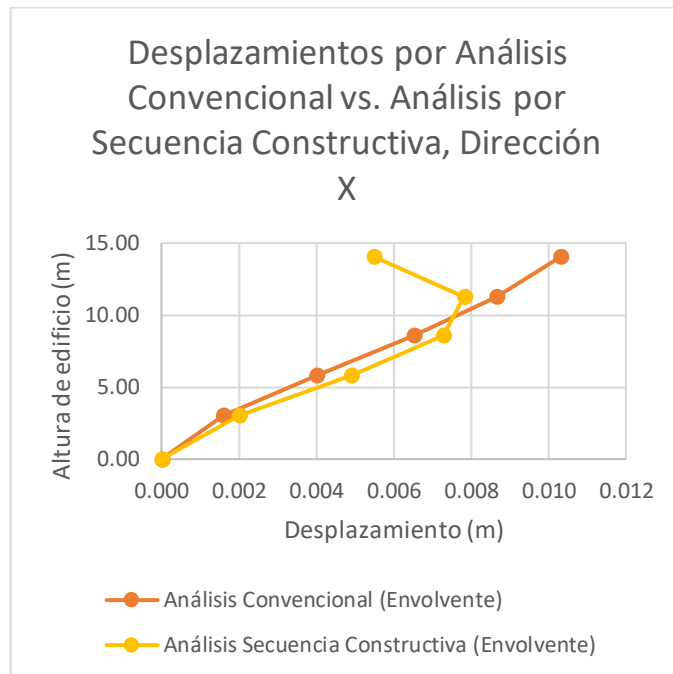


Figura 76

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de cinco pisos en sentido de análisis Y

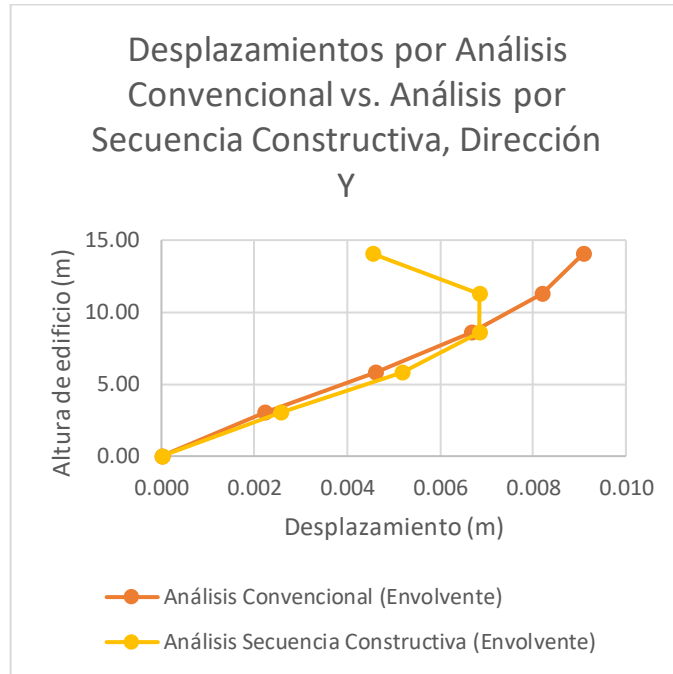


Figura 77

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de cinco pisos en sentido de análisis X

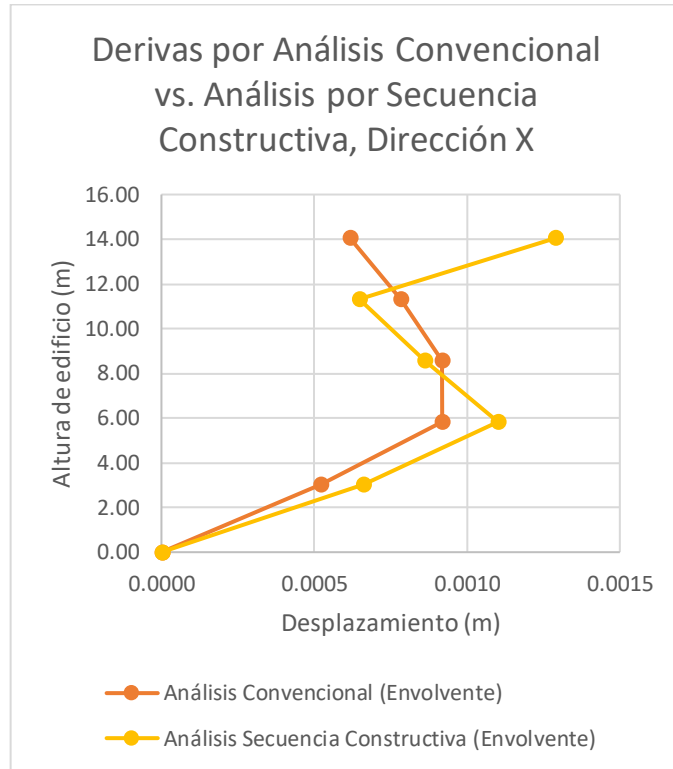
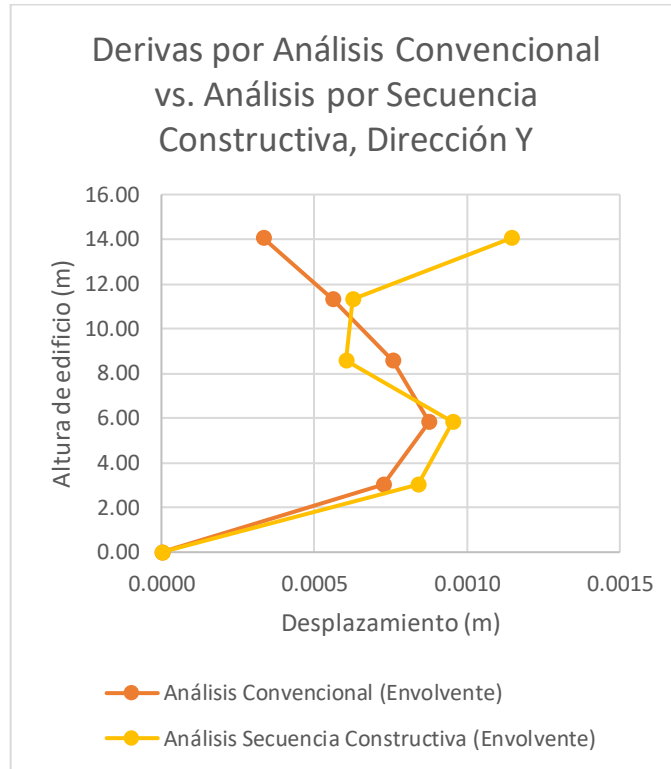


Figura 78

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de cinco pisos en sentido de análisis Y



En el edificio de cinco pisos, se aprecia que los valores de desplazamiento lateral obtenidos mediante análisis estructural convencional no difieren considerablemente de los valores obtenidos por análisis de secuencia constructiva. El desplazamiento máximo en ambas direcciones de análisis es, en promedio, aproximadamente 25% menor en el análisis por secuencia constructiva comparado con el análisis por metodología convencional. No obstante, los desplazamientos laterales obtenidos por secuencia constructiva superan los calculados por metodología convencional en los pisos inferiores en ambas direcciones. Esto se debe a que, dada la naturaleza secuencial en la aplicación de fuerzas, los desplazamientos en el análisis por secuencia constructiva dependen de la etapa de la construcción en la que se encuentre la estructura.

Considerando que la fuerza lateral sísmica se distribuye en función a la cantidad de pisos existentes, es evidente que la concentración máxima de esta fuerza se produzca en un solo piso cuando solo está construido el primer nivel. Por lo tanto, los desplazamientos en los

primeros niveles son mayores. Este efecto se mitiga conforme se agregan más pisos, ya que las fuerzas en los nudos se compensan progresivamente, acercando la edificación a su configuración final. Como resultado, no se presentan desplazamientos mayores en el piso final con la metodología de construcción secuencial, lo que aumenta la posibilidad de fallas en las columnas de pisos inferiores a este, así como el riesgo de pandeo y fisuras.

Las derivas máximas, al igual que los desplazamientos laterales, son mayores en el análisis por secuencia constructiva en los niveles inferiores, en comparación con el análisis convencional, en ambas direcciones. Sin embargo, los valores máximos se sitúan en el último nivel de la edificación, donde son hasta 41% mayores al desplazamiento máximo obtenido por secuencia constructiva. El último nivel presenta este comportamiento en el análisis por secuencia constructiva de manera repetitiva debido a que, en esta metodología., los niveles inferiores experimentan mayores deformaciones en las primeras etapas de construcción, al soportar las cargas progresivamente mientras los pisos superiores aún no están completados. A medida que se añaden más niveles, la rigidez acumulada reduce los desplazamientos en los niveles superiores. Sin embargo, en los últimos niveles, se genera una mayor diferencia relativa en la deformación respecto a los pisos inferiores, lo que incrementa la deriva en el último nivel. En el análisis convencional, las derivas tienden a ser más uniformes, ya que toda la estructura está construida y las cargas laterales se distribuyen de manera más equilibrada a lo largo de la edificación, limitando la deriva entre los niveles superiores.

Figura 79

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de diez pisos en sentido de análisis X

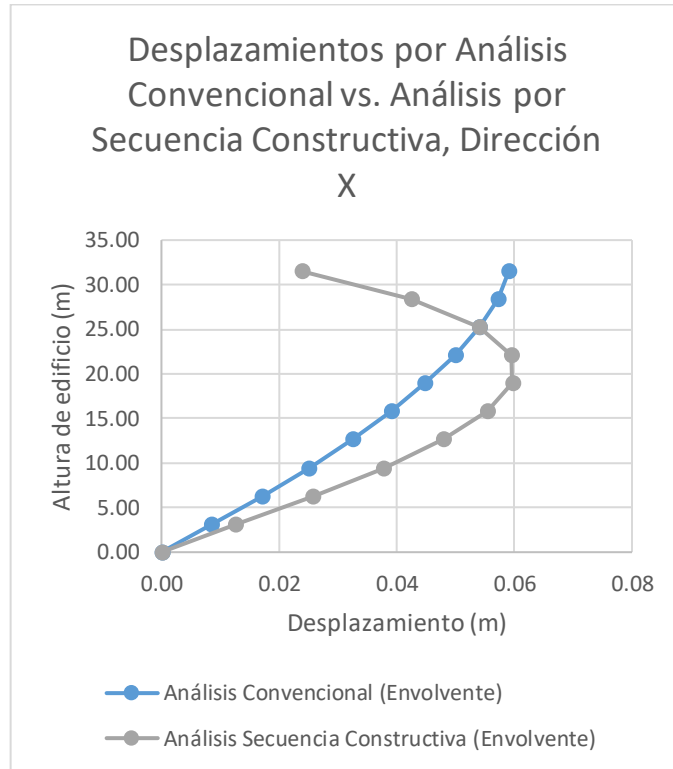


Figura 80

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de diez pisos en sentido de análisis Y

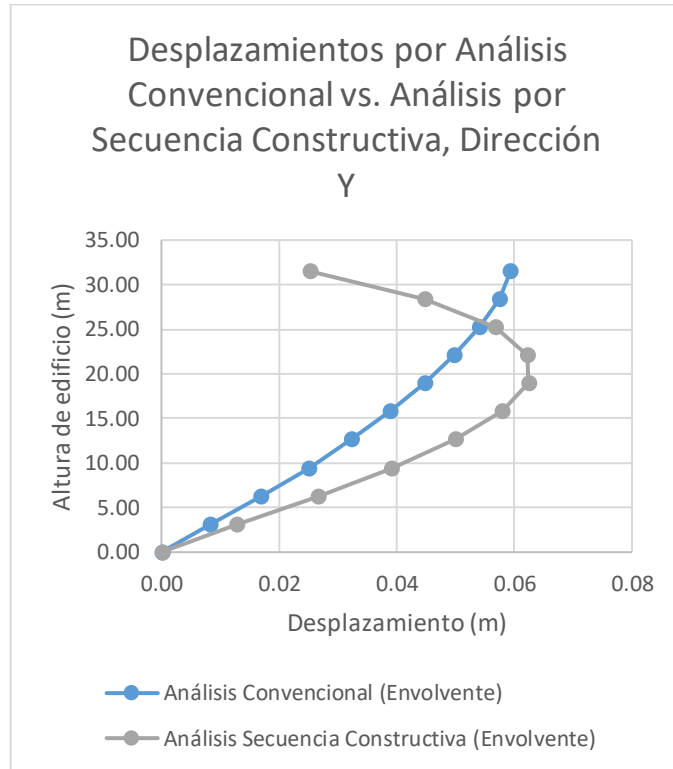


Figura 81

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de diez pisos en sentido de análisis X

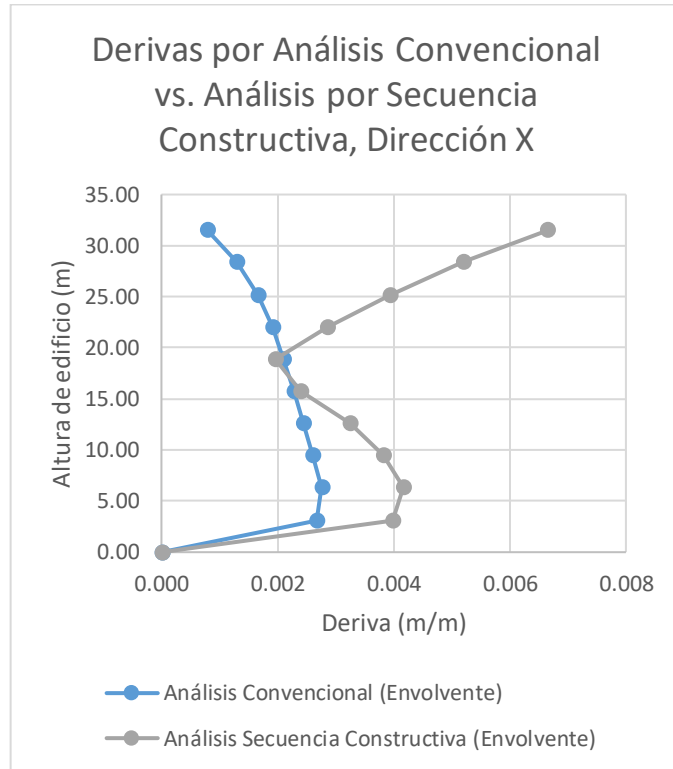
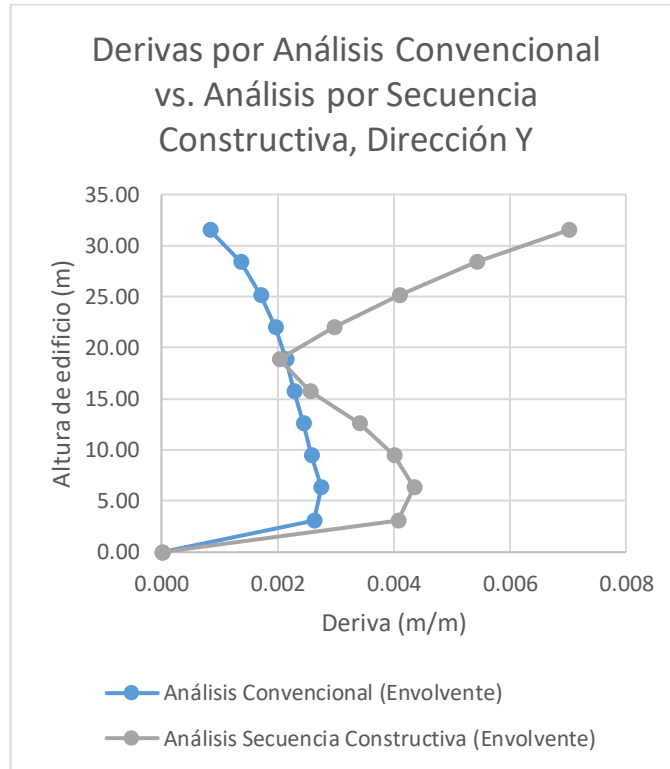


Figura 82

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de diez pisos en sentido de análisis Y



En el caso de la edificación de diez pisos, los desplazamientos laterales por análisis de secuencia constructiva se encuentran en rangos superiores a los contemplados en los desplazamientos analizados por la metodología convencional. Mientras que los desplazamientos laterales, obtenidos por la segunda metodología, desde el primer nivel hasta el último, oscilan entre 8 mm y 59 mm, los desplazamientos laterales resultantes del análisis de secuencia constructiva se sitúan en el rango de 13 mm y 62 mm como máximo.

De manera similar a lo observado en la primera edificación, la fuerza sísmica aplicada no presenta diferencias significativas entre ambas direcciones de análisis. Sin embargo, debido a las características en planta y en altura de la estructura, los valores de desplazamiento en ambas direcciones presentan diferencias menos significativas, en comparación con el modelo de cinco niveles, cuando la estructura es analizada por cualquiera de las dos metodologías. En esta edificación, los desplazamientos laterales en ambas direcciones son mayores en el análisis por secuencia constructiva en todos los niveles salvo en los últimos

niveles, pero con las variaciones promediando 20,51% en la dirección X y 26,33% en la dirección Y.

Se repite la tendencia de la primera edificación de obtener desplazamientos mayores y derivas menores en el último piso para la metodología convencional de análisis. Del mismo modo, los desplazamientos para los dos últimos pisos son menores en el análisis por secuencia constructiva. Este análisis es consistente con lo observado en la edificación de menor altura, donde la rigidez acumulada en el análisis por secuencia constructiva tiende a reducir los desplazamientos en los niveles superiores, a pesar de generar mayores desplazamientos en los pisos inferiores durante las etapas tempranas del proceso constructivo. La deriva máxima obtenida por análisis de secuencia constructiva en ambas direcciones es, en promedio, 1,50 veces mayor a la deriva máxima obtenida en el análisis convencional.

Figura 83

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de quince pisos en sentido de análisis X

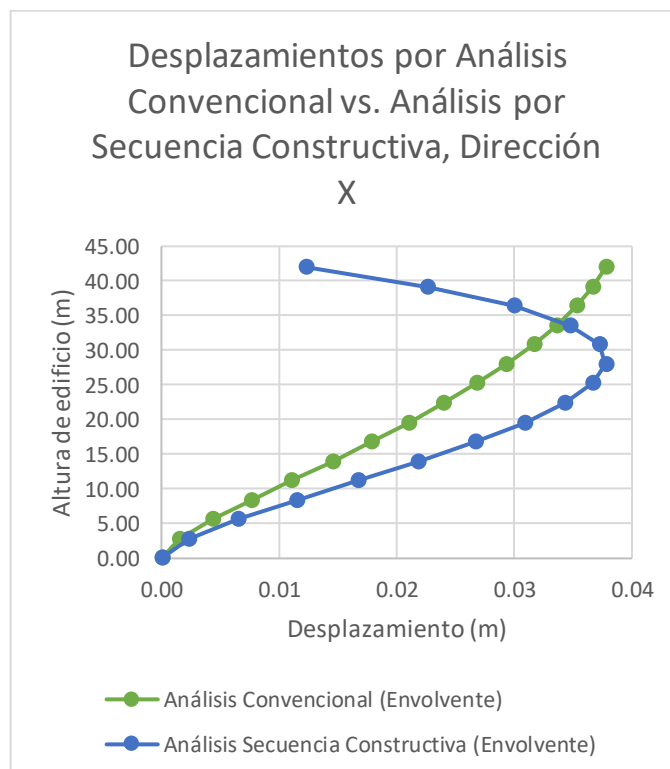


Figura 84

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en desplazamientos laterales máximos de entrepiso para el modelo de quince pisos en sentido de análisis Y

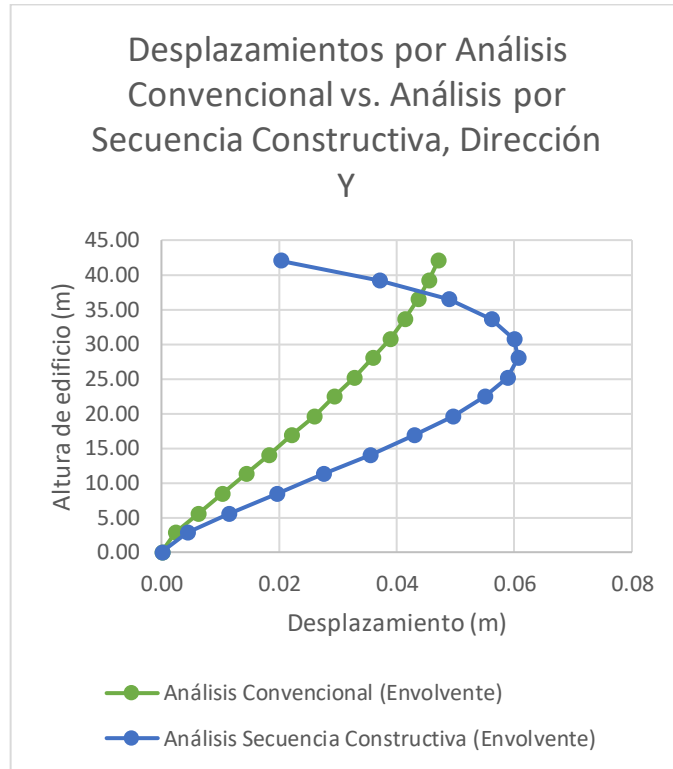


Figura 85

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de quince pisos en sentido de análisis X

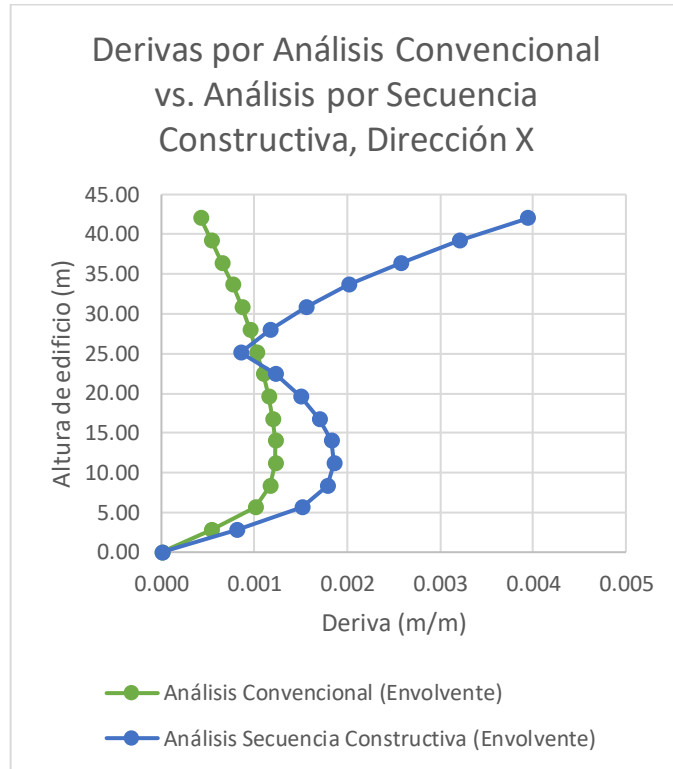
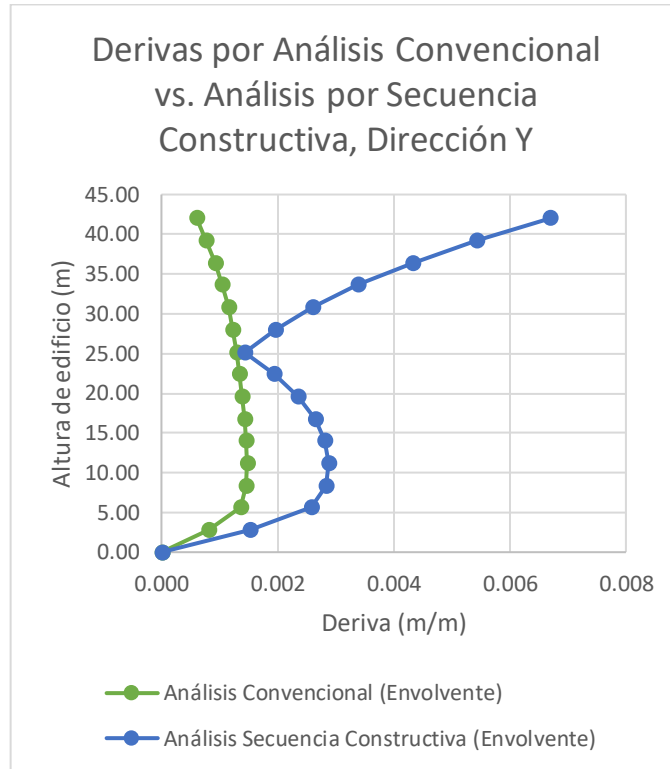


Figura 86

Gráfico comparativo de análisis convencional y análisis secuencial en derivas máximas para el modelo de quince pisos en sentido de análisis Y



En la edificación de mayor altura dentro de los tres modelos analizados, los valores de desplazamiento lateral también se encuentran en rangos superiores a los de la edificación de menor altura. Asimismo, los valores máximos de desplazamiento lateral por análisis de secuencia constructiva son mayores a los obtenidos por análisis convencional. Mientras que, en el primer método, el desplazamiento lateral es como máximo 61 mm, en el segundo método, es como máximo 48 mm, lo que equivale a una diferencia significativa del aproximadamente 30% en esta dirección de análisis. El método convencional de análisis provee un aumento de desplazamientos laterales proporcional a la altura: conforme se llega a mayores pisos, los valores de desplazamiento de piso aumentan, correspondiendo a la relación proporcional existente entre esfuerzos y deformaciones según las hipótesis para análisis estático. Sin embargo, el análisis por secuencia constructiva brinda valores de desplazamiento mayores en pisos intermedios, sobrepasando los valores de deformaciones laterales cuando se analiza por método convencional. Esto se debe a que las fuerzas

generadas dentro del análisis por secuencia constructiva generan mayores deformaciones en los nudos. Por consiguiente, al aplicar una fuerza lateral de forma secuencia en la estructura, los pisos ya deformados también se desplazan a mayores distancias.

Incluso si aún los desplazamientos por secuencia constructiva no superan totalmente los desplazamientos por secuencia constructiva en toda la edificación, los incrementos globalmente promedian 23,82% en la dirección X y 59,90% en la dirección Y. Este aumento es indicador de una tendencia al aumento de las diferencias entre ambos métodos incluso si individualmente aún no todos los desplazamientos por nivel en análisis por secuencia constructiva superan los resultantes del análisis convencional. Mientras existan elementos con mayores dimensiones, la cortante sísmica es mayor y, según la proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, los desplazamientos tienen valores absolutos mayores conforme la altura total de la edificación varía, indistintamente de la consideración de secuencia constructiva o no. Sin embargo, los resultados resaltan la importancia de la distribución en altura de la fuerza sísmica para la obtención de desplazamientos.

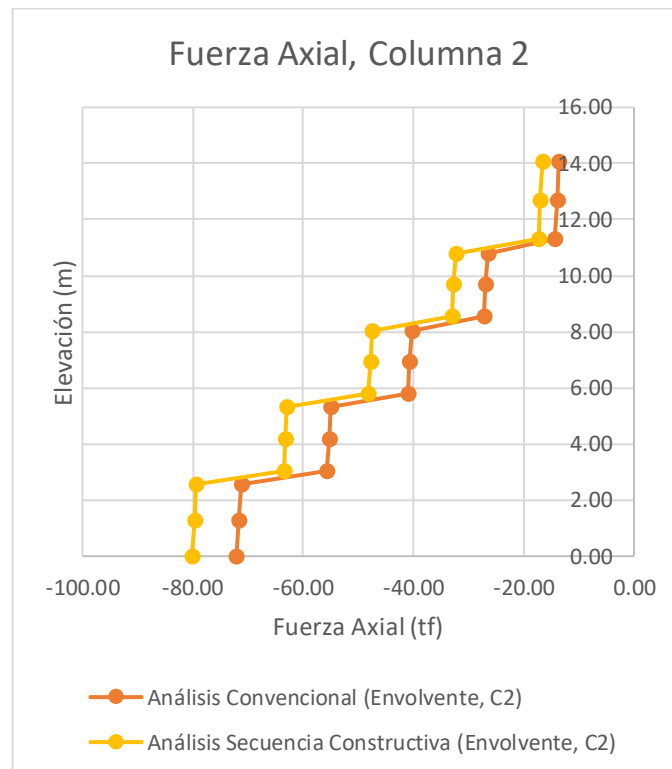
De manera similar a las dos edificaciones previamente analizadas, los últimos niveles presentan los desplazamientos menores y derivas mayores en el último piso para la metodología de análisis por secuencia constructiva. La deriva máxima obtenida por análisis de secuencia constructiva en ambas direcciones es, en promedio, 1,80 veces mayor a la deriva máxima obtenida en el análisis convencional.

Analizando conjuntamente los valores de fuerzas internas axiales, fuerzas internas cortantes y momentos flectores encontrados en el análisis estructural de los modelos tridimensionales, son evidentes las diferencias entre las respuestas según el método de análisis de respuesta estructural utilizado. Considerando que la aplicación de cargas en la estructura es dependiente de la secuencia constructiva que se siga, los valores de las fuerzas internas de columnas obtenidas por análisis sísmico considerando la secuencia constructiva de la estructura son mayores por los cambios en los estados de carga de los nudos. Estas diferencias se incrementan conforme existen más niveles y, por lo tanto, más peso sobre los niveles cercanos al nivel del terreno, explicando así las mayores diferencias en los valores de fuerzas internas en los modelos de diez y quince pisos.

Las fuerzas axiales de los modelos de cinco, diez y quince pisos se encuentran ordenados en la Figura 87, la Figura 90 y la Figura 93; las fuerzas cortantes, en la Figura 88, la Figura 91 y la Figura 94; y los momentos flectores, en la Figura 89, la Figura 92 y la Figura 95.

Figura 87

Gráfico comparativo de la fuerza axial en la columna C2 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva

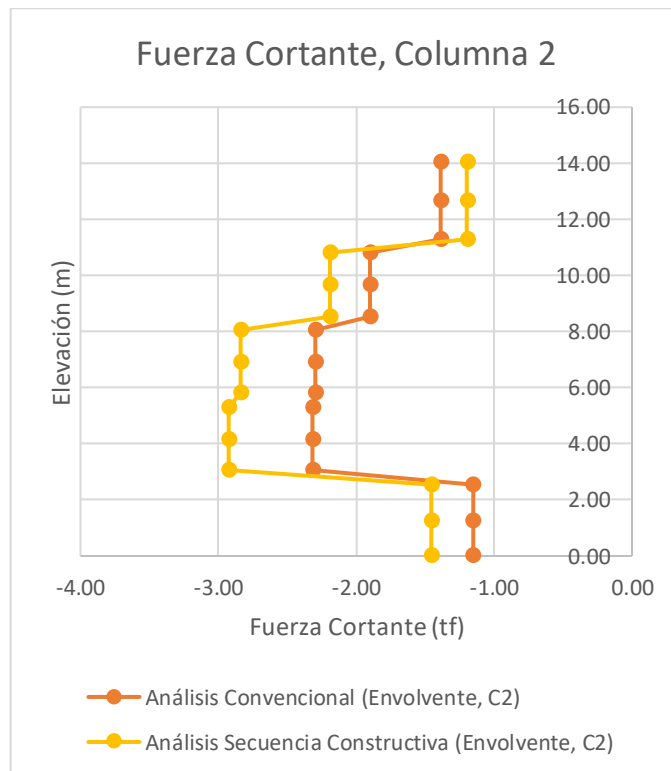


La fuerza axial en la columna C2 de la edificación de cinco niveles presenta la misma tendencia a decrecer conforme se analizan niveles superiores de la columna. Esto se debe a que el piso inferior es el que se encuentra sujeto al mayor peso sobre su eje vertical en comparación con los demás niveles. Sin embargo, la base de la columna presenta valores mayores hasta en 22% cuando se analiza por secuencia constructiva en lugar del método convencional. Conforme se analizan niveles superiores, la fuerza axial se acerca a los valores obtenidos por método convencional, pero, para todos los puntos de la columna, permanece superior. Esto se debe a las diferencias existentes entre las compensaciones de carga en los nudos cuando la edificación está terminada y cuando la edificación considera solo el primer nivel. Debido a que los nudos se compensan con más de dos elementos de forma inmediata

en la metodología convencional, las fuerzas son menores para cada elemento por la distribución equitativa de fuerzas. Sin embargo, el método de secuencia constructiva considera la acción de los elementos por etapa, por lo cual existe una distribución de carga diferente que resulta en mayor fuerza por elemento. Asimismo, en el análisis secuencial, se parte de una longitud menor a la del análisis estructural convencional y se acumulan las deformaciones, por lo cual la acción de las cargas sobre cada uno de los elementos no es igual a cuando se incorporan todos los pisos directamente.

Figura 88

Gráfico comparativo de la fuerza cortante en la columna C2 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva

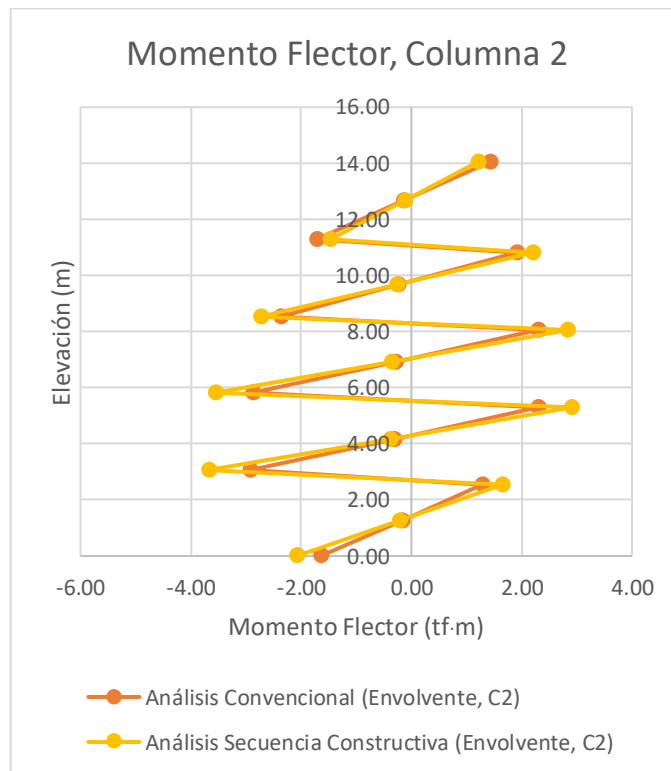


Las fuerzas cortantes en la columna C2 siguen una distribución similar a la de las fuerzas axiales de la misma columna, con la diferencia de que los mayores valores de fuerza cortante se encuentran en los niveles intermedios de la columna. Las fuerzas cortantes internas, resultado del análisis incremental, son hasta 1,27 veces aproximadamente la fuerza cortante del análisis por metodología convencional. Sin embargo, se observa que en el último nivel aún no se obtienen fuerzas cortantes por metodología convencional que superen los

resultados del análisis por secuencia constructiva, con valores menores en aproximadamente 14%. Si se tiene en cuenta cómo se distribuye la fuerza lateral sísmica, según lo detallado en el análisis de los desplazamientos laterales de este modelo, es evidente que la compensación progresiva de fuerza en los nudos tiene mayor incidencia conforme se añaden más niveles, llevando a mayores fuerzas laterales internas en los niveles construidos con anterioridad. El análisis incremental permite identificar los puntos más críticos de esta compensación y realiza la importancia de su empleo para la evaluación de niveles intermedios bajos.

Figura 89

Gráfico comparativo del momento flector en la columna C2 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva

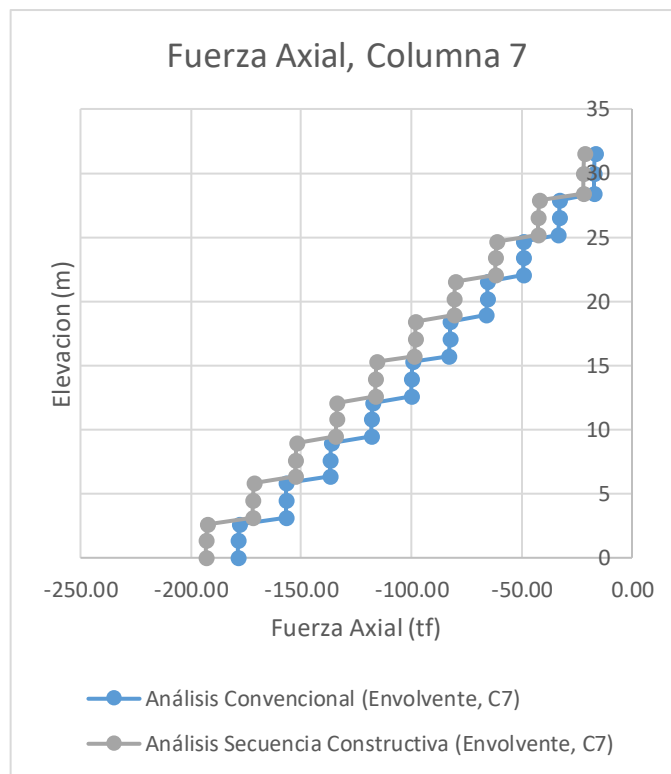


Una tendencia similar a la de fuerzas cortantes se repite para los momentos flectores de la columna evaluada. El momento flector interno de la columna es mayor en el análisis por secuencia constructiva en los cuatro primeros niveles. La mayor diferencia existente, de manera similar al gráfico de fuerzas cortantes, radica en el segundo y tercer nivel, donde se aprecia que el análisis incremental brinda resultados de mayor magnitud a los del análisis convencional hasta en aproximadamente 27%. Sin embargo, en el último nivel, los

momentos flectores por análisis convencional pueden ser inferiores a los de análisis incremental hasta en 14%. Entendiendo la asociación que existe entre las fuerzas cortantes y los momentos flectores, al ser matemáticamente la fuerza cortante igual a la pendiente del momento flector en ese punto, es previsible que los diagramas de cortante y de momento flector presenten una distribución similar en todas las columnas estudiadas, pero con valores diferentes.

Figura 90

Gráfico comparativo de la fuerza axial en la columna C7 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva

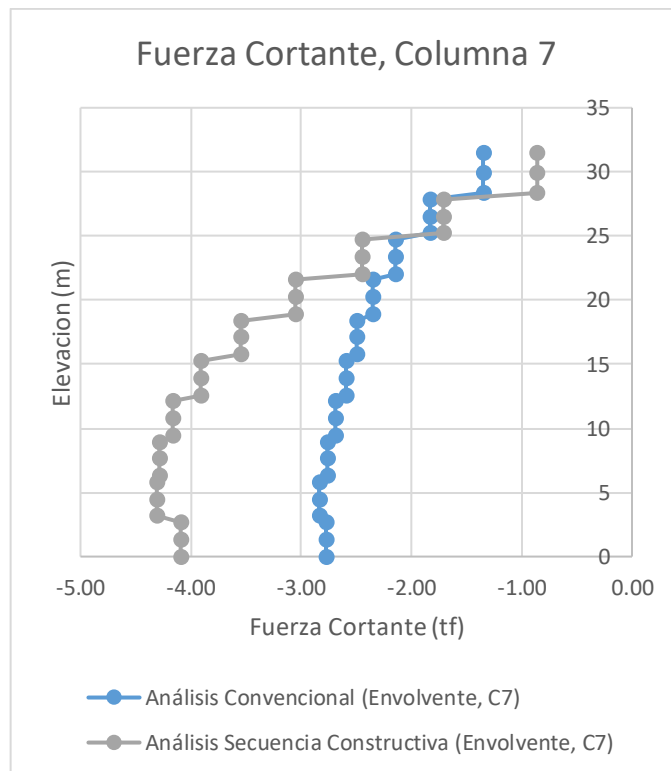


Para la columna 7, los valores de fuerza axial siguen siendo mayores en toda la altura de la columna, con una diferencia máxima del 28,69% en el piso 9, y mínima de 8,12% en el nivel inferior. Si bien las variaciones en cada sector de la columna son inferiores a las obtenidas en el modelo de cinco niveles, se puede apreciar la misma distribución de los valores: menores diferencias con mayores valores en los niveles inferiores, y mayores diferencias con menores valores en los niveles superiores. Esto se debe a que, incluso si la base de la columna es la encargada de transmitir las cargas de la infraestructura desde el punto de

recepción hasta la cimentación, las diferencias en las compensaciones de cargas ocurren y se acumulan conforme incrementa la cantidad de niveles que el elemento estructural vertical tiene que soportar. Como estos efectos son acumulativos, las diferencias incrementan conforme aumenta la cantidad de niveles, lo cual permite este cambio de ir desde una diferencia de 8% hasta una de aproximadamente 29% en el penúltimo nivel.

Figura 91

Gráfico comparativo de la fuerza cortante en la columna C7 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva

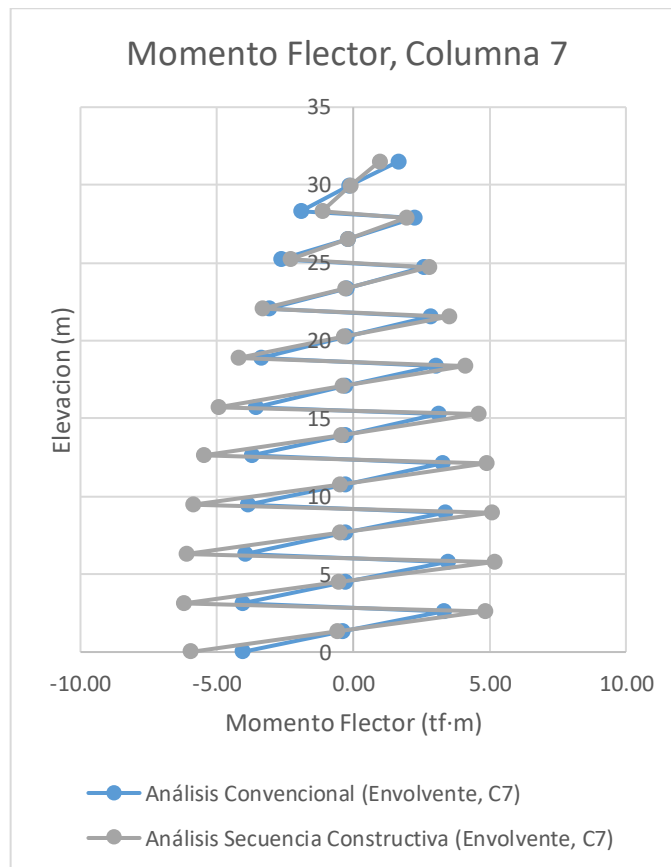


En las fuerzas cortantes de la columna, el análisis presenta un comportamiento considerablemente diferente al de las fuerzas axiales, mostrando fuerzas superiores al análisis convencional en el análisis por secuencia constructiva para todos los niveles salvo los dos últimos. Como máximo, las fuerzas cortantes superan en aproximadamente 55% las del análisis convencional y, para los dos últimos pisos, las fuerzas obtenidas por secuencia constructiva son menores en 36,40%. La distribución de las fuerzas cortantes es similar a la existente en el modelo de cinco niveles, encontrando las máximas entre ambos métodos en el segundo y tercer nivel, y reduciéndose las diferencias conforme aumentan los niveles al

punto de presentar valores menores por secuencia constructiva en los últimos dos niveles. Tanto en el modelo de cinco pisos como en el modelo de diez, el 80% de la columna presenta valores mayores en el análisis incremental que en el análisis convencional; sin embargo, las diferencias de superioridad en valores de análisis incremental en el modelo de diez pisos son más pronunciadas en el primer nivel y en el último nivel antes del cambio, superando el 14% en el modelo de diez pisos en el piso 1 y 8 frente a los valores menores del modelo de cinco pisos en los pisos 1 y 4.

Figura 92

Gráfico comparativo del momento flector en la columna C7 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva

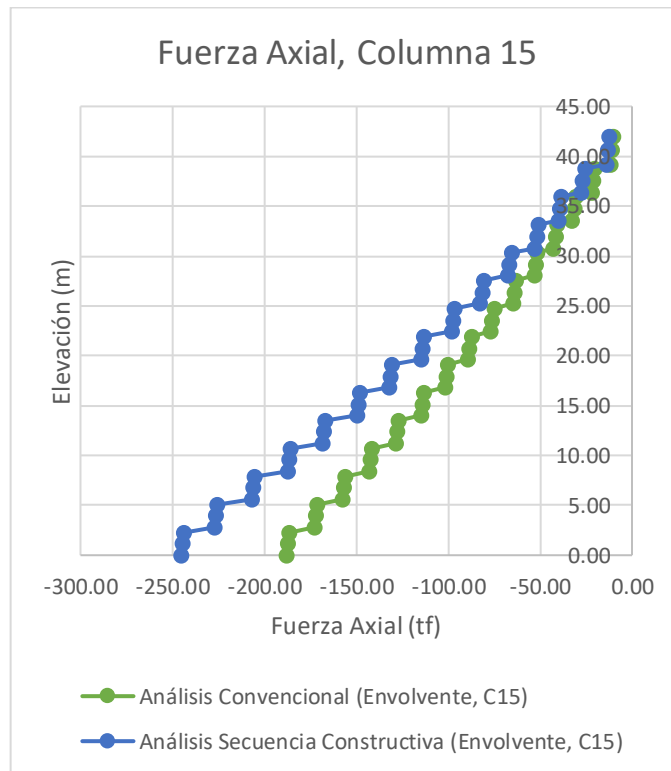


Los momentos flectores internos obtenidos para la columna C7 son mayores en todos los pisos, salvo en sectores de la columna en el piso 9 y el piso 10. En estos niveles, los momentos por análisis convencional superan a los de análisis por secuencia constructiva en como máximo de aproximadamente 42%, diferencia mayor a la máxima de 14% presente en

el modelo de cinco pisos. Sin embargo, en los niveles inferiores, donde los momentos flectores sí superan en análisis incremental los de análisis convencional, la diferencia máxima a la que se llega en los extremos de columna es de 53,89%. Estas diferencias marcadas en valores se observan principalmente en los nudos columna-viga, donde precisamente tiene lugar la variación en la compensación de cargas. Asimismo, mediante un análisis visual, el diagrama de momento flector sigue una distribución similar a la del diagrama de fuerza cortante para la misma columna, concentrando los mayores valores en los niveles inferiores y los menores valores en los niveles superiores.

Figura 93

Gráfico comparativo de la fuerza axial en la columna C15 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva

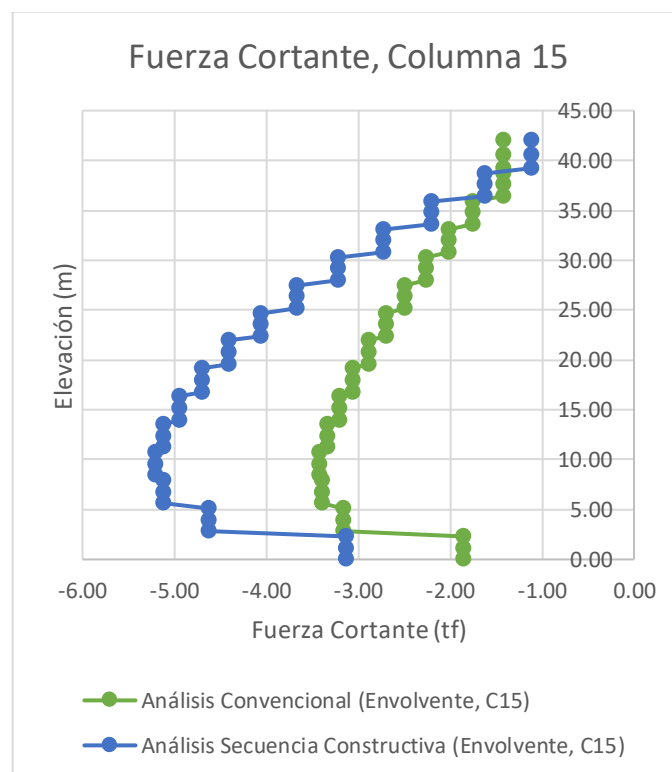


Las fuerzas axiales en la columna C15 sufren variaciones conforme la altura de la edificación va aumentando, siguiendo un patrón similar al de la columna del edificio más bajo. En este caso, el valor de la fuerza axial en secuencia constructiva excede como máximo al de análisis estructural convencional en aproximadamente 31%. Esto se debe no solo a la compensación de cargas en los nudos por fuerzas externas aplicadas en dirección gravitacional. Debido a

la consideración de empotramiento en las bases, se genera una reacción en dirección del eje de la columna que afecta tanto los desplazamientos verticales de la columna como las fuerzas axiales en pisos superiores. Como en la primera etapa de la construcción, la cortante basal no se distribuye con los catorce pisos que se construyen después, la acción sísmica se concentra más en la base y genera deformaciones que pueden amplificar el efecto de las demás fuerzas en la edificación. Debido al mismo efecto de compensación de las fuerzas, los valores de resistencia axial se asemejan en el último piso, pero se mantiene mayor el de análisis por secuencia constructiva debido principalmente a la variación en el estado geométrico de las columnas.

Figura 94

Gráfico comparativo de la fuerza cortante en la columna C15 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva

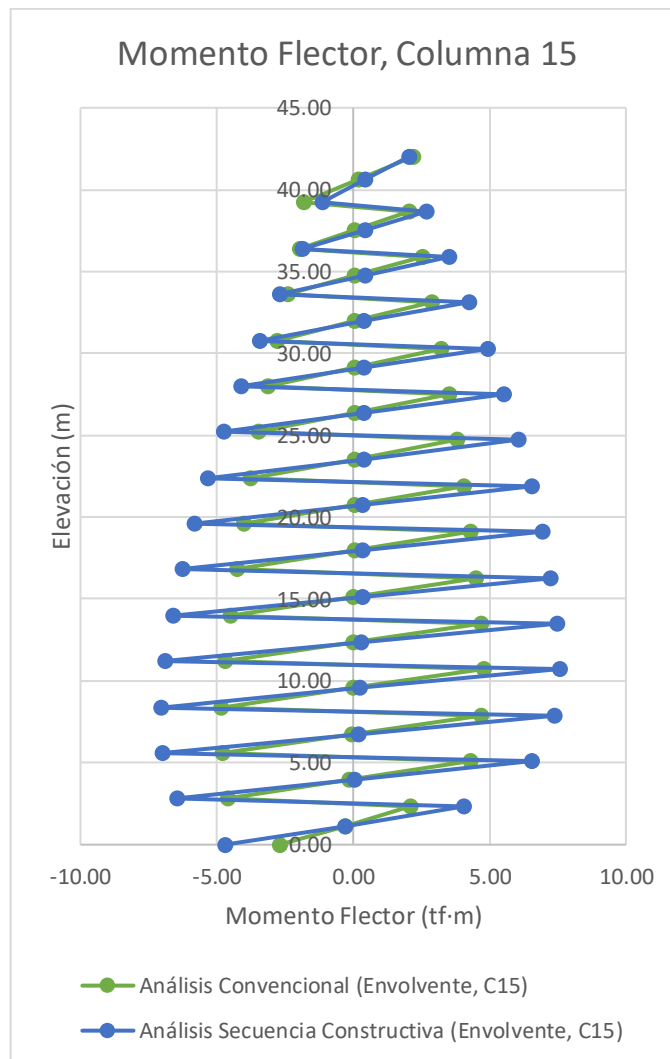


Las fuerzas cortantes en la columna C15 sigue una tendencia similar a la distribución de fuerzas axiales de la misma columna, con la diferencia de que los máximos valores de fuerza cortante no se encuentran en la base. Las fuerzas obtenidas por el análisis incremental superan considerablemente las obtenidas por el método convencional de análisis de

estructuras, pero la diferencia se reduce conforme se analizan pisos superiores hasta estar por debajo de los valores de análisis convencional. Los valores de fuerza cortante por metodología incremental son hasta 1,68 veces la fuerza cortante del análisis por metodología convencional. La diferente distribución de fuerzas también afecta de forma directa a las fuerzas cortantes en magnitud similar a lo sucedido con las fuerzas axiales.

Figura 95

Gráfico comparativo del momento flector en la columna C15 bajo análisis convencional y análisis de secuencia constructiva



Finalmente, los momentos en la columna C15 presentan una distribución similar a la obtenida en los esfuerzos cortantes: los máximos valores de flexión se encuentran en los niveles inferiores, mas no en el primer nivel. Las máximas diferencias entre el análisis por

secuencia constructiva y el análisis convencional también se encuentran en este sector, logrando valores en extremos de columna que son hasta aproximadamente 2 veces superiores a los obtenidos por metodología convencional de análisis. Considerando la ubicación de los momentos máximos, se puede observar también que mientras el análisis estructural convencional brinda resultados que generalmente disminuyen conforme se analizan niveles superiores, distribución que también se repite en los diagramas de momento cortante estudiados. Del mismo modo, los momentos flectores logran asemejarse en los últimos niveles hasta la disminución en los últimos dos pisos que brinda flexión mayor en el análisis estructural convencional que en el análisis incremental. Los resultados de fuerzas internas no presentan tendencias completamente definidas para ninguno de los casos más allá de la existente relación entre fuerzas cortantes y momentos flectores, y esto se debe principalmente a las distribuciones de fuerzas entre los elementos para cada uno de los métodos junto con la aplicación no exclusiva de cargas gravitacionales en el análisis del modelo.

8 Conclusiones

En base a los resultados de la investigación, ha sido posible elaborar las siguientes ideas en base a los objetivos de investigación planteados.

- **Objetivo general**

De forma general, la consideración de la secuencia cambia el comportamiento de desplazamiento lateral estructural, obteniendo los mayores desplazamientos antes de alcanzar el último piso, pero con derivas mayores en el último nivel. La diferencia máxima obtenida entre desplazamientos obtenidos por ambas metodologías en todos los edificios fue 93,71% en piso cuatro del edificio de quince pisos, mientras que la máxima obtenida entre derivas fue de 841,46% en el último nivel del mismo edificio.

Asimismo, los valores de fuerza axial y fuerza cortante son diferentes según el tipo de análisis debido a las diferencias en la transferencia de cargas del análisis por secuencia constructiva frente al convencional. El análisis por secuencia constructiva brinda mayores valores de fuerza en la base y valores similares conforme se eleva la estructura con respecto al método convencional de análisis.

Se rescata, además, que la altura de la edificación es un factor determinante para verificar si es necesario el uso de un análisis por secuencia constructiva o si es suficiente un análisis estructural de tipo convencional. El edificio de altura más baja tuvo valores de

desplazamientos laterales analizados por secuencia constructiva que no superaban en más del 26% los desplazamientos obtenidos por metodología convencional de análisis, mientras que el edificio con más pisos obtuvo desplazamientos analizados por secuencia constructiva considerablemente mayores en todos los casos.

- Objetivo específico 1

A través del análisis de los modelos bidimensionales y tridimensionales de estructuras, fue posible determinar que la estructura durante el proceso constructivo estará sometida a cargas de gravedad y cargas laterales. Por la naturaleza secuencial de la construcción de las edificaciones multifamiliares y partiendo del nivel del suelo hacia niveles por encima del nivel cero, durante la construcción la edificación se encontrará sujeta a diversas cargas que actúan en dirección paralela a la gravedad, incluyendo principalmente el peso de los elementos estructurales de concreto armado vaciados, así como la sobrecarga de techo. Estas cargas, contrarias al modelamiento convencional de edificaciones, se aplican etapa a etapa, afectando así la longitud de los elementos verticales del nivel inferior al momento de aumentarles la carga desde el piso superior. Esto genera un acortamiento en las columnas y, naturalmente, afecta cómo se distribuye la carga en la conexión columna-viga. Lateralmente, al ser una edificación de concreto armado en una zona sísmica, la carga que principalmente afecta las solicitudes del edificio corresponde a la ejercida por acción sísmica. Considerando que gran parte del colapso de edificaciones durante el proceso constructivo corresponden a fallas de elementos verticales de sostenimiento de los pisos subsiguientes, resulta importante analizar la variación del efecto de la carga sísmica amplificada en cada etapa de la edificación si se toma en consideración que el desplazamiento lateral de las edificaciones es mayor conforme aumentan el peso, y por lo tanto la altura, de las estructuras.

- Objetivo específico 2

Es posible obtener la respuesta estructural de modelos planos a través del análisis sismorresistente de las edificaciones en los términos deseados. Los desplazamientos laterales de pisos, para todos los niveles, fueron mayores mediante el análisis estático que con el análisis modal-espectral con una respuesta combinada por combinaciones cuadráticas según lo establecido en la Norma Técnica E.030, valiendo como máximo 0,0918 m en el modelo de seis niveles considerando la amplificación de 0,75R para incluir el efecto inelástico del método estático. En la misma línea, fue posible obtener las derivas durante el análisis sismorresistente tanto por el método de fuerzas equivalentes como por el método modal

espectral. Las derivas resultaron mayores en el análisis estático, obteniendo como máximo valor de deriva 0,0069 con las mismas consideraciones.

Es viable analizar un sistema estructural a pórticos de una estructura de dos, tres, cuatro, cinco o seis grados de libertad para describir aproximadamente el comportamiento estructural de una edificación tridimensional. La sensibilización a través de modelos planos con hojas de cálculo permite ahondar en los detalles específicos del análisis estructural convencional y esclarecer la aplicación de la teoría de Hooke en elementos simples y modelos teóricos que pueden ser utilizados para simplificar eventos reales. Asimismo, permite constatar la importancia de la altura de una estructura en su comportamiento frente a acciones de carga lateral sísmica. Las simplificaciones de empotramientos en la base reducen el comportamiento a la acción de fuerzas y es útil para un análisis preliminar aproximado de lo que sucede en la edificación. Esta metodología debe ir constantemente acompañada de la verificación de procesos de la normativa vigente en el país donde se realice el análisis.

- Objetivo específico 3

Los modelos numéricos permitieron ilustrar la respuesta estructural de las edificaciones analizadas a través de gráficos y tablas correspondientes a desplazamientos, derivas y fuerzas internas. Estas herramientas y el funcionamiento iterativo de las operaciones matemáticas programadas dentro de su código de funcionamiento es útil para agilizar los procedimientos de cálculo necesarios en la obtención de la respuesta estructural. De la misma manera, su organización de la información en tablas fácilmente exportables a plataformas de cálculo más libres y accesibles para el tratamiento de datos, como Excel, Google Sheets o programas similares, complementa parcialmente las limitaciones del programa en la obtención de conclusiones enlazadas al razonamiento ingenieril y operaciones matemáticas complementarias mediante tratamiento de datos.

La respuesta estructural de las edificaciones, según la información recopilada de los modelos, fue descrita utilizando desplazamientos laterales, derivas de entrepiso y gráficos de fuerzas internas en los elementos estructurales. Por un lado, en las edificaciones modeladas de cinco, diez y quince niveles, con una distribución simétrica de elementos estructurales, se obtuvo por metodología convencional que el desplazamiento lateral máximo es de 0,010 m, 0,059 m y 0,047 m aproximadamente en el último nivel de cada edificación. Considerando que todos los desplazamientos laterales de los demás niveles son de valores inferiores y se ordenan de tal manera que el desplazamiento del último nivel es mayor que el del penúltimo nivel, y este simultáneamente es mayor que el del antepenúltimo

nivel (y así consecutivamente), se reconoce un comportamiento que, con asistencia del criterio ingenieril, responde a la lógica elástico-lineal de una edificación modelada como un sistema masa-resorte cuya rigidez de sus masas constituyentes disminuye según la altura.

Por otro lado, en las mismas edificaciones y bajo las mismas condiciones, pero con un análisis suponiendo la aplicación secuencial de las cargas, se observó que el desplazamiento lateral máximo es 0,008 m, 0,062 m y 0,061 m aproximadamente en los niveles intermedios. Teniendo en cuenta que los desplazamientos están ordenados de tal manera que tanto en el nivel inmediato superior como en el inmediato inferior existen desplazamientos menores al desplazamiento máximo (y continuando en secuencia decreciente), es identificable un comportamiento que responde a la premisa de que la edificación se encuentra sujeta a cargas adicionales durante su proceso constructivo, y que estas afectan en mayor medida a los niveles intermedios que al último nivel, cuya superficie generalmente no se encuentra sujeta a cargas significativas que afecten su desarrollo.

El uso de softwares especializados para el análisis estructural de estos modelos permitió obtener valores representativos del comportamiento real de las edificaciones de concreto armado de manera más eficiente que el cómputo manual o el desarrollo con hojas de cálculo. Con los valores representativos del comportamiento, el software permite también encontrar la forma deformada de las tres edificaciones a través del software, lo cual ilustra de manera más efectiva el efecto de las cargas actuantes sobre los elementos estructurales que un gráfico elaborado con hojas de cálculo. Si bien esta herramienta de cálculo y análisis avanzado logra cumplir con el objetivo de análisis, el software debe estar siempre acompañado del uso lógico de la ciencia ingenieril para la obtención de conclusiones adecuadas y toma de decisiones precisa en etapas futuras de diseño y puesta en obra.

- Objetivo específico 4

Finalmente, es posible comparar las respuestas estructurales debido a las diferencias existentes en los valores de los parámetros utilizados para la descripción de la respuesta estructural. Estos valores se encuentran alineados a la altura de la edificación analizada y el peso sísmico por piso, demostrando una tendencia a aumentar en valores absolutos conforme se incrementa la cantidad de niveles de la edificación estudiada si el peso sísmico por nivel no disminuye. Esto se observa claramente en los desplazamientos laterales de los modelos de diez y quince pisos versus el modelo de cinco. Por un lado, el desplazamiento lateral máximo por análisis convencional del modelo más alto supera en aproximadamente 456% el desplazamiento lateral máximo del modelo más bajo, mientras que, en el análisis por

secuencia constructiva, se observa una diferencia de aproximadamente 776% entre ambas edificaciones en sus máximos desplazamientos. Por otro lado, el desplazamiento lateral máximo por análisis convencional del modelo de diez pisos supera en aproximadamente 576% el desplazamiento lateral máximo del modelo más bajo, mientras que, en el análisis por secuencia constructiva, se observa una diferencia de aproximadamente 798% entre ambas edificaciones en sus máximos desplazamientos. Incluso, en promedio, los valores de desplazamiento lateral de las edificaciones son mayores en los modelos con la mayor cantidad de niveles analizado por secuencia constructiva: el desplazamiento lateral promedio de los entrepisos en los edificios de quince niveles y diez niveles tienen un valor de 0,037 m y 0,040, respectivamente, en la dirección Y. Estos valores son claramente superiores al desplazamiento promedio de 0,004 m del edificio de cinco niveles en la misma dirección.

Según el método de análisis utilizado, los desplazamientos laterales de la estructura y las derivas de entrepiso aumentan notoriamente cuando se utiliza el análisis por secuencia constructiva frente al análisis por método convencional, presentando el desplazamiento absoluto máximo en los pisos centrales para el primer método y en el último piso para el segundo método de análisis. Si bien, al analizar todas las edificaciones, se podían obtener, en los niveles superiores, desplazamientos laterales por análisis estructural convencional inferiores hasta en 67% a los obtenidos por secuencia constructiva, no es implausible afirmar que esta tendencia se revertiría conforme se analice una edificación de mayor cantidad de niveles. Mientras que, en el modelo de cinco pisos, la mitad de las variaciones se encuentran por encima del 11% en la dirección Y, la mitad de las variaciones los modelos de diez y quince niveles están por encima de 44% y 69%, respectivamente. Un comportamiento similar se cumple en la dirección X, mostrando así que edificios más altos podrían presentar variaciones con valores centrales más altos y una distribución que se concentre en valores positivos.

Los desplazamientos máximos fueron encontrados en los pisos siete y diez para los edificios de diez y quince pisos, mientras que se encontraban en el piso cuatro en el edificio más bajo. La información recopilada permite indicar que existe una incidencia importante en el comportamiento de los desplazamientos según la cantidad de niveles siempre que los pesos sísmicos por nivel aumenten, y apunta a demostrar que los análisis por secuencia constructiva adquirirían más relevancia en edificaciones de altura y peso considerables.

Las fuerzas axiales en los elementos son mayores en todos los niveles según las columnas analizadas; sin embargo, las fuerzas cortantes y los momentos flectores internos solo son

mayores en el 80% de la altura total de la columna. Si bien no se puede establecer una relación proporcional global para toda la estructura, la investigación permite aclarar que las diferencias entre los resultados de ambos tipos de análisis existen y la teoría confirma que el análisis estructural por secuencia constructiva brinda resultados más realistas del comportamiento estructural.

9 Recomendaciones

Tomando en cuenta las limitaciones de la investigación y las oportunidades de mejora que permitan un desarrollo más exhaustivo del tema analizado, es posible elaborar recomendaciones para un desarrollo adecuado y fructífero de proyectos de investigación relacionados.

- **Objetivo general**

Si bien la respuesta estructural cambia al momento de utilizar el análisis por secuencia constructiva, las cargas generalmente asociadas al proceso de construcción se encuentran en dirección gravitacional, por lo cual se aconseja evaluar solamente las cargas actuantes en dirección vertical de tal forma que se pueda apreciar mejor la diferencia entre la respuesta por el peso propio y carga viva sin tomar en cuenta otro tipo de cargas laterales externas que pudieran afectar los resultados.

Se recomienda verificar los cambios en las deformaciones verticales según la etapa del proceso constructivo en la que se encuentre el análisis, de tal forma exista una observación de los efectos del equilibrio de fuerzas en las columnas y poder brindar un análisis más profundo sobre fisuraciones y deformaciones permanentes en el concreto, de tal forma que se garantice que las respuestas estructurales concuerden con las condiciones más desfavorables de deterioro con respecto al tiempo.

El análisis por secuencia constructiva puede brindar resultados más cercanos de desplazamiento al comportamiento real de la estructura. No obstante, es sugerible determinar en qué casos es realmente significativo el uso del análisis por secuencia constructiva, de tal forma que se pueda garantizar la eficiencia en el proceso de análisis para obtener un diseño de edificación y sección de elemento eficientes con los recursos disponibles sin comprometer la ductilidad ni capacidad de servicio de la estructura final.

- **Objetivo específico 1**

Resultaría interesante que futuras investigaciones consideren la no linealidad del concreto armado, los cambios de rigidez de los elementos según el desarrollo de sus propiedades, así como la influencia de las cargas ejercidas por los puntales y encofrado en términos de solicitudes y variaciones de la distribución de cargas nivel a nivel según etapa constructiva, de tal manera que se pueda hacer un análisis multivariable de la influencia de cada uno de estos parámetros en los resultados de un análisis por efecto constructivo en contraste con el análisis estructural por metodología convencional. Si bien el análisis realizado de los

modelos planteado ha logrado describir las diferencias presentes entre un análisis de respuesta estructural de edificaciones por método convencional y un análisis por secuencia constructiva, se ha restringido el análisis, por fines comparativos y de practicidad ilustrativa más que detalladamente descriptiva, a edificaciones con materiales que se encuentran en un desarrollo pleno de sus propiedades y con una relación elástica-lineal; asimismo, por esta razón no se han considerado los efectos de cambios de rigidez ni la puesta en uso de puntales verticales. El efecto principal que influyó en los diferentes resultados de ambos tipos de análisis fue el cambio de dimensiones iniciales de los elementos estructurales verticales, es decir, la variación entre la longitud de columna de una etapa de la construcción a otra (las cargas se aplican sobre la columna y la columna se deforma; por lo tanto, para aplicar las cargas de niveles subsiguientes, se considera la longitud deformada). Por este razonamiento, se sugiere complementar los efectos ya considerados en este trabajo de investigación con efectos adicionales que permitan describir de manera más detallada el efecto de las diversas cargas involucradas en el proceso constructivo.

- Objetivo específico 2

Si se utiliza el análisis a otro sistema que no sea o no esté compuesto solamente de pórticos planos regulares, es decir, se cuenta con losas y masas de mayor magnitud, elementos no regulares o distribuciones en planta y en altura diversas, resulta importante realizar las verificaciones por irregularidades en planta y en altura según las normativas vigentes con el propósito de adecuar el valor de la fuerza sísmica utilizada.

Es recomendable complementar los resultados de deriva obtenidos con hojas de cálculo con un análisis de respuesta estructural simplificado en softwares especializados de análisis estructural, de tal forma que se puedan utilizar los valores más representativos de derivas máximas para la verificación por normativa del diseño sismorresistente.

Si se desea utilizar el pórtico para aplicaciones reales concretas, es recomendable acompañar los resultados de la respuesta estructural con una propuesta de diseño siguiendo los métodos establecidos en la normativa vigente para este fin, con el propósito de verificar si puede brindar la seguridad y resistencia requerida para una vida útil prolongada y evitar el colapso.

- Objetivo específico 3

Es aconsejable verificar los cambios de la respuesta estructural considerando efectos dependientes del tiempo y condiciones no lineales como el efecto de momentos secundarios $P-\Delta$. Ambos efectos corresponden a una metodología de análisis no lineal más relacionada a

estructuras hechas con materiales ligeros que tienden a desplazarse más que el concreto armado en edificaciones de gran altura. Sin embargo, es de interés de la comunidad ingenieril verificar si la influencia de la secuencia constructiva y los demás efectos no lineales experimentalmente concuerdan con la teoría de fuerzas y desplazamientos, así como verificar si los resultados deben ser considerados para un diseño estructural más seguro y eficiente.

- Objetivo específico 4

Para los modelos tridimensionales, es recomendable acompañar los resultados de derivas obtenidas y estimación de cargas de diseño con una propuesta sólida de dimensionamiento de estructuras con el objetivo de verificar si es posible diseñar una edificación modelo bajo las condiciones planteadas. Un análisis exclusivo para verificar el comportamiento de las edificaciones es suficiente si el objetivo es describir el comportamiento bajo distintos tipos de análisis. No obstante, si se desea alcanzar un diseño que pueda ser empleado en condiciones reales garantizando que se cumpla el principio fundamental de no colapso en el diseño sismorresistente estructural, es necesario que todas las dimensiones de la edificación puedan acompañarse de una verificación por el método de análisis de cargas más conveniente acorde al material utilizado y la normativa vigente.

10 Trabajos Futuros

La presente investigación ha abarcado de manera integral, dentro de las restricciones y limitaciones existentes, el análisis de edificaciones multifamiliares con énfasis en los efectos de considerar una construcción secuencial dentro del proceso de experimentación. No obstante, existen diversas áreas que requieren una mayor exploración y que podrían beneficiar significativamente el campo de la ingeniería estructural y la construcción.

En primer lugar, futuros trabajos podrían enfocarse en modelos tridimensionales más complejos, de tal manera que representen con precisión las condiciones reales de construcción. El uso de herramientas de simulación avanzadas permitiría incluir factores como la interacción suelo-estructura, los efectos de segundo orden ($P-\Delta$), y la influencia de cargas dinámicas que en la presente investigación o fueron supuestas como estáticas, como las cargas de sismo, u otras cargas que no fueron consideradas en esta investigación, pero pudiesen ser relevantes según el material empleado o las condiciones de sitio existentes, como las cargas por viento. De esta manera, la precisión de resultados podría mejorarse y la aplicabilidad a escenarios reales contemplaría menor incertidumbre.

En segundo lugar, trabajos posteriores estarían facultados de incorporar materiales no convencionales. La inclusión de materiales como el concreto de alta resistencia, compuestos de fibra de carbono y materiales reciclados, podría ofrecer nuevas perspectivas sobre el comportamiento estructural bajo diferentes condiciones de carga y secuencias constructivas. Considerando la tendencia a diseñar edificaciones multifamiliares de mayor altura, estudios experimentales y simulaciones numéricas de la empleabilidad de estos materiales serían esenciales para evaluar su desempeño y determinar la viabilidad de su uso.

En tercer lugar, investigaciones futuras podrían optimizar las secuencias constructivas y plantear diversos escenarios con supuestos diversos no estandarizados, como retrasos y paralizaciones de obra. La optimización de las secuencias constructivas utilizando algoritmos avanzados y técnicas de inteligencia artificial puede proporcionar estrategias más eficientes y seguras para la construcción de edificios de gran altura, minimizando así la incertidumbre durante la construcción, optimizando costos y mejorando la eficiencia general de la construcción.

Finalmente, trabajos de investigación futuros deberían implementar estudios a largo plazo y monitoreo estructural de proyectos multifamiliares reales. Implementar sistemas de

monitoreo a largo plazo en edificios construidos utilizando las técnicas y materiales propuestos permitirá obtener datos reales sobre su desempeño. Esto contribuirá a validar los modelos teóricos y a realizar ajustes necesarios para futuras construcciones. Además, el monitoreo continuo ayudaría a la identificación de problemas emergentes, y a la implementación de medidas correctivas y oportunas.

Referencias

- Adam, J. M., Buitrago, M., Moragues, J. J., & Calderón, P. A. (2017). Limitations of Grundy and Kabaila's Simplified Method and Its Repercussion on the Safety and Serviceability of Successively Shored Building Structures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 31(5). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001038](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001038)
- Al-Salti, N., Karimov, E., & Sadarangani, K. (2016). On a differential equation with Caputo-Fabrizio fractional derivative of order $1 < b < 2$ and application to mass-spring-damper system. *Progress in Fractional Differentiation and Applications*, 2(4), 257-263. <https://doi.org/10.18576/PFDA/020403>
- Alvarado, Y. A., Calderón, P. A., Adam, J. M., Payá-Zaforteza, I. J., Pellicer, T. M., Pallarés, F. J., & Moragues, J. J. (2009). An experimental study into the evolution of loads on shores and slabs during construction of multistory buildings using partial striking. *Engineering Structures*, 31(9), 2132-2140. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.03.021>
- American Concrete Institute. (2005). *Guide for Shoring/Reshoring of Concrete* (ACI 347.2R-05).
- American Concrete Institute. (2014). *Guide to Formwork for Concrete* (ACI 347R-14).
- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* (ACI 318-19).
- American Institute of Steel Construction. (2022). *Specification for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 360-22).
- American Society of Civil Engineers. (2023). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-23).
- Arauco, O. (2018, 12 de diciembre). Inmobiliarias apuestan por edificios de más de 11 pisos. *La República*. <https://larepublica.pe/economia/1375132-inmobiliarias-apuestan-edificios-11-pisos>
- Atkinson, J. H. (2000). Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique*, 50(5), 487-508. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.5.487>

- Baumgart, F. (2000). Stiffness — an unknown world of mechanical science? *Injury*, 31(SUPPL.2), 84. [https://doi.org/10.1016/S0020-1383\(00\)80040-6](https://doi.org/10.1016/S0020-1383(00)80040-6)
- Barber, J. R. (2022). *Elasticity* (4^a ed.). Springer. <https://doi.org/10.1007/978-3-031-15214-6>
- Bernagozzi, G., Landi, L., & Diotallevi, P. P. (2016). On the Output-Only Vibration-Based Damage Detection. En K. B. Zimmerman (Ed.), *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series* (pp. 23-33). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-319-29956-3_3
- Bhati, M. U., & Shelke, N. L. (2020). Construction Sequence Analysis and Conventional Lumped Analysis Considering P-Delta Effect by Using ETABS. *International Journal of Creative Research Thoughts*, 8(7), 4280-4287. <https://ijcrt.org/papers/IJCRT2007456.pdf>
- Bhuskade, S. R., & Sagane, S. C. (2017). Effects of Various Parameters of Building on Natural Time Period. *International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT)*, 6(4), 557-561. <https://www.ijert.org/research/effects-of-various-parameters-of-building-on-natural-time-period-IJERTV6IS040529.pdf>
- Bourahla, N. (2013). Equivalent Static Analysis of Structures Subjected to Seismic Actions. En I. S.-K. Au, M. Beer, I. A. Kougoumtzoglou, & E. Patelli (Ed.), *Encyclopedia of Earthquake Engineering* (pp. 1-13). Springer Berlin Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_169-1
- British Standards Institution. (2023). *Eurocode 2: Design of concrete structures (EN 1992-1-1)*.
- Buitrago, M., Sagaseta, J., & Adam, J. M. (2018). Effects of sudden failure of shoring elements in concrete building structures under construction. *Engineering Structures*, 172, 508-522. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.052>
- Callister Jr., W. D., & Rethwisch, D. G. (2021). *Fundamentals of Materials Science and Engineering: An Integrated Approach* (9^a ed.). Wiley.
- Cámara Peruana de la Construcción. (2020, diciembre). 25° *Estudio de Mercado de Edificaciones Urbanas en Lima Metropolitana*.

- Duan, M. Z., & Chen, W.-F. (1995, diciembre). *Improved Simplified Method for Slab and Shore Load Analysis During Construction* (Reporte de proyecto CE-STR-95-21). Purdue University.
- Dym, C. L., & Shames, I. H. (2013). *Solid Mechanics: A Variational Approach*. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-1-4614-6034-3>
- European Comission, & United Nations Human Settlements Programme. (2016, 12 de octubre). *The State of European Cities*. <https://unhabitat.org/sites/default/files/download-manager-files/The%20State%20of%20European%20Cities%202016%20eBook%20HIGH.pdf>
- Fan, F., Wang, H., Zhi, X., Huang, G., Zhu, E., & Wang, H. (2013). Investigation of construction vertical deformation and pre-deformation control for three super high-rise buildings. *Advances in Structural Engineering*, 16(11), 1885-1897. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.16.11.1885>
- Federal Emergency Management Agency [Estados Unidos]. (2020, septiembre). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA P-2082)*.
- Ferreira, C. (2008). *Understanding Staged construction In Buildings using SAP2000* [Apuntes]. Computers and Structures, Inc. https://wiki.csiamerica.com/download/attachments/1215382/Staged_construction_in_buildings.pdf
- Forcada, I. (2014, 8-12 de diciembre). *Construcción en Etapas* [Conferencia]. 10° Ciclo de Conferencias: Edificios Altos, México D.F., México.
- Girija Das, G., & Praseeda, K. I. (2016). Comparison of Conventional and Construction Stage Analysis of a RCC Building. *IJSTE - International Journal of Science Technology & Engineering*, 3(3), 50-57. <https://www.ijste.org/articles/IJSTEV3I3052.pdf>
- González, Ó. M., & Robles, F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado* (4ª ed.). Limusa.

- Goodno, B. J., & Gere, J. M. (2018). *Mechanics of Materials* (9ª ed.). Cengage Learning.
- Guven, E., & Madenci, I. (2006). Nonlinear Structural Analysis. En *The Finite Element Method and Applications in Engineering Using Ansys®* (pp. 565-620). Springer US. https://doi.org/10.1007/978-0-387-28290-9_10
- Hernández, E. (2020). *Adecuación Estructural de Edificios Existentes* [Webinar]. INESA TECH. <https://vimeo.com/466519836>
- Hibbeler, R. C. (2018). *Mechanics of Materials* (9ª ed.). Pearson Education.
- Hind, M. K., Özakça, M., & Ekmekyapar, T. (2016). A Review on Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams Retrofitted with Fiber Reinforced Polymers. *Journal of Advanced Research in Applied Mechanics*, 22(1), 2289-7895. <https://www.akademiabaru.com/submit/index.php/aram/article/view/1756>
- Instituto Geológico. Minero y Metalúrgico. (2021). *Evaluación de Peligros Geológicos por Movimientos de Masa en el Sector Quillalla* (Informe técnico N° A7147). https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/storage/biblioteca//11103_informe-tecnico-n0-a7147-evaluacion-de-peligros-geologicos-por-movimientos-en-masa-en-el-sector-quillalla-distrito-de-unon-provincia-castilla-region-a.pdf
- Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2020, 11 de julio). *Estado de la población peruana* 2020. https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1743/Libro.pdf
- Kassimali, A. (2015). *Structural Analysis* (5ª ed.). Cengage Learning.
- Kosmatka, S. H., & Wilson, M. L. (2016). *Design and Control of Concrete Mixtures* (16ª ed.). Portland Cement Association.
- Kwak, H.-G., & Kim, J.-K. (2006). Time-dependent analysis of RC frame structures considering construction sequences. *Building and Environment*, 41, 1423-1434. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.05.013>
- Liu, X., Chen, W.-F., & Bowman, M. D. (1985). Construction load analysis for concrete structures. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 111(5), 1019-1036. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:5\(1019\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:5(1019))

- Liu, Y. P., & Chan, S. L. (2011). Second-order and advanced analysis of structures allowing for load and construction sequences. *Advances in Structural Engineering*, 14(4), 635-646. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.14.4.635>
- Ma, Z.-S., Chang, H.-Z., Ding, Q., & Wang, W. (2021). Condensation modeling of the linear structure with nonlinear boundary conditions. *Archive of Applied Mechanics*, 91(6), 2747-2759. <https://doi.org/10.1007/s00419-021-01922-4>
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2015). *Design of Reinforced Concrete* (9^a ed.). Wiley.
- McPheron, D., McCullough, B., & Bowman, M. D. (2012). *Structural Impact of Construction Loads* (Reporte técnico FHWA/IN/JTRP2012/18). Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University. <https://doi.org/10.5703/1288284314980>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [Perú]. (2006). *Norma Técnica Concreto Armado* (NTE E.060). https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/RNE2009_E_060.pdf
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [Perú]. (2018). *Norma Técnica Diseño Sismorresistente* (NTE E.030). <https://www.construccion.org/normas/rne2012/rne2006.htm>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [Perú]. (2020). *Norma Técnica Cargas* (NTE E.020). <https://drive.google.com/file/d/15atg-9w0OEXjR5C1m6IXUFihwYeUh1aN/view>
- Nayak, S., Kumar, R., & Sonparote, R. (2014). Effect of Staged Construction Analysis on Seismic Design and Performance of RC Buildings. En M. L. Sharma & M. Shrikhande (Eds.), *Proceedings of 15th Symposium on Earthquake Engineering* (pp. 439-449).
- Panigrahi, S., Patil, V., Madan, S. H., & Takkalaki, S. (2019). Importance of Construction Sequence Analysis in design of High Rise Building. *IJISSET-International Journal of Innovative Science, Engineering & Technology*, 6(4), 1-9. https://ijiset.com/vol6/v6s4/IJISSET_V6_I4_01.pdf

- Romanova, E. (2018). Increase in Population Density and Aggravation of Social and Psychological Problems in Areas with High-Rise Construction. *E3S Web of Conferences*, 33, 3061. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20183303061>
- Sahu, A., & Shanmugapriya, S. (2022). Overview of the Challenges in the Construction of Multistorey Reinforced Concrete Structure. *International Journal of Engineering Trends and Technology*, 70(7), 212-219. <https://doi.org/10.14445/22315381/IJETT-V70I7P222>
- Sánchez, V. E., & Vargas, R. M. (2018). *Análisis y diseño de edificios de concreto armado considerando la rigidez efectiva de sus elementos estructurales* [Tesis de titulación, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. <http://hdl.handle.net/10757/624981>
- Secer, M., & Arslan, T. (2019). Effects of Construction Sequence on Reinforced Concrete Building Analysis. En M. A. Wahab (Ed.), *Proceedings of the 1st International Conference on Numerical Modelling in Engineering* (Vol. 20, pp. 123-134). Springer. https://doi.org/10.1007/978-981-13-2405-5_10
- Slaughter, W. S. (2002). *The Linearized Theory of Elasticity*. Birkhäuser. <https://doi.org/10.1007/978-1-4612-0093-2>
- United Nations Fund for Population Activities. (2023). *State of the World Population*. <https://www.unfpa.org/sites/default/files/swop23/SWOP2023-ENGLISH-230329-web.pdf>
- United Nations Human Settlements Programme. (2022). *World Cities Report*. https://unhabitat.org/sites/default/files/2022/06/wcr_2022.pdf
- Vega, É. (2021, 5 de mayo). Crecimiento inmobiliario vertical de Lima muestra comportamientos diferenciados. *El Comercio*. Obtenido de <https://elcomercio.pe/economia/negocios/crecimiento-inmobiliario-vertical-de-lima-muestra-comportamientos-diferenciados-mercado-inmobiliario-capeco-tinsancze-noticia/>
- Weise, M., Katranuschkov, P., Liebich, T., & Scherer, R. J. (2003). Structural Analysis Extension of the IFC Modelling Framework. *Journal of Information Technology in Construction*, 8, 181-200. <https://www.itcon.org/paper/2003/14>

Zhang, J. J. (2019). *Applied Petroleum Geomechanics*. Gulf Professional Publishing.
<https://doi.org/10.1016/C2017-0-01969-9>

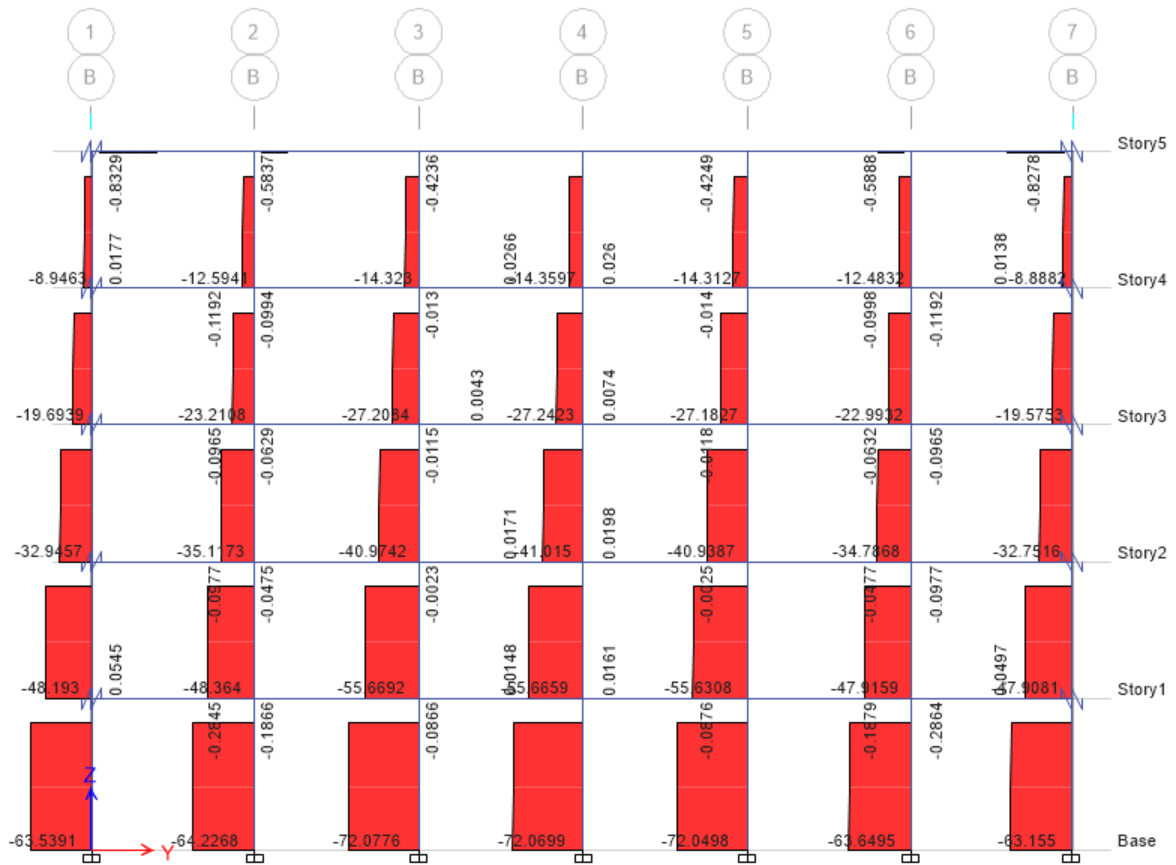
Zwillinger, D., & Dobrushkin, V. (2022). *Handbook of Differential Equations* (4^a ed.). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9780429286834>

Anexos

Anexo A

Diagrama de Fuerza Axial del edificio de cinco pisos para envoltorio, eje longitudinal

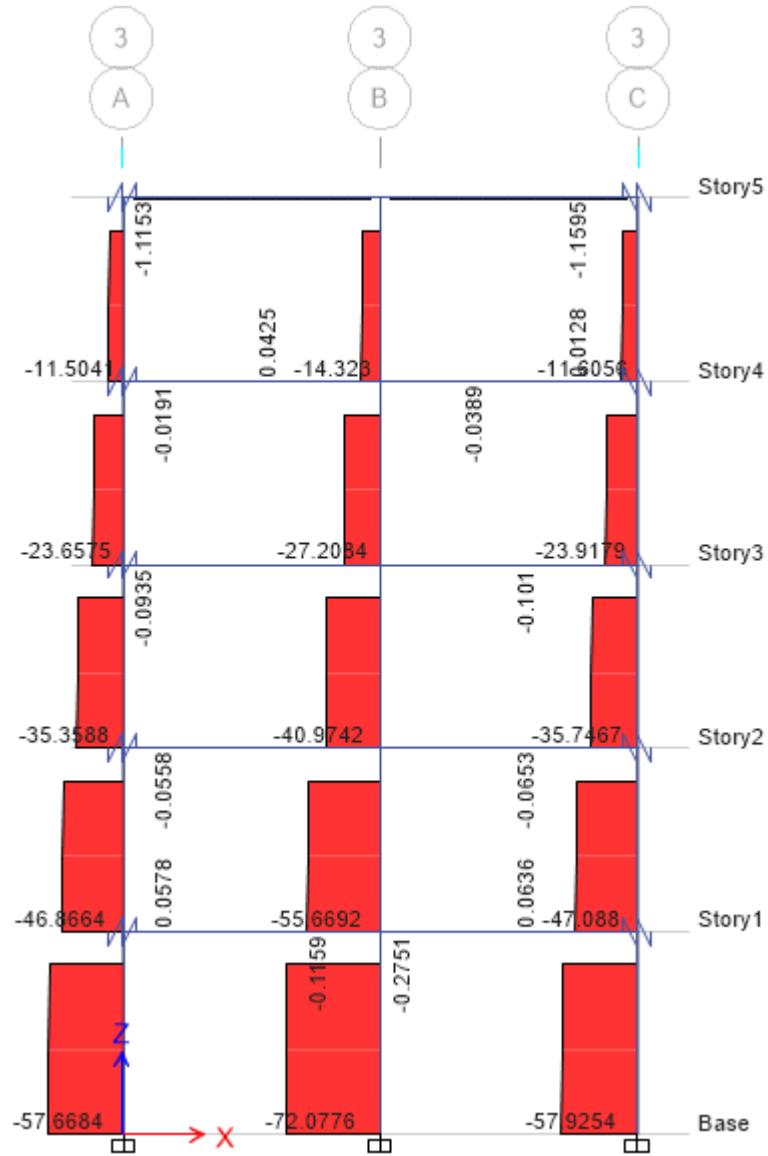
B



Anexo B

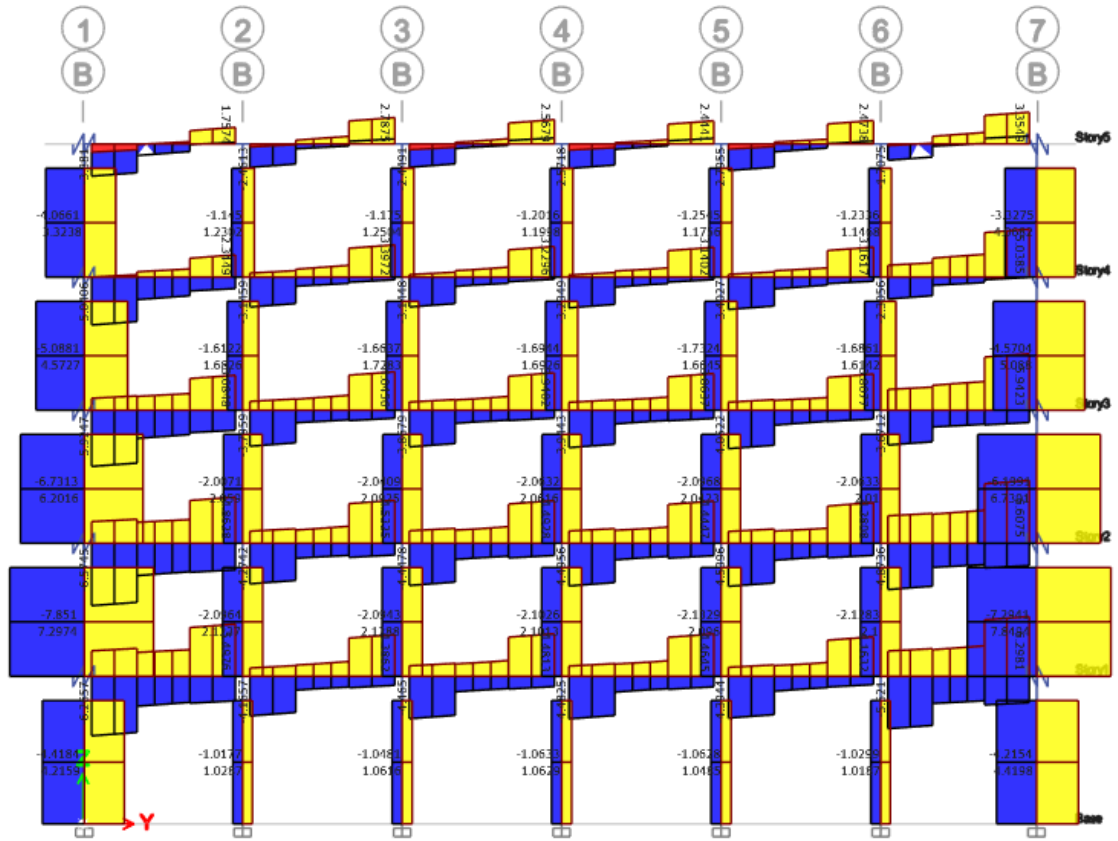
Diagrama de Fuerza Axial del edificio de cinco pisos para envolvente, eje transversal

3



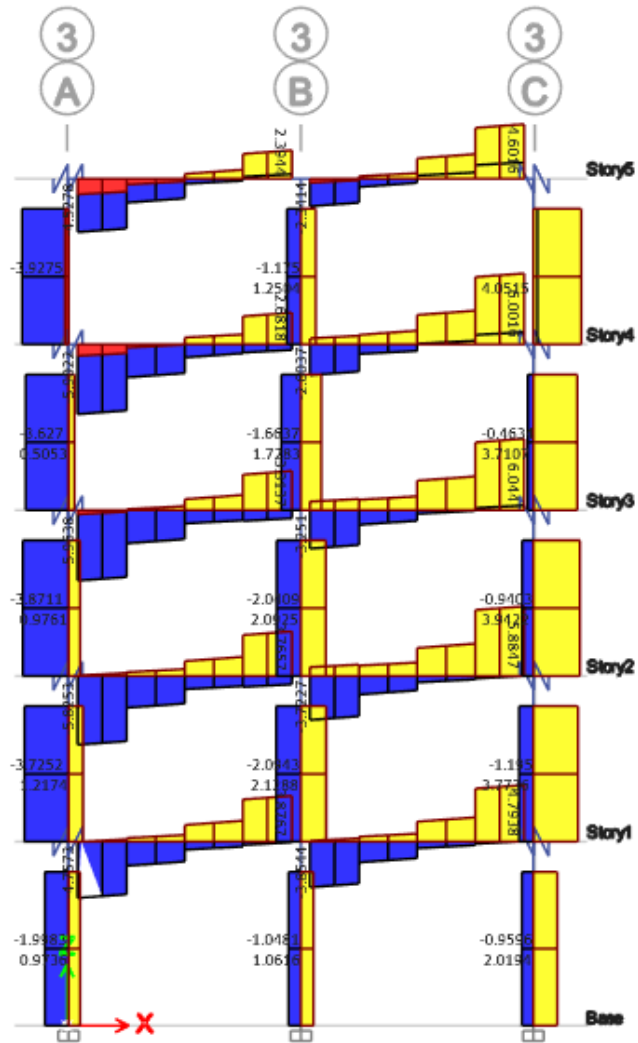
Anexo C

Diagrama de Fuerzas Cortantes máximas y mínimas del edificio de cinco pisos para envoltorio, eje longitudinal B



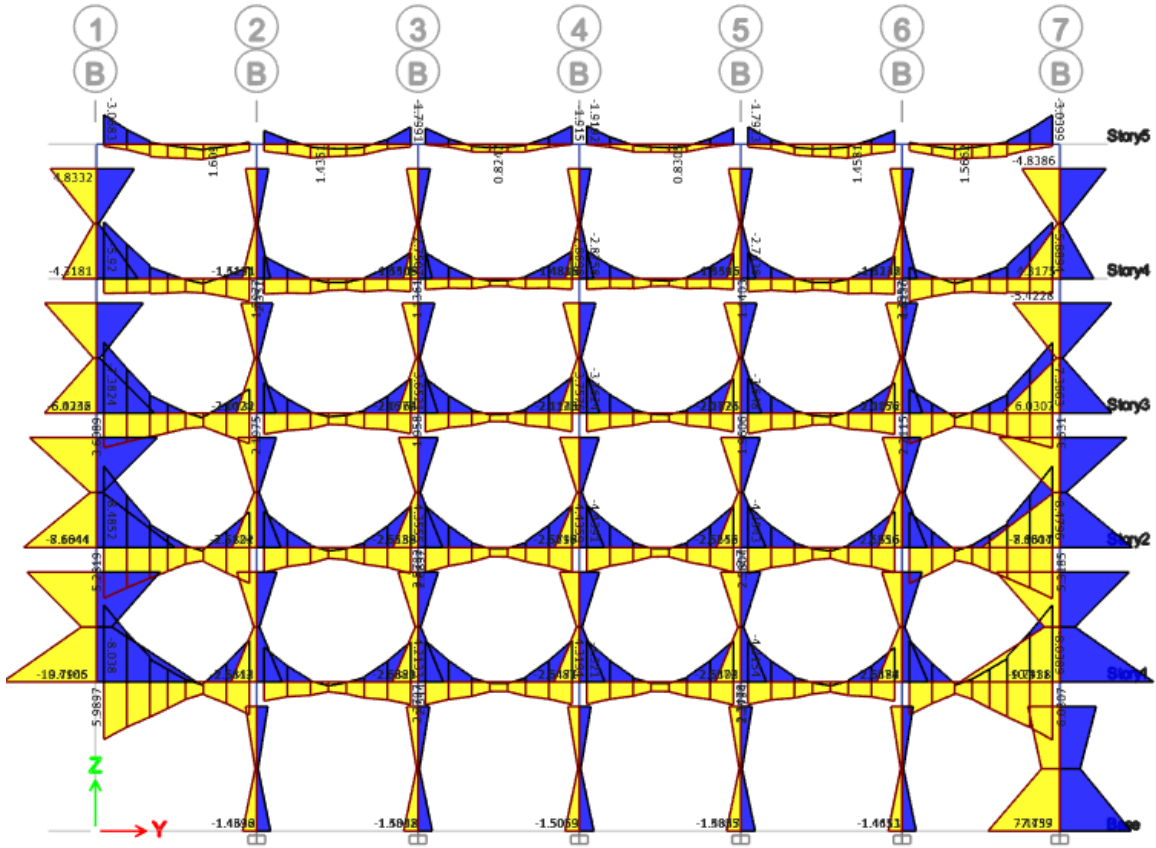
Anexo D

Diagrama de Fuerza Cortante del edificio de cinco pisos para envolvente, eje transversal 3



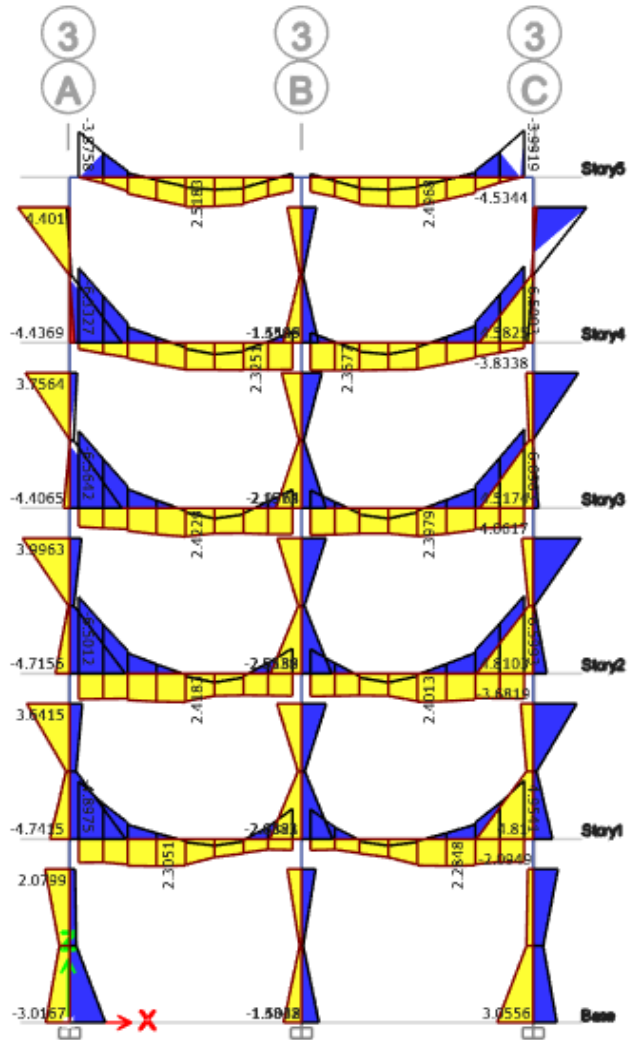
Anexo E

Diagrama de Momentos Flectores máximos y mínimos del edificio de cinco pisos para envoltente, eje longitudinal B



Anexo F

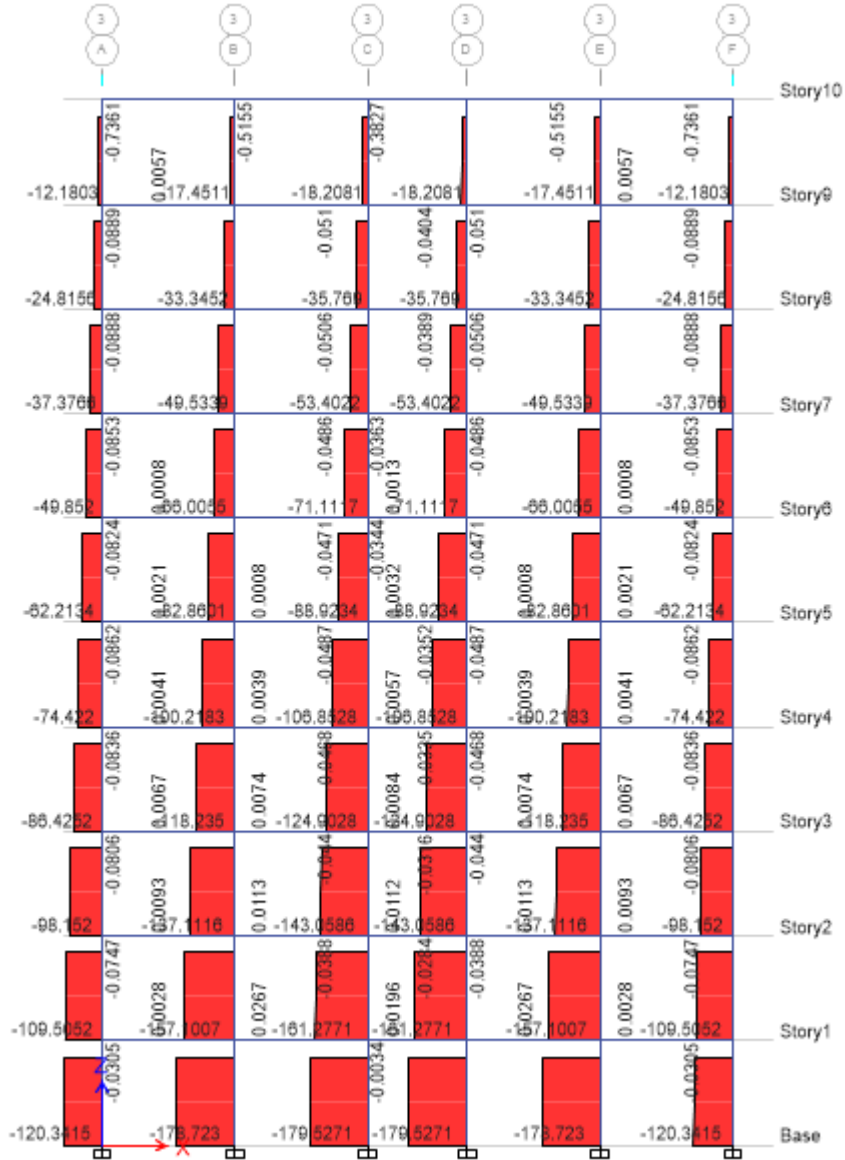
Diagrama de Momentos Flectores máximos y mínimos del edificio de cinco pisos para envoltente, eje transversal 3



Anexo G

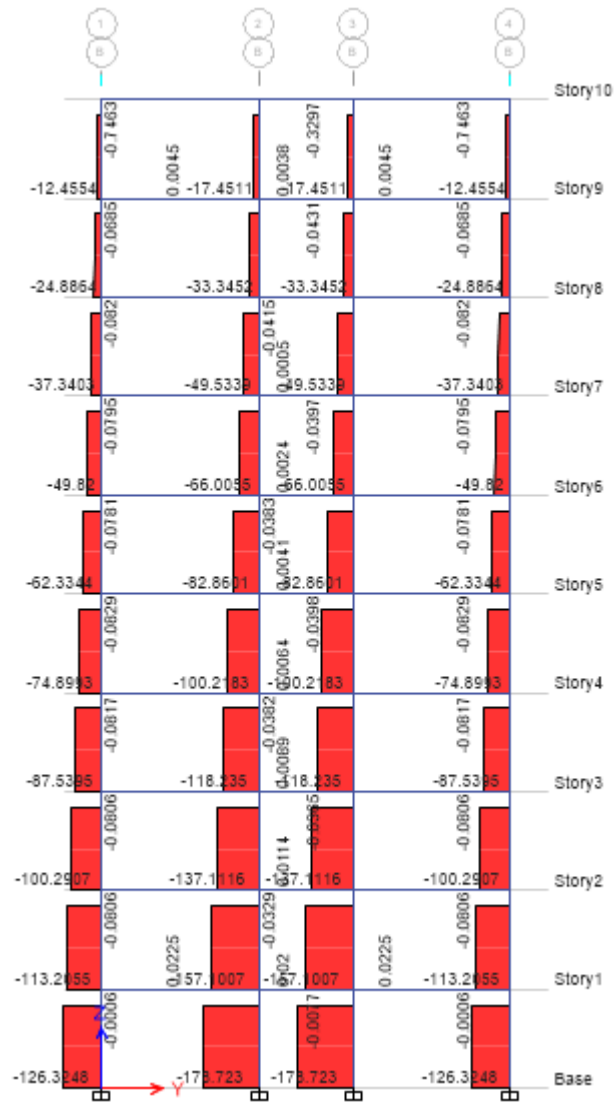
Diagrama de Fuerza Axial del edificio de diez pisos para envoltura, eje longitudinal

3



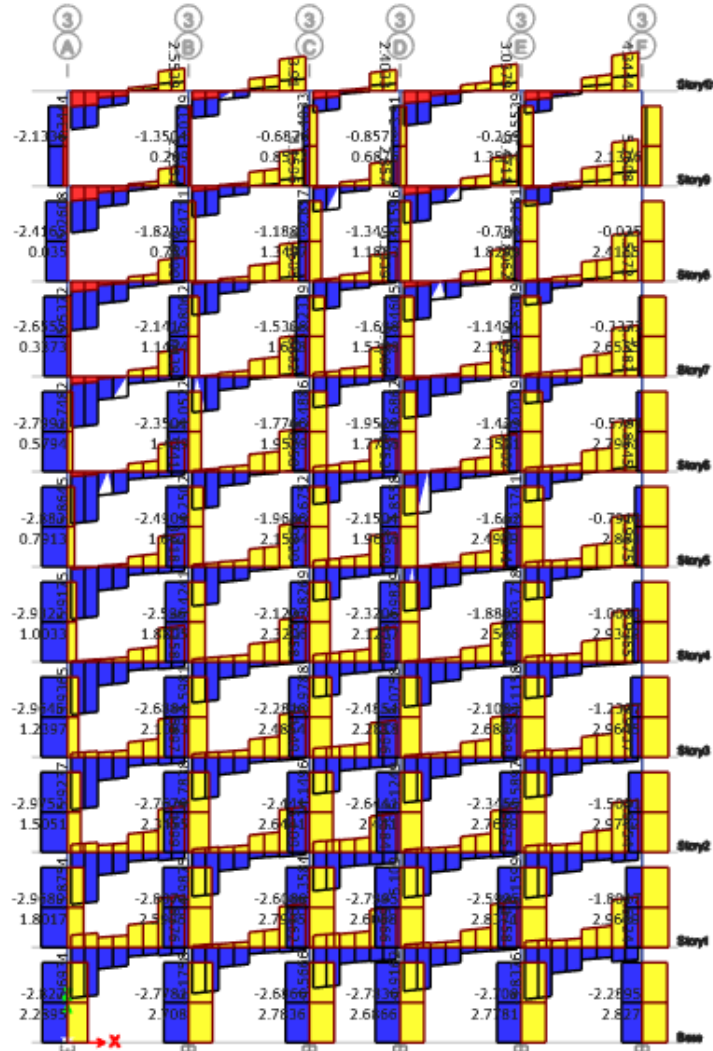
Anexo H

Diagrama de Fuerza Axial del edificio de diez pisos para envoltente, eje transversal B



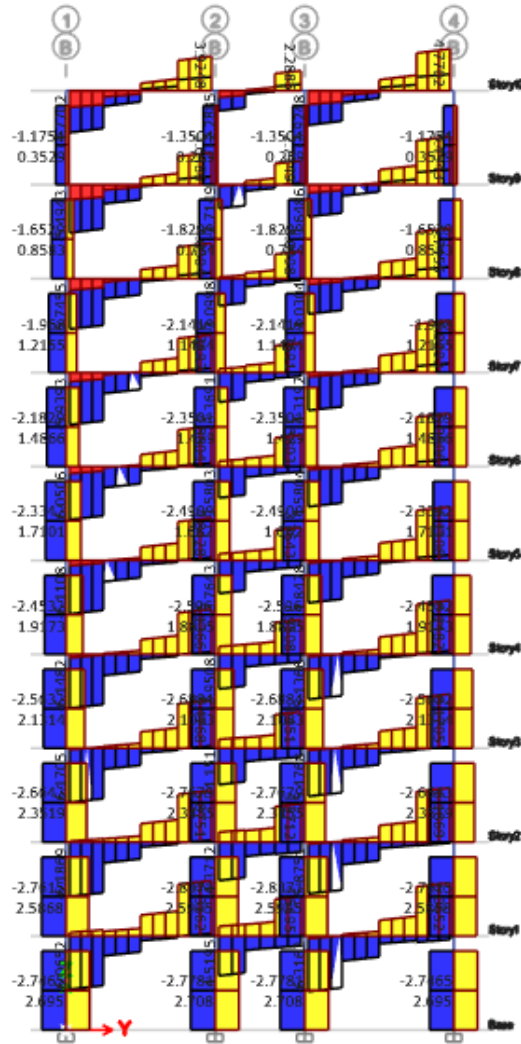
Anexo I

**Diagrama de Fuerzas Cortantes máximas y mínimas del edificio de diez pisos para
envolvente, eje longitudinal 3**



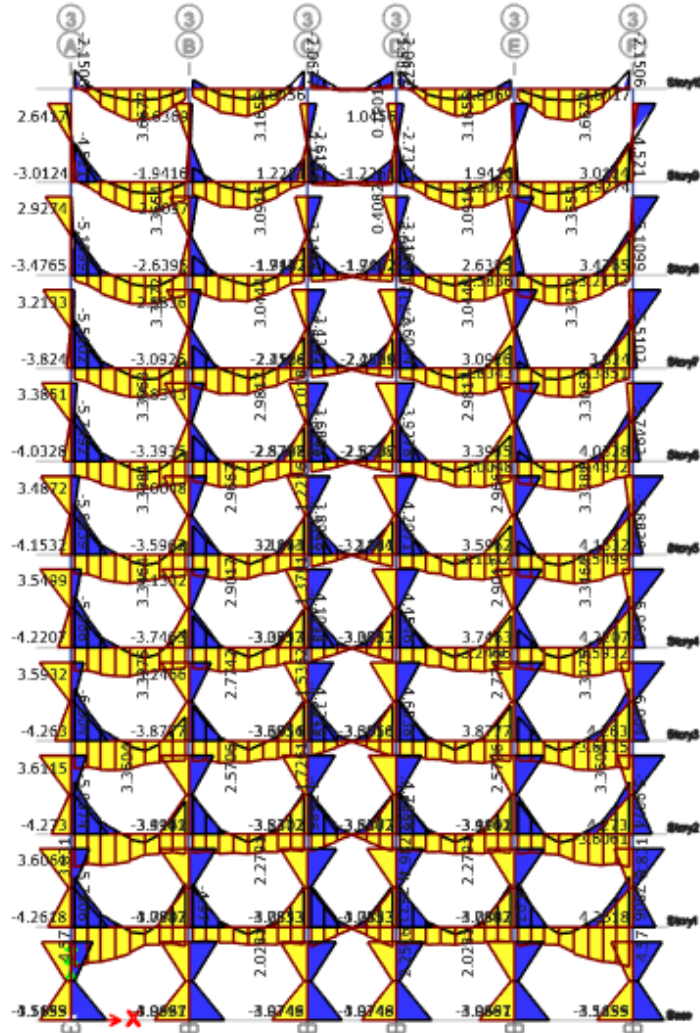
Anexo J

Diagrama de Fuerzas Cortantes máximas y mínimas del edificio de diez pisos para envoltente, eje transversal B



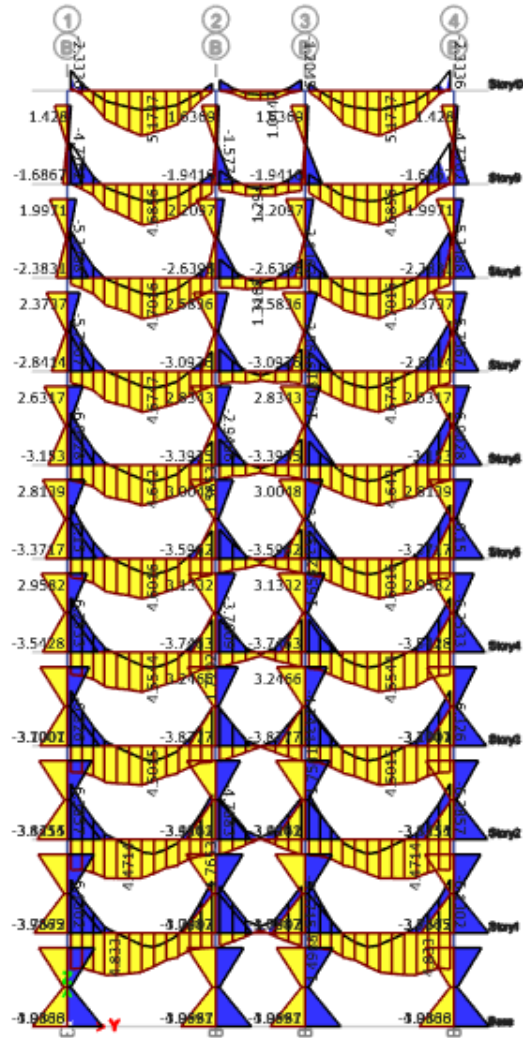
Anexo K

**Diagrama de Momentos Flectores máximos y mínimos del edificio de diez pisos para
envolvente, eje longitudinal 3**



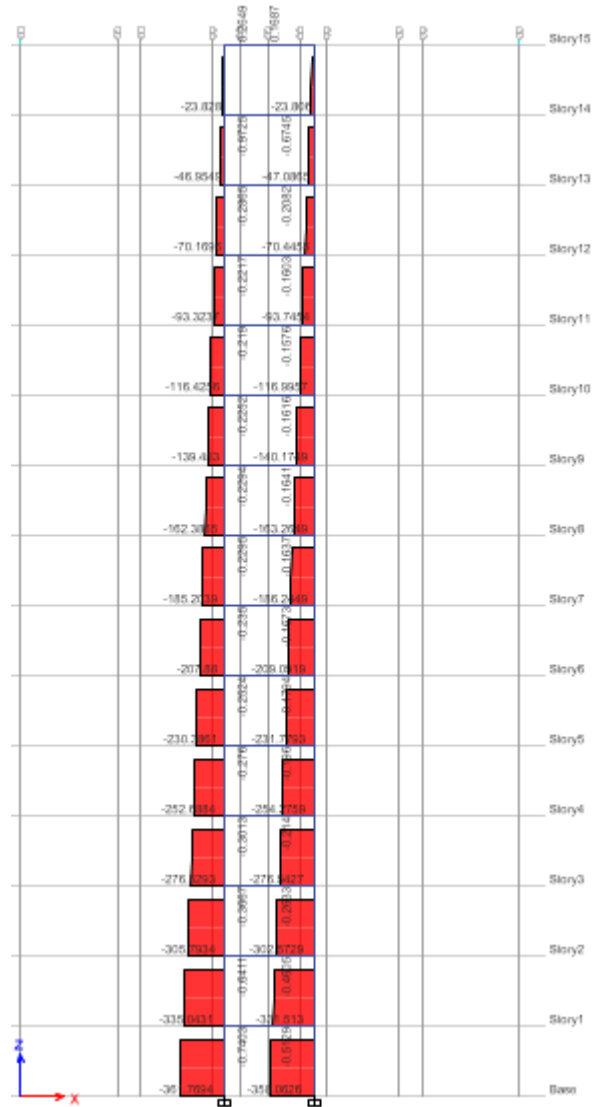
Anexo L

Diagrama de Momentos Flectores máximos y mínimos del edificio de diez pisos para envoltente, eje transversal B



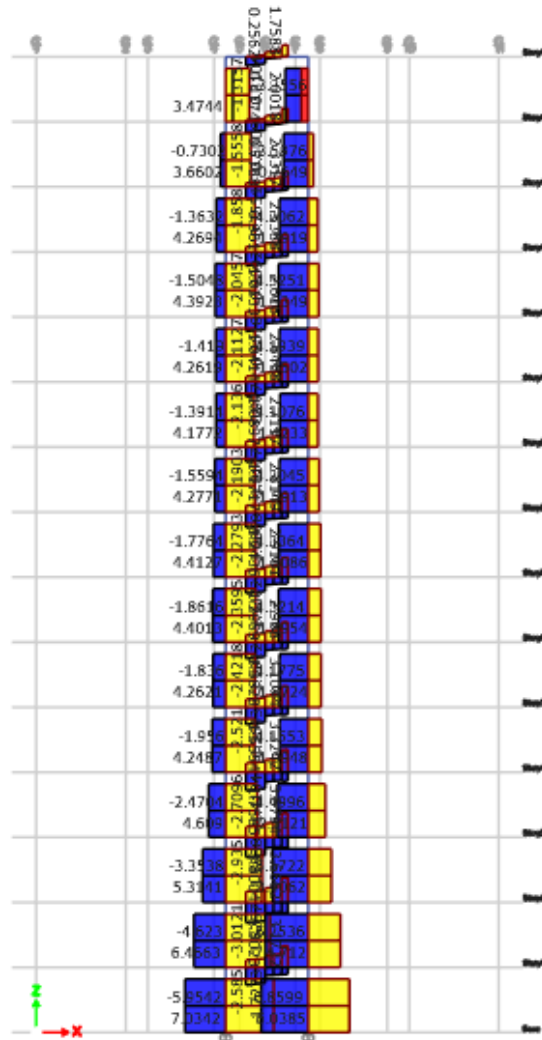
Anexo M

Diagrama de Fuerza Axial del edificio de quince pisos para envoltente, eje transversal C



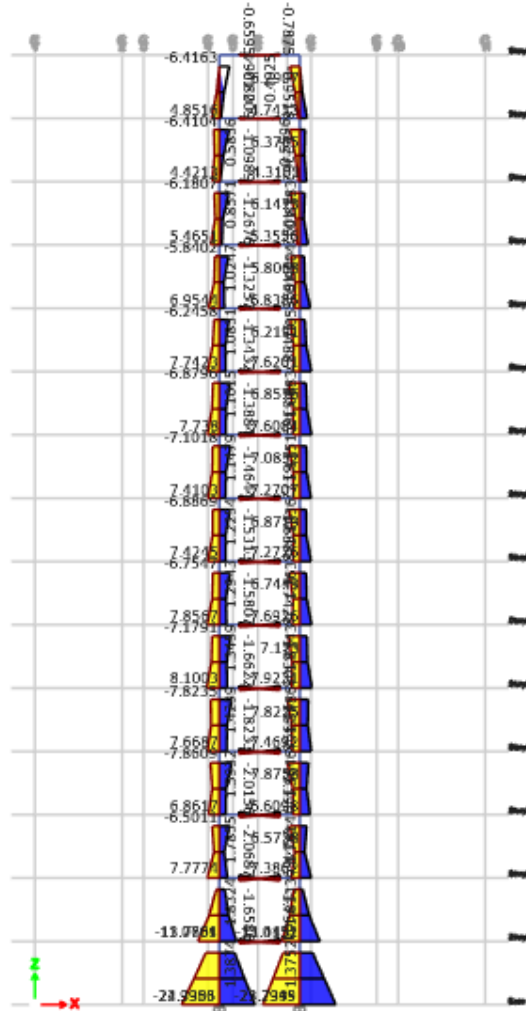
Anexo N

Diagrama de Fuerzas Cortantes máximas y mínimas del edificio de quince pisos para envoltura, eje transversal C



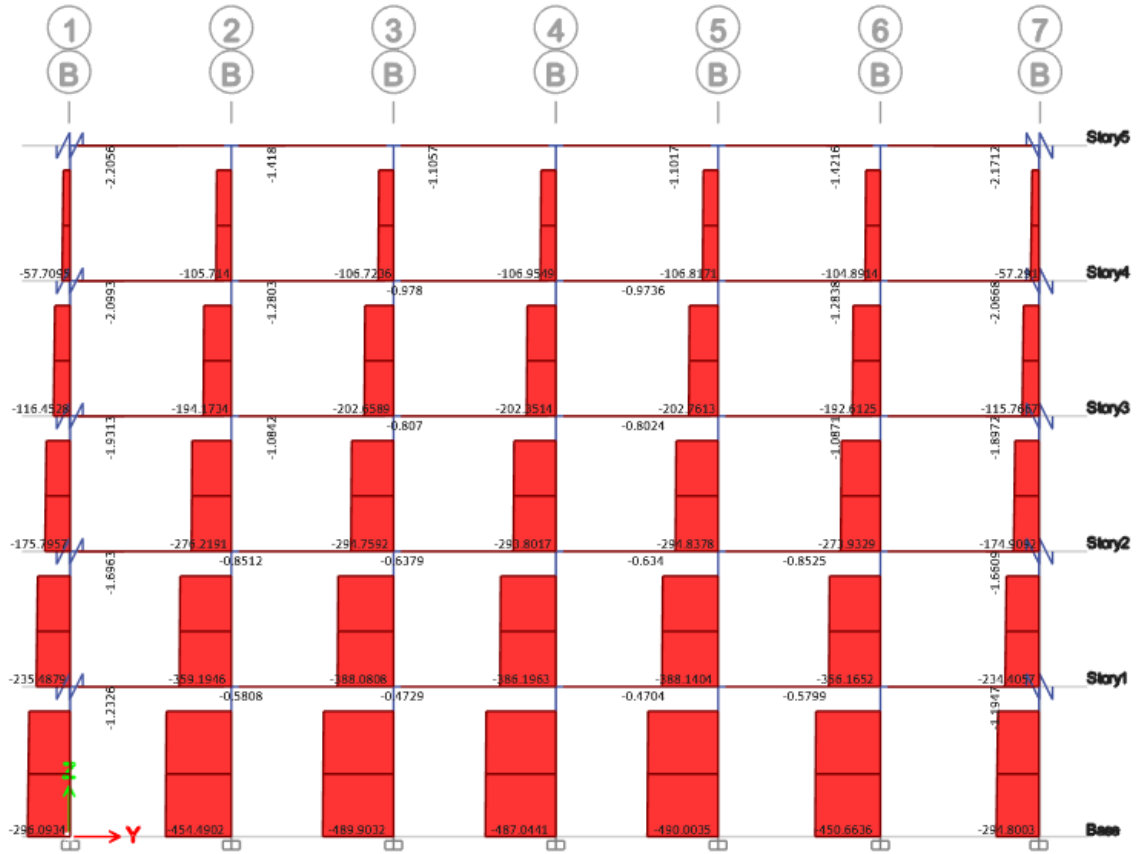
Anexo O

Diagrama de Momentos Flectores máximos y mínimos del edificio de quince pisos para envoltura, eje transversal C



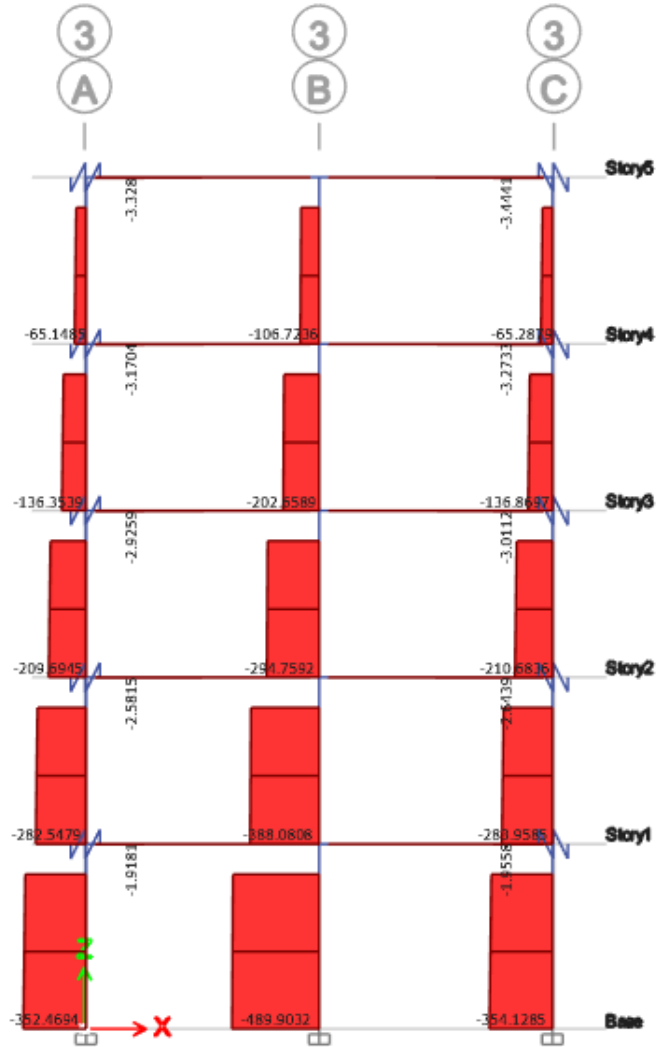
Anexo P

Diagrama de Fuerza Axial del edificio de cinco pisos considerando secuencia constructiva, eje longitudinal B



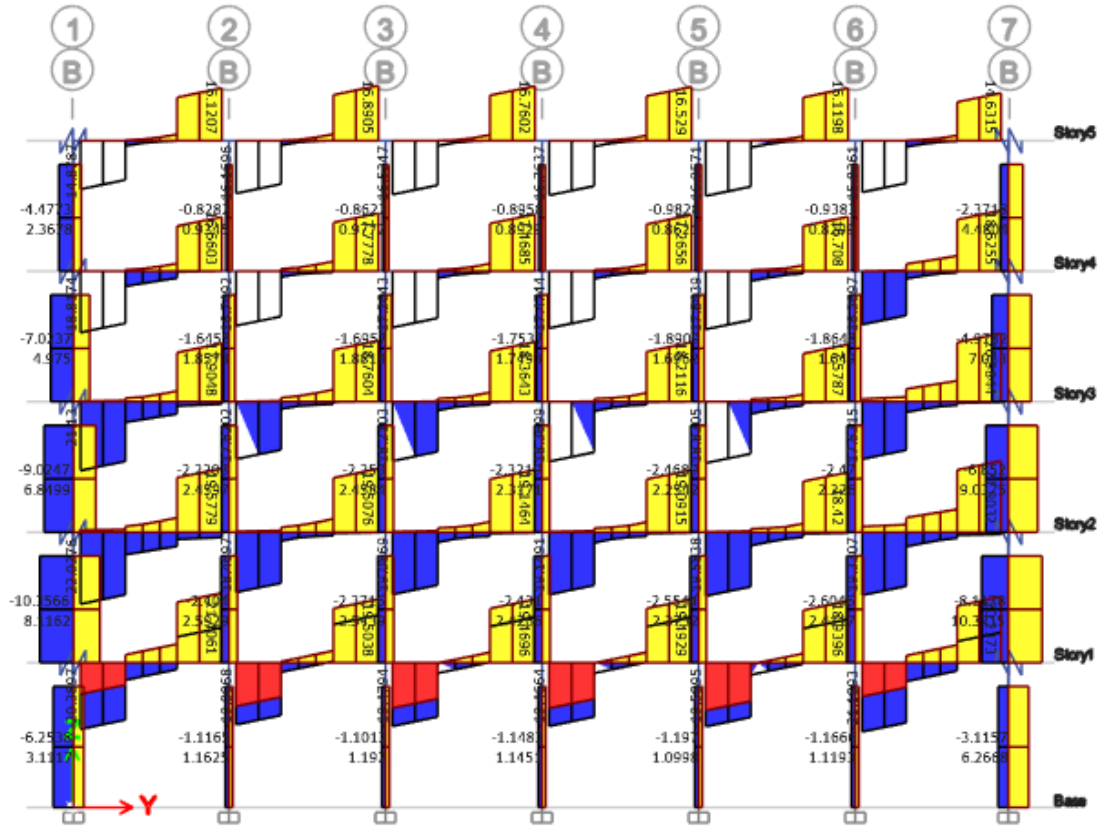
Anexo Q

Diagrama de Fuerza Axial del edificio de cinco pisos considerando secuencia constructiva, eje transversal 3



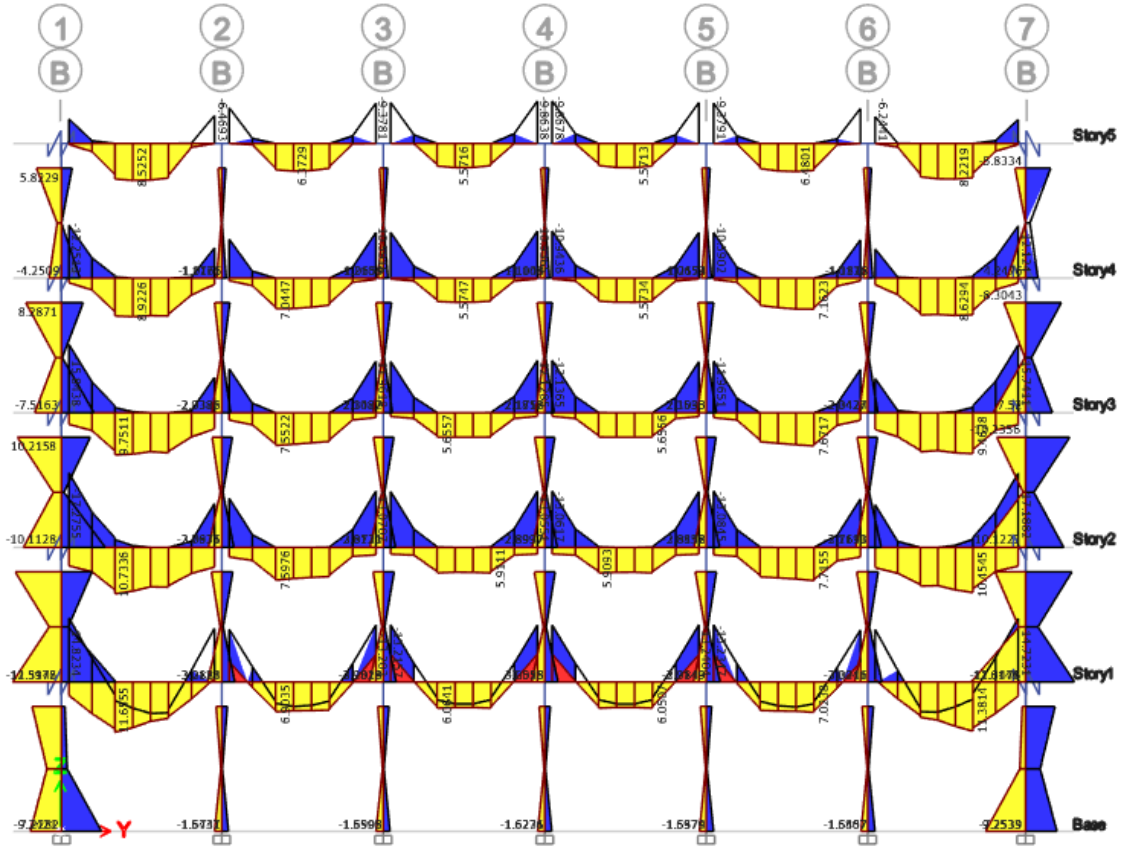
Anexo R

Diagrama de Fuerzas Cortantes máximas y mínimas del edificio de cinco pisos considerando secuencia constructiva, eje longitudinal B



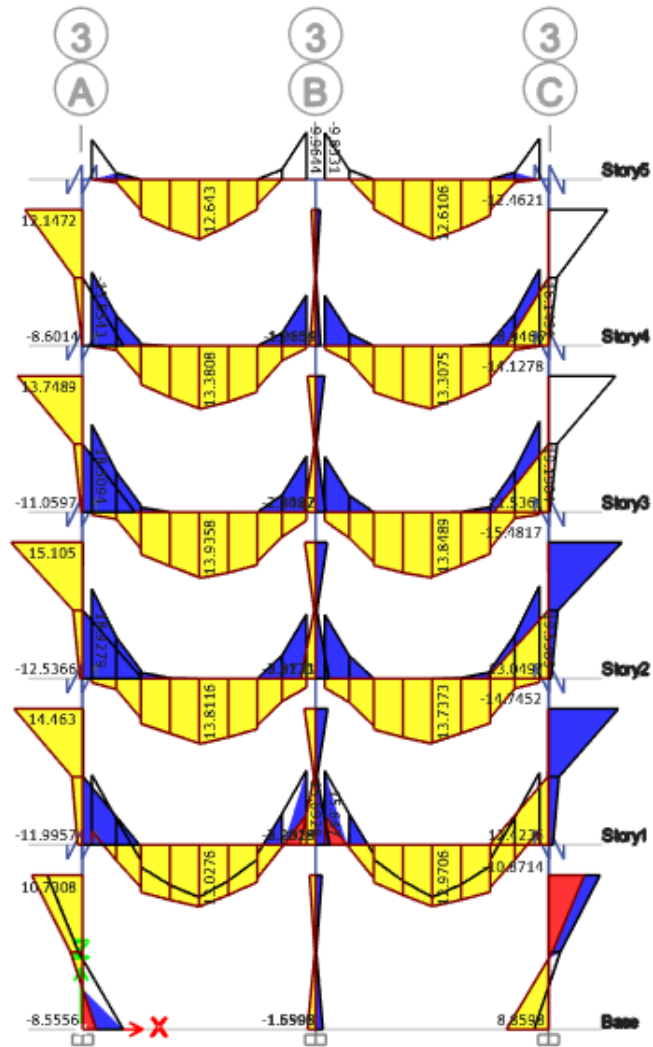
Anexo T

Diagrama de Momentos Flectores máximos y mínimos del edificio de cinco pisos considerando secuencia constructiva, eje longitudinal B



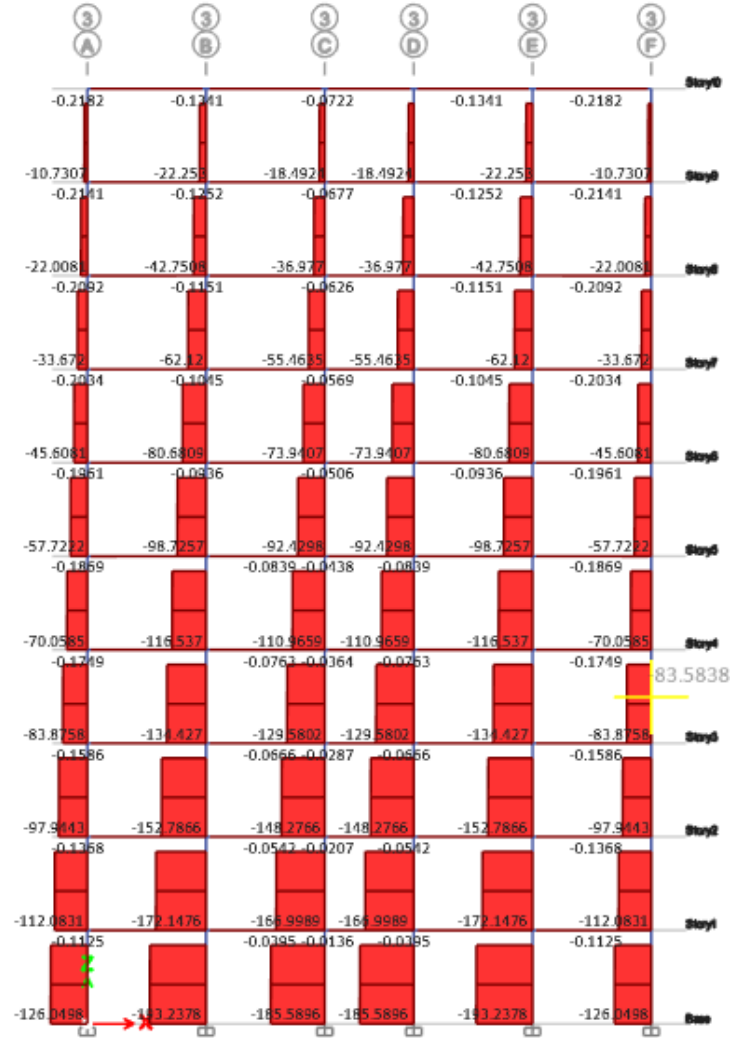
Anexo U

Diagrama de Momentos Flectores máximos y mínimos del edificio de cinco pisos considerando secuencia constructiva, eje transversal 3



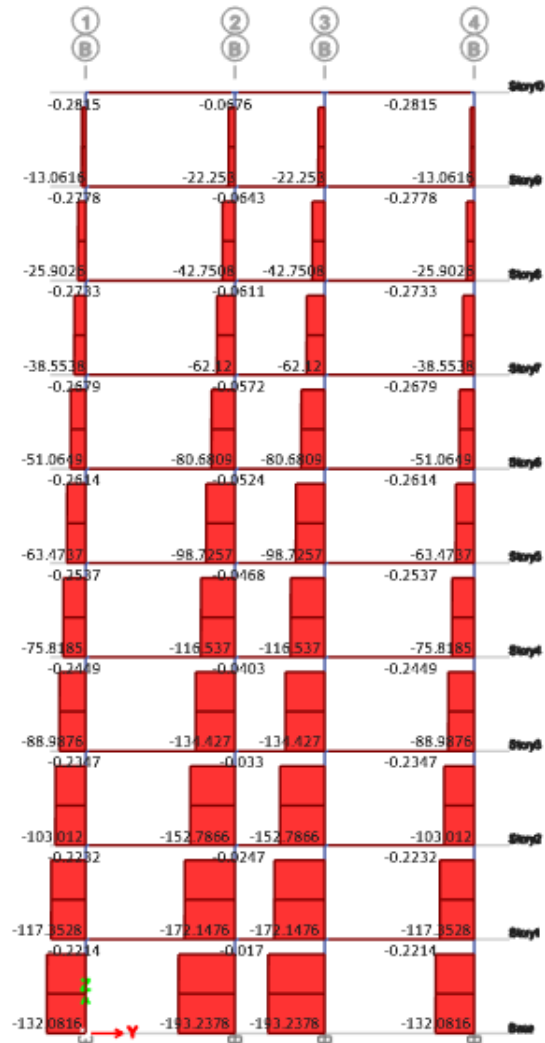
Anexo V

Diagrama de Fuerza Axial del edificio de diez pisos considerando secuencia constructiva, eje longitudinal 3



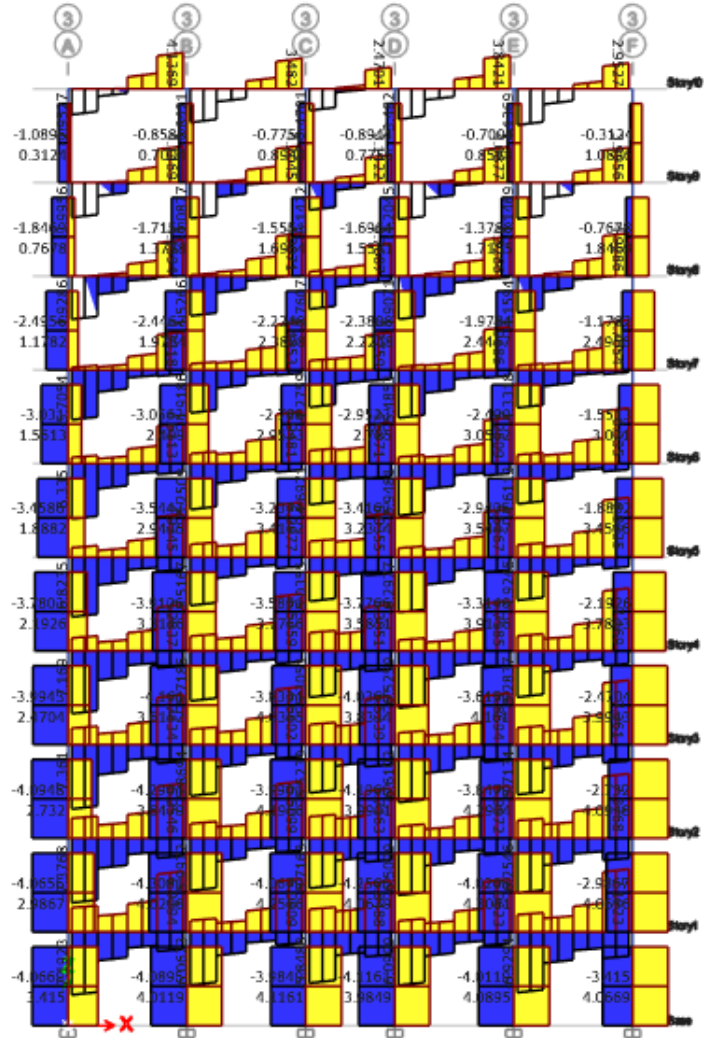
Anexo W

Diagrama de Fuerza Axial del edificio de diez pisos considerando secuencia constructiva, eje transversal B



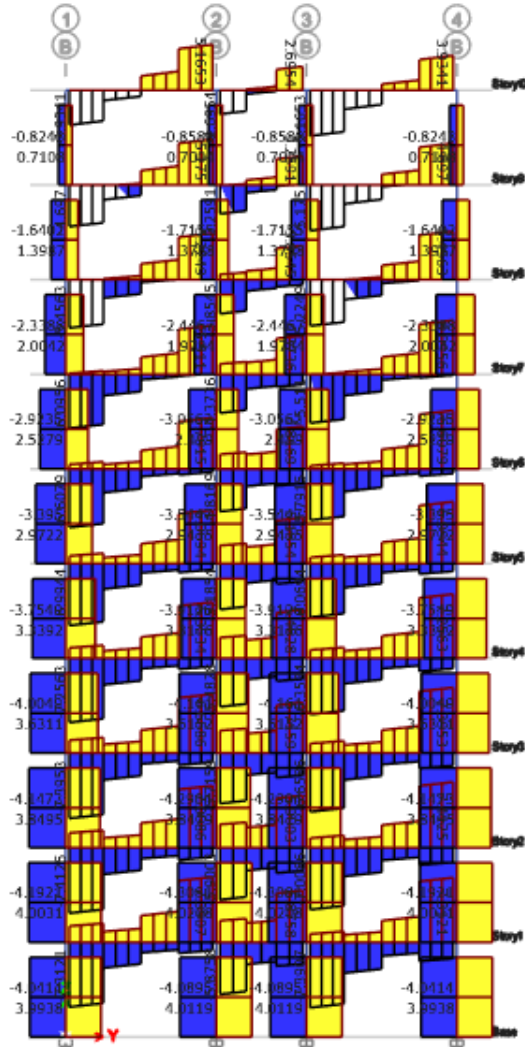
Anexo X

Diagrama de Fuerzas Cortantes máximas y mínimas del edificio de diez pisos considerando secuencia constructiva, eje longitudinal 3



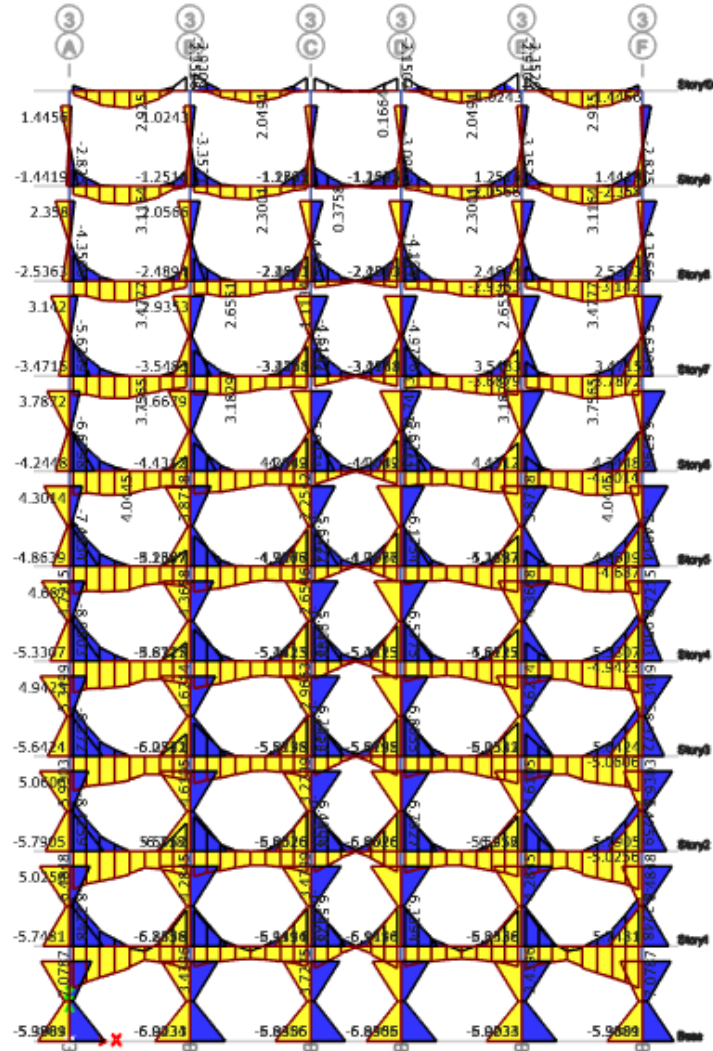
Anexo Y

Diagrama de Fuerzas Cortantes máximas y mínimas del edificio de diez pisos considerando secuencia constructiva, eje transversal B



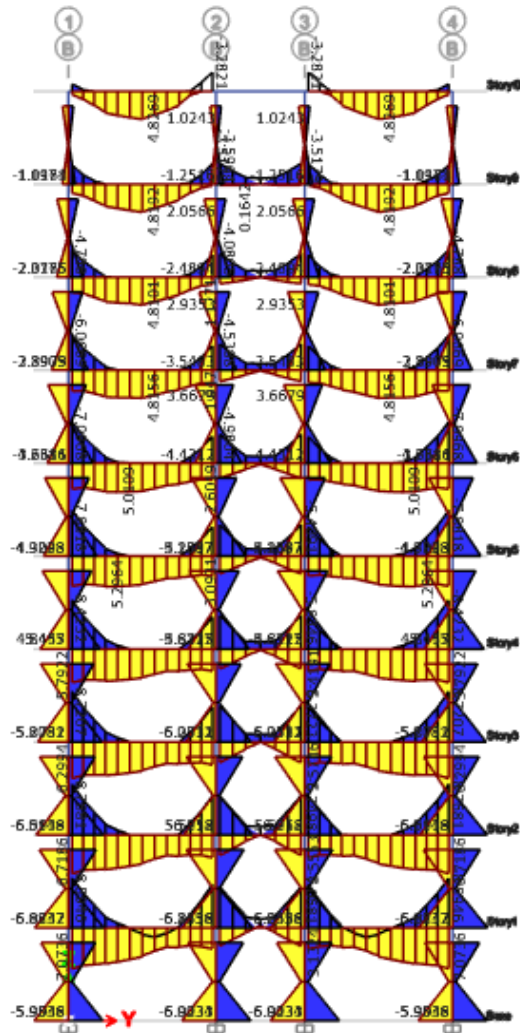
Anexo Z

Diagrama de Momentos Flectores máximos y mínimos del edificio de diez pisos considerando secuencia constructiva, eje longitudinal 3



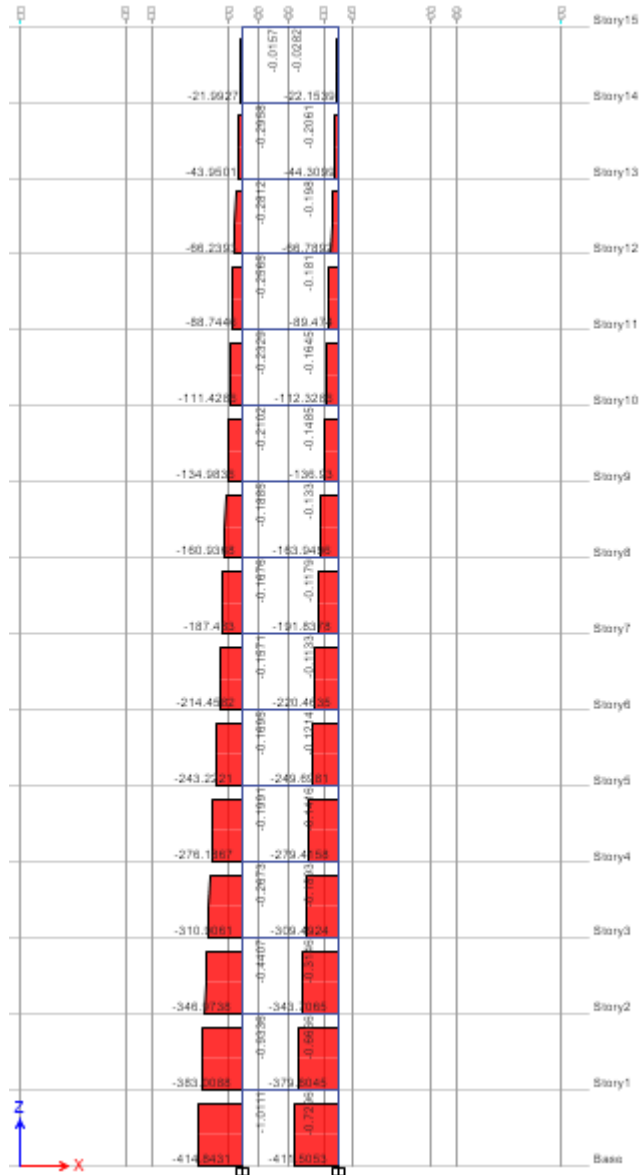
Anexo AA

Diagrama de Momentos Flectores máximos y mínimos del edificio de diez pisos considerando secuencia constructiva, eje transversal B



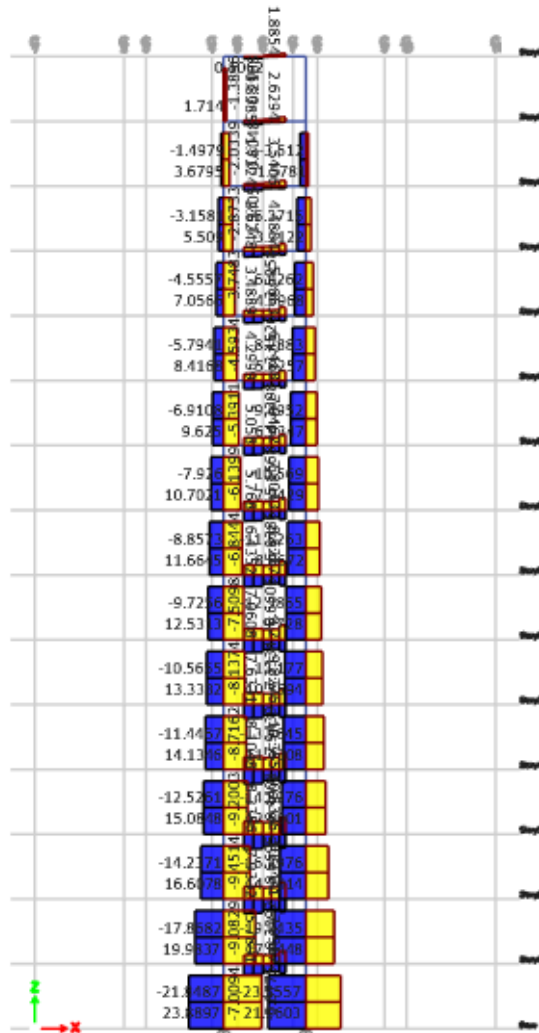
Anexo BB

Diagrama de Fuerza Axial del edificio de quince pisos considerando secuencia constructiva, eje transversal C



Anexo CC

Diagrama de Fuerzas Cortantes máximas y mínimas del edificio de quince pisos considerando secuencia constructiva, eje transversal C



Anexo DD

Diagrama de Momentos Flectores máximos y mínimos del edificio de quince pisos considerando secuencia constructiva, eje transversal C

