

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS
DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA
EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

ESTRUCTURAS

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TESISTA:

Verde Basilio, Carlos Niger

ASESOR:

Torres Ramírez, Moisés Edgard

HUÁNUCO-PERÚ

2023

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a dios por darme la oportunidad de seguir adelante con mis sueños y metas, también quiero dedicar esta tesis a mi querida madre por su apoyo incondicional en cada momento de mi vida, a mi padre por sus consejos de vida, también a mis hermanos que fueron un ejemplo a seguir y a mis queridos amigos que me acompañaron en el transcurso de mi carrera profesional.

AGRADECIMIENTO

Me gustaría agradecer al Ing. Torres Ramírez, Moisés Edgard, por la oportunidad, paciencia y facilidades otorgadas para hacer y terminar esta tesis. A la Universidad Hermilio Valdizan, por ser mi alma mater, y donde vaya siempre la llevare y recordaré con gran orgullo.

Agradecer también a mis padres por impulsar mis sueños. Estoy agradecido con mi padre por darme sus consejos para ser mejor en mi vida profesional. Quiero agradecer a mi madre por siempre estar en mi vida en cada momento y cada segundo. Gracias hermanos por su apoyo y la ayuda que me dieron.

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo principal controlar las excesivas deflexiones en vigas mayores de 7 metros en edificaciones comerciales de concreto armado empleando el acartelamiento en vigas, para la cual se empleó como instrumento de análisis el software ETABS, para ello se tomó 3 edificaciones comerciales ubicadas en la ciudad de Huánuco, primeramente se predimensionó las vigas acarteladas siguiendo las recomendaciones para elementos no prismáticos, según esto se obtuvo 5 casos estructurales los cuales fueron analizados junto al modelo cuando la viga presenta una sección transversal constante, posterior a ello se definió los parámetros sismorresistentes para la edificaciones comerciales en donde se obtuvo que la edificación posee una categoría de uso B importante, tipo de suelo S2 y será un sistema estructural de pórticos. Con ello estos valores se realizó el análisis sismorresistente en el software ETABS, dando como resultado que al reducir la longitud de sección variable y aumentar el ángulo de variación del peralte de las vigas acarteladas estas tienden a incrementarse gradualmente el desplazamiento lateral del entrepiso, el periodo de vibración natural, las derivas de entrepiso, deflexiones en vigas y cuantía de acero de manera que las vigas acarteladas influyen positivamente en el comportamiento estructural sismorresistente y se concluye que al emplear vigas acarteladas con una longitud de variación de 1.50 metros ayuda a controlar las deflexiones en vigas mayores de 7 metros en edificaciones comerciales de concreto armado debido a que los resultados obtenidos demuestran que al emplear vigas acarteladas con una longitud de variación de 1.50 metros se reduce el momento flector en 38.26%, se reduce la cuantía de acero en 17.23% y se reduce la deflexión máxima en 43.29%

Palabras clave: Vigas acarteladas, concreto armado, deflexiones, longitud de variación, ETABS, desplazamiento lateral, derivas.

ÍNDICE

RESUMEN	IV
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE FIGURAS	X
ÍNDICE DE TABLAS	XVII
CAPÍTULO I	25
ASPECTOS BÁSICOS DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	25
1.1 Fundamentación o situación del problema de investigación	25
1.2 Formulación del problema de investigación general y específicos .	26
1.2.1 Problema General	26
1.2.2 Problemas Específicos	26
1.3 Formulación del objetivo general y específicos	26
1.3.1 Objetivo General	26
1.3.2 Objetivos Específicos	26
1.4 Justificación	27
1.4.1 Justificación práctica	27
1.4.2 Justificación teórica	27
1.4.3 Justificación metodológica	27
1.5 Limitaciones	27
1.6 Formulación de hipótesis general y específica	28
1.6.1 Hipótesis General	28

1.6.2	Hipótesis Especifico	28
1.7	Variables.....	28
1.7.1	Variable independiente.....	28
1.7.2	Variable dependiente	28
1.8	Definición teórica y operacionalización de variables.....	29
CAPÍTULO II.....		30
MARCO TEÓRICO		30
2.1	Antecedentes.....	30
2.1.1	Antecedentes internacionales	30
2.1.2	Antecedentes nacionales	32
2.1.3	Antecedentes locales	33
2.2	Bases teóricas	34
2.2.1	Vigas de sección variable.....	34
2.2.2	Longitud de variación y ángulo de variación	35
2.2.3	Comportamiento estructural	37
2.2.4	Análisis sismorresistente.....	39
2.3	Bases conceptuales o definición de términos básicos.....	43
2.4	Bases epistemológicas, bases filosóficas y/o bases antropológicas.....	45
CAPÍTULO III.....		47
METODOLOGÍA.....		47
3.1	Ámbito.....	47

3.2	Población	47
3.3	Muestra	47
3.4	Nivel y tipo de estudio	47
3.4.1	Nivel de investigación	47
3.4.2	Tipos de investigación	48
3.5	Diseño de investigación	48
3.6	Métodos, técnicas e instrumentos	49
3.6.1	Para la recolección de datos	49
3.6.2	Para la presentación de datos	50
3.7	Validación y confiabilidad del instrumento	51
3.8	Procedimiento	53
3.9	Tabulación y análisis de datos	53
3.10	Consideraciones éticas	55
CAPÍTULO IV		56
RESULTADOS		56
4.1	Predimensionamiento de vigas acarteladas	56
4.2	Modelamiento de la edificación	69
4.3	Análisis sismorresistente	84
4.4	Análisis del comportamiento estructural	188
CAPÍTULO V		226
DISCUSIÓN		226

5.1 Presentar la contrastación de los resultados del trabajo de investigación	226
CONCLUSIONES	230
RECOMENDACIONES.....	231
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	232
ANEXOS:.....	238

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Compresión de una viga de sección variable.....	34
Figura 2 Viga de sección variable.....	35
Figura 3 Sección de vigas de sección variable.....	35
Figura 4 Dimensiones de un pórtico con vigas de sección variable	36
Figura 5 Efecto del Momento Flector en una viga.....	36
Figura 6 Efecto de la Fuerza Cortante en una viga	37
Figura 7 Sistema de pórtico mediante la acción de fuerzas	37
Figura 8 Zonificación sísmica.....	40
Figura 9 Para la presentación de datos.....	51
Figura 10 Distribución arquitectónica de la edificación 1	57
Figura 11 Distribución arquitectónica de la edificación 2	61
Figura 12 Distribución arquitectónica de la edificación 3	65
Figura 13 Grillas para el modelamiento.....	70
Figura 14 Vista 3D de las grillas.....	70
Figura 15 Propiedades del concreto-ETABS	71
Figura 16 Propiedades del acero-ETABS	71
Figura 17 Barras de reforzamiento-ETABS.....	72
Figura 18 Propiedades de columna de 40X50-ETABS	72
Figura 19 Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 1	73
Figura 20 Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 2.....	74
Figura 21 Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 3.....	75
Figura 22 Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 4.....	76
Figura 23 Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 5.....	77
Figura 24 Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 6.....	78
Figura 25 Propiedades de viga borde 30x20.....	79
Figura 26 Propiedades de losa aligerada de 20cm-ETABS	79
Figura 27 Propiedades de escalera de 17.5 cm	80
Figura 28 Vista en planta y elevación de la edificación-caso 1	80
Figura 29 Vista en planta y elevación de la edificación-caso 2.....	81
Figura 30 Vista en planta y elevación de la edificación-caso 3.....	81
Figura 31 Vista en planta y elevación de la edificación-caso 4.....	82

Figura 32	Vista en planta y elevación de la edificación-caso 5	82
Figura 33	Vista en planta y elevación de la edificación-caso 6	83
Figura 34	Restricciones de la edificación para los modelos	83
Figura 35	Espectro de respuesta en XX y YY	84
Figura 36	Cargas para la estructura.....	85
Figura 37	Cargas viva y muerta en los entresijos	85
Figura 38	Carga sísmica.....	86
Figura 39	Combinaciones de carga.....	86
Figura 40	Brazos rígidos-ETABS	87
Figura 41	Sismo en X-X y Y-Y	87
Figura 42	Caso 1 vista en planta y 3D de la edificación.....	88
Figura 43	Resultados de los momentos del caso 1.....	88
Figura 44	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 1	89
Figura 45	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 1	90
Figura 46	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 1	90
Figura 47	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 1.....	92
Figura 48	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 1.....	92
Figura 49	Caso 2 vista en planta y 3D de la edificación.....	93
Figura 50	Resultados de los momentos del caso 2.....	94
Figura 51	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 2	94
Figura 52	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 2	96
Figura 53	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 2.....	96
Figura 54	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 2.....	97
Figura 55	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 2.....	97
Figura 56	Caso 3 vista en planta y 3D de la edificación.....	98
Figura 57	Resultados de los momentos del caso 3.....	99
Figura 58	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 3	100
Figura 59	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 3	102
Figura 60	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 3	102
Figura 61	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 3.....	103
Figura 62	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 3.....	104
Figura 63	Caso 4 vista en planta y 3D de la edificación.....	105

Figura 64	Resultados de los momentos del caso 4.....	105
Figura 65	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 4	106
Figura 66	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 4	107
Figura 67	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 4.....	107
Figura 68	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 4.....	109
Figura 69	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 4.....	109
Figura 70	Caso 5 vista en planta y 3D de la edificación.....	110
Figura 71	Resultados de los momentos del caso 5.....	111
Figura 72	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 5	111
Figura 73	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 5	113
Figura 74	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 5	113
Figura 75	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 5.....	114
Figura 76	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 5.....	115
Figura 77	Caso 6 vista en planta y 3D de la edificación.....	116
Figura 78	Resultados de los momentos del caso 6.....	116
Figura 79	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 6	117
Figura 80	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 6	118
Figura 81	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 6.....	119
Figura 82	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 6.....	120
Figura 83	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 6.....	120
Figura 84	Caso 1 vista en planta y 3D de la edificación.....	121
Figura 85	Resultados de los momentos del caso 1.....	122
Figura 86	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 1	122
Figura 87	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 1	124
Figura 88	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 1	124
Figura 89	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 1.....	125
Figura 90	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 1.....	126
Figura 91	Caso 2 vista en planta y 3D de la edificación.....	127
Figura 92	Resultados de los momentos del caso 2.....	127
Figura 93	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 2	128
Figura 94	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 2	129
Figura 95	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 2	129

Figura 96	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 2.....	131
Figura 97	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 2.....	131
Figura 98	Caso 3 vista en planta y 3D de la edificación.....	132
Figura 99	Resultados de los momentos del caso 3.....	133
Figura 100	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 3	133
Figura 101	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 3	135
Figura 102	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 3	135
Figura 103	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 3.....	136
Figura 104	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 3.....	137
Figura 105	Caso 4 vista en planta y 3D de la edificación.....	138
Figura 106	Resultados de los momentos del caso 4	138
Figura 107	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 4	139
Figura 108	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 4.....	140
Figura 109	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 4.....	140
Figura 110	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 4.....	142
Figura 111	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 4.....	142
Figura 112	Caso 5 vista en planta y 3D de la edificación.....	143
Figura 113	Resultados de los momentos del caso 5	144
Figura 114	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 5	144
Figura 115	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 5.....	146
Figura 116	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 5.....	146
Figura 117	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 5.....	147
Figura 118	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 5.....	148
Figura 119	Caso 6 vista en planta y 3D de la edificación.....	149
Figura 120	Resultados de los momentos del caso 6	149
Figura 121	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 6	150
Figura 122	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 6.....	151
Figura 123	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 6.....	151
Figura 124	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 6.....	153
Figura 125	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 6.....	153
Figura 126	Caso 1 vista en planta y 3D de la edificación.....	154
Figura 127	Resultados de los momentos del caso 1	155

Figura 128	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 1	155
Figura 129	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 1	157
Figura 130	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 1	157
Figura 131	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 1.....	158
Figura 132	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 1.....	159
Figura 133	Caso 2 vista en planta y 3D de la edificación.....	160
Figura 134	Resultados de los momentos del caso 2	160
Figura 135	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 2	161
Figura 136	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 2.....	163
Figura 137	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 2.....	163
Figura 138	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 2.....	164
Figura 139	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 2.....	165
Figura 140	Caso 3 vista en planta y 3D de la edificación.....	166
Figura 141	Resultados de los momentos del caso 3	166
Figura 142	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 3	167
Figura 143	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 3	169
Figura 144	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 3	169
Figura 145	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 3.....	170
Figura 146	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 3.....	171
Figura 147	Caso 4 vista en planta y 3D de la edificación.....	172
Figura 148	Resultados de los momentos del caso 4	172
Figura 149	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 4	173
Figura 150	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 4.....	174
Figura 151	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 4.....	174
Figura 152	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 4.....	176
Figura 153	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 4.....	176
Figura 154	Caso 5 vista en planta y 3D de la edificación.....	177
Figura 155	Resultados de los momentos del caso 5	178
Figura 156	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 5	178
Figura 157	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 5.....	180
Figura 158	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 5.....	180
Figura 159	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 5.....	181

Figura 160	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 5.....	182
Figura 161	Caso 6 vista en planta y 3D de la edificación.....	183
Figura 162	Resultados de los momentos del caso 6	183
Figura 163	Resultados de las fuerzas cortantes del caso 6	184
Figura 164	Parámetros de sismo estático en X-X del caso 6	185
Figura 165	Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 6.....	185
Figura 166	Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 6.....	187
Figura 167	Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 6.....	187
Figura 168	Grafica del periodo de vibración del eje X de la estructura 1	189
Figura 169	Grafica del periodo de vibración del eje Y de la estructura 1	190
Figura 170	Grafica del periodo de vibración del eje X de la estructura 2	191
Figura 171	Grafica del periodo de vibración del eje Y de la estructura 2	192
Figura 172	Grafica del periodo de vibración del eje X de la estructura 3	193
Figura 173	Grafica del periodo de vibración del eje Y de la estructura 3	194
Figura 174	Grafica de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 1	202
Figura 175	Grafica de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 1	203
Figura 176	Grafica de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 2	204
Figura 177	Grafica de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 2	205
Figura 178	Grafica de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 3	206
Figura 179	Grafica de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 3	207
Figura 180	Grafica de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 1.....	208
Figura 181	Grafica de distorsiones de entrepiso por sismo en Y-Y de la edificación 1.....	209
Figura 182	Grafica de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 2.....	210

Figura 183 Grafica de distorsiones de entrepiso por sismo en Y-Y de la edificación 2.....	211
Figura 184 Grafica de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 3.....	212
Figura 185 Grafica de distorsiones de entrepiso por sismo en Y-Y de la edificación 3.....	213
Figura 186 Grafica de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 1	218
Figura 187 Grafica de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 2.....	219
Figura 188 Grafica de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 3	220
Figura 189 Grafica de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 1	222
Figura 190 Grafica de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 2.....	223
Figura 191 Grafica de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 3	224
Figura 192 Ficha comparativa de cortante en la base	240
Figura 193 Ficha comparativa de esfuerzo cortante	241
Figura 194 Ficha comparativa de momento negativo.....	242
Figura 195 Ficha comparativa de momento positivo.....	243
Figura 196 Ficha comparativa de desplazamiento en X	244
Figura 197 Ficha comparativa de desplazamiento en Y	245
Figura 198 Ficha comparativa de deriva en X.....	246
Figura 199 Ficha comparativa de deriva en Y	247
Figura 200 Ficha de encuesta.....	248
Figura 201 Ficha de análisis granulométrico del suelo.....	249
Figura 202 Ficha de Contenido de Humedad.....	250
Figura 203 Ficha de Limite Liquido	251
Figura 204 Ficha de Limite Plástico	252
Figura 205 Ficha de Peso específico.....	253

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Sistema de variables-dimensiones e indicadores.	29
Tabla 2 Combinaciones de carga según ACI 318	39
Tabla 3 Combinaciones de carga según N.T.E. E.060.....	39
Tabla 4 Conceptos estructurales.....	40
Tabla 5 Factor de suelo	41
Tabla 6 Periodo TP y TL.....	41
Tabla 7 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción	42
Tabla 8 Estimación del peso.....	42
Tabla 9 Valores máximos de la distorsión del entrepiso.....	43
Tabla 10 Parámetros de estructuración de la edificación 1	57
Tabla 11 Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje X-X.....	58
Tabla 12 Ángulo de variación del peralte del eje X-X.....	59
Tabla 13 Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje Y-Y.....	60
Tabla 14 Ángulo de variación del peralte del eje X-X.....	60
Tabla 15 Parámetros de estructuración de la edificación 2	61
Tabla 16 Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje X-X.....	63
Tabla 17 Ángulo de variación del peralte del eje X-X.....	63
Tabla 18 Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje Y-Y.....	64
Tabla 19 Ángulo de variación del peralte del eje X-X.....	65
Tabla 20 Parámetros de estructuración de la edificación 3	66
Tabla 21 Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje X-X.....	67
Tabla 22 Ángulo de variación del peralte del eje X-X.....	68
Tabla 23 Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje Y-Y.....	68

Tabla 24	Ángulo de variación del peralte del eje X-X.....	69
Tabla 25	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 1.....	89
Tabla 26	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 1.....	90
Tabla 27	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 1.....	91
Tabla 28	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 1.....	91
Tabla 29	Corrección de factor escala del caso 1.....	91
Tabla 30	Deriva máxima inelástica de piso del caso 1.....	93
Tabla 31	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 2.....	95
Tabla 32	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 2.....	95
Tabla 33	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 2.....	96
Tabla 34	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 2.....	96
Tabla 35	Corrección de factor escala del caso 2.....	96
Tabla 36	Deriva máxima inelástica de piso del caso 2.....	98
Tabla 37	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 3.....	100
Tabla 38	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 3.....	101
Tabla 39	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 3.....	102
Tabla 40	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 3.....	102
Tabla 41	Corrección de factor escala del caso 3.....	102
Tabla 42	Deriva máxima inelástica de piso del caso 3.....	104
Tabla 43	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 4.....	106
Tabla 44	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 4.....	107
Tabla 45	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 4.....	108
Tabla 46	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 4.....	108
Tabla 47	Corrección de factor escala del caso 4.....	108
Tabla 48	Deriva máxima inelástica de piso del caso 4.....	110
Tabla 49	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 5.....	112
Tabla 50	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 5.....	112
Tabla 51	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 5.....	113
Tabla 52	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 5.....	113
Tabla 53	Corrección de factor escala del caso 5.....	113
Tabla 54	Deriva máxima inelástica de piso del caso 5.....	115
Tabla 55	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 6.....	117

Tabla 56	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 6	118
Tabla 57	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 6	119
Tabla 58	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 6	119
Tabla 59	Corrección de factor escala del caso 6	119
Tabla 60	Deriva máxima inelástica de piso del caso 6	121
Tabla 61	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 1	123
Tabla 62	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 1	123
Tabla 63	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 1	124
Tabla 64	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 1	124
Tabla 65	Corrección de factor escala del caso 1	124
Tabla 66	Deriva máxima inelástica de piso del caso 1	126
Tabla 67	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 2	128
Tabla 68	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 2	129
Tabla 69	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 2	130
Tabla 70	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 2	130
Tabla 71	Corrección de factor escala del caso 2	130
Tabla 72	Deriva máxima inelástica de piso del caso 2	132
Tabla 73	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 3	134
Tabla 74	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 3	134
Tabla 75	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 3	135
Tabla 76	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 3	135
Tabla 77	Corrección de factor escala del caso 3	135
Tabla 78	Deriva máxima inelástica de piso del caso 3	137
Tabla 79	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 4	139
Tabla 80	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 4	140
Tabla 81	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 4	141
Tabla 82	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 4	141
Tabla 83	Corrección de factor escala del caso 4	141
Tabla 84	Deriva máxima inelástica de piso del caso 4	143
Tabla 85	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 5	145
Tabla 86	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 5	145
Tabla 87	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 5	146

Tabla 88	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 5	146
Tabla 89	Corrección de factor escala del caso 5	146
Tabla 90	Deriva máxima inelástica de piso del caso 5	148
Tabla 91	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 6.....	150
Tabla 92	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 6	151
Tabla 93	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 6	152
Tabla 94	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 6.....	152
Tabla 95	Corrección de factor escala del caso 6	152
Tabla 96	Deriva máxima inelástica de piso del caso 6	154
Tabla 97	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 1.....	156
Tabla 98	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 1	156
Tabla 99	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 1	157
Tabla 100	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 1.....	157
Tabla 101	Corrección de factor escala del caso 1	157
Tabla 102	Deriva máxima inelástica de piso del caso 1	159
Tabla 103	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 2.....	161
Tabla 104	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 2.....	162
Tabla 105	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 2.....	163
Tabla 106	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 2.....	163
Tabla 107	Corrección de factor escala del caso 2	163
Tabla 108	Deriva máxima inelástica de piso del caso 2	165
Tabla 109	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 3.....	167
Tabla 110	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 3	168
Tabla 111	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 3	169
Tabla 112	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 3.....	169
Tabla 113	Corrección de factor escala del caso 3	169
Tabla 114	Deriva máxima inelástica de piso del caso 3	171
Tabla 115	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 4.....	173
Tabla 116	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 4.....	174
Tabla 117	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 4	175
Tabla 118	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 4.....	175
Tabla 119	Corrección de factor escala del caso 4	175

Tabla 120	Deriva máxima inelástica de piso del caso 4	177
Tabla 121	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 5.....	179
Tabla 122	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 5	179
Tabla 123	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 5	180
Tabla 124	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 5.....	180
Tabla 125	Corrección de factor escala del caso 5	180
Tabla 126	Deriva máxima inelástica de piso del caso 5	182
Tabla 127	Periodos según cada nodo de la estructura del caso 6.....	184
Tabla 128	Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 6.....	185
Tabla 129	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 6	186
Tabla 130	Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 6.....	186
Tabla 131	Corrección de factor escala del caso 6	186
Tabla 132	Deriva máxima inelástica de piso del caso 6	188
Tabla 133	Resumen del periodo de vibración del eje X de la estructura 1	188
Tabla 134	Resumen del periodo de vibración del eje Y de la estructura 1	189
Tabla 135	Resumen del periodo de vibración del eje X de la estructura 2.....	190
Tabla 136	Resumen del periodo de vibración del eje Y de la estructura 2.....	191
Tabla 137	Resumen del periodo de vibración del eje X de la estructura 3.....	192
Tabla 138	Resumen del periodo de vibración del eje Y de la estructura 3.....	193
Tabla 139	Resumen del esfuerzo cortante para el eje X-X de la edificación 1.....	195
Tabla 140	Resumen del esfuerzo cortante para el eje Y-Y de la edificación 1.....	195
Tabla 141	Resumen del momento flector para el eje X-X de la edificación 1	196
Tabla 142	Resumen del momento flector para el eje Y-Y de la edificación 1	196
Tabla 143	Resumen del esfuerzo cortante para el eje X-X de la edificación 2.....	196
Tabla 144	Resumen del esfuerzo cortante para el eje Y-Y de la edificación 2.....	197
Tabla 145	Resumen del momento flector para el eje X-X de la edificación 2	197
Tabla 146	Resumen del momento flector para el eje Y-Y de la edificación 2	198
Tabla 147	Resumen del esfuerzo cortante para el eje X-X de la edificación 3.....	198
Tabla 148	Resumen del esfuerzo cortante para el eje Y-Y de la edificación 3.....	198
Tabla 149	Resumen del momento flector para el eje X-X de la edificación 3	199
Tabla 150	Resumen del momento flector para el eje Y-Y de la edificación 3	199

Tabla 151 Resumen de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 1	202
Tabla 152 Resumen de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 1	203
Tabla 153 Resumen de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 2	203
Tabla 154 Resumen de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 2	204
Tabla 155 Resumen de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 3	205
Tabla 156 Resumen de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 3	206
Tabla 157 Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 1.....	208
Tabla 158 Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en Y-Y de la edificación 1.....	209
Tabla 159 Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 2.....	209
Tabla 160 Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en Y-Y de la edificación 2.....	210
Tabla 161 Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 3.....	211
Tabla 162 Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en Y-Y de la edificación 3.....	212
Tabla 163 Resumen de acero necesario de viga para el pórtico principal X-X (eje B-B) de la edificación 1	214
Tabla 164 Resumen de acero necesario de viga para el pórtico secundario Y-Y (eje 2-2) de la edificación 1	214
Tabla 165 Resumen de acero necesario de viga para el pórtico principal X-X (eje 2-2) de la edificación 2	214
Tabla 166 Resumen de acero necesario de viga para el pórtico secundario Y-Y (eje B-B) de la edificación 2	215

Tabla 167 Resumen de acero necesario de viga para el pórtico principal X-X (eje 3-3) de la edificación 3	215
Tabla 168 Resumen de acero necesario de viga para el pórtico secundario Y-Y (eje B-B) de la edificación 3	215
Tabla 169 Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 1	218
Tabla 170 Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 2	219
Tabla 171 Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 3	219
Tabla 172 Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 1	221
Tabla 173 Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 2	222
Tabla 174 Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 3	223
Tabla 175 Matriz de consistencia.....	254

INTRODUCCIÓN

Esta tesis se centra en determinar cómo influye emplear vigas acarteladas en el comportamiento estructural de edificaciones comerciales de concreto armado, ya que generalmente las edificaciones en el Perú son construidas por vigas de sección rectangular dejando de lado las vigas de sección variable, desaprovechando esta tecnología constructiva. Para realizar esta tesis se tuvo como referencia emplear el reglamentó nacional de edificaciones, en especial la norma E030 ya que este trabajo estaba fundamentado en esta norma para cumplir con las solicitudes requeridas por dicha normativa. Para poder llevar a cabo el análisis de los 6 modelos estructurales para 3 edificaciones en donde se utilizó el software ETABS para realizar el modelado y análisis de los modelos. La tesis se encuentra dividida en cinco capítulos.

Capítulo 1: En este capítulo se profundizará en la situación problemática de la investigación, la formulación de sus problemas específicos y generales y sus objetivos. También se justificará la investigación en tres niveles, teniendo en cuenta las hipótesis generales y específicas, así como las variables dependientes e independientes.

Capítulo 2: En este capítulo, aprenderá sobre las ideas teóricas que guiaron la investigación, así como las antecedentes internaciones y nacionales que sirvió de base.

Capítulo 3: En este punto, veremos la población y la muestra de investigación, así como el enfoque, alcance, diseño, métodos y técnicas de recolección de datos para la investigación.

Capítulo 4: En este punto se verán los resultados, se fundamentará el planteamiento arquitectónico, luego se predimensionarán las vigas de sección variable y demás elementos estructurales, se determinarán los parámetros sismorresistentes del lugar donde se proyecta la edificación. se definirá, se modelará la estructura en el software ETABS, se realizará el análisis sísmico, y se realizará un análisis comparativo entre todos los casos para determinar la influencia de las vigas de sección variable.

Capítulo 5: Este capítulo presentará una comparación de los resultados del análisis, así como sus conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO I

ASPECTOS BÁSICOS DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 Fundamentación o situación del problema de investigación

“Las vigas son elementos horizontes de la estructura, las cuales soportan esfuerzos de flexión” (Vargas, 2019). En el Perú las vigas las edificaciones cuyas luces son mayores a 7 metros, presentan deflexiones considerablemente en el centro de luz, debido a ello se opta por un concreto postensado, también se debe tener en cuenta que el Perú es un país sísmico por lo que se debe realizar un análisis sismorresistente de las edificaciones según las normativas vigentes. (San Bartolomé, 1997)

Las vigas de concreto armado al tener luces mayores a 7 metros estas presentan una deflexión considerable que posteriormente se presentan en forma de grietas y fisuras en la estructura. Las vigas de sección variable o también llamadas vigas acarteladas son elementos estructurales los cuales varían la sección transversal en los extremos en la unión de las columnas, esto procedimiento estructural se realiza con la finalidad de disminuir las deflexiones y los momentos negativos. (Archundia, 2013)

La obtención del concreto postensado es engorroso por ello se opta por el concreto armado, pero las vigas al tener grandes luces suelen ser sobredimensionadas y generando una cuantía de acero elevada, por ello se plantea el uso de vigas acarteladas ya que el uso del acartelamiento mejora los esfuerzos internos y ayuda a reducir la deflexión en las vigas. (Herrera, 2018)

En la ciudad de Huánuco existen edificaciones de uso comercial cuyas vigas superan los 7 metros de longitud debido a ello estas vigas presentan grietas y fisuras a lo largo del tiempo o incluso al momento del desencofrado, una estructura que presenta este problema es el centro comercial Llanos el cual presenta grietas en las vigas principales y así como estas existen otras estructuras.

La tecnología del uso de vigas acarteladas para las edificaciones de concreto armado es poco empleada en las últimas décadas, por ello la presente investigación plantea el uso de vigas acarteladas en edificaciones de concreto armado de $f'c= 210\text{kg/cm}^2$ para poder controlar las deflexiones presentes en vigas con luces mayores a 7 metros, por ello se plantea que el uso de vigas acarteladas puede reducir de las deflexiones en un 40% , así también como los esfuerzos internos, la cuantía de acero y concreto, significando una disminución considerable en el presupuesto total edificación.

1.2 Formulación del problema de investigación general y específicos

1.2.1 Problema General

¿Cómo se controlará las excesivas deflexiones en vigas mayores de 7 metros en edificaciones comerciales de concreto armado empleando el acartelamiento en vigas?

1.2.2 Problemas Específicos

- ¿Cómo se calculará la longitud de variación cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado?
- ¿Cómo se determinará la variación de los esfuerzos internos cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado?
- ¿Como se determinará la variación de la cuantía de acero cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado?

1.3 Formulación del objetivo general y específicos

1.3.1 Objetivo General

Controlar las excesivas deflexiones en vigas mayores de 7 metros en edificaciones comerciales de concreto armado empleando el acartelamiento en vigas.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Calcular la longitud de variación cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado.
- Determinar la variación de los esfuerzos internos cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado.
- Determinar la variación de la cuantía de acero cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado.

1.4 Justificación

1.4.1 Justificación práctica

El resultado de esta tesis será un aporte para la toma de decisiones sobre el comportamiento estructural y la deflexión que presentan de vigas de concreto armado mayores de 7 metros cuando se emplea vigas acarteladas y su uso como técnica constructiva, así como la posibilidad de reducir la cuantía de acero requerida en las vigas de la estructura proponiendo soluciones más económicas.

1.4.2 Justificación teórica

Esta presente investigación estuvo teóricamente justificada ya que se empleó las normas vigentes del reglamento nacional de edificaciones, ya que para analizar el comportamiento sismorresistente empleando vigas acarteladas con luces mayores de 7 metros primeramente necesitaremos los parámetros sismorresistentes de lugar donde se ubique la edificación empleando la norma E020 y E030, posterior a ello se realizará el diseño de los elementos estructurales de concreto armado empleando la norma E060 y ACI 318-19.

1.4.3 Justificación metodológica

Esta presente investigación permitirá el análisis de vigas acarteladas con luces mayores de 7 metros y su impacto en el comportamiento estructural a través del programa ETABS. El análisis teórico también nos permite comparar los resultados del comportamiento estructural frente a las vigas convencionales y evaluar si este es adecuado. En este caso, si las vigas acarteladas son beneficiosas para el comportamiento estructural en cuanto a las deflexiones presentes, esto podría investigarse más a fondo y usarse como punto de partida para otros estudios para contribuir aún más para futuras investigaciones.

1.5 Limitaciones

La presente tesis tiene las siguientes limitaciones:

- El estudio se centrará únicamente en edificaciones cuyas luces sea mayor a 7 metros.
- La tesis empleó como metodología de análisis únicamente la norma técnica peruana (NTP) y no se tomará en cuenta las normas extranjeras.
- El factor financiero fue cubierto en su totalidad por el autor y se tuvo escasa disponibilidad de recursos financieros.

1.6 Formulación de hipótesis general y específica

1.6.1 Hipótesis General

El empleo de acartelamiento en vigas mejora las excesivas deflexiones en vigas con luces mayores a 7 metros en edificaciones comerciales concreto armado evitando el agrietamiento en las vigas.

1.6.2 Hipótesis Especifico

- La longitud de variación influye directamente en el cálculo de los esfuerzos internos cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado.
- Los esfuerzos internos son menores cuando se emplean vigas acarteladas que vigas rectas para una edificación de concreto armado.
- La cuantía de acero es menor cuando se emplean vigas acarteladas que vigas rectas para una edificación de concreto armado.

1.7 Variables

1.7.1 Variable independiente

Acartelamiento

1.7.2 Variable dependiente

Deflexiones en vigas

1.8 Definición teórica y operacionalización de variables

Tabla 1
Sistema de variables-dimensiones e indicadores.

VARIABLE	DEFINICIÓN	DIMENSIÓN	INDICADORES	MEDICIÓN
Variable independiente Acartelamiento	Es un elemento estructural el cual posee una variación en su peralte esta variación depende del ángulo de variación.	Viga de concreto armado	Luz libre	m
			Variación del peralte	cm
			Ángulo de variación	grados
			Resistencia a la compresión	kg/cm ²
Variable dependiente Deflexiones en vigas	La deflexión en vigas de concreto de más de 7 metros es el fenómeno que acontece en los elementos esbeltos, cuando estos están sometidos a una carga que los comprime. Y se caracteriza por una deformación, sea elástica o plástica, que implica un desplazamiento perpendicular al eje en que se ejerce la compresión.	Análisis estático	Fuerza sísmica	tn
			Cortante basal	tn
			Periodo de vibración	seg
		Análisis dinámico	Aceleración espectral	cm/s ²
			Modos de vibración	seg
			Derivas	cm

Fuente: elaboración propia

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

2.1.1 Antecedentes internacionales

Figuroa (2019) en su tesis titulado: “*Estudio comparativo de diseños estructurales de viviendas de concreto reforzado mediante el método LRFD (load and resistance factor design) usando la norma ecuatoriana NEC-SE-vivienda Y NEC-SE-HM; y, las normas americanas ASCE7-16 y ACI318-14*”; presentada a la Universidad estatal Península de Santa Elena; la investigación tiene como finalidad poder demostrar que emplear métodos de estados límites o también llamado método de resistencia última (LRFD), los criterios de desempeño sísmico proporcionados por los estándares utilizados en el proyecto para hacer las respectivas comparaciones. Se realiza un diseño estático de una vivienda unifamiliar con un área total de nueve metros cuadrados, la fábrica es arquitectónicamente cuadrada, se llegó a las siguientes conclusiones: la forma y el diseño estructural de los elementos estructurales utilizados en el Ecuador suelen ser de poco interés, pero en el diseño de la estructura de hormigón armado de la vivienda, la norma ecuatoriana NEC15 tiene varias teorías importantes que conducen a una construcción inadecuada. decidir las dimensiones de las vigas y columnas de las principales partes estructurales de la vivienda. En el país, incluso las casas de un solo piso en su mayoría se construyen de manera informal y no consideran la carga y el peso suficientes de acuerdo con las normas vigentes en el país.

Berduo (2020) en su tesis titulado: “*Reforzamiento a flexión en vigas de concreto utilizando el sistema FRCM*”; presentada a la Universidad del Valle de Guatemala; con el fin de dar a conocer este tipo de sistema a los profesionales que trabajan en este campo, se presenta una alternativa de arriostamiento para vigas bajo cargas de flexión. Las estructuras de hormigón están sujetas a patologías provocadas por diversos factores como la acción sísmica, los efectos de la temperatura, problemas de durabilidad, mal diseño,

vida útil excesiva y cambios de uso que conducen a un aumento de los esfuerzos en comparación con el original. Así mismo se llegó a las siguientes conclusiones: las pruebas han demostrado la eficacia del sistema FRCM. Al comparar los resultados de vigas no reforzadas con vigas reforzadas de 1 y 2 capas, pudimos verificar el aumento en la rigidez a la flexión de las vigas. Los resultados mostraron que se logró un aumento promedio del 25 % con una aplicación y un aumento promedio del 37 % con dos aplicaciones. Estos porcentajes dependen de las dimensiones, armadura, resistencia del hormigón, malla utilizada, condiciones de carga y apoyos de los elementos que intervienen en el sistema.

Guerrero (2020) en su tesis titulado: “*Diseño de vivienda multifamiliar sostenible en Cumbayá, Quito, 2020*”; presentada a la Universidad Tecnológica Indoamérica; la presente investigación se base en que el crecimiento comenzó a ser el principal impulsor de cambios en la ciudad, dando lugar a nuevas clases sociales, políticas y económicas. La parroquia de Cumbayá ha sufrido una serie de cambios debido a los fenómenos urbanísticos producto del crecimiento y expansión urbana de Quito, el barrio de Santa Inés en particular ha sido víctima de discriminación debido al proceso de avance producido por la aparición de nuevos vecinos, provocando el cierre de las clases bajas. La segregación urbana fue una de las consecuencias del aislamiento por la proliferación de comunidades cerradas, se dio a lo largo de varios años en la parroquia de Cumbayá, y comenzó con la dispersión espacial de los grupos sociales con diferencias en etnicidad, ingreso económico, religión, etc. En este trabajo se alcanzó las próximas conclusiones: después de analizar los distintos casos que se contempla en la tesis se concluye que la ciudad de Quito ha tenido un alto crecimiento urbano en las últimas décadas, es por ello que se necesita viviendas que puedan albergar más número de familia que en este caso viene hacer las edificaciones multifamiliares.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Vargas (2019) en su tesis titulado: “*Relación entre la geometría de acartelamiento y su mecanismo de resistencia a flexión en vigas de grandes luces*”; presentada a la Universidad Nacional de Huancavelica; este trabajo tuvo como objetivo analizar un modelo de una viga de hormigón armado con sección no prismática utilizando el método de elementos finitos utilizando el programa APDL. El objetivo fue determinar la relación entre la geometría de sección variable y la rigidez a flexión de vigas de grandes luces. Se evalúan elementos estructurales, vigas no prismáticas, bajo condiciones específicas de carga y dimensiones geométricas de vigas con secciones transversales variables para vigas con diferentes aberturas, y se evalúa su relación con el comportamiento a flexión en base a medidas de longitud que puede realizar. Altura variable de las piezas con dimensiones óptimas para una mejor capacidad de carga. Así mismo se llegó a las siguientes conclusiones: la longitud de cartela óptima para la luz total de la viga se encuentra entre los límites $L/5$ y $L/3$. Dentro de este rango, las vigas cantoneras pueden soportar requisitos de carga más altos y costos de construcción más bajos. El ángulo de la cartela debe ser mayor a 3° y no exceder los 13° para un mejor diseño. En ángulos entre estos límites, las vigas tienen un mejor desempeño estructural en momentos cortantes y flectores y menores costos de construcción.

Soncco (2019) en su tesis titulado: “*Modelamiento no lineal geométrico de vigas utilizando la teoría mejorada de primer orden mediante el método de elementos finitos*”; presentada a la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas; este trabajo se propone un modelo computacional para el comportamiento geoméricamente no lineal de vigas, basado en un programa desarrollado en MATLAB utilizando la formulación del método de elementos finitos (FEM). Para la formulación del código del programa, se propuso el uso de la teoría de vigas de Timochenko, que tiene en cuenta las fuerzas cortantes de la viga, y una formulación lagrangiana no lineal de deformación finita. Se realizó una comparación entre el campo de desplazamiento propuesto por Timochenko y

la teoría clásica de vigas, confirmando una convergencia más robusta y explícita de la teoría para diferentes casos de vigas. Así mismo se llegó a las siguientes conclusiones: en este estudio, se realizó una búsqueda exhaustiva de la literatura científica para encontrar problemas de validación de formulaciones y problemas del mundo real que demuestren de manera concisa la verdadera naturaleza de las estructuras a través de modelos matemáticos. Finalmente, gracias a la asesoría de nuestro profesor de la casa de estudio, se planteó un problema real a través del modelado de un puente temporal de acero.

Pérez (2020) en su tesis titulado: “*Diseño estructural de vigas con membrana inferior y su eficacia de espacios arquitectónicos*”; presentada a la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas; este trabajo tuvo como objetivo diseñar vigas con membranas bajas para la eficiencia arquitectónica del espacio, donde se mantuvieran los problemas de luces largas con menos apoyo y fueran comparables o mejores que las estructuras con vigas convencionales, manteniendo la seguridad estructural a bajo costo y facilitando el desarrollo de la investigación. Por esta razón, se implementó un diseño estructural único en el que la viga se dividió en tres partes iguales de luz efectiva, con un encamisado que comenzaba en el extremo de la parte media de la viga y se extendía hacia la columna en un ángulo de 12° . Así mismo se llegó a las siguientes conclusiones: el uso de diafragmas inferiores en los extremos de las vigas en el modelo estructural ("B") mejoró la eficiencia estructural general en comparación con el modelo básico ("A") con solo vigas de sección transversal constante, lo que llevó a las siguientes conclusiones: I. Los cerramientos de Vigas resultantes aumentan de forma segura la eficiencia de los espacios edificables y reducen el número de elementos perimetrales verticales (columnas).

2.1.3 Antecedentes locales

Por estos momentos la región Huánuco carece investigaciones relacionadas al tema de investigación que se realizará, por ende, se tomará en cuenta los resultados obtenidos de otras regiones y otros países.

2.2 Bases teóricas

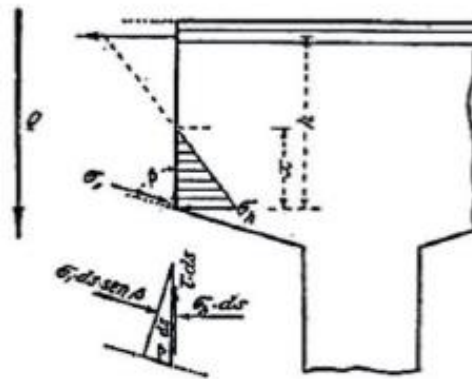
2.2.1 Vigas de sección variable

Según Archundia (2013), describe que las vigas de sección variable que se diferencian de las vigas de perfil estándar en que su voladizo varía en toda o parte de su luz. Al cambiar sensiblemente la altura de la viga, nos brinda importantes ventajas estructurales.

Según el ingeniero E. Mörsch (1908), tenía una idea clara de que, al aumentar la profundidad de la viga en los apoyos de los extremos, la resistencia a cortante mejoraría:

- El incremento de la sección transversal.
- La capacidad del bloque de concreto inclinado de resistir cortante.

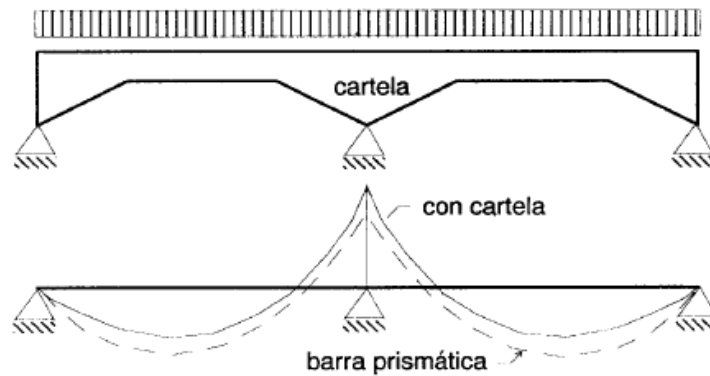
Figura 1
Compresión de una viga de sección variable



Fuente: Archundia (2013)

Según Archundia (2013), las estructuras con elementos de sección variable son escasas en nuestro medio. Se utilizan por motivos arquitectónicos ya veces por motivos estáticos. Por ejemplo, el anclaje de grandes luces o estructuras muy cargadas donde se pueden agregar grandes peraltes a los extremos de las vigas para reducir la deflexión momentos positivos a expensas de un aumento de los momentos negativos.

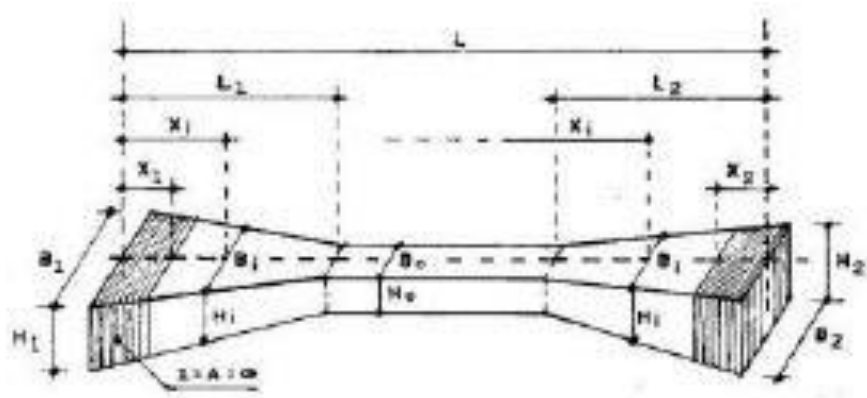
Figura 2
Viga de sección variable



Fuente: Archundia (2013)

Según el Arias (1984), existen vigas de sección variable con arcos lineales, prismáticos o parabólicos de altura y anchura variable. Asimismo, sus secciones transversales pueden variar en planos horizontales y verticales, y las vigas prismáticas en una estructura deben ser del mismo tipo y comenzar con secciones transversales en común.

Figura 3
Sección de vigas de sección variable

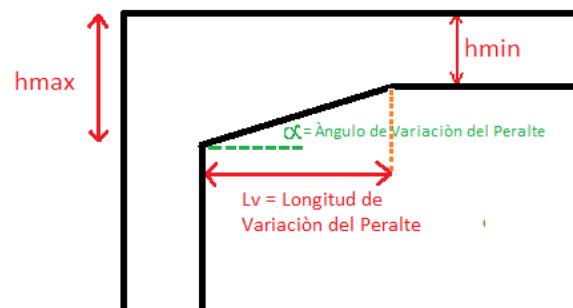


Fuente: Archundia (2013)

2.2.2 Longitud de variación y ángulo de variación

Según Archundia (2013), estudios recientes han demostrado que la resistencia última y la resistencia al corte de las vigas de sección transversal variable están relacionadas con el ángulo de cambio de peralte (α) y la longitud de cambio de peralte (L_c).

Figura 4
Dimensiones de un pórtico con vigas de sección variable



Fuente: Singer (1987)

α = Ángulo de variación del peralte

L_v = Longitud de variación del peralte o Longitud de cartela.

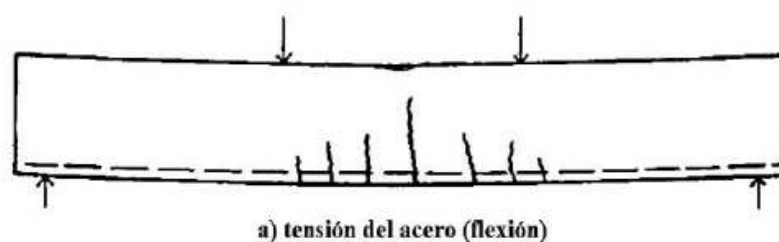
H_{min} = Peralte mínimo de la viga

H_{max} = Peralte máximo de la viga

Momento Flector y Esfuerzo Cortante

Según el Singer (1987), el esfuerzo (σ) que actúa sobre la viga es momento flector (flexión pura). El momento de flexión es la suma de los momentos de todas las fuerzas que actúan sobre la viga en el lado izquierdo o derecho de la sección y que pasan por el centro de gravedad de la sección considerada.

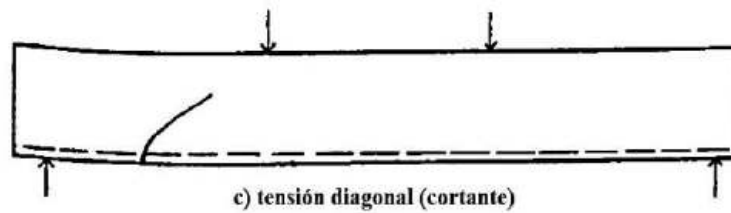
Figura 5
Efecto del Momento Flector en una viga



Fuente: Singer (1987)

Cuando una viga se somete a una fuerza cortante, la fuerza cortante V desarrollada a lo largo de la viga produce un efecto cortante vertical.

Figura 6
Efecto de la Fuerza Cortante en una viga



Fuente: Singer (1987)

2.2.3 Comportamiento estructural

Según la norma E030 (2019), el desplazamiento lateral relativo es la diferencia de desplazamiento lateral entre dos planos sucesivos y se genera al aplicarlo a la estructura de un levantamiento sísmico, se determina como:

$$\Delta i = \delta_i - \delta_{i-1}$$

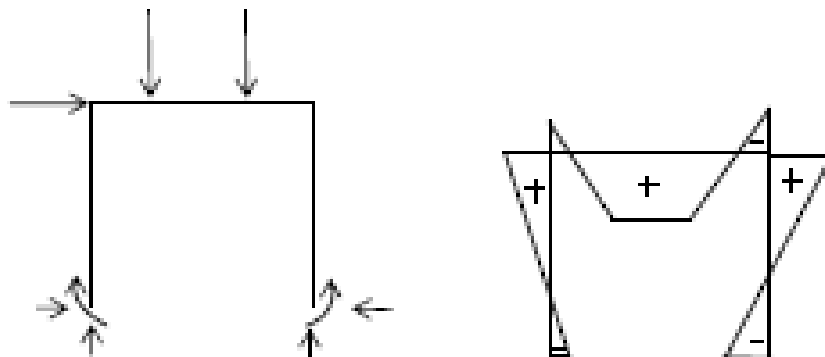
Donde:

Δi : desplazamiento lateral relativo del nivel i .

δ_i, δ_{i-1} : desplazamientos laterales en los niveles i e $i-1$, respectivamente.

Según la norma E030 (2019), el comportamiento estructural es una idealización de la respuesta de la estructura a las demandas de carga y comportamiento mecánico, desarrollada a partir de un modelo matemático propuesto para cada estructura real, para determinar los esfuerzos y deformaciones internas.

Figura 7
Sistema de pórtico mediante la acción de fuerzas



Fuente: Singer (1987)

Según la Norma E030 (2019), todos los elementos de concreto armado que integran un sistema estructural sísmico deben cumplir con lo establecido en la NTE E060 Concreto Armado.

Pórticos

Según la Norma E030 (2019), las columnas de los pórticos están sometidas a un esfuerzo cortante de al menos 80 % en la parte inferior. Si existen muros estructurales, deben diseñarse para resistir una fracción del impacto sísmico total de acuerdo con su rigidez.

Muros Estructurales

Según la Norma E030 (2019), sistema en el que la resistencia sísmica la proporcionan principalmente los muros de la estructura, los cuales se ven afectados por al menos el 70% del esfuerzo cortante basal.

Dual

Según la Norma E030 (2019), los efectos sísmicos son resistidos por una combinación de marcos y paredes estructurales. La fuerza de corte aplicada por las paredes está entre 20% y 70 % en la parte inferior del edificio. Los marcos deben estar diseñados para soportar al menos 30% de cortante basal.

Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada

Según la Norma E030 (2019), edificio caracterizado por un sistema estructural en el que la resistencia sísmica y las cargas de gravedad son proporcionadas por muros delgados de concreto armado.

Estructuración

Según la Norma E030 (2019), una estructura debe ser pensada como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan de manera ordenada para realizar una función particular, el objetivo del diseño del sistema es optimizar el sistema, es decir, obtener todas las mejores soluciones posibles. Si bien es prácticamente imposible lograr una solución absolutamente óptima, tiene sentido optimizar para ciertos criterios, como el peso mínimo o el costo.

Resistencia Requerida

Según la ACI 318-14 (2016), el factor asignado a cada carga se ve afectado por el grado de precisión con el que generalmente se puede calcular la carga y la variación esperada de esa carga durante la vida útil de la estructura. Por lo

tanto, las cargas muertas determinadas con mayor precisión y menos variables reciben factores de carga más bajos que las cargas vivas.

El Reglamento incluye factores de carga para combinaciones de carga específicas. Al asignar factores a las combinaciones de casos de carga, se tiene en cuenta en parte la probabilidad de coocurrencia. Se incluyen las combinaciones de carga más comunes, pero los diseñadores no deben asumir que todos los casos están cubiertos.

Tabla 2
Combinaciones de carga según ACI 318

Combinaciones de Carga	Carga Primaria
$U = 1.4D$	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr \text{ o } S + R)$	L
$U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$	Lr o S o R
$U = 1.2D + 1.0W + 0.5 (Lr \text{ o } S + R)$	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0 L + 0.2S$	E
$U = 0.9D + 1.0W$	W
$U = 0.9D + 1.0E$	E

Fuente: ACI 318 (2014)

Según la Norma E060 (2019), como se especifica en la norma, los requisitos de resistencia resultantes de la aplicación de cargas de módulos combinados adecuadamente definen la resistencia requerida. El objetivo principal del diseño es proporcionar resistencia, también llamada resistencia estructural o resistencia de confiabilidad, para cumplir con este requisito.

Tabla 3
Combinaciones de carga según N.T.E. E.060

Combinaciones de Carga
$U = 1,4 CM + 1,7 CV$
$U = 1,25 (CM + CV \pm CVi)$
$U = 0,9 CM \pm 1,25 CVi$
$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS$
$U = 0,9 CM \pm CS$
$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,7 CE$
$U = 0,9 CM + 1,7 CE$
$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,4 CL$

Fuente: Norma Técnica de Edificación (2019)

2.2.4 Análisis sismorresistente

Se menciona en el Reglamento Nacional de Edificaciones (2019), tomar las siguientes consideraciones que se muestra en la tabla:

Tabla 4
Conceptos estructurales

Simetría	En la distribución de masas como de rigideces
Peso mínimo	En los pisos altos
Selección y uso	Uso adecuado de los materiales
Resistencia	Frente a las cargas laterales
Continuidad	Tanto en planta como en altura
Ductilidad	Capacidad de deformación de la estructura
Deformada	Debe ser limitada
Condiciones locales	Consideración de las condiciones locales
Supervisión	Supervisión estructural rigurosa

Fuente: RNE (2019).

Parámetros para el espectro de diseño

Zonificación

Conocido además como componente de región, este costo representa la aceleración máxima horizontal del terremoto de diseño, y esta expresado como una parte de la gravedad.

Figura 8
Zonificación sísmica



Fuente: RNE (2019).

Parámetros de Sitio

Dichos límites corresponden al elemento S y las etapas Tp y Tl que tienen la posibilidad de ser hallados conociendo el sector sísmico y el perfil de suelo donde se establecerá la composición. (NORMA E.030, 2019)

Tabla 5
Factor de suelo

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: RNE (2019).

Tabla 6
Periodo TP y TL

PERIODOS "TP" Y "TL"				
Perfil de suelo				
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: RNE (2019).

Sistema Estructural y Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas (Ro)

Un factor de reducción importante para las fuerzas sísmicas (Ro) representa la ductilidad que ofrece una composición frente a un evento sísmico, lo que permite realizar diseños de acuerdo con las filosofías de diseño sísmico. (NORMA E.030, 2019)

Se logran las capacidades de los materiales compuestos y los sistemas estructurales sísmicos generales en cada dirección de la investigación sísmica. En el contexto de la edificación bajo análisis, el material de construcción es hormigón armado integral y el sistema estructural sísmico que se destaca en la construcción es el muro de carga. Por consiguiente, según la tabla N°7 de la NTE E030:

Tabla 7
Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Fuente: RNE (2019).

Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)

Según la norma E030 nos indica que el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas se calculará teniendo en cuenta los valores de I_a , I_p .

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

Estimación del Peso (P):

Según la norma E030 nos indica que el peso de la edificación se calculara realizando la adición de la carga viva y la carga muerta, para ello se contara con un porcentaje de la carga viva como se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 8
Estimación del peso

En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Fuente: RNE (2019).

Espectro de Diseño

El espectro de diseño, también llamado aceleración espectral, es una curva derivada de los valores máximos de aceleración que pueden dañar varios diseños en relación con la función del sistema estructural, la actividad sísmica local y las condiciones locales del terreno. La NTE E030 proporciona la siguiente fórmula para calcular el espectro de diseño (NORMA E.030, 2019)

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} g$$

Desplazamientos Relativos Admisibles

Esto se debe a que representan de cierta manera el mal que se genera en la estructura. Especificado según el material principal de construcción. NTE E030 indica el desplazamiento relativo permisible en la tabla N°9:

Tabla 9
Valores máximos de la distorsión del entrepiso.

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: RNE (2019).

2.3 Bases conceptuales o definición de términos básicos

Análisis: Determinar las respuestas a las actividades planificadas usando modelos matemáticos. (NORMA E.030, 2019)

Carga Muerta: Es el peso de los materiales, equipos de mantenimiento, aparatos, tabiques y otras partes que soportan el edificio, incluido su propio peso, que es constante o cuyo tamaño cambia con el tiempo. NTP. E.020 Cargas. (NORMA E.020, 2019)

Carga Viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otras partes móviles que soporta el edificio. NTP. E.020 Cargas. (NORMA E.020, 2019)

Carga de servicio: Carga definida en el estándar NTP (sin amplificar). E.020 Cargas, códigos de construcción nacionales de los que forma parte esta norma. (NORMA E.020, 2019)

Carga amplificada o factorizada: La carga multiplicada por los factores de carga apropiados usados en el diseño de miembros usando el método de diseño por resistencia de esta norma. (NORMA E.020, 2019)

Columna: Una sección con una relación entre la altura y la dimensión lateral más pequeña superior a tres se utiliza principalmente para soportar cargas de compresión axial. (NORMA E.060, 2019)

Comportamiento estructural: Es la respuesta a las aplicaciones de carga lo que determina las fuerzas y deformaciones internas. (NORMA E.030, 2019)

Concreto estructural: Todo el hormigón utilizado para fines de construcción, incluido el hormigón simple y el hormigón armado. (NORMA E.060, 2019)

Espectro de diseño: Un espectro que incluye un factor de reducción de respuesta correspondiente a un sistema inmunitario sísmico aprobado. (NORMA E.030, 2019)

Fuerza Sísmica: Fuerzas externas capaces de reproducir valores extremos de movimientos y tensiones internas provocadas por la excitación sísmica que actúa sobre el suelo. (NORMA E.030, 2019)

Losa: Elemento estructural utilizado como techo o piso, de menor espesor que sus otras dimensiones, generalmente horizontal y reforzado en una o dos direcciones. (NORMA E.060, 2019)

Viga: Un elemento estructural que esencialmente funciona en flexión y cortante. (NORMA E.060, 2019)

Viga se sección variable: Es una viga cuya sección transversal varía ligeramente en los planos horizontal y vertical, la variación de pendiente según la luz o en una determinada parte. (NORMA E.060, 2019)

Zonas Sísmicas: Esta es la distribución del territorio nacional basada en la distribución espacial de la actividad sísmica observada, las características generales de los movimientos sísmicos del suelo y la atenuación con la distancia epicentral. (NORMA E.030, 2019)

2.4 Bases epistemológicas, bases filosóficas y/o bases antropológicas

Desde esta base epistemológica se genera un conocimiento respecto del ya existente, el cual sufre una transformación a partir del conocimiento científico básico, es decir que a partir de una realidad observada en el contexto que se delimita el estudio, se generan nuevas alternativas del conocimiento que deben ser abordados desde un punto de vista teórico – práctico en la ingeniería civil.

Las vigas de concreto armado al tener luces mayores a 7 metros estas presentan una deflexión considerable que posteriormente se presentan en forma de grietas y fisuras en la estructura. Las vigas de sección variable o también llamadas vigas acarteladas son elementos estructurales los cuales varían la sección transversal en los extremos en la unión de las columnas, esto procedimiento estructural se realiza con la finalidad de disminuir las deflexiones y los momentos negativos. (Archundia, 2013)

La tecnología del uso de vigas acarteladas para las edificaciones de concreto armado es poco empleada en las últimas décadas, por ello la presente investigación plantea el uso de vigas acarteladas en edificaciones de concreto

armado de $f'c= 210\text{kg/cm}^2$ para poder controlar las deflexiones presentes en vigas con luces mayores a 7 metros, por ello se plantea que el uso de vigas acarteladas puede reducir de las deflexiones en un 40% , así también como los esfuerzos internos, la cuantía de acero y concreto, significando una disminución considerable en el presupuesto total edificación.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 **Ámbito**

La presente investigación tuvo como ámbito a todas las estructuras de concreto armado ubicadas en el Perú.

3.2 **Población**

La presente tesis se consideró como población las edificaciones aporticadas de concreto armado destinadas al uso de comercial con vigas de luces mayores a 7 metros ubicados en la ciudad de Huánuco.

3.3 **Muestra**

La presente muestra fue no probabilística según (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010), ya que se analizará 3 estructuras de concreto armado destinadas al uso de comercial que presenta vigas de luces mayores a 7 metros ubicada en la ciudad de Huánuco.

Se tomará 3 edificaciones comerciales ya que este tipo de edificaciones generalmente posee luces mayores a 7 metros, con esto el objeto de la tesis es analizar como la variación del ángulo en las vigas acarteladas mejoran las deflexiones presenten en las vigas tradiciones de esta edificación y de este análisis se hará una conclusión general para edificaciones de concreto armado.

3.4 **Nivel y tipo de estudio**

3.4.1 **Nivel de investigación**

La presente investigación fue **descriptiva** según (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010), ya que se tendrá una describir como varia el comportamiento estructural según la sección de la viga, ya que la edificación constará de un modelo aporticado en donde se planteará casos con diferentes ángulos de variación y se describirá el comportamiento estructural según cada caso, todo ello según la norma E030.

3.4.2 Tipos de investigación

La presente investigación fue por su función de tipo **aplicativo** según (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010), ya que se empleó las normativas ya establecidas en el reglamento nacional de edificaciones para el análisis de las vigas acarteladas.

La presente investigación fue por su naturaleza de tipo **cuantitativo** según (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010), ya que se empleó fórmulas matemáticas para realizar la tesis y también en la norma E030 y E060 nos brinda fórmulas para poder comprobar los límites sismorresistentes de la estructura y de los elementos de concreto armado, al final se hará una comparación de los casos que se presentara para poder verificar si las vigas de sección variable son más eficientes.

La presente investigación fue por los medios para obtener datos de tipo **documental** según (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010), ya que se empleó los expedientes técnicos de las edificaciones y también el reglamento nacional de edificaciones para su comprobación de las deflexiones.

La presente investigación fue por su inferencia de tipo **analítico** según (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010), ya que analizara si las estructuras mejoran empleando el acartelamiento a las vigas convencionales.

La presente investigación será por su periodo temporada de tipo **transversal** según (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010), ya que se recolecto los parámetros sismorresistentes en un solo lapso de tiempo.

La presente investigación fue por el tiempo en que se efectúan de tipo **sincrónicas** según (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010), ya que se recolecto los parámetros sismorresistentes en un corto período.

3.5 Diseño de investigación

La presente tesis presento un diseño a nivel **no experimental** según (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010), ya que no se manipula la formulas y/o parámetros establecidos en la norma E020, E030, y E060 y la

recolección de datos se obtiene luego de realizar el análisis y modelado en el software ETABS, siendo el estudio no experimental.

3.6 Métodos, técnicas e instrumentos

3.6.1 Para la recolección de datos

Técnica: La principal técnica que se empleó será la observación directa y la observación documental según (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010), en donde primeramente se realizara el levantamiento topográfico del lugar donde se ubica la edificación, posterior a ello se realizara el estudio de suelos con el objetivo de conocer las características físicas del suelo y se recolectara datos de los parámetros sismorresistente de las distintas normativas vigentes en el Perú como la norma E020 y E030.

Instrumentos: Como instrumento se utilizó material bibliográfico, normas técnicas, softwares para procesamiento.

1) Ficha de recolección de datos:

Para calcular el Angulo de cohesión interna y la capacidad portante del suelo donde se plantea el diseño se empleará los siguientes equipos principales como balanzas, horno eléctrico, juego de tamices, copa de Casagrande y todos materiales para el estudio de suelos.

2)Encuestas:

Para esta tesis se realizará encuestas a ingenieros civiles y estructurales para dar a conocer sus opiniones y experiencia sobre el uso de los aisladores sísmico.

3)Material bibliográfico:

Se emplearán diferentes fuentes bibliográficas y documentos nacionales para la elaboración de la investigación.

- Norma E020 Cargas
- Norma E030 Diseño sismorresistente
- Norma E060 Concreto armado

4)Fichas comparativas:

Se elaborarán fichas en el software EXCEL para que se pueda realizar la encuesta con un mayor orden de los datos obtenidos y así agregar y presentar la información de forma precisa y sencilla. se obtendrán resultados en el diseño estructural.

3.6.2 Para la presentación de datos

En la tesis se utilizó como herramienta la guía de observación para recopilar la información necesaria donde se utilizaron formatos requeridos para revisar cada ensayo realizado.

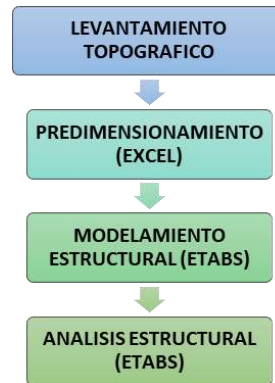
Los dispositivos, software, equipos y herramientas utilizados necesarios para la investigación son:

- Materiales para el estudio de suelos.
- Equipos de instrumentación.
- Programa ETABS.
- Se utilizan los siguientes formatos:
- Formato para investigación y análisis de suelos.

Para realizar la tesis, primeramente, se realizará el reconocimiento de los elementos estructurales de las 3 estructuras tomados como muestra y se definirá el peralte de variación en las vigas una vez definido todo ello se realizará el modelamiento en el software ETABS en donde se introducirá estos valores y también los parámetros sismorresistentes calculados para

posteriormente analizar el comportamiento sismorresistente según la norma E030.

Figura 9
Para la presentación de datos



Fuente: Elaboración propia.

3.7 Validación y confiabilidad del instrumento

Validación de instrumentos: La validación se determinó a través de expertos y la confiabilidad a través de encuestas, se realizó al sometimiento del cuestionario al juicio y sugerencias de expertos en el tema, para ello se empleó la siguiente tabla para la validación de los instrumentos.

Tabla 10
Aspectos de la validación de instrumentos

INDICADORES	CRITERIOS	Deficiente 0-20%	Regular 20-40%	Buena 40-60%	Muy buena 60-80%	Excelente 80-100%	OBSERVACIONES
1. Intencionalidad	El instrumento responde a los objetivos de la investigación						
2. Objetividad	El instrumento esta expresado en comportamientos observables						
3. Organización	El orden de los items y el area es adecuado						
4. Claridad	El vocabulario es adecuado para los pobladores de la investigación						
5. Suficiencia	El numero de items propuestos es suficiente para medir la variable						
6. Consistencia	Tiene una base teorica y cientifica que la respalde						
7. Coherencia	Entre el objetivo, problema e hipotesis existe coherencia						
8. Aplicabilidad	Los procedimientos para su aplicación son sencillos						

Fuente: elaboración propia

Confiabilidad de instrumentos: la confiabilidad de los instrumentos se obtuvo al realizar 6 modelos diferentes de las 3 edificaciones de concreto armado analizados, en donde estas edificaciones poseen luces mayores a los 7 metros y poseen 5 niveles, por lo que al realizar el análisis de los datos se llegó a datos semejantes con una variación menor al 4%, dando como conclusión que los datos son confiables, ya que en las tablas se aprecia resultados similares en cuanto a los momentos flectores, distorsiones de entrepiso, cuantía de acero y deflexiones . Todo ello se evidencia en las tablas 175, 176, 177 y 178.

3.8 Procedimiento

Para el procedimiento de la presente investigación primeramente se analizó el expediente técnico de las 3 edificaciones comerciales para reconocer las dimensiones de los elementos estructurales y se identificara los parámetros sismorresistente de cada estructura, para posterior a ello realizar el predimensionamiento de las vigas acarteladas en el software Excel y también realizar el modelamiento en el software ETABS, una vez que se tenga el modelamiento se procederá a introducir todos los parámetros sísmicos para analizar el comportamiento sismorresistente en dicho software siguiendo la norma E030 y finalmente se realizara un comparación de los resultado empleando gráficos comparativos.

3.9 Tabulación y análisis de datos

Tabulación:

Para la tabulación de los datos las principales tablas que se usaron fueron las siguientes:

Tabla 11
Resumen de variación de momento flector respecto al caso n

Momento flector pórtico X-X								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)
5								
4								
3								
2								
1								
	total							
Momento flector pórtico Y-Y								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)
5								
4								
3								
2								
1								
	total							
	promedio final =							

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12

Resumen de variación de distorsiones de entrepiso respecto al caso n

Distorsiones de entrepiso por sismo								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
5								
4								
3								
2								
1								
Promedio final =								

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 13

Resumen de variación de cuantía de acero respecto al caso n

Acero de viga para el pórtico X-X								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)
5								
4								
3								
2								
1								
promedio								
Acero de viga para el pórtico Y-Y								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)
5								
4								
3								
2								
1								
promedio								
promedio final =								

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14

Resumen de variación de deflexión máxima respecto al caso n

Deflexión máxima								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
5								
4								
3								
2								
1								
Promedio final =								

Fuente: Elaboración propia.

Análisis de datos

En la presente investigación para el análisis de datos primeramente se analizará de los elementos estructurales de los expedientes técnicos de las estructuras y luego se definirá el peralte de variación en las vigas una vez definido todo ello se realizará el modelamiento en el software ETABS en donde se introducirá estos valores y también los parámetros sismorresistentes calculados para posteriormente analizar el comportamiento sismorresistente según la norma E030 y la norma E060.

3.10 Consideraciones éticas

- Esta investigación es netamente de autoridad del tesista, en esta investigación se revisó diversas fuentes de donde se obtuvo la información necesaria para desarrollar este trabajo, se examina la NTP (Norma Técnica Peruana) proporcionada por el gobierno peruano.
- El valor de esta investigación busca dar un alcance para los futuros inventarios y uso de la metodología como también recomienda del acartelamiento para controlar las deflexiones en edificaciones con luces mayores a 7 metros.
- La investigación propuesta tiene la potencialidad de producir nuevos conocimientos para respaldar futuros proyectos. Teniendo en cuenta el uso de acartelamiento para controlar las deflexiones en edificaciones con luces mayores a 7 metros.
- La forma en que se realizará el proceso de consentimiento informado para garantizar la libertad de autodeterminación de las entidades y sujetos, será mediante un certificado y solicitud para la recopilación de información.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

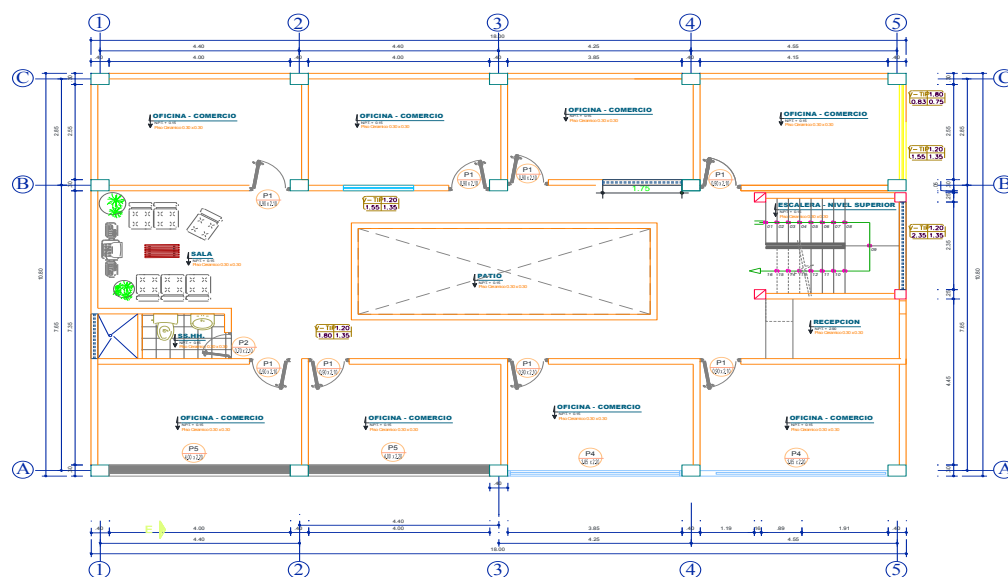
4.1 Predimensionamiento de vigas acarteladas

Para realizar el predimensionamiento de las vigas acarteladas según Archundia primeramente se recolecto los datos de los distintos inmuebles para esta tesis se tomó 3 centros comerciales de 5 niveles de concreto armado, dichas edificaciones ya estas construidas y en uso por lo que no es necesario el predimensionamiento de sus elementos, lo que se realizara en este punto es únicamente el predimensionamiento de las vigas acarteladas según la luz máxima de cada edificación, no se cambiaran las dimensiones de los elementos estructurales tales como vigas, columnas y losa aligerada, y se empleó planos elaborados por el tesista debido a la inexistencia de los planos de las edificaciones.

Centro comercial 1:

Esta edificación se encuentra ubicado en el jr. Independencia N°1635 en la ciudad de Huánuco, esta edificación consta de una edificación de 5 niveles de concreto armado de pórticos, el cual está destinado al uso comercial y tiene una altura típica de 3 metros en todos los niveles, esta edificación tiene la siguiente distribución arquitectónica:

Figura 10
Distribución arquitectónica de la edificación 1



Fuente: Elaboración propia

La edificación posee los siguientes parámetros de diseño sísmico, características mecánicas del suelo, y las cargas estructurales presentes en la edificación.

Tabla 15
Parámetros de estructuración de la edificación 1

Parámetros de diseño sismorresistente		
Concreto Armado	F'c: 210 kg/cm ²	Peso Específico: 2,400 kg/m ³
Acero de Refuerzo	F'y: 4,200 kg/cm ²	Peso Específico: 7,800 kg/m ³
Sistema Estructural "X"	Concreto Armado, Pórtico	
Sistema Estructural "Y"	Concreto Armado, Pórtico	
Categoría del Edificio	Edificaciones Esenciales "B" - U: 1.30	
Zona Sísmica	2 - Z: 0.25g	
Parámetros de diseño estructural de la cimentación		
Parámetros del Suelo	Suelos tipo "S2" – T(p): 0.60seg – S: 1.20	
Capacidad Portante del Suelo	Qadm: 3.20 kg/cm ²	
Módulo de Reacción del Suelo	Coeficiente de Balasto: 6.00 kg/cm ³	
Dimensiones preliminares de los elementos estructurales		
Columnas	50x50 cm ²	
Viga X-X	30x50 cm ²	
Viga Y-Y	30x60 cm ²	
Viga de sección variable X-X	0.30x0.70 – 0.25x0.45 -0.30x0.70	
Viga de sección variable Y-Y	0.30x0.80 – 0.25x0.50 -0.30x0.70	

Viga de Borde	30x20 cm ²
Losa Y-Y	20 cm
Escalera	17.5 cm
Cargas estructurales	
Cargas vivas en Losas	500 kg/cm ²
Cargas vivas en Escalera	500 kg/cm ²
Carga muerta en Losas	250 kg/cm ²
Cargas muertas en escalera	150 kg/cm ²
Carga viva en techo	100 kg/cm ²
Carga muerta en techo	100 kg/cm ²
Carga muerta en Vigas	450 kg/cm

Fuente: Elaboración propia

Predimensionamiento de viga de sección variable:

Para realizar el predimensionamiento de las vigas de sección variable se tomó en cuenta los criterios establecidos por (Archundia ,2013), ya que según los resultados experimentales realizados nos proporciona intervalos de valores para la práctica constructiva de la ciudad de México, en donde se involucran los parámetros de la geometría de las vigas variables.

Vigas principales X-X:

Peralte máximo y mínimo

Para el predimensionamiento de la viga de sección variable para el eje X-X se tomó en cuenta la dimensión de la viga de sección constante en donde teníamos 50 cm como peralte para el eje X, y para la sección variable se tomó un peralte máximo de 70 cm y se tanteara valores para calcular el peralte mínimo con la finalidad de cumplir con la relación de peraltes menor a 1.60, esto se demostró en la siguiente tabla:

Tabla 16
Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje X-X

H máx.	Factor (K)	H min	Relación ≤ 1.60	Diferencia de peraltes
0.7	0.86	0.6	1.17	0.1
0.7	0.79	0.55	1.27	0.15
0.7	0.71	0.5	1.40	0.2
0.7	0.64	0.45	1.56	0.25
0.7	0.57	0.4	1.75	0.3
0.7	0.50	0.35	2.00	0.35

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se cumple que la relación más cercana a 1.60 es cuando el H min es 45 cm y la relación es de 1.56, por lo tanto, el h min será 50cm ya que cumple con las indicaciones realizada por Archundia (2013).

Base de la viga

Para la base de la viga se empleó la longitud de la viga de sección constante la cual fue de 30cm.

Ángulo de variación del peralte y longitud de variación

Para el análisis se tomó longitudes de variación desde 1 metro hasta 3 metros con un intervalo de 0.5 metros para el análisis de la edificación.

Según las recomendaciones del trabajo de investigación de Archundia (2013), nos indica que la relación del ángulo de variación debe estar entre los intervalos de 3° a 15°.

Tabla 17
Ángulo de variación del peralte del eje X-X

H máx.	H min	Diferencia de peraltes	Longitud de Variación (Lv)	Ángulo de Variación (α)
0.7	0.45	0.25	1.00	14.04°
0.7	0.45	0.25	1.50	9.46°
0.7	0.45	0.25	2.00	7.13°
0.7	0.45	0.25	2.50	5.71°
0.7	0.45	0.25	3.00	4.76°

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior vemos que el ángulo de variación (α) se encuentra entre los intervalos $4,76^\circ \leq \alpha \leq 14,04^\circ$, por lo que cumple con las recomendaciones de Archundia (2013).

Vigas secundarias Y-Y:

Peralte máximo y mínimo

Para el predimensionamiento de la viga de sección variable para el eje Y-Y se tomó en cuenta la dimensión de la viga de sección constante en donde teníamos 60 cm como peralte para el eje Y, y para la sección variable se tomó un peralte máximo de 80 cm y se tanteara valores para calcular el peralte mínimo con la finalidad de cumplir con la relación de peraltes menor a 1.60, esto se demostró en la siguiente tabla:

Tabla 18
Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje Y-Y

H máx.	Factor (K)	H min	Relación ≤ 1.60	Diferencia de peraltes
0.8	0.88	0.7	1.14	0.1
0.8	0.81	0.65	1.23	0.15
0.8	0.75	0.60	1.33	0.2
0.8	0.69	0.55	1.45	0.25
0.8	0.63	0.5	1.60	0.3
0.8	0.56	0.45	1.78	0.35

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se cumple que la relación más cercana a 1.60 es cuando el H min es 50 cm y la relación es de 1.60, por lo tanto, el h min será 50cm ya que cumple con las indicaciones realizada por Archundia (2013).

Base de la viga

Para la base de la viga se empleó la longitud calculada en el predimensionamiento de la viga de sección constante la cual fue de 30cm.

Ángulo de variación del peralte y longitud de variación

Para el análisis se tomó longitudes de variación desde 1 metro hasta 3 metros con un intervalo de 0.5 metros para el análisis de la edificación.

Según las recomendaciones del trabajo de investigación de Archundia (2013), nos indica que la relación del ángulo de variación debe estar entre los intervalos de 3° a 15° .

Tabla 19
Ángulo de variación del peralte del eje X-X

H máx.	H min	Diferencia de peraltes	Longitud de Variación (Lv)	Ángulo de Variación (α)
0.8	0.5	0.3	1	14.70
0.8	0.5	0.3	1.5	11.31
0.8	0.5	0.3	2	8.53
0.8	0.5	0.3	2.5	6.84
0.8	0.5	0.3	3	5.71

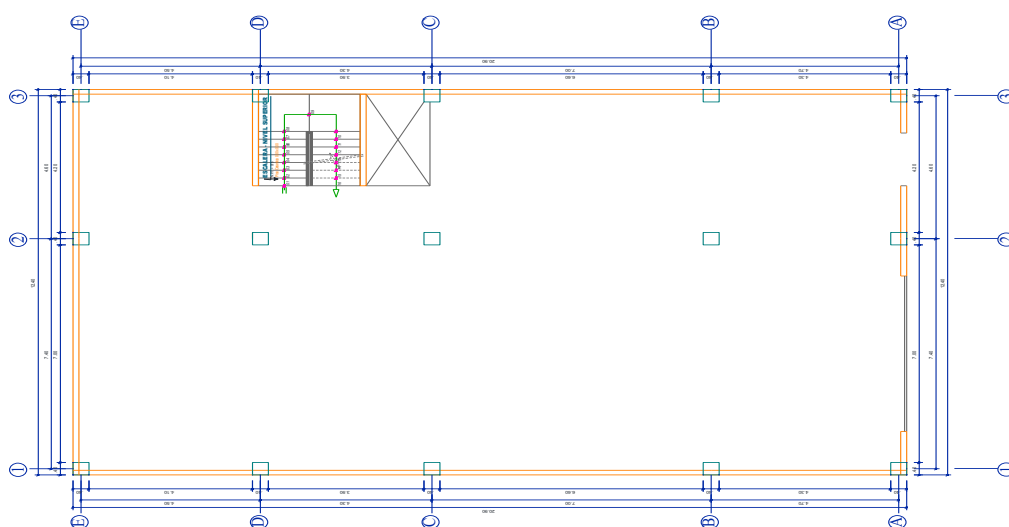
Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior vemos que el ángulo de variación (α) se encuentra entre los intervalos $5, 71^\circ \leq \alpha \leq 14, 70^\circ$, por lo que cumple con las recomendaciones de Archundia (2013).

Centro comercial 2:

Esta edificación se encuentra ubicada en el jr. 2 de mayo N°1225 en la ciudad de Huánuco, esta edificación consta de una edificación de 5 niveles de concreto armado de pórticos, el cual está destinado al uso comercial y tiene una altura típica de 3 metros en todos los niveles, esta edificación tiene la siguiente distribución arquitectónica

Figura 11
Distribución arquitectónica de la edificación 2



Fuente: Elaboración propia

La edificación posee los siguientes parámetros de diseño sísmico, características mecánicas del suelo, y las cargas estructurales presentes en la edificación.

Tabla 20
Parámetros de estructuración de la edificación 2

Parámetros de diseño sismorresistente		
Concreto Armado	F'c: 210 kg/cm ²	Peso Específico: 2,400 kg/m ³
Acero de Refuerzo	F'y: 4,200 kg/cm ²	Peso Específico: 7,800 kg/m ³
Sistema Estructural "X"	Concreto Armado, Pórtico	
Sistema Estructural "Y"	Concreto Armado, Pórtico	
Categoría del Edificio	Edificaciones Esenciales "B" - U: 1.30	
Zona Sísmica	2 - Z: 0.25g	
Parámetros de diseño estructural de la cimentación		
Parámetros del Suelo	Suelos tipo "S2" – T(p): 0.60seg – S: 1.20	

Capacidad Portante del Suelo	Qadm: 2.90 kg/cm ²
Módulo de Reacción del Suelo	Coefficiente de Balasto: 5.70 kg/cm ³
Dimensiones preliminares de los elementos estructurales	
Columnas	55x55 cm ²
Viga X-X	30x50 cm ²
Viga Y-Y	30x60 cm ²
Viga de sección variable X-X	0.30x0.70 – 0.25x0.45 -0.30x0.70
Viga de sección variable Y-Y	0.30x0.80 – 0.25x0.50 -0.30x0.70
Viga de Borde	30x20 cm ²
Losa X-X	20 cm
Escalera	17.5 cm
Cargas estructurales	
Cargas vivas en Losas	500 kg/cm ²
Cargas vivas en Escalera	500 kg/cm ²
Carga muerta en Losas	250 kg/cm ²
Cargas muertas en escalera	150 kg/cm ²
Carga viva en techo	100 kg/cm ²
Carga muerta en techo	100 kg/cm ²
Carga muerta en Vigas	450 kg/cm

Fuente: Elaboración propia

Predimensionamiento de viga de sección variable:

Para realizar el predimensionamiento de las vigas de sección variable se tomó en cuenta los criterios establecidos por (Archundia ,2013), ya que según los resultados experimentales realizados nos proporciona intervalos de valores para la práctica constructiva de la ciudad de México, en donde se involucran los parámetros de la geometría de las vigas variables.

Vigas principales X-X:

Peralte máximo y mínimo

Para el predimensionamiento de la viga de sección variable para el eje X-X se tomó en cuenta la dimensión de la viga de sección constante en donde teníamos 50 cm como peralte para el eje X, y para la sección variable se tomó un peralte máximo de 70 cm y se tanteara valores para calcular el peralte mínimo con la finalidad de cumplir con la relación de peraltes menor a 1.60, esto se demostró en la siguiente tabla:

Tabla 21
Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje X-X

H máx.	Factor (K)	H min	Relación ≤ 1.60	Diferencia de peraltes
0.7	0.86	0.6	1.17	0.1
0.7	0.79	0.55	1.27	0.15
0.7	0.71	0.5	1.40	0.2
0.7	0.64	0.45	1.56	0.25
0.7	0.57	0.4	1.75	0.3
0.7	0.50	0.35	2.00	0.35

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se cumple que la relación más cercana a 1.60 es cuando el H min es 45 cm y la relación es de 1.56, por lo tanto, el h min será 50cm ya que cumple con las indicaciones realizada por Archundia (2013).

Base de la viga

Para la base de la viga se empleó la longitud de la viga de sección constante la cual fue de 30cm.

Ángulo de variación del peralte y longitud de variación

Para el análisis se tomó longitudes de variación desde 1 metro hasta 3 metros con un intervalo de 0.5 metros para el análisis de la edificación.

Según las recomendaciones del trabajo de investigación de Archundia (2013), nos indica que la relación del ángulo de variación debe estar entre los intervalos de 3° a 15° .

Tabla 22
Ángulo de variación del peralte del eje X-X

H máx.	H min	Diferencia de peraltes	Longitud de Variación (Lv)	Ángulo de Variación (α)
0.7	0.45	0.25	1.00	14.04°
0.7	0.45	0.25	1.50	9.46°
0.7	0.45	0.25	2.00	7.13°
0.7	0.45	0.25	2.50	5.71°
0.7	0.45	0.25	3.00	4.76°

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior vemos que el ángulo de variación (α) se encuentra entre los intervalos $4,76^\circ \leq \alpha \leq 14,04^\circ$, por lo que cumple con las recomendaciones de Archundia (2013).

Vigas secundarias Y-Y:

Peralte máximo y mínimo

Para el predimensionamiento de la viga de sección variable para el eje Y-Y se tomó en cuenta la dimensión de la viga de sección constante en donde teníamos 60 cm como peralte para el eje Y, y para la sección variable se tomó un peralte máximo de 80 cm y se tanteara valores para calcular el peralte mínimo con la finalidad de cumplir con la relación de peraltes menor a 1.60, esto se demostró en la siguiente tabla:

Tabla 23
Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje Y-Y

H máx.	Factor (K)	H min	Relación \leq 1.60	Diferencia de peraltes
0.8	0.88	0.7	1.14	0.1
0.8	0.81	0.65	1.23	0.15
0.8	0.75	0.60	1.33	0.2
0.8	0.69	0.55	1.45	0.25
0.8	0.63	0.5	1.60	0.3
0.8	0.56	0.45	1.78	0.35

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se cumple que la relación más cercana a 1.60 es cuando el H min es 50 cm y la relación es de 1.60, por lo tanto, el h min será 50cm ya que cumple con las indicaciones realizada por Archundia (2013).

Base de la viga

Para la base de la viga se empleó la longitud calculada en el predimensionamiento de la viga de sección constante la cual fue de 30cm.

Ángulo de variación del peralte y longitud de variación

Para el análisis se tomó longitudes de variación desde 1 metro hasta 3 metros con un intervalo de 0.5 metros para el análisis de la edificación.

Según las recomendaciones del trabajo de investigación de Archundia (2013), nos indica que la relación del ángulo de variación debe estar entre los intervalos de 3° a 15°.

Tabla 24
Ángulo de variación del peralte del eje X-X

H máx.	H min	Diferencia de peraltes	Longitud de Variación (Lv)	Ángulo de Variación (α)
0.8	0.5	0.3	1	14.70
0.8	0.5	0.3	1.5	11.31
0.8	0.5	0.3	2	8.53
0.8	0.5	0.3	2.5	6.84
0.8	0.5	0.3	3	5.71

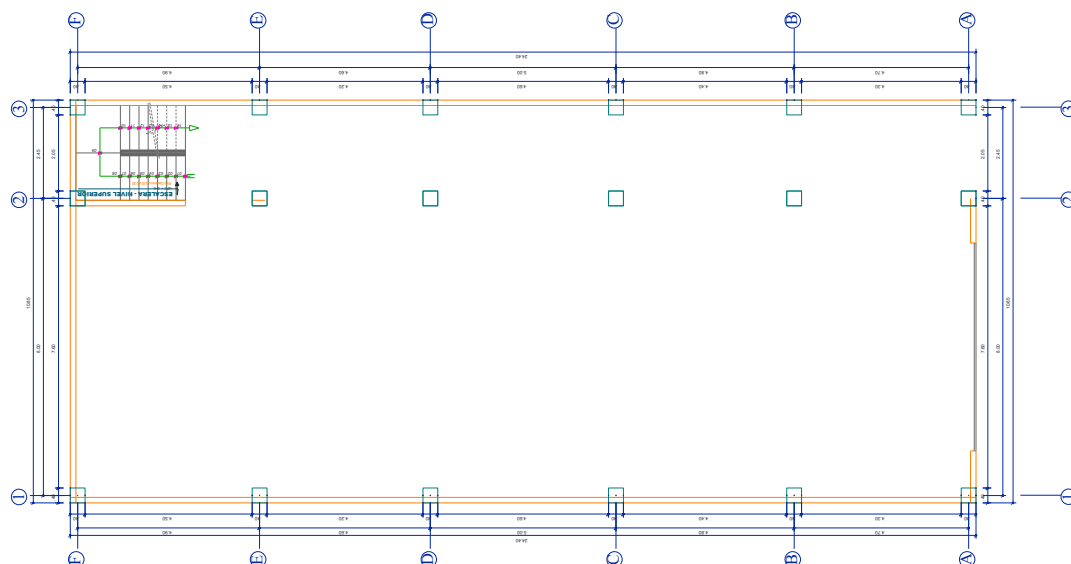
Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior vemos que el ángulo de variación (α) se encuentra entre los intervalos $5, 71^\circ \leq \alpha \leq 14, 70^\circ$, por lo que cumple con las recomendaciones de Archundia (2013).

Centro comercial 3:

Esta edificación se encuentra ubicado en el jr. Tarapacá N°733 en la ciudad de Huánuco, esta edificación consta de una edificación de 5 niveles de concreto armado de pórticos, el cual está destinado al uso comercial y tiene una altura típica de 3 metros en todos los niveles, esta edificación tiene la siguiente distribución arquitectónica

Figura 12
Distribución arquitectónica de la edificación 3



Fuente: Elaboración propia

La edificación posee los siguientes parámetros de diseño sísmico, características mecánicas del suelo, y las cargas estructurales presentes en la edificación.

Tabla 25
Parámetros de estructuración de la edificación 3

Parámetros de diseño sismorresistente		
Concreto Armado	F'c: 210 kg/cm ²	Peso Específico: 2,400 kg/m ³
Acero de Refuerzo	F'y: 4,200 kg/cm ²	Peso Específico: 7,800 kg/m ³
Sistema Estructural "X"	Concreto Armado, Pórtico	
Sistema Estructural "Y"	Concreto Armado, Pórtico	
Categoría del Edificio	Edificaciones Esenciales "B" - U: 1.30	
Zona Sísmica	2 - Z: 0.25g	
Parámetros de diseño estructural de la cimentación		
Parámetros del Suelo	Suelos tipo "S2" – T(p): 0.60seg – S: 1.20	
Capacidad Portante del Suelo	Qadm: 3.10 kg/cm ²	
Módulo de Reacción del Suelo	Coeficiente de Balasto: 5.95 kg/cm ³	
Dimensiones preliminares de los elementos estructurales		
Columnas	55x55 cm ²	
Viga X-X	30x50 cm ²	
Viga Y-Y	30x60 cm ²	
Viga de sección variable X-X	0.30x0.70 – 0.25x0.45 -0.30x0.70	
Viga de sección variable Y-Y	0.30x0.80 – 0.25x0.50 -0.30x0.70	
Viga de Borde	30x20 cm ²	
Losa X-X	20 cm	
Escalera	17.5 cm	
Cargas estructurales		
Cargas vivas en Losas	500 kg/cm ²	
Cargas vivas en Escalera	500 kg/cm ²	
Carga muerta en Losas	250 kg/cm ²	
Cargas muertas en escalera	150 kg/cm ²	
Carga viva en techo	100 kg/cm ²	
Carga muerta en techo	100 kg/cm ²	
Carga muerta en Vigas	450 kg/cm	

Fuente: Elaboración propia

Predimensionamiento de viga de sección variable:

Para realizar el predimensionamiento de las vigas de sección variable se tomó en cuenta los criterios establecidos por (Archundia ,2013), ya que según los resultados experimentales realizados nos proporciona intervalos de valores

para la práctica constructiva de la ciudad de México, en donde se involucran los parámetros de la geometría de las vigas variables.

Vigas principales X-X:

Peralte máximo y mínimo

Para el predimensionamiento de la viga de sección variable para el eje X-X se tomó en cuenta la dimensión de la viga de sección constante en donde teníamos 50 cm como peralte para el eje X, y para la sección variable se tomó un peralte máximo de 70 cm y se tanteara valores para calcular el peralte mínimo con la finalidad de cumplir con la relación de peraltes menor a 1.60, esto se demostró en la siguiente tabla:

Tabla 26
Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje X-X

H máx.	Factor (K)	H min	Relación ≤ 1.60	Diferencia de peraltes
0.7	0.86	0.6	1.17	0.1
0.7	0.79	0.55	1.27	0.15
0.7	0.71	0.5	1.40	0.2
0.7	0.64	0.45	1.56	0.25
0.7	0.57	0.4	1.75	0.3
0.7	0.50	0.35	2.00	0.35

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se cumple que la relación más cercana a 1.60 es cuando el H min es 45 cm y la relación es de 1.56, por lo tanto, el h min será 50cm ya que cumple con las indicaciones realizada por Archundia (2013).

Base de la viga

Para la base de la viga se empleó la longitud de la viga de sección constante la cual fue de 30cm.

Ángulo de variación del peralte y longitud de variación

Para el análisis se tomó longitudes de variación desde 1 metro hasta 3 metros con un intervalo de 0.5 metros para el análisis de la edificación.

Según las recomendaciones del trabajo de investigación de Archundia (2013), nos indica que la relación del ángulo de variación debe estar entre los intervalos de 3° a 15°.

Tabla 27
Ángulo de variación del peralte del eje X-X

H máx.	H min	Diferencia de peraltes	Longitud de Variación (Lv)	Ángulo de Variación (α)
0.7	0.45	0.25	1.00	14.04°
0.7	0.45	0.25	1.50	9.46°
0.7	0.45	0.25	2.00	7.13°
0.7	0.45	0.25	2.50	5.71°
0.7	0.45	0.25	3.00	4.76°

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior vemos que el ángulo de variación (α) se encuentra entre los intervalos $4,76^\circ \leq \alpha \leq 14,04^\circ$, por lo que cumple con las recomendaciones de Archundia (2013).

Vigas secundarias Y-Y:

Peralte máximo y mínimo

Para el predimensionamiento de la viga de sección variable para el eje Y-Y se tomó en cuenta la dimensión de la viga de sección constante en donde teníamos 60 cm como peralte para el eje Y, y para la sección variable se tomó un peralte máximo de 80 cm y se tanteara valores para calcular el peralte mínimo con la finalidad de cumplir con la relación de peraltes menor a 1.60, esto se demostró en la siguiente tabla:

Tabla 28
Peralte máximo y peralte mínimo de las vigas de sección variable del eje Y-Y

H máx.	Factor (K)	H min	Relación ≤ 1.60	Diferencia de peraltes
0.8	0.88	0.7	1.14	0.1
0.8	0.81	0.65	1.23	0.15
0.8	0.75	0.60	1.33	0.2
0.8	0.69	0.55	1.45	0.25
0.8	0.63	0.5	1.60	0.3
0.8	0.56	0.45	1.78	0.35

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se cumple que la relación más cercana a 1.60 es cuando el H min es 50 cm y la relación es de 1.60, por lo tanto, el h min será 50cm ya que cumple con las indicaciones realizada por Archundia (2013).

Base de la viga

Para la base de la viga se empleó la longitud calculada en el predimensionamiento de la viga de sección constante la cual fue de 30cm.

Ángulo de variación del peralte y longitud de variación

Para el análisis se tomó longitudes de variación desde 1 metro hasta 3 metros con un intervalo de 0.5 metros para el análisis de la edificación.

Según las recomendaciones del trabajo de investigación de Archundia (2013), nos indica que la relación del ángulo de variación debe estar entre los intervalos de 3° a 15° .

Tabla 29
Ángulo de variación del peralte del eje X-X

H máx.	H min	Diferencia de peraltes	Longitud de Variación (Lv)	Ángulo de Variación (α)
0.8	0.5	0.3	1	14.70
0.8	0.5	0.3	1.5	11.31
0.8	0.5	0.3	2	8.53
0.8	0.5	0.3	2.5	6.84
0.8	0.5	0.3	3	5.71

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior vemos que el ángulo de variación (α) se encuentra entre los intervalos $5, 71^\circ \leq \alpha \leq 14, 70^\circ$, por lo que cumple con las recomendaciones de Archundia (2013).

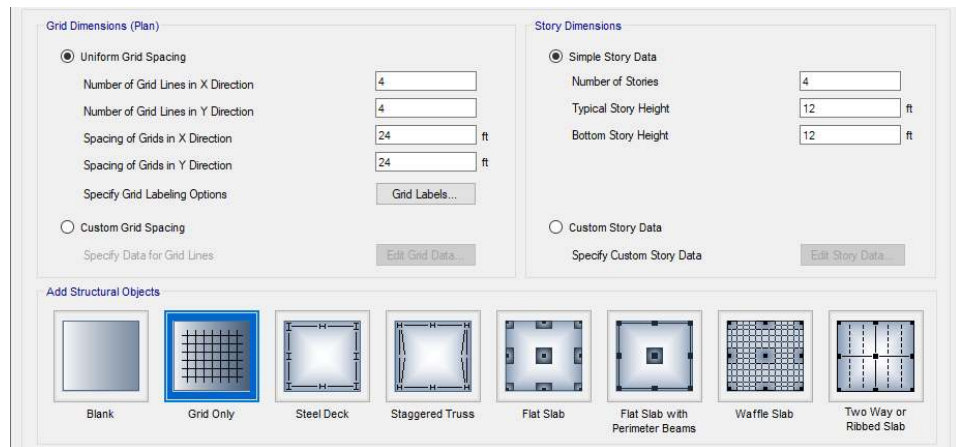
4.2 Modelamiento de la edificación

Una vez ya realizado la estructuración de la edificación y se establecidas las dimensiones, se realiza el modelado en el software ETABS. Primero se realizó el análisis utilizando las dimensiones de los elementos ya diseñadas y posteriormente se analizará la estructura con las vigas de sección variable y cumplan con las normas E030 y E060.

Ya que el modelamiento es similar para los 3 casos que se está tomando en cuenta se realizara solo el modelamiento para el primer caso.

Abra el programa y proceda a configurar las unidades y grillas para trabajar.

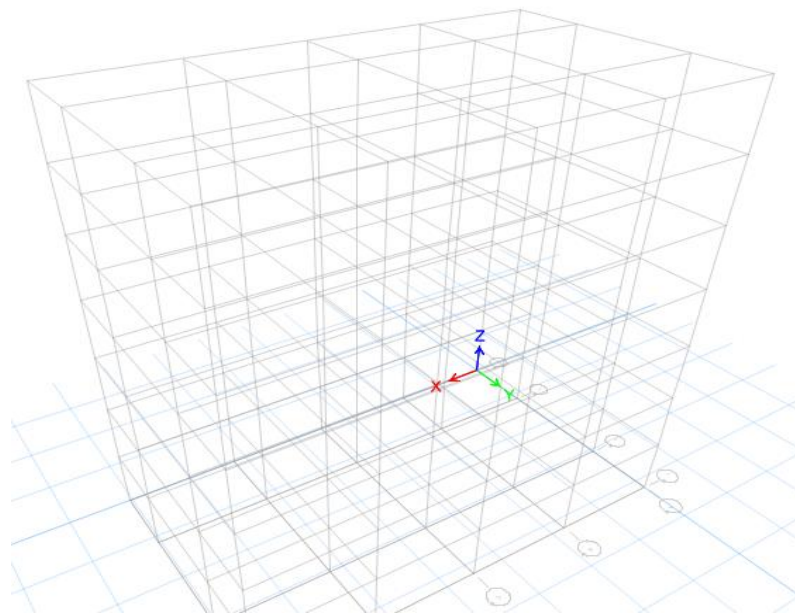
Figura 13
Grillas para el modelamiento



Fuente: Elaboración propia.

Configuraremos las grillas según nuestro plano arquitectónico tanto en los ejes X-X, Y-Y y Z-Z

Figura 14
Vista 3D de las grillas



Fuente: Elaboración propia.

Definiremos y configuraremos los materiales que se emplearan en el análisis de la estructura.

Figura 15
Propiedades del concreto-ETABS

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for concrete. It is organized into three sections:

- General Data:**
 - Material Name: FC=210 KG/CM2
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: (Grey swatch) Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density (selected) / Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 2402.77 kgf/m³
 - Mass per Unit Volume: 245.014 kgf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2188197889 kgf/m²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 911749120.28 kgf/m²

Fuente: Elaboración propia.

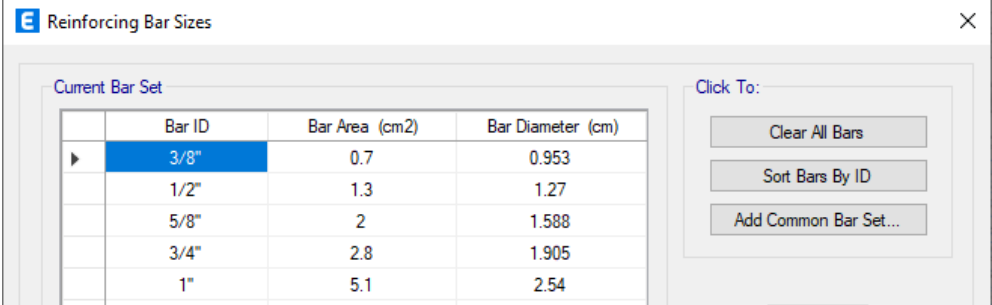
Figura 16
Propiedades del acero-ETABS

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for steel. It is organized into three sections:

- General Data:**
 - Material Name: FY 4200
 - Material Type: Rebar
 - Directional Symmetry Type: Uniaxial
 - Material Display Color: (Blue swatch) Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density (selected) / Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 0.0078 kgf/cm³
 - Mass per Unit Volume: 0.000008 kgf-s²/cm⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2000000 kgf/cm²
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Fuente: Elaboración propia.

Figura 17
Barras de reforzamiento-ETABS



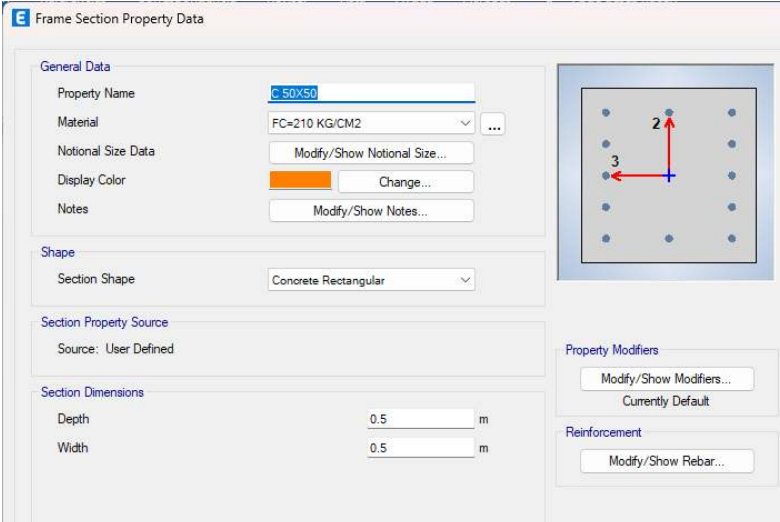
Bar ID	Bar Area (cm ²)	Bar Diameter (cm)
3/8"	0.7	0.953
1/2"	1.3	1.27
5/8"	2	1.588
3/4"	2.8	1.905
1"	5.1	2.54

Buttons on the right: Clear All Bars, Sort Bars By ID, Add Common Bar Set...

Fuente: Elaboración propia.

Definiremos los elementos estructurales que participaran en la edificación; losas aligeradas, vigas, columnas y escalera.

Figura 18
Propiedades de columna de 40X50-ETABS



General Data

Property Name: C_50X50

Material: FC=210 KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.5 m

Width: 0.5 m

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Diagram: A square cross-section diagram with 8 reinforcement bars (4 on each side) and coordinate axes labeled 2 (vertical) and 3 (horizontal).

Fuente: Elaboración propia.

Figura 19
Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 1

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a main beam. The 'General Data' section includes: Property Name: VIGA P 30X80; Material: FC=210 KG/CM2; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Display Color: Green; Notes: Modify/Show Notes... The 'Shape' section shows: Section Shape: Concrete Rectangular. The 'Section Property Source' is User Defined. The 'Section Dimensions' are: Depth: 0.6 m; Width: 0.3 m. On the right, there is a diagram of a rectangular section with a coordinate system (2, 3) and buttons for 'Property Modifiers' (Modify/Show Modifiers..., Currently Default) and 'Reinforcement' (Modify/Show Rebar...).

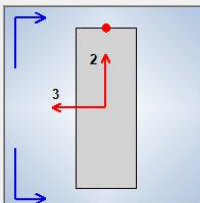
The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a secondary beam. The 'General Data' section includes: Property Name: VIGA S 30X50; Material: FC=210 KG/CM2; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Display Color: Blue; Notes: Modify/Show Notes... The 'Shape' section shows: Section Shape: Concrete Rectangular. The 'Section Property Source' is User Defined. The 'Section Dimensions' are: Depth: 0.5 m; Width: 0.3 m. On the right, there is a diagram of a rectangular section with a coordinate system (2, 3) and buttons for 'Property Modifiers' (Modify/Show Modifiers..., Currently Default) and 'Reinforcement' (Modify/Show Rebar...).

Fuente: Elaboración propia.

Figura 20
Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 2


E Frame Section Property Data

General Data
 Property Name: V/SVP 80-50 Lv=1.0m
 Display Color: Change...
 Notes: Modify/Show Notes...



Shape
 Section Shape: Nonprismatic

Nonprismatic Section Segments

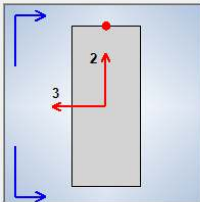


Show: Elevation (1-2 Axes) Show Aligned at This Cardinal Point: 8 (Top Center)

	Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	VIGAV P 30X80	VIGAV P 30X50	Absolute	1	Linear	Cubic
	VIGAV P 30X50	VIGAV P 30X50	Proportional	1	Linear	Linear
	VIGAV P 30X50	VIGAV P 30X80	Absolute	1	Linear	Cubic
*						


E Frame Section Property Data

General Data
 Property Name: V/SVS 70-45 Lv=1.0m
 Display Color: Change...
 Notes: Modify/Show Notes...



Shape
 Section Shape: Nonprismatic

Nonprismatic Section Segments



Show: Elevation (1-2 Axes) Show Aligned at This Cardinal Point: 8 (Top Center)

	Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	VIGAV S 30X70	VIGAV S 30X45	Absolute	1	Linear	Cubic
	VIGAV S 30X45	VIGAV S 30X45	Proportional	1	Linear	Linear
	VIGAV S 30X45	VIGAV S 30X70	Absolute	1	Linear	Cubic
*						

Fuente: *Elaboración propia.*

Figura 21
 Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 3

Frame Section Property Data

General Data
 Property Name: VSVP 80-50 Lve=1.5m
 Display Color: Change...
 Notes: Modify/Show Notes...

Shape
 Section Shape: Nonprismatic

Nonprismatic Section Segments

Show: Elevation (1-2 Axes) Show Aligned at This Cardinal Point: 8 (Top Center)

	Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	VIGAV P 30X80	VIGAV P 30X50	Absolute	1.5	Linear	Cubic
	VIGAV P 30X50	VIGAV P 30X50	Proportional	1	Linear	Linear
	VIGAV P 30X50	VIGAV P 30X80	Absolute	1.5	Linear	Cubic

Frame Section Property Data

General Data
 Property Name: VSVS 70-45 Lve=1.5m
 Display Color: Change...
 Notes: Modify/Show Notes...

Shape
 Section Shape: Nonprismatic

Nonprismatic Section Segments

Show: Elevation (1-2 Axes) Show Aligned at This Cardinal Point: 8 (Top Center)

	Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	VIGAV S 30X70	VIGAV S 30X45	Absolute	1.5	Linear	Cubic
	VIGAV S 30X45	VIGAV S 30X45	Proportional	1	Linear	Linear
	VIGAV S 30X45	VIGAV S 30X70	Absolute	1.5	Linear	Cubic

Fuente: Elaboración propia.

Figura 22
Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 4

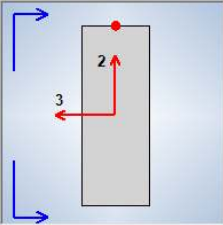
Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VSV P 80-50 Lv=2.0m

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...




Shape

Section Shape: Nonprismatic

Show Current Segment Only

Nonprismatic Section Segments



Show: Elevation (1-2 Axes) Show Aligned at This Cardinal Point: 8 (Top Center)

	Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	VIGAV P 30X80	VIGAV P 30X50	Absolute	2	Linear	Cubic
	VIGAV P 30X50	VIGAV P 30X50	Proportional	1	Linear	Linear
	VIGAV P 30X50	VIGAV P 30X80	Absolute	2	Linear	Cubic

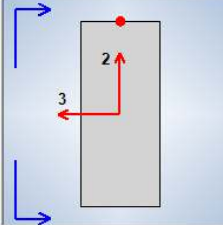
Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VSV S 70-45 Lv=2.0m

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...




Shape

Section Shape: Nonprismatic

Show Current Segment Only

Nonprismatic Section Segments



Show: Elevation (1-2 Axes) Show Aligned at This Cardinal Point: 8 (Top Center)

	Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	VIGAV S 30X70	VIGAV S 30X45	Absolute	2	Linear	Cubic
	VIGAV S 30X45	VIGAV S 30X45	Proportional	1	Linear	Linear
	VIGAV S 30X45	VIGAV S 30X70	Absolute	2	Linear	Cubic

Fuente: Elaboración propia.

Figura 23
Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 5

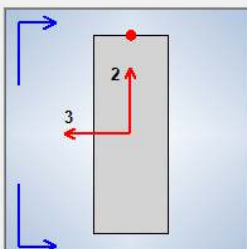
E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VSVP 80-50 Lv=2.5m

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

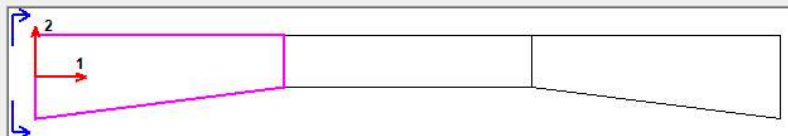


Shape

Section Shape: Nonprismatic

Show Current Segment Only

Nonprismatic Section Segments



Show: Elevation (1-2 Axes) Show Aligned at This Cardinal Point: 8 (Top Center)

	Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	VIGAV P 30X80	VIGAV P 30X50	Absolute	2.5	Linear	Cubic
	VIGAV P 30X50	VIGAV P 30X50	Proportional	1	Linear	Linear
	VIGAV P 30X50	VIGAV P 30X80	Absolute	2.5	Linear	Cubic

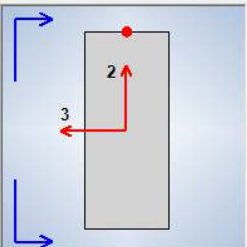
E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VSVS 70-45 Lv=2.5m

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...




Shape

Section Shape: Nonprismatic

Show Current Segment Only

Nonprismatic Section Segments



Show: Elevation (1-2 Axes) Show Aligned at This Cardinal Point: 8 (Top Center)

	Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	VIGAV S 30X70	VIGAV S 30X45	Absolute	2.5	Linear	Cubic
	VIGAV S 30X45	VIGAV S 30X45	Proportional	1	Linear	Linear
	VIGAV S 30X45	VIGAV S 30X70	Absolute	2.5	Linear	Cubic

Fuente: Elaboración propia.

Figura 24
Propiedades de vigas principales y secundarias-caso 6

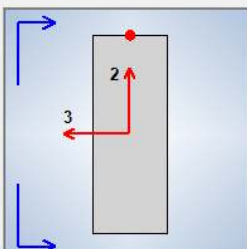
E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VSPV 80-50 Lv=3.0m

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

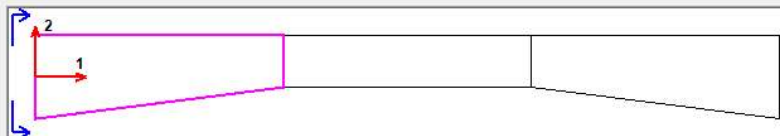


Shape

Section Shape: Nonprismatic

Show Current Segment Only

Nonprismatic Section Segments



Show: Elevation (1-2 Axes) Show Aligned at This Cardinal Point: 8 (Top Center)

	Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	VIGAV P 30X80	VIGAV P 30X50	Absolute	3	Linear	Cubic
	VIGAV P 30X50	VIGAV P 30X50	Proportional	1	Linear	Linear
	VIGAV P 30X50	VIGAV P 30X80	Absolute	3	Linear	Cubic

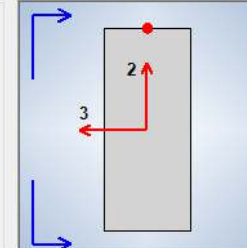
E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VSVS 70-45 Lv=3.0m

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...




Shape

Section Shape: Nonprismatic

Show Current Segment Only

Nonprismatic Section Segments

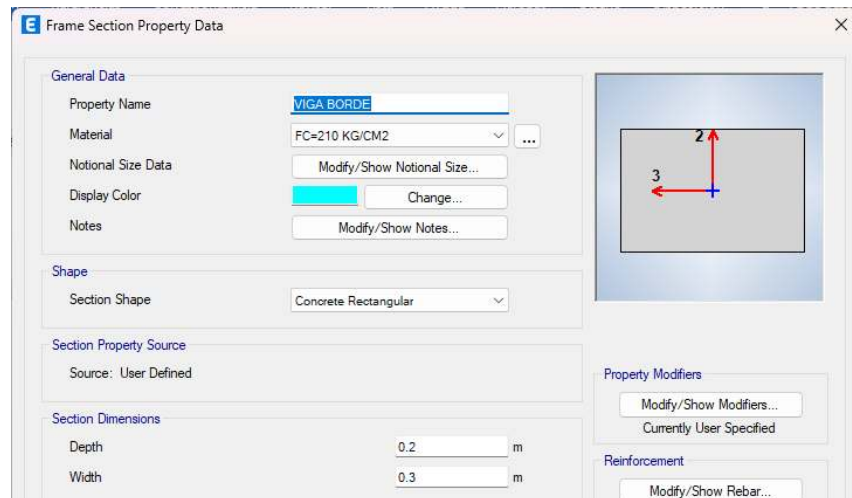


Show: Elevation (1-2 Axes) Show Aligned at This Cardinal Point: 8 (Top Center)

	Start Section	End Section	Length Type	Length, m	EI33 Variation	EI22 Variation
▶	VIGAV S 30X70	VIGAV S 30X45	Absolute	3	Linear	Cubic
	VIGAV S 30X45	VIGAV S 30X45	Proportional	1	Linear	Linear
	VIGAV S 30X45	VIGAV S 30X70	Absolute	3	Linear	Cubic

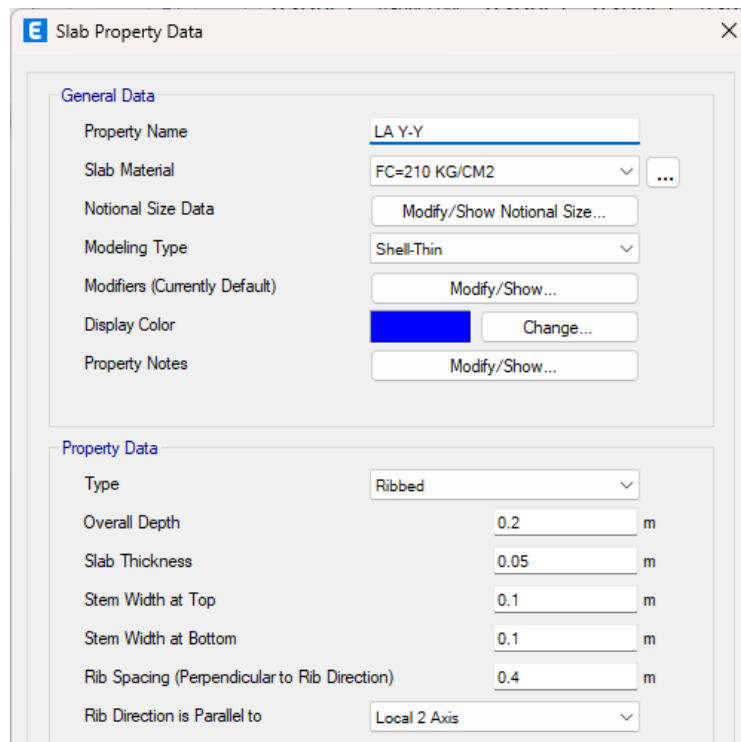
Fuente: *Elaboración propia.*

Figura 25
Propiedades de viga borde 30x20



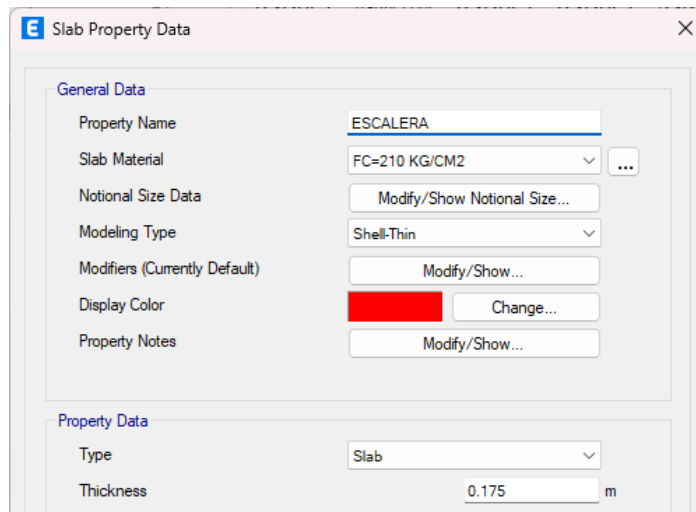
Fuente: Elaboración propia.

Figura 26
Propiedades de losa aligerada de 20cm-ETABS



Fuente: Elaboración propia.

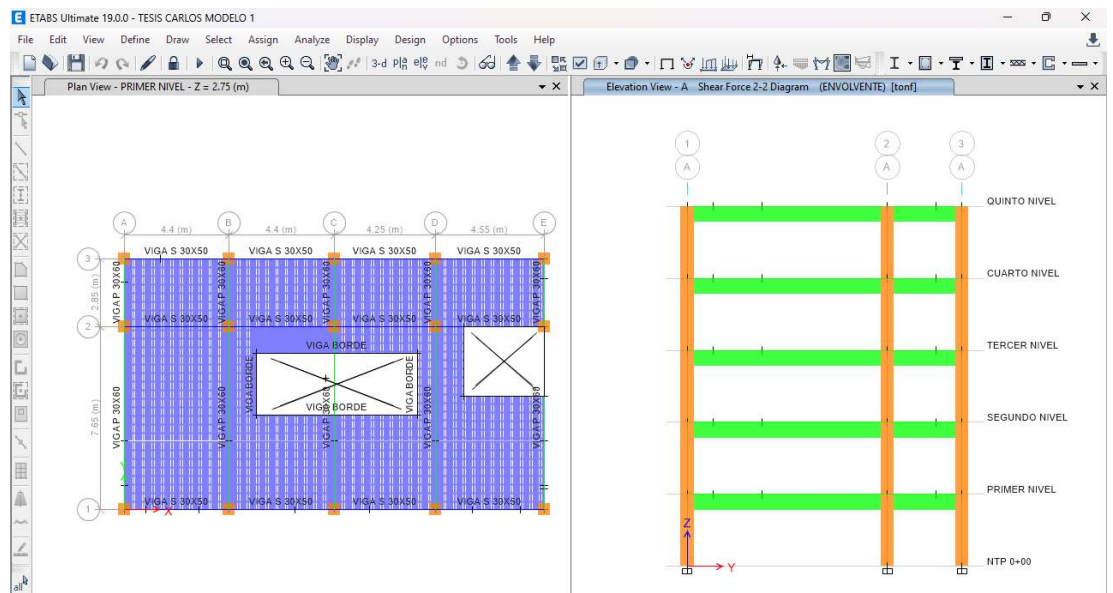
Figura 27
Propiedades de escalera de 17.5 cm



Fuente: Elaboración propia.

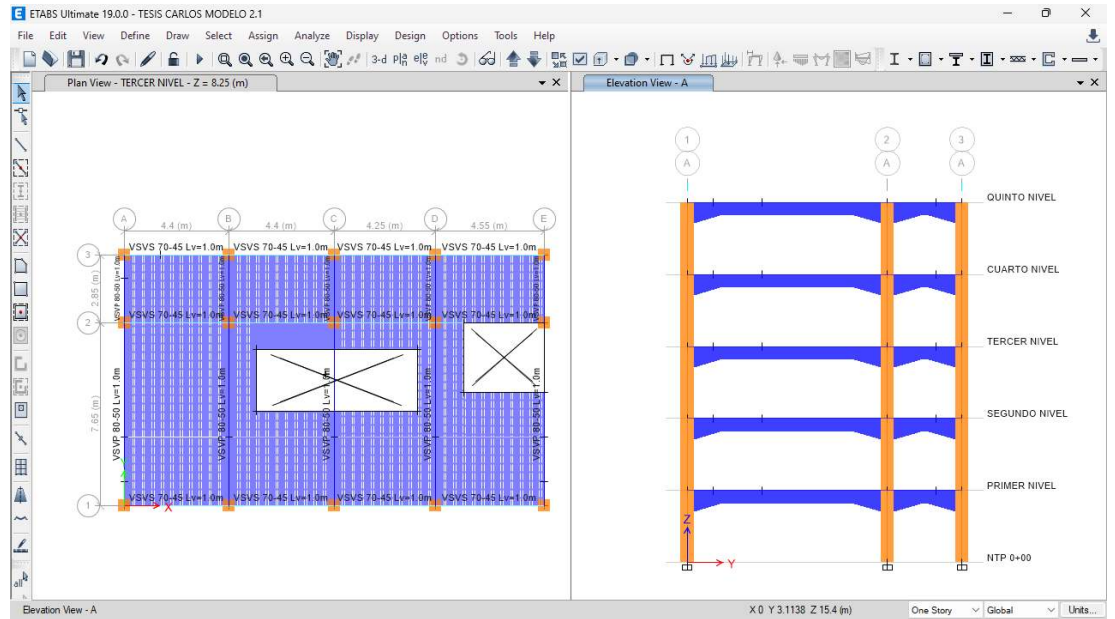
Una vez ya definido los elementos estructurales que participaran en la edificación, se tiene 6 modelos o casos realizados en el software ETABS los cuales cada modelo será analizado según la norma E030.

Figura 28
Vista en planta y elevación de la edificación-caso 1



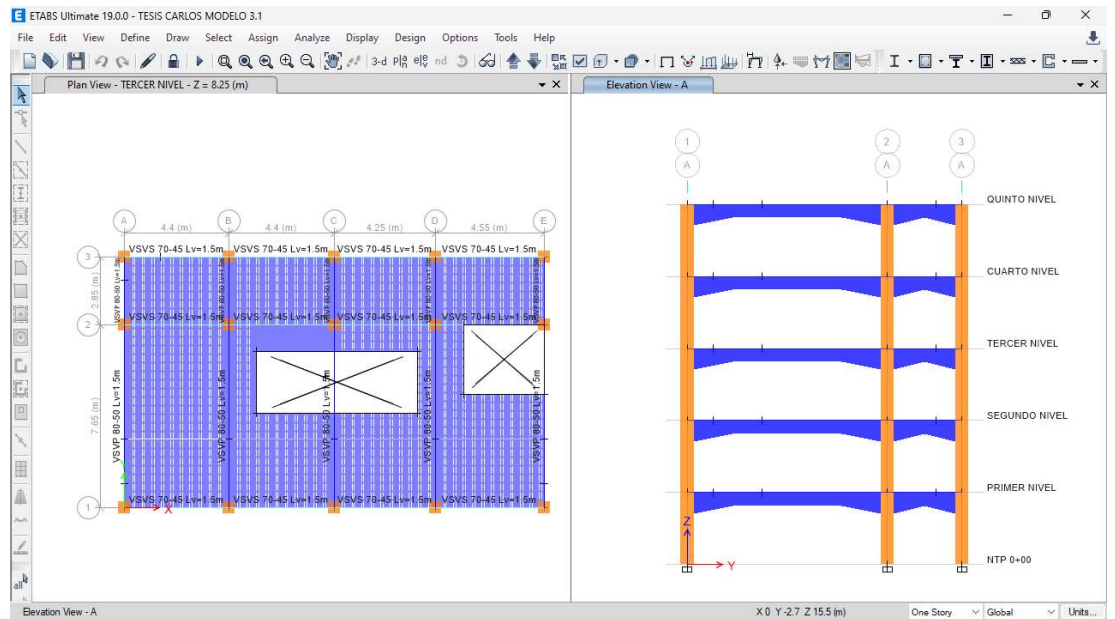
Fuente: Elaboración propia.

Figura 29
 Vista en planta y elevación de la edificación-caso 2



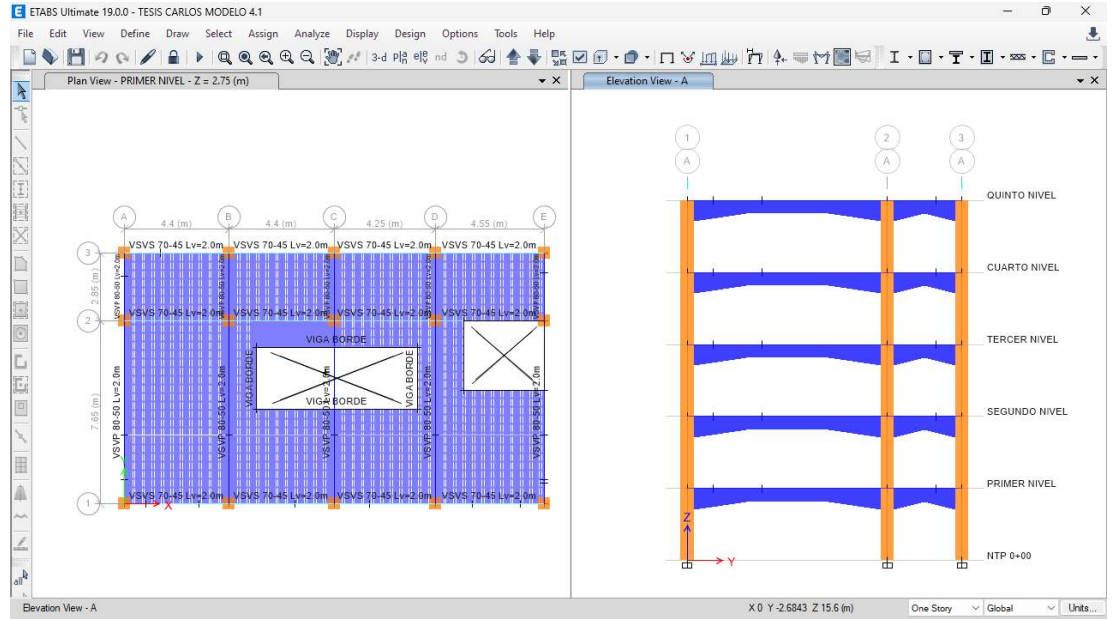
Fuente: Elaboración propia.

Figura 30
 Vista en planta y elevación de la edificación-caso 3



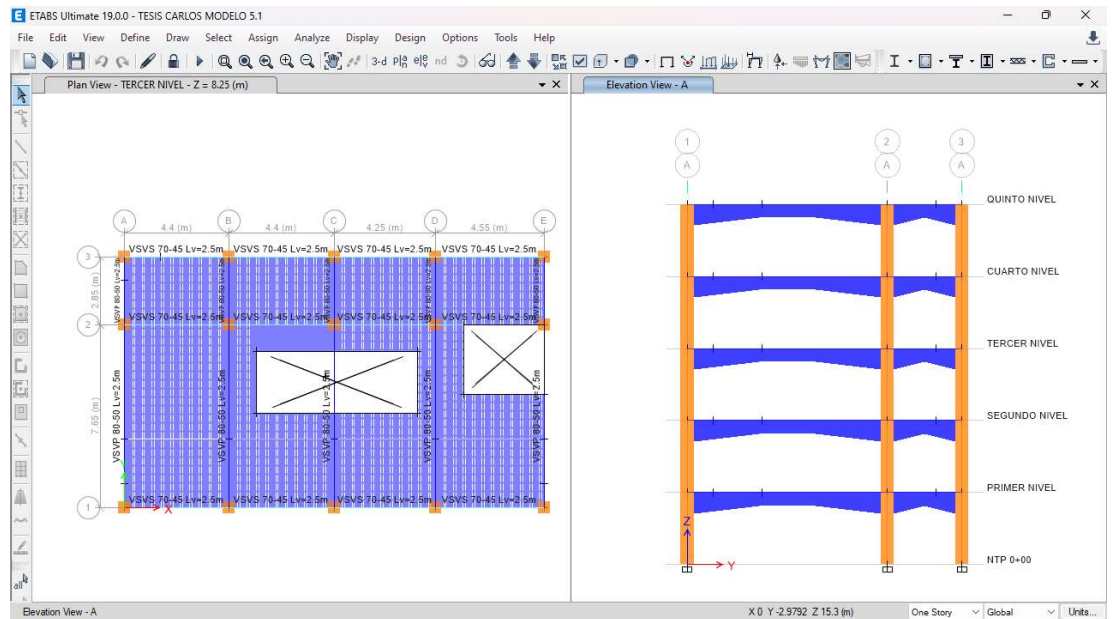
Fuente: Elaboración propia.

Figura 31
 Vista en planta y elevación de la edificación-caso 4



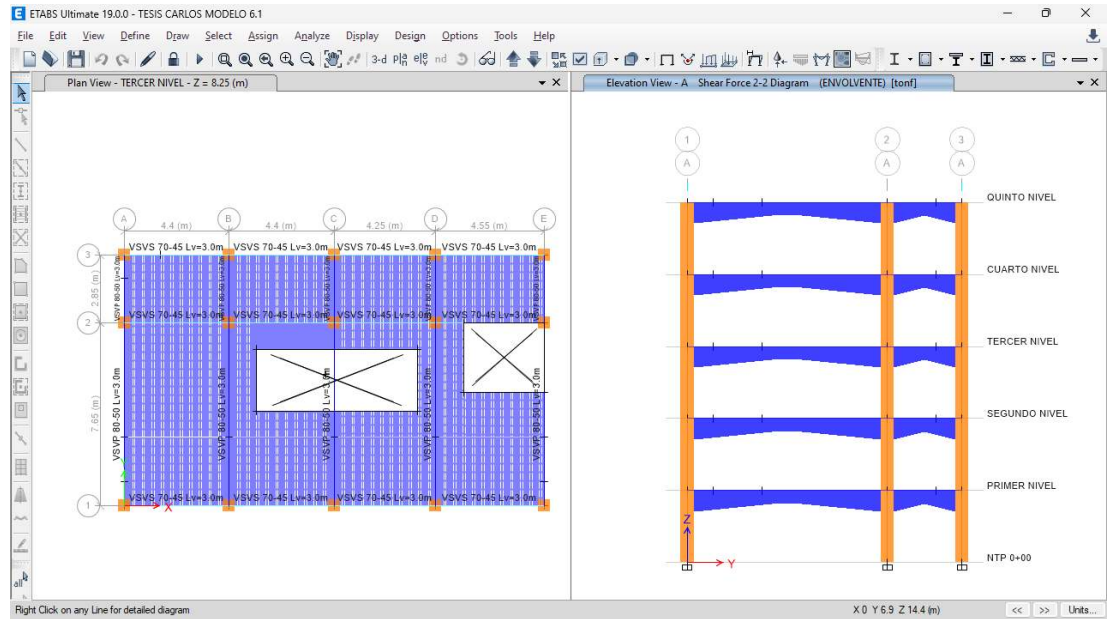
Fuente: Elaboración propia.

Figura 32
 Vista en planta y elevación de la edificación-caso 5



Fuente: Elaboración propia.

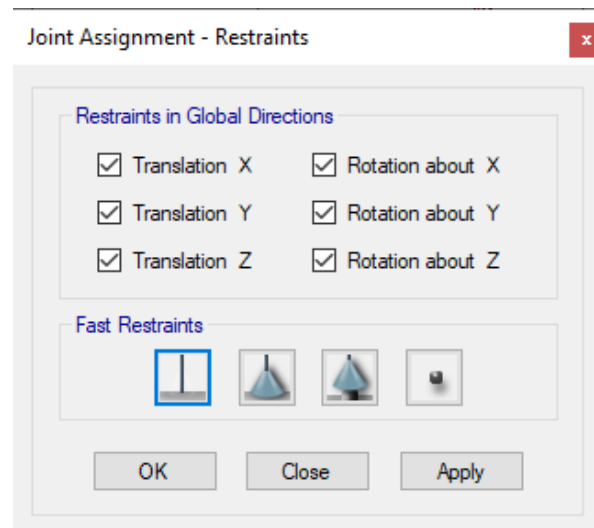
Figura 33
Vista en planta y elevación de la edificación-caso 6



Fuente: Elaboración propia.

También se deberá asignar los apoyos empotrados en el nivel del suelo.

Figura 34
Restricciones de la edificación para los modelos

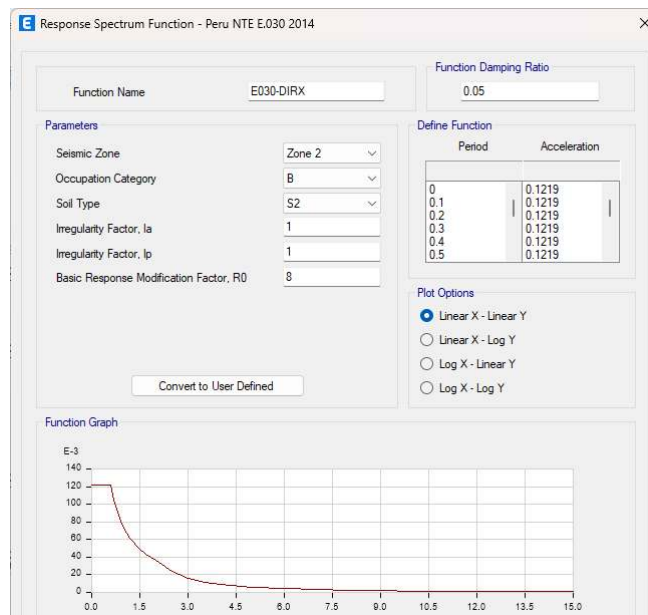


Fuente: Elaboración propia.

4.3 Análisis sismorresistente

Debido a que las 3 edificaciones se encuentran en la ciudad de Huánuco y que estas poseen el mismo uso y mismo sistema estructural y la misma carga se realizó los parámetros sismorresistente en el software ETABS para los 3 sistemas de forma similar, para ello primero definiremos el espectro de respuesta en ETABS teniendo en cuenta que se analizara 6 casos diferentes por cada edificación, pero estos no afectan al espectro de respuesta, por lo que se tendrá un sistema de pórticos en todos los casos también se tendrá los mismos parámetros sísmicos en los 6 casos a analizar.

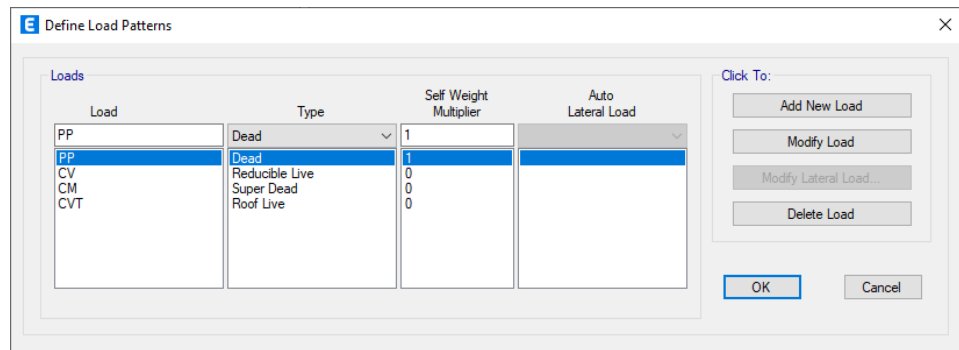
Figura 35
Espectro de respuesta en XX y YY



Fuente: Elaboración propia.

Definiremos las cargas las cuales participaran en la estructura para posteriormente poder realizar las combinaciones correspondientes que nos indica la norma E030.

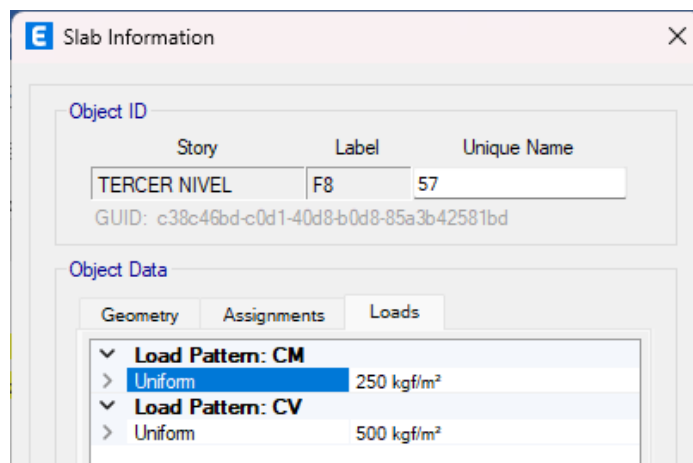
Figura 36
Cargas para la estructura



Fuente: Elaboración propia.

Asignamos las cargas correspondientes en cada área respectivamente y vigas según nos indica el plano de distribuciones y en los parámetros de diseño.

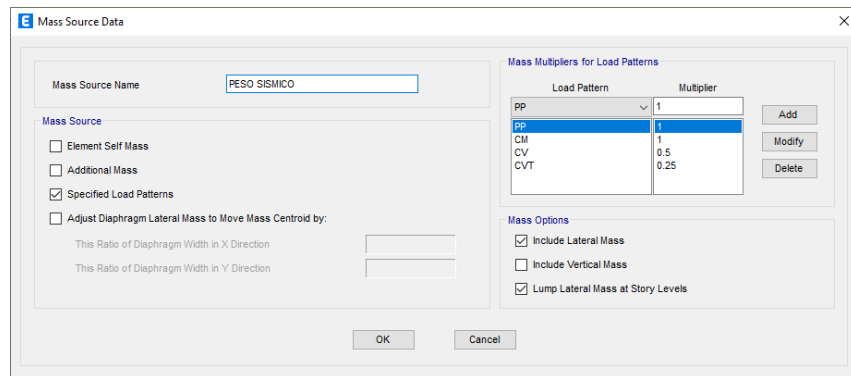
Figura 37
Cargas viva y muerta en los entrepisos



Fuente: Elaboración propia.

Definiremos una carga la cual denominemos peso sísmico esto estará en función de las cargas vivas y muertas multiplicada cada una con un factor de reducción según la norma E030, para asignar en la estructura emplearemos la opción MASS SOURCE.

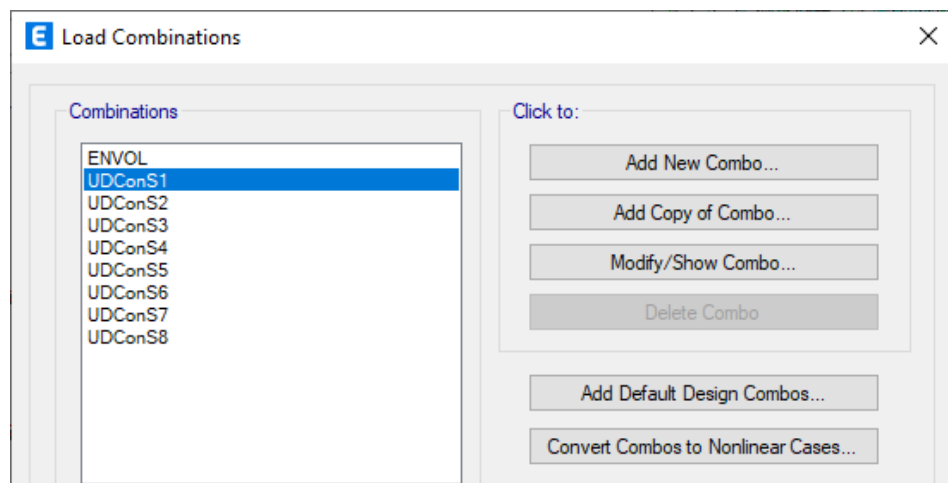
Figura 38
Carga sísmica



Fuente: Elaboración propia.

Creemos unas combinaciones de carga de acuerdo con el NTE E020 para realizar el análisis. Además, creamos envolventes que se utilizan principalmente para análisis y diseño estructural.

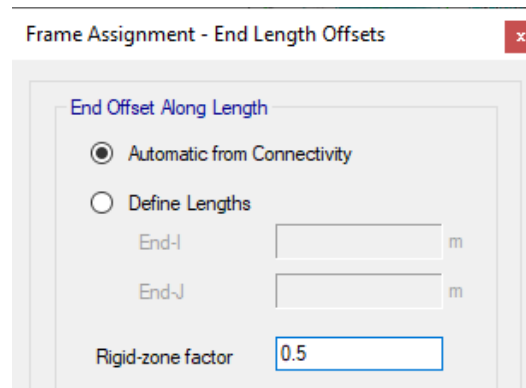
Figura 39
Combinaciones de carga



Fuente: Elaboración propia.

Se Asignará a toda la estructura unos brazos rígidos igual a 0.5.

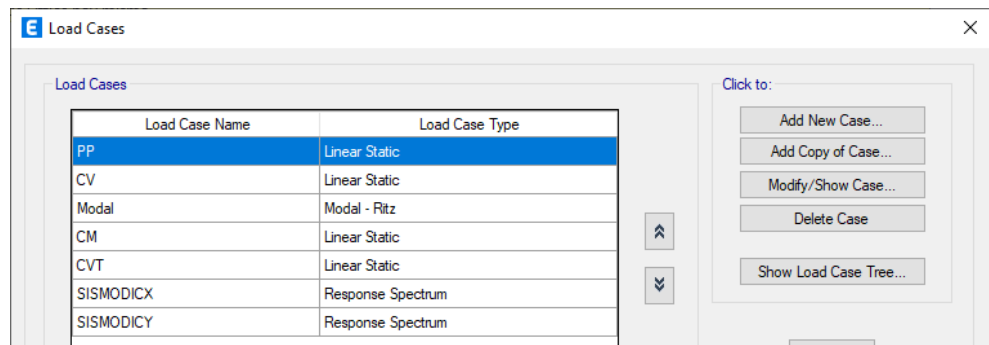
Figura 40
Brazos rígidos-ETABS



Fuente: Elaboración propia.

Se asigno los patrones de cargas y las distintas fuerzas que actúan sobre la estructura tales como el sismo en dirección X-X y Y-Y.

Figura 41
Sismo en X-X y Y-Y



Fuente: Elaboración propia.

Ahora procedemos a realizar el análisis sismorresistente para las 3 edificaciones y sus respectivos 6 casos planteados y al final del análisis se hará una comparación de todos los sistemas de cual posee un mejor compartimiento estructural según la norma E030.

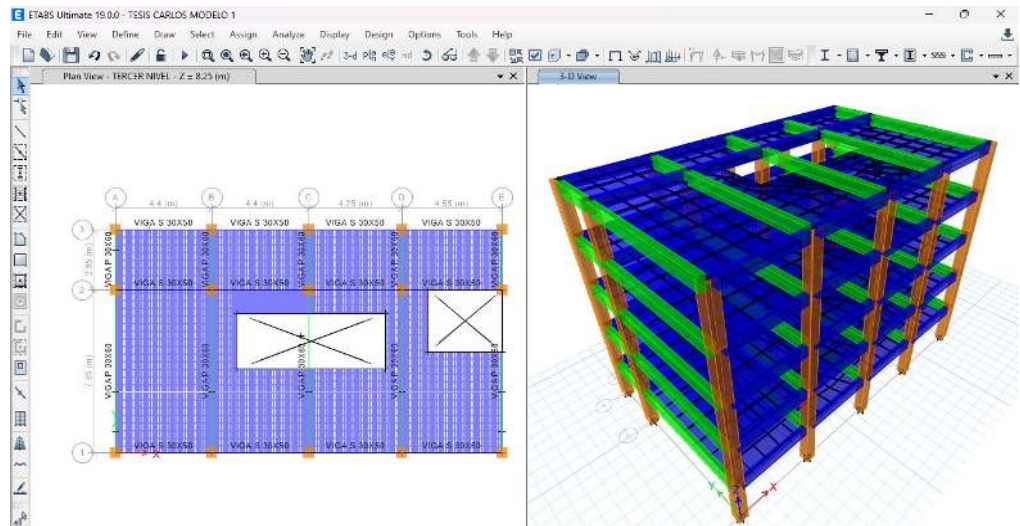
Edificación comercial 1

Caso 1: viga con sección constante

Para el caso 1 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección constante de 30x50 cm² para el eje X-X y viga de 30x60

cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

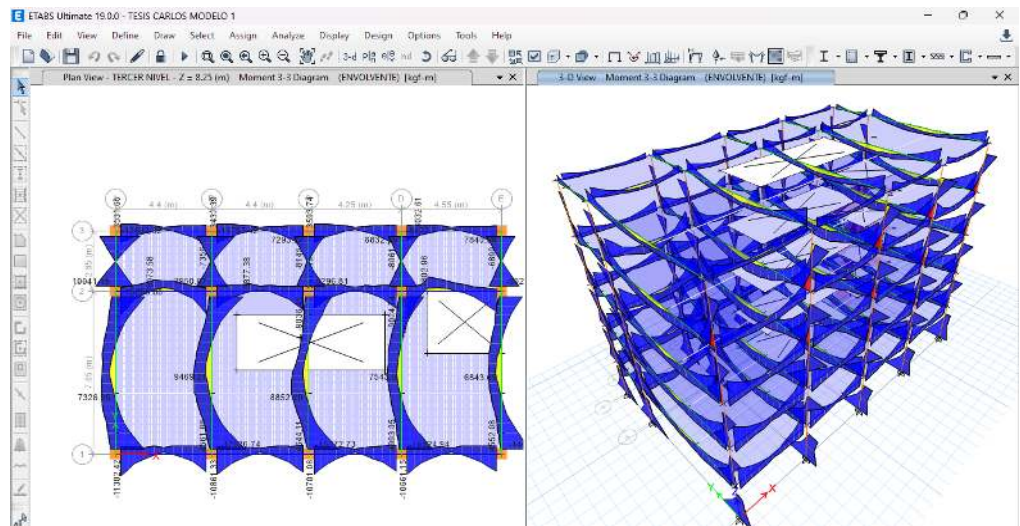
Figura 42
Caso 1 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

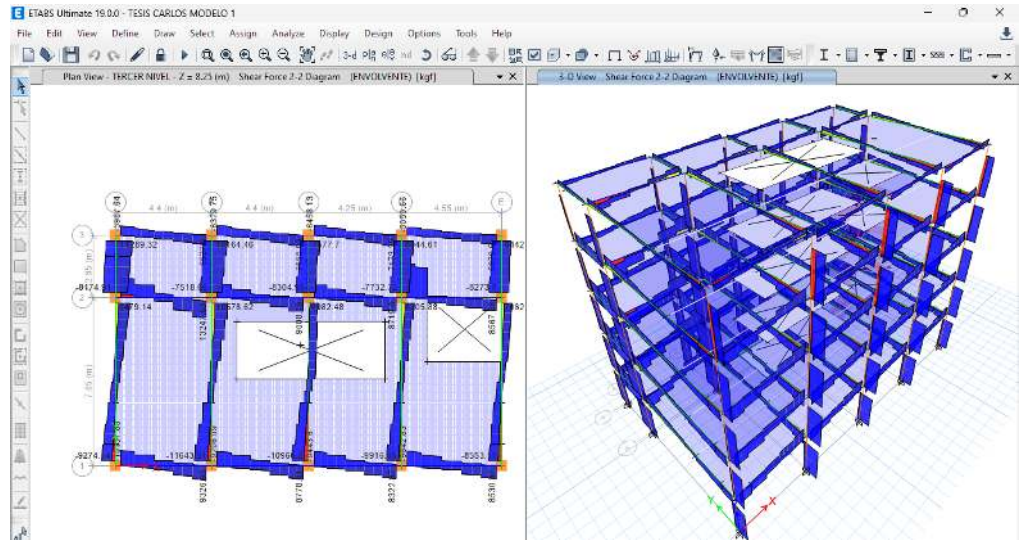
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 43
Resultados de los momentos del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 44
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 30
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 1

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.488
Modal	2	0.467
Modal	3	0.413
Modal	4	0.155
Modal	5	0.147
Modal	6	0.131
Modal	7	0.087
Modal	8	0.081
Modal	9	0.073
Modal	10	0.058
Modal	11	0.056
Modal	12	0.046
Modal	13	0.044
Modal	14	0.018
Modal	15	0.017

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 31
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 1

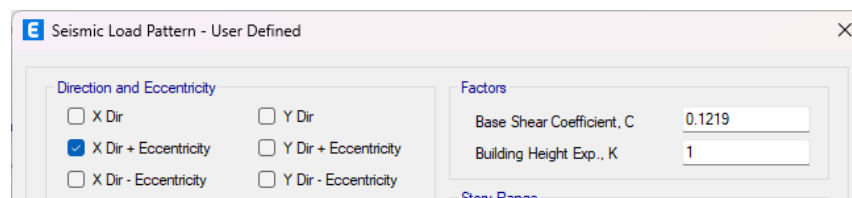
Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.467	0.488

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos los casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 45
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 46
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 32*Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 1*

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	90.50 tn	91.35 tn

*Fuente: Elaboración propia.***Tabla 33***Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 1*

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	110.66 tn	110.60 tn

*Fuente: Elaboración propia.***Tabla 34***Corrección de factor escala del caso 1*

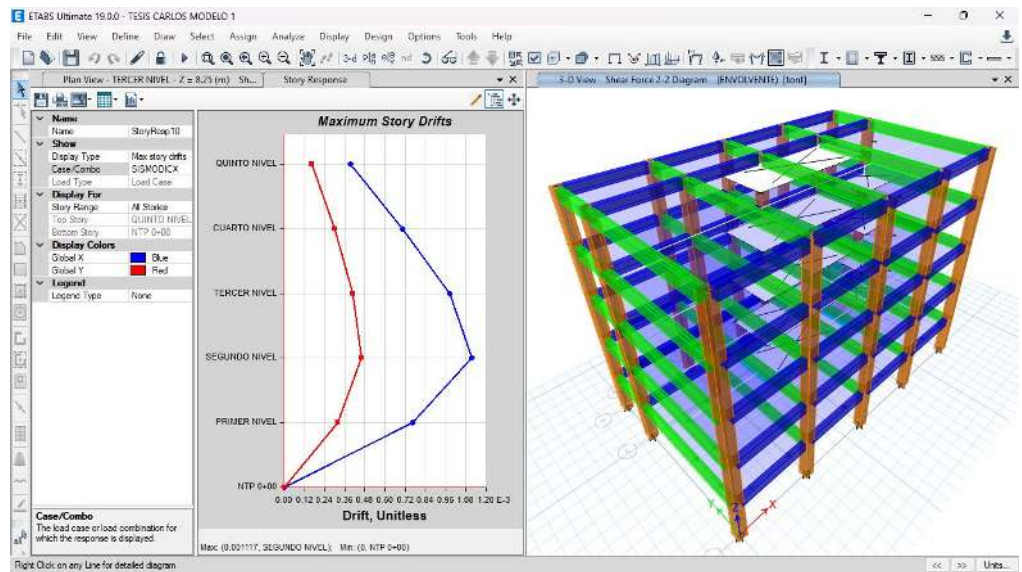
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.98	9.6
Y-Y	9.81	0.97	9.5

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

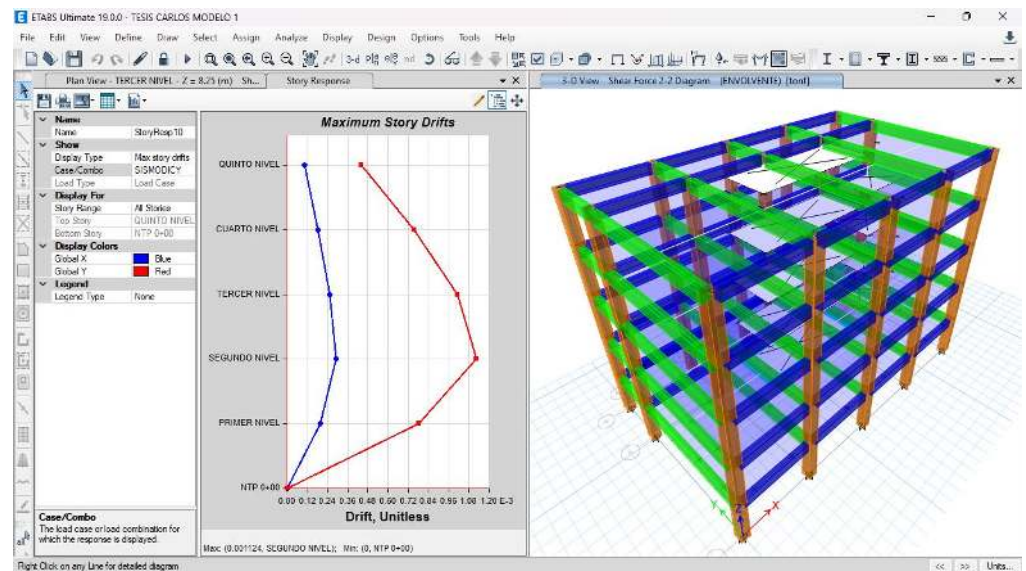
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 47
Deriva máxima elástica de entepiso X-X del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 48
Deriva máxima elástica de entepiso Y-Y del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 35
Deriva máxima inelástica de piso del caso 1

Deriva X-X	0.0067
Deriva Y-Y	0.0067

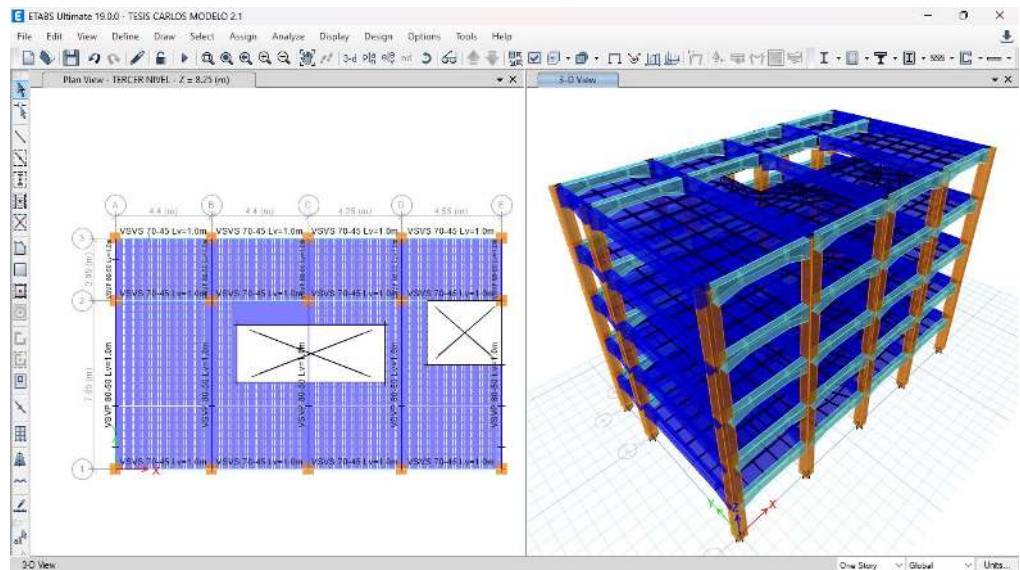
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 2: viga con sección variable $L_v=1.0m$

Para el caso 2 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30x70 cm² a 30x45 cm² para el eje X-X y viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

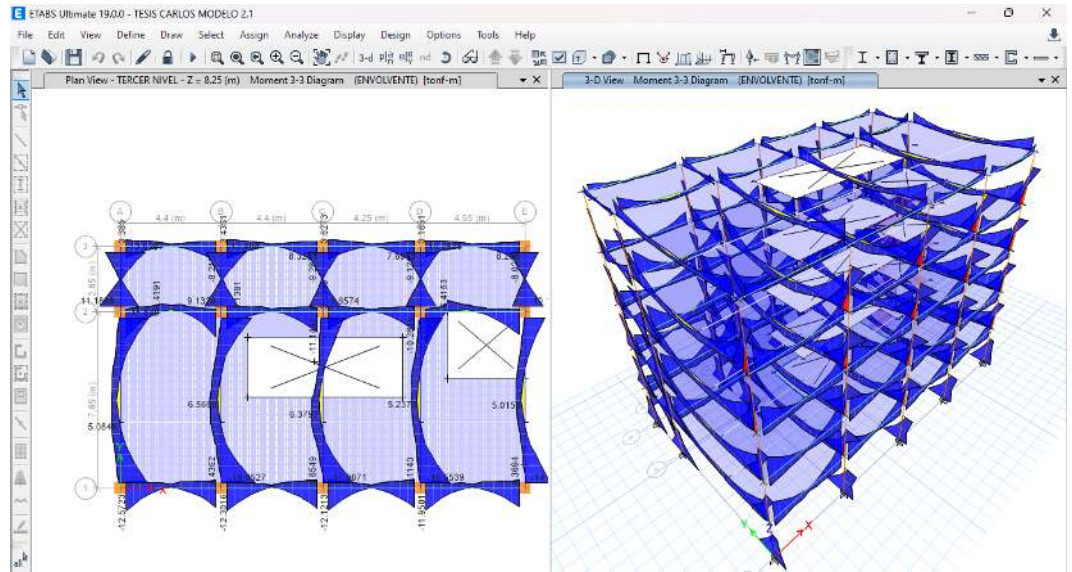
Figura 49
Caso 2 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

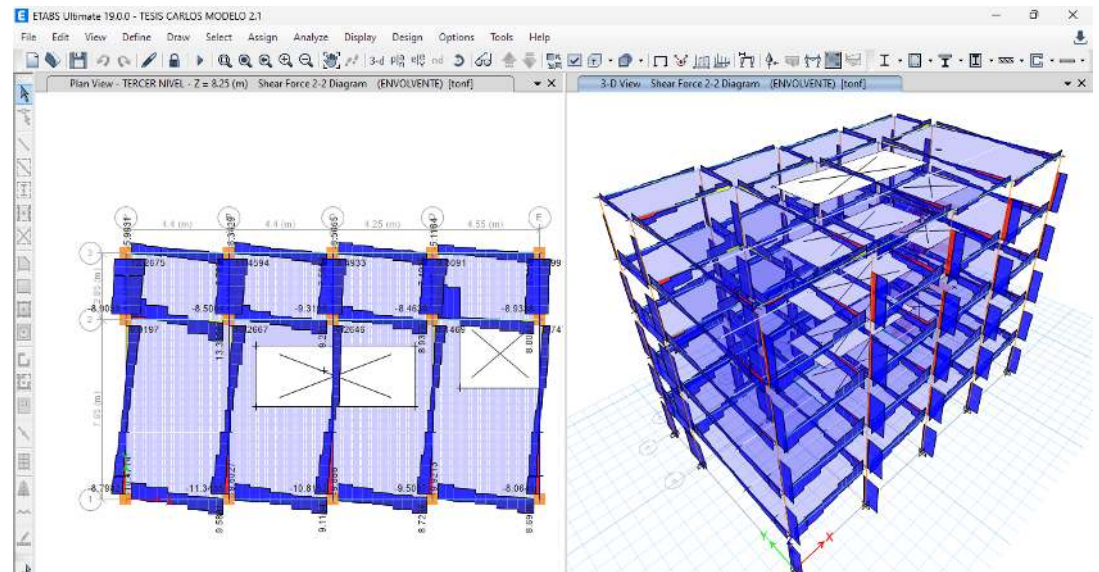
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 50
Resultados de los momentos del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Figura 51
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 36
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 2

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.437
Modal	2	0.42
Modal	3	0.373
Modal	4	0.138
Modal	5	0.135
Modal	6	0.119
Modal	7	0.078
Modal	8	0.076
Modal	9	0.066
Modal	10	0.053
Modal	11	0.053
Modal	12	0.043
Modal	13	0.042
Modal	14	0.018
Modal	15	0.017

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 37
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 2

Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.42	0.437

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos lo casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 52
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Figura 53
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 38
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 2

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	89.30 tn	91.55 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 39
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 2

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	104.21 tn	104.25 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40
Corrección de factor escala del caso 2

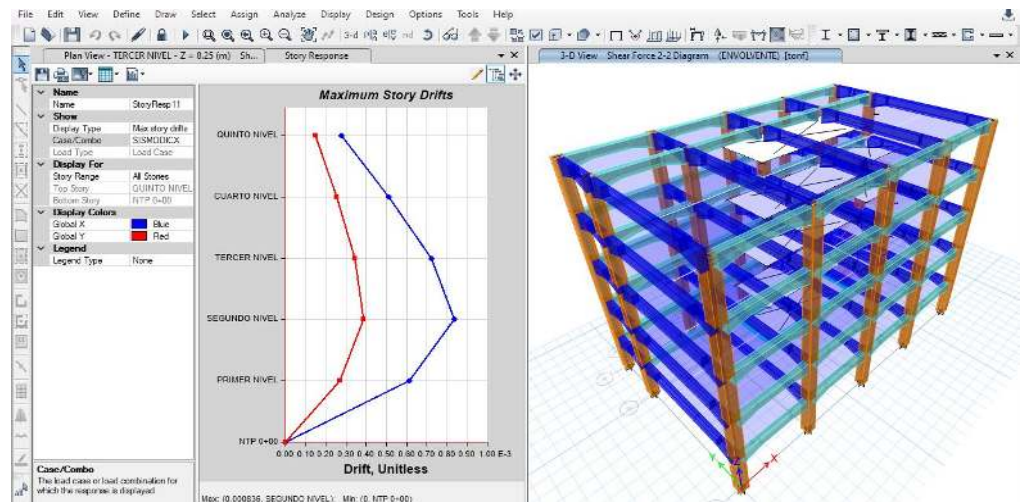
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.93	9.2
Y-Y	9.81	0.91	8.9

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

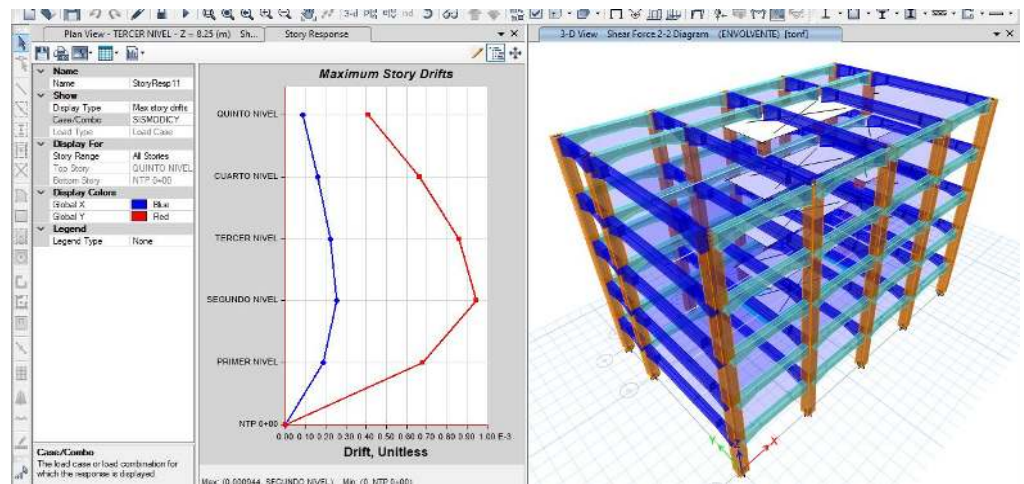
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 54
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Figura 55
Deriva máxima elástica de entrepiso Y-Y del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 41
Deriva máxima inelástica de piso del caso 2

Deriva X-X	0.0050
Deriva Y-Y	0.0057

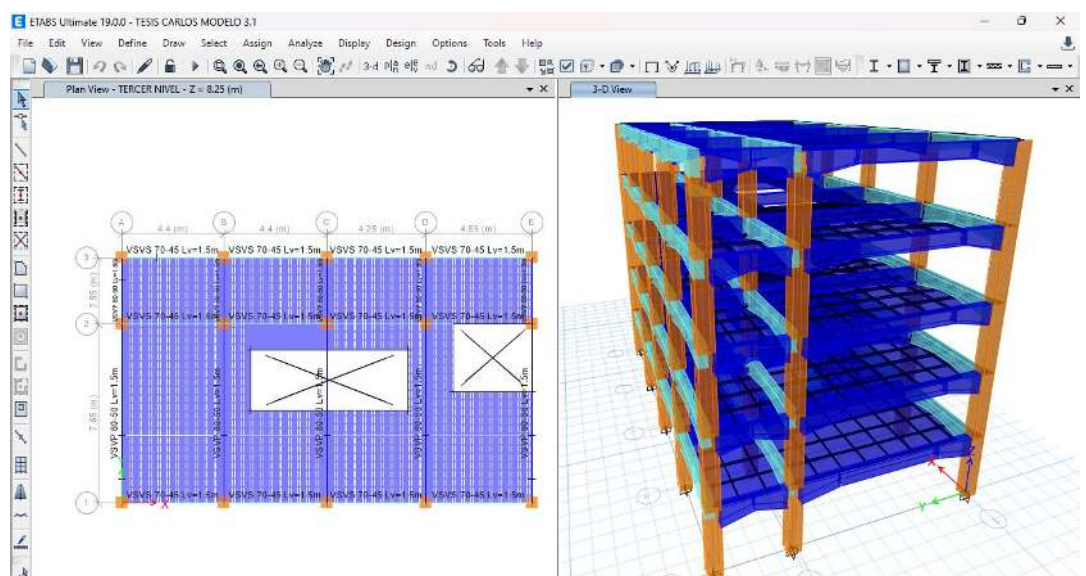
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 3: viga con sección variable $L_v=1.5$ m

Para el caso 3 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30x70 cm² a 30x45 cm² para el eje X-X y viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

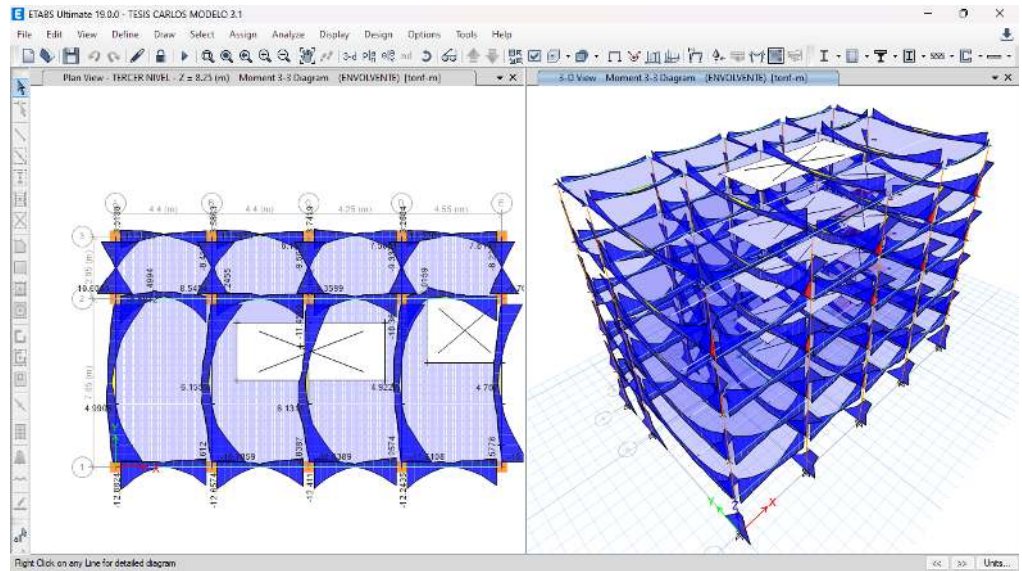
Figura 56
Caso 3 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

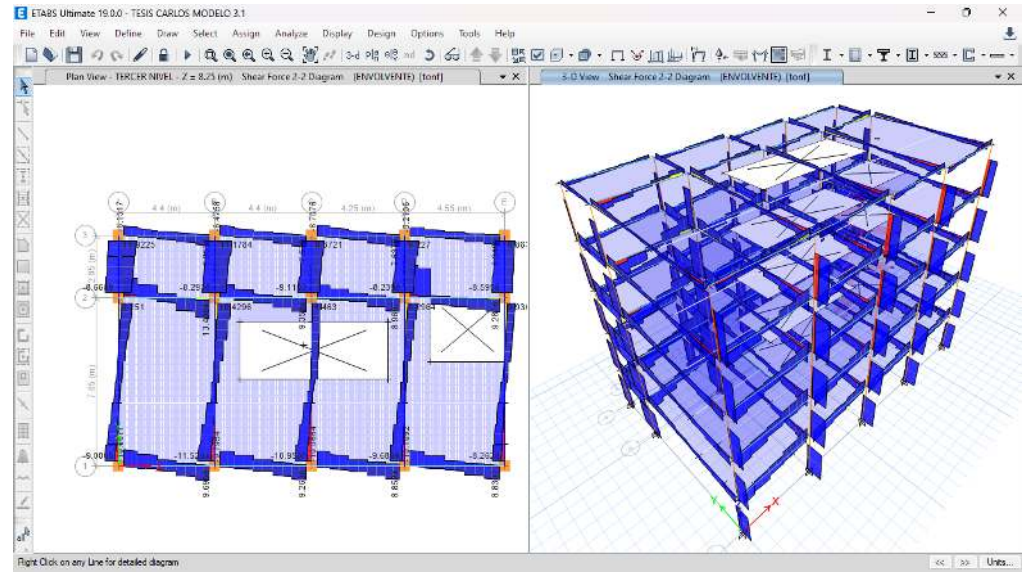
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 57
Resultados de los momentos del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Figura 58
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 42
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 3

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.428
Modal	2	0.404
Modal	3	0.362
Modal	4	0.135
Modal	5	0.131
Modal	6	0.117
Modal	7	0.077
Modal	8	0.075
Modal	9	0.063
Modal	10	0.053
Modal	11	0.051
Modal	12	0.043
Modal	13	0.038
Modal	14	0.021
Modal	15	0.016

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 43
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 3

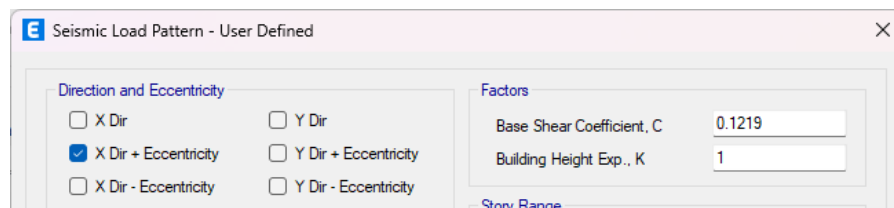
Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.404	0.428

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos los casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 59
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Figura 60
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 44
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 3

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	89.92 tn	93.96 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 45
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 3

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	105.27 tn	105.33 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 46
Corrección de factor escala del caso 3

SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.94	9.2
Y-Y	9.81	0.90	8.8

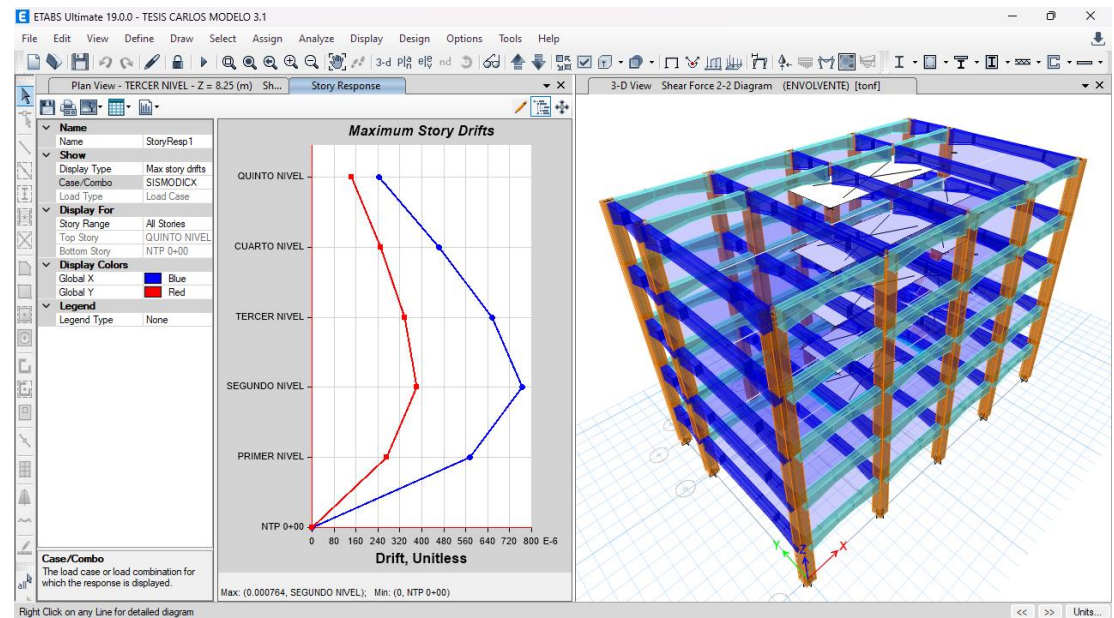
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

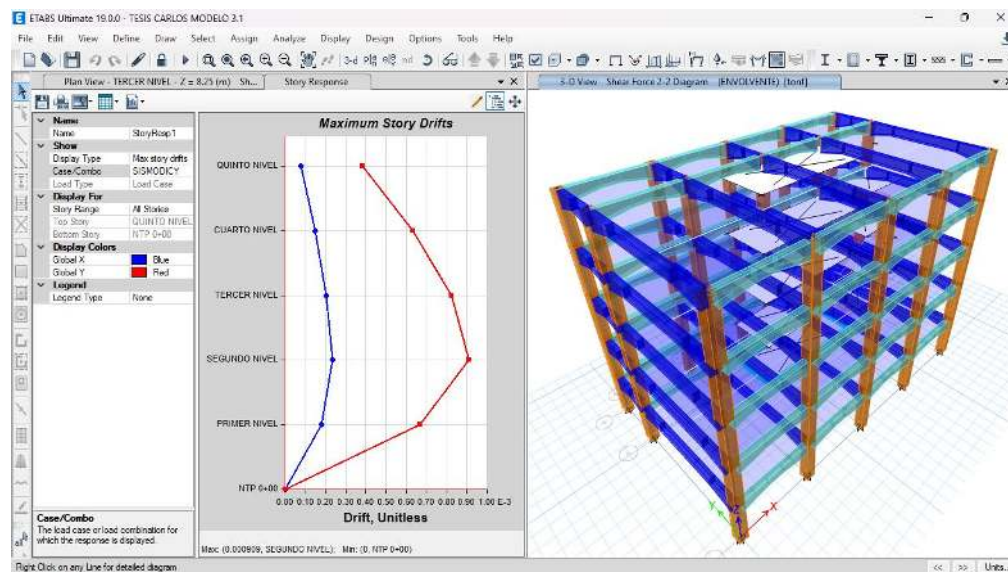
Figura 61

Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Figura 62
Deriva máxima elástica de entrepiso Y-Y del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 47
Deriva máxima inelástica de piso del caso 3

Deriva X-X	0.0046
Deriva Y-Y	0.0055

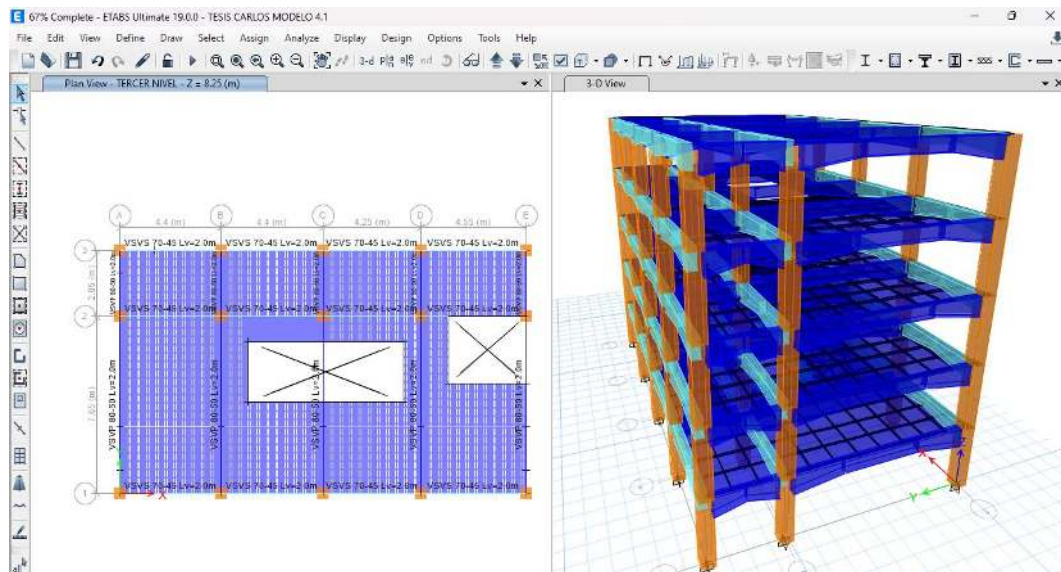
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 4: viga con sección variable $L_v=2.0$ m

Para el caso 4 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30x70 cm² a 30x45 cm² para el eje X-X y viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

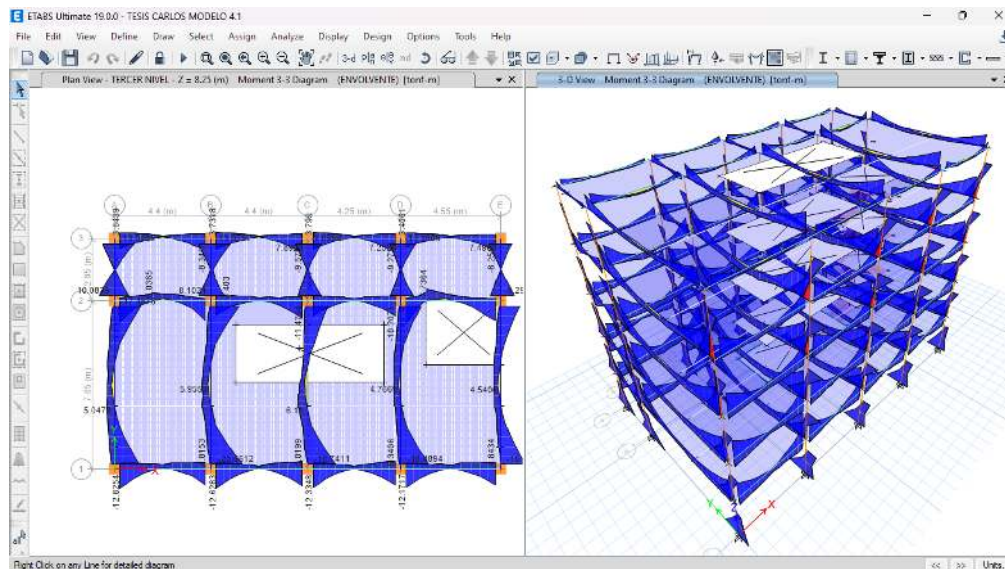
Figura 63
Caso 4 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

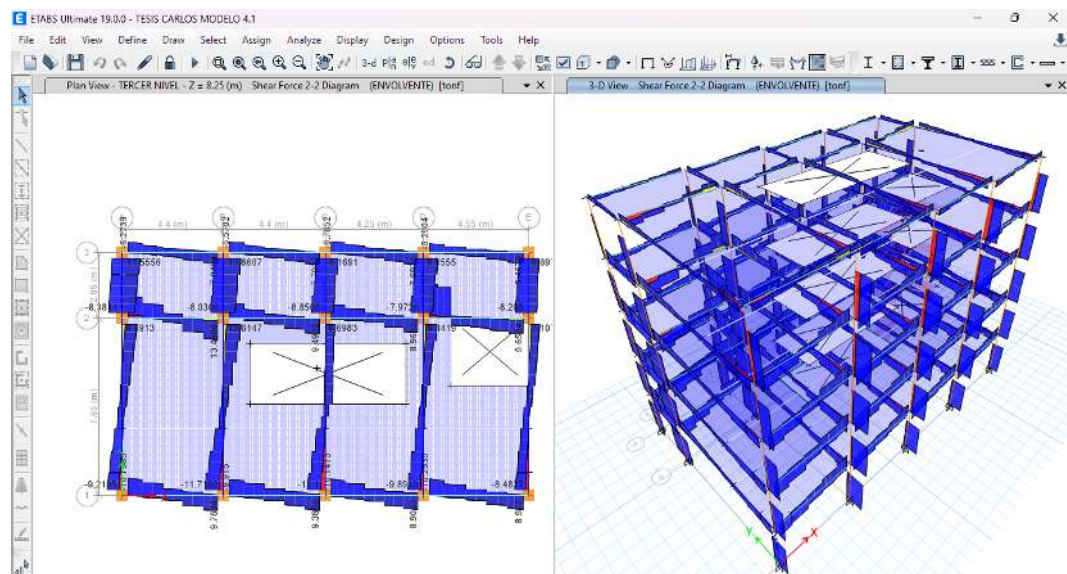
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 64
Resultados de los momentos del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Figura 65
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 48
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 4

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.422
Modal	2	0.397
Modal	3	0.357
Modal	4	0.134
Modal	5	0.129
Modal	6	0.115
Modal	7	0.076
Modal	8	0.074
Modal	9	0.063
Modal	10	0.053
Modal	11	0.05
Modal	12	0.043
Modal	13	0.035
Modal	14	0.022
Modal	15	0.016

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 49
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 4

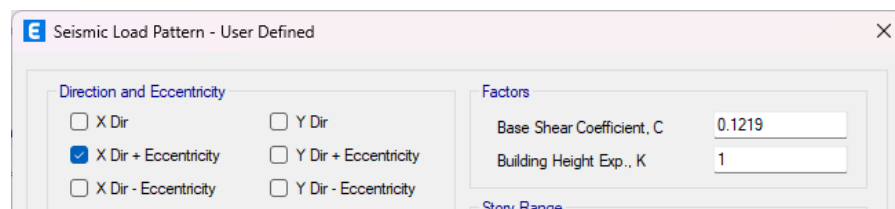
Periodo fundamental	T _x	T _y
	0.397	0.422

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos los casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 66
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Figura 67
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 50

Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 4

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	90.73 tn	94.11 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 51

Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 4

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	106.18 tn	106.24 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 52

Corrección de factor escala del caso 4

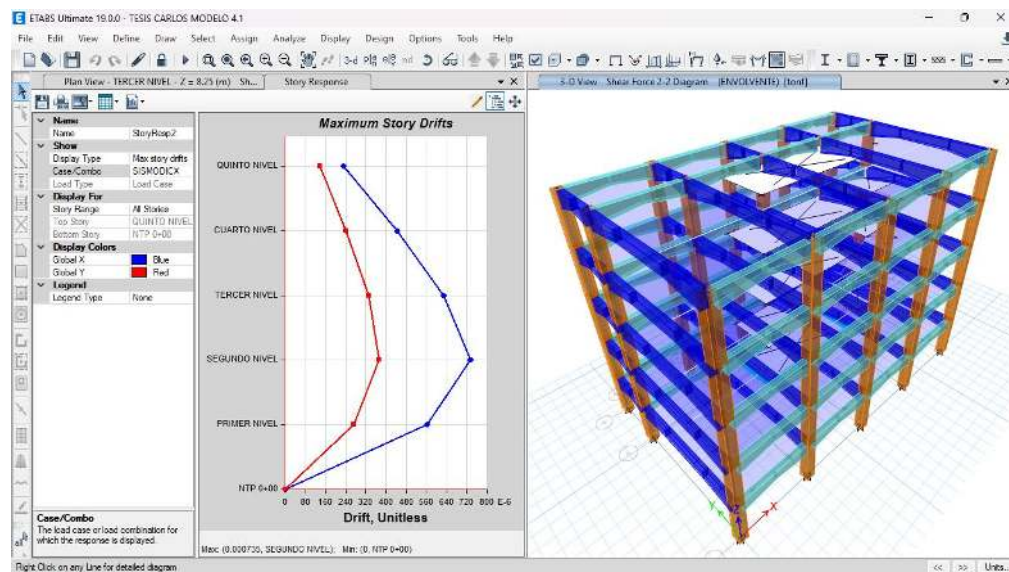
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.94	9.2
Y-Y	9.81	0.90	8.8

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

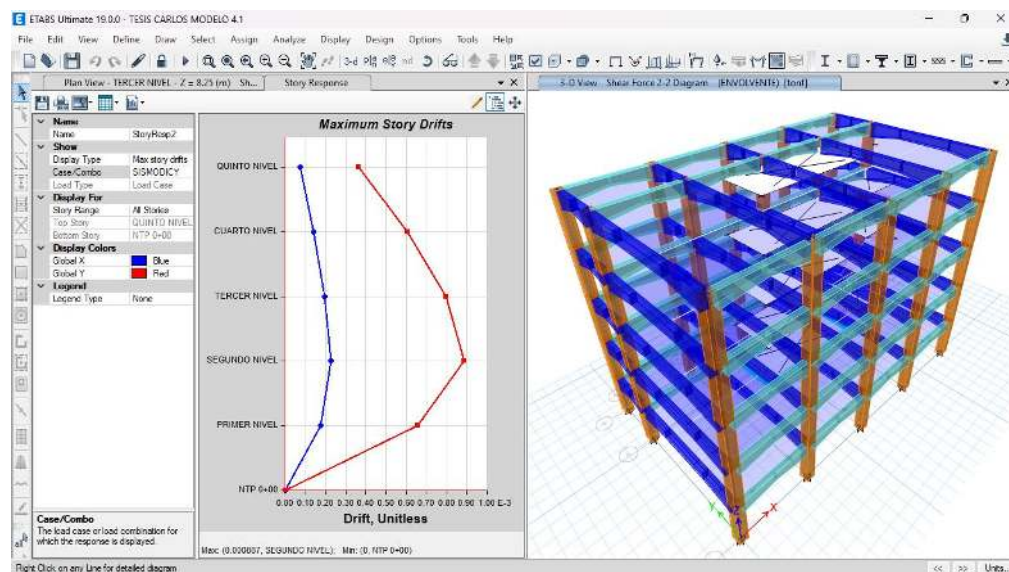
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 68
Deriva máximo elástica de entrepiso X-X del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Figura 69
Deriva máximo elástica de entrepiso Y-Y del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 53
Deriva máxima inelástica de piso del caso 4

Deriva X-X	0.0044
Deriva Y-Y	0.0053

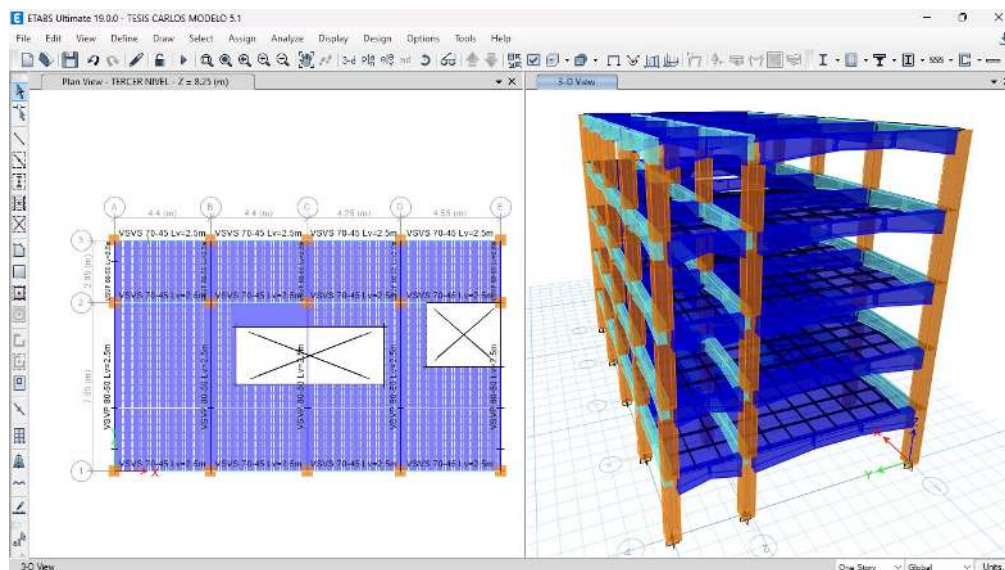
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 5: viga con sección variable $L_v=2.5$ m

Para el caso 5 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30x70 cm² a 30x45 cm² para el eje X-X y viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

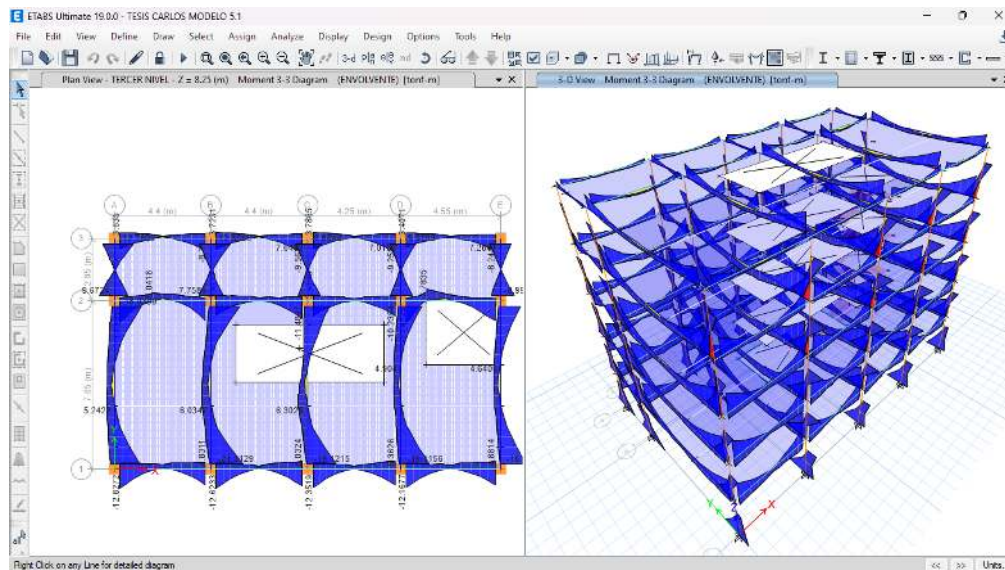
Figura 70
Caso 5 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

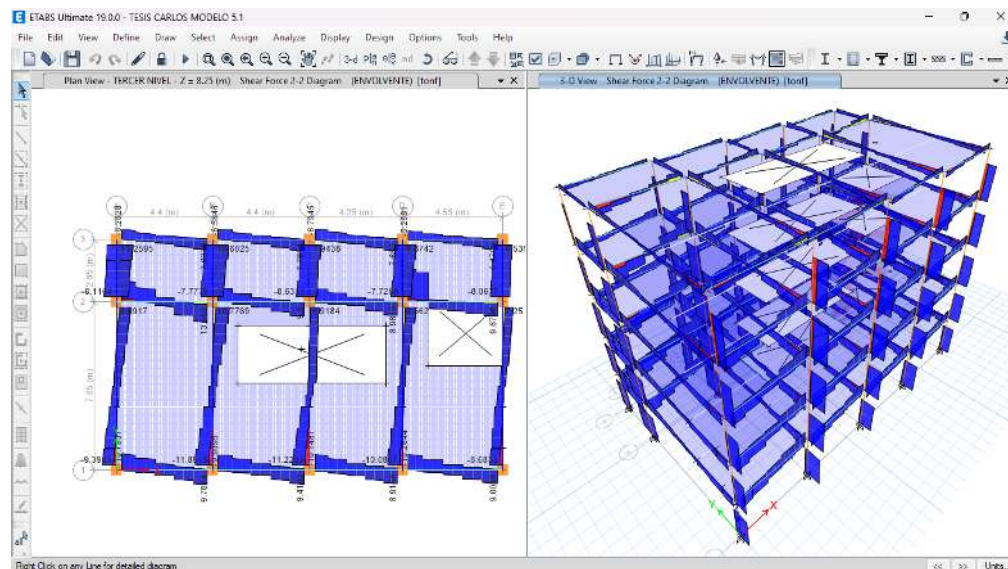
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 71
Resultados de los momentos del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Figura 72
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 54
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 5

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.417
Modal	2	0.397
Modal	3	0.355
Modal	4	0.133
Modal	5	0.129
Modal	6	0.115
Modal	7	0.076
Modal	8	0.074
Modal	9	0.063
Modal	10	0.053
Modal	11	0.05
Modal	12	0.043
Modal	13	0.036
Modal	14	0.021
Modal	15	0.016

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 55
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 5

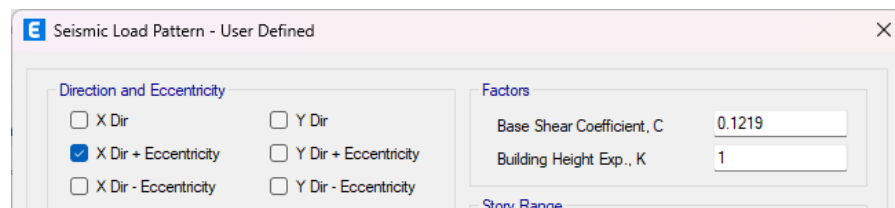
Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.397	0.417

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos lo casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 73
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Figura 74
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 56
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 5

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	91.30 tn	94.46 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 57
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 5

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	106.51 tn	106.56 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 58
Corrección de factor escala del caso 5

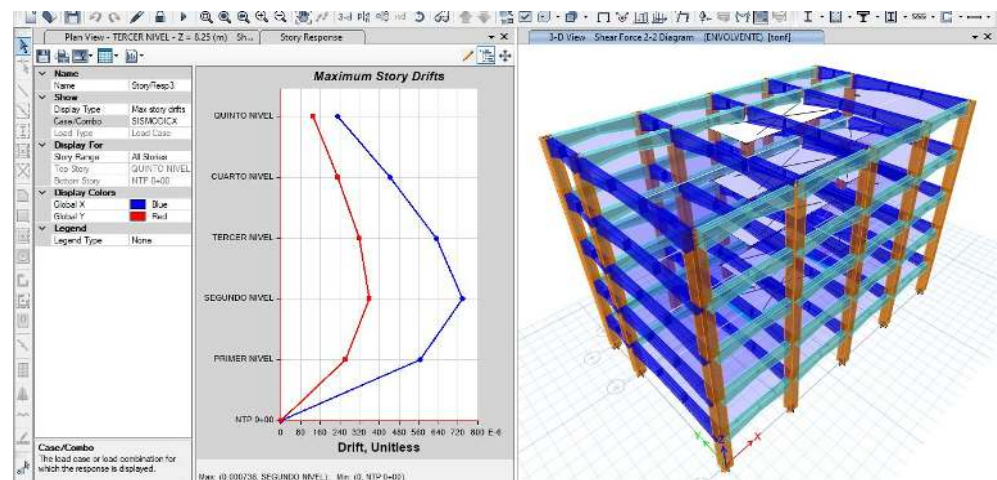
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.94	9.2
Y-Y	9.81	0.90	8.8

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

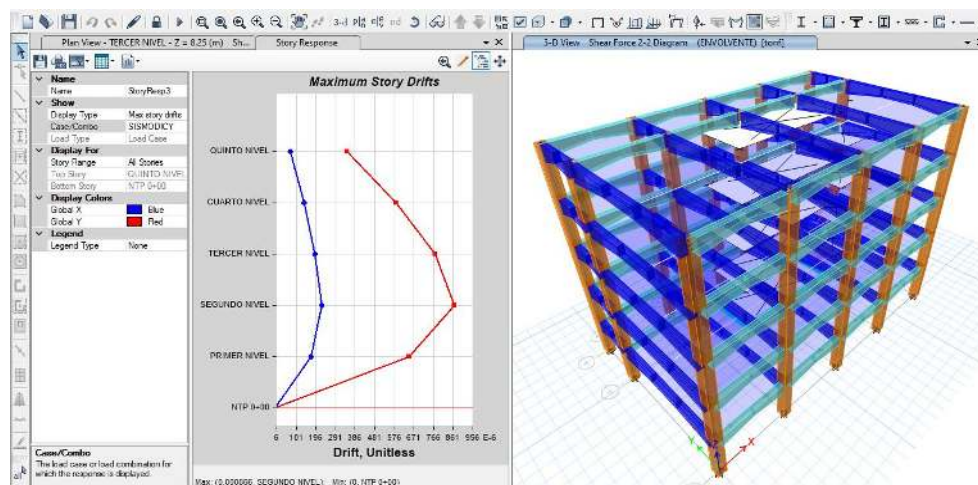
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 75
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Figura 76
Deriva máxima elástica de entrepiso Y-Y del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 59
Deriva máxima inelástica de piso del caso 5

Deriva X-X	0.0044
Deriva Y-Y	0.0052

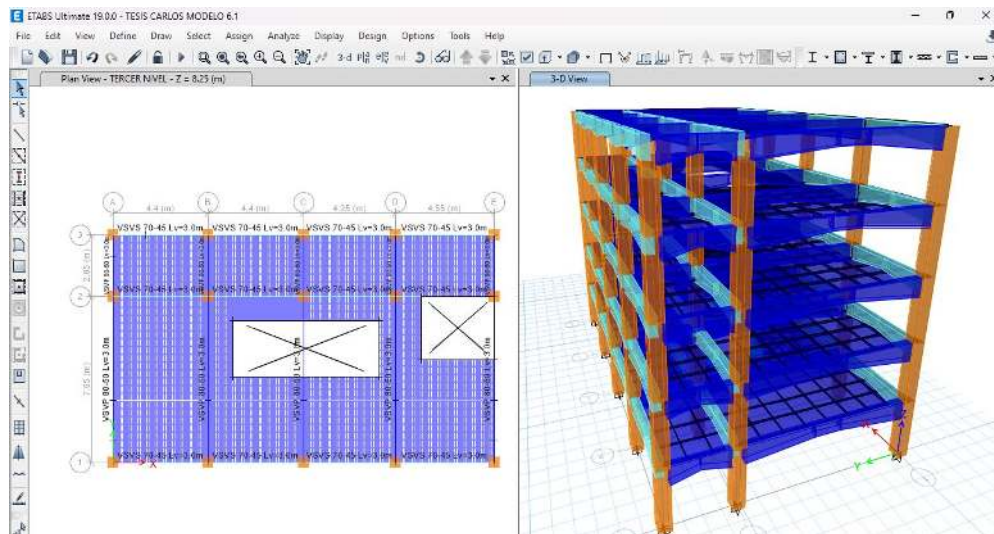
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 6: viga con sección variable $L_v=3.0$ m

Para el caso 6 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30x70 cm² a 30x45 cm² para el eje X-X y viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

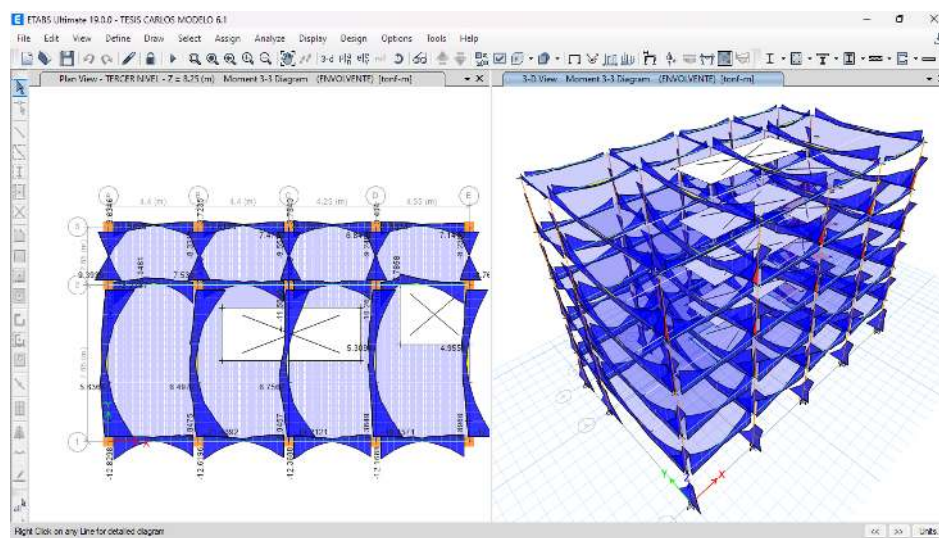
Figura 77
Caso 6 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

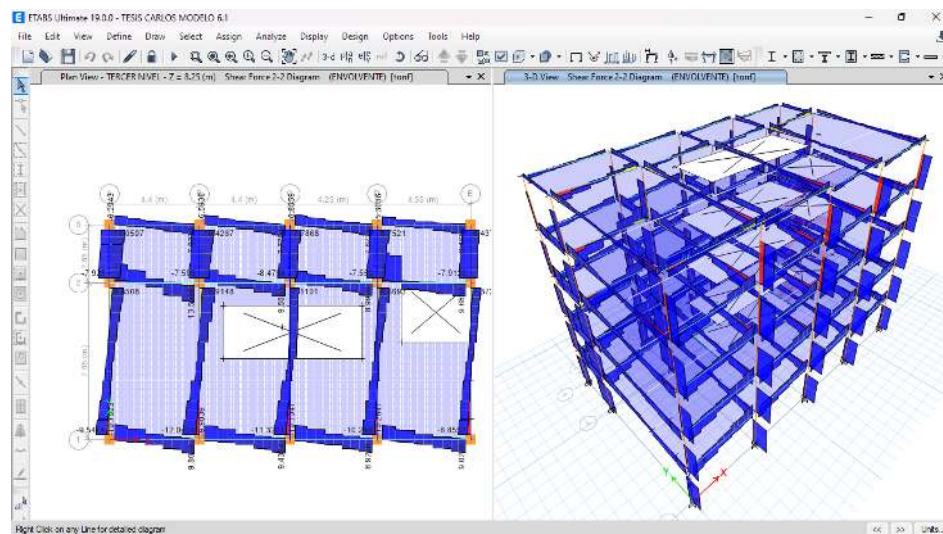
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 78
Resultados de los momentos del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Figura 79
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 60
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 6

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.414
Modal	2	0.397
Modal	3	0.353
Modal	4	0.132
Modal	5	0.129
Modal	6	0.114
Modal	7	0.076
Modal	8	0.074
Modal	9	0.063
Modal	10	0.053
Modal	11	0.05
Modal	12	0.043
Modal	13	0.036
Modal	14	0.02
Modal	15	0.016

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 61
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 6

Periodo fundamental	T _x	T _y
	0.397	0.414

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos lo casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 80
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Figura 81
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 62
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 6

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	91.76 tn	94.78 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 63
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 6

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	106.84 tn	106.88 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 64
Corrección de factor escala del caso 6

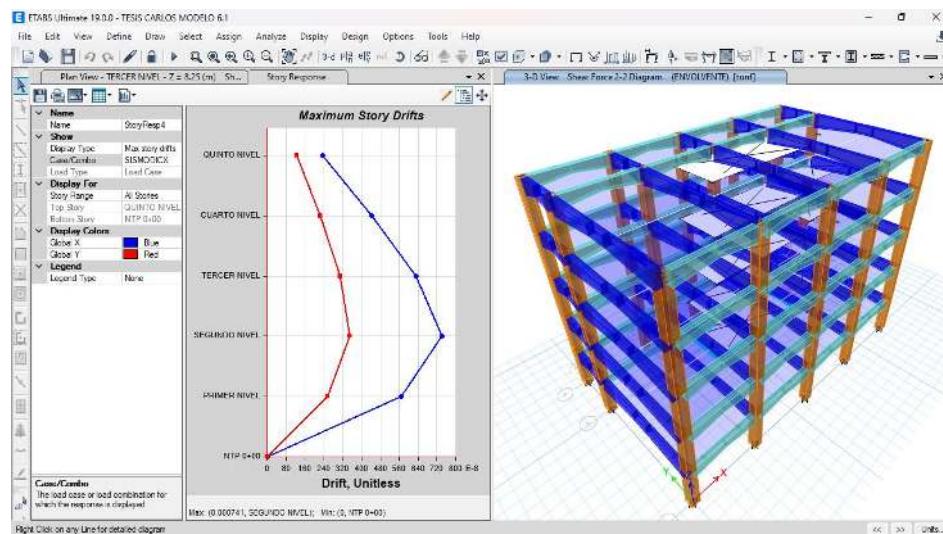
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.94	9.2
Y-Y	9.81	0.90	8.8

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

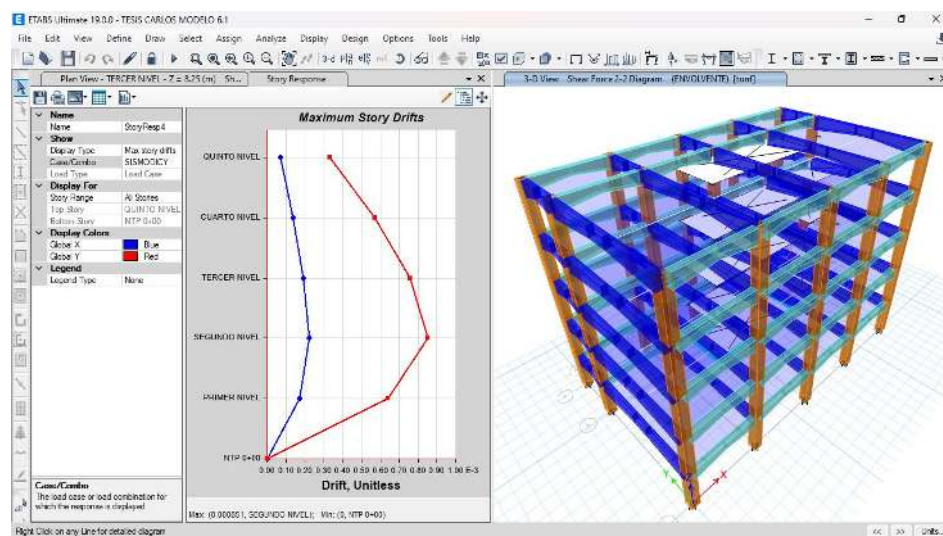
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 82
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Figura 83
Deriva máxima elástica de entrepiso Y-Y del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 65
Deriva máxima inelástica de piso del caso 6

Deriva X-X	0.0044
Deriva Y-Y	0.0051

Fuente: Elaboración propia.

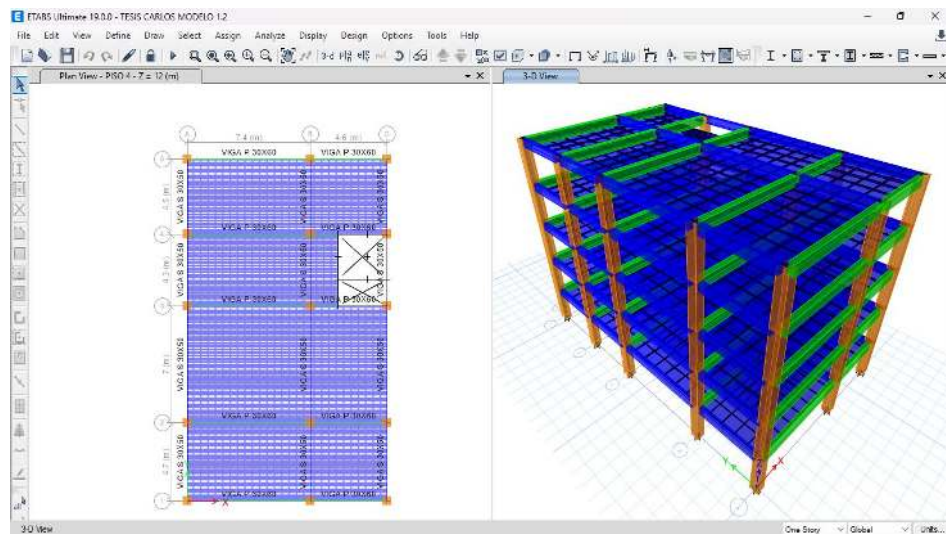
Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Edificación comercial 2

Caso 1: viga con sección constante

Para el caso 1 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección constante de 30x50 cm² para el eje X-X y viga de 30x60 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

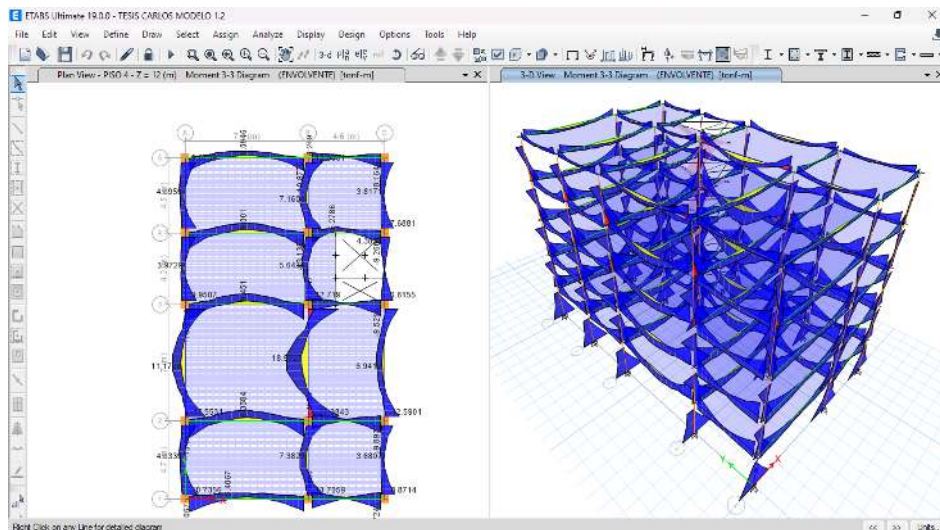
Figura 84
Caso 1 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

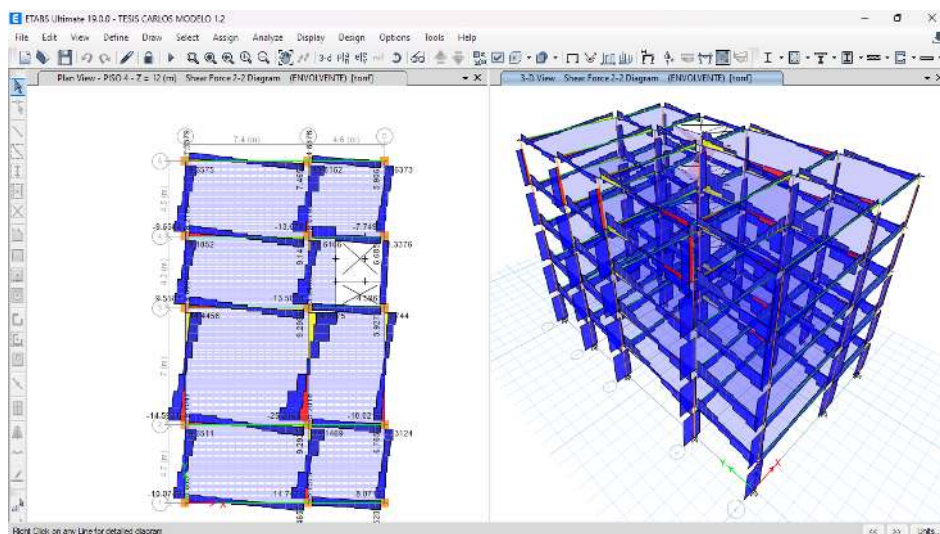
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 85
Resultados de los momentos del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 86
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 66
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 1

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.676
Modal	2	0.605
Modal	3	0.53
Modal	4	0.205
Modal	5	0.188
Modal	6	0.164
Modal	7	0.11
Modal	8	0.104
Modal	9	0.088
Modal	10	0.072
Modal	11	0.071
Modal	12	0.056
Modal	13	0.056
Modal	14	0.026
Modal	15	0.019

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son considerables y superan los 0.5 seg.

Tabla 67
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 1

Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.605	0.676

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son mayores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que presenta distorsiones representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos lo casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 87
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 1

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Factors

Base Shear Coefficient, C: 0.1208

Building Height Exp., K: 1.0525

Story Range

Fuente: Elaboración propia.

Figura 88
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 1

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Factors

Base Shear Coefficient, C: 0.1082

Building Height Exp., K: 1.088

Story Range

Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 68
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 1

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	120.85 tn	107.99 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 69
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 1

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	149.08 tn	133.73 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 70
Corrección de factor escala del caso 1

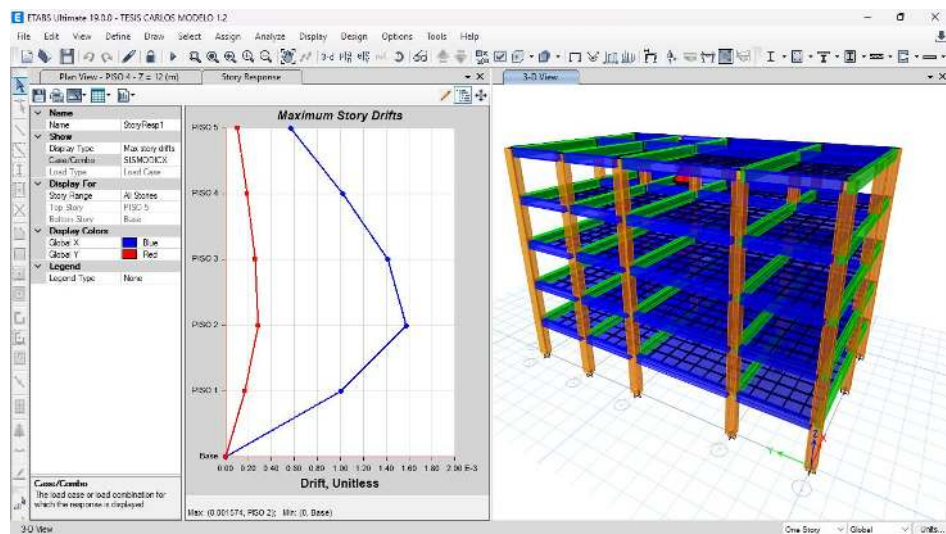
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.99	9.7
Y-Y	9.81	0.99	9.7

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

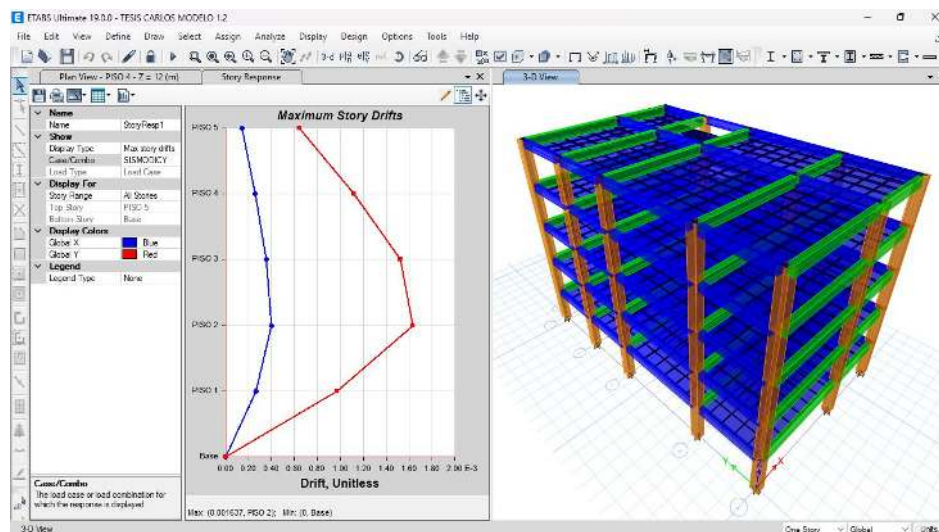
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 89
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 90
Deriva máxima elástica de entreciso Y-Y del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 71
Deriva máxima inelástica de piso del caso 1

Deriva X-X	0.0094
Deriva Y-Y	0.0098

Fuente: Elaboración propia.

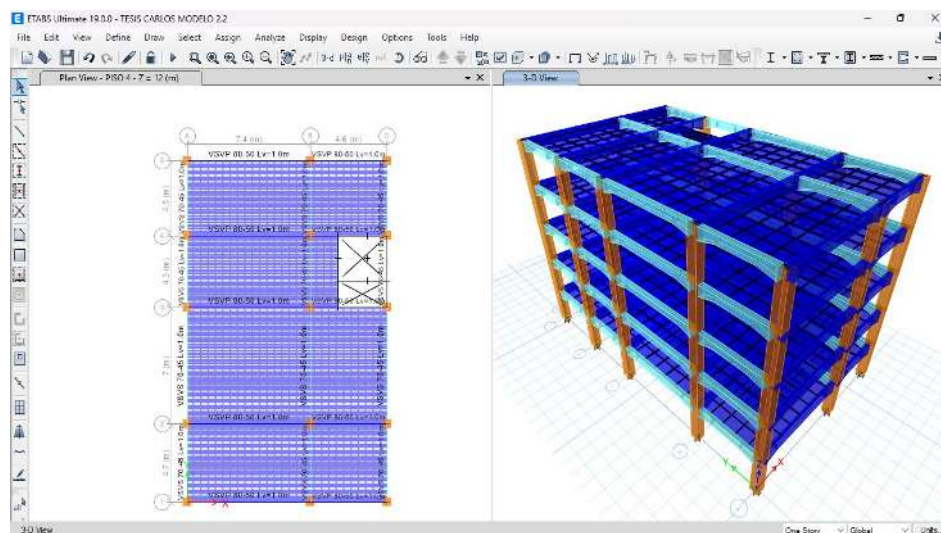
Vemos que las derivas en cada dirección no cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico y estático de la edificación no es correcta para la edificación comercial 2, se debió haber tenido este punto al momento de la construcción de la edificación, una posible solución podría ser rigidizar los elementos verticales como las columnas o añadir placas.

Caso 2: viga con sección variable $L_v=1.0m$

Para el caso 2 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de $30 \times 70 \text{ cm}^2$ a $30 \times 45 \text{ cm}^2$ para el eje X-X y

viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

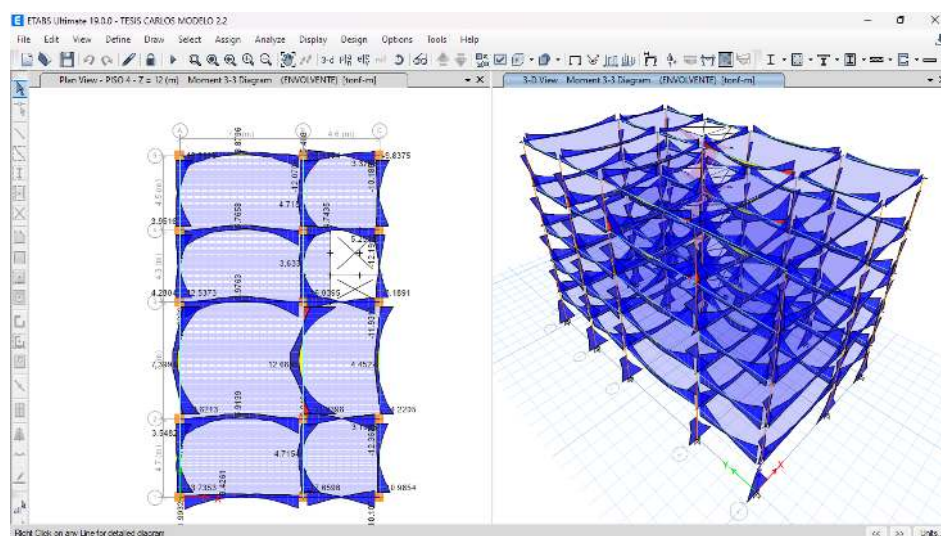
Figura 91
Caso 2 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

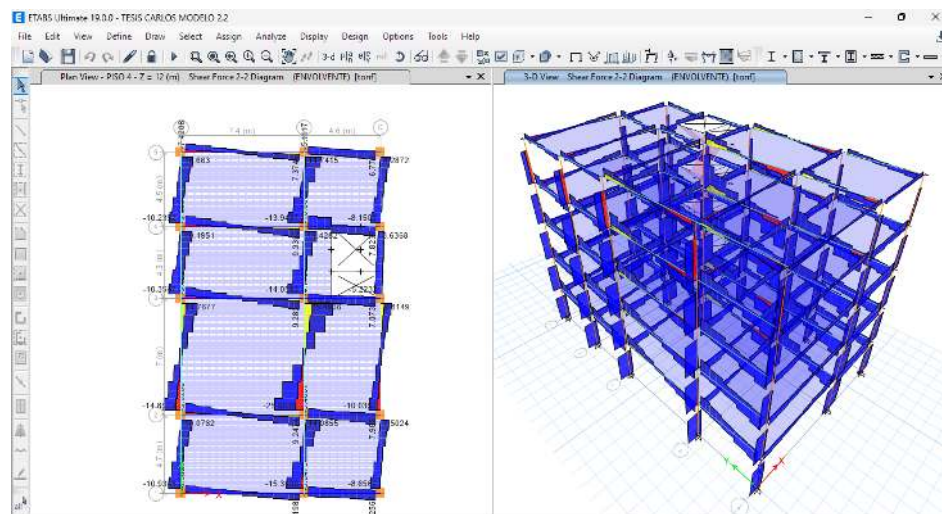
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 92
Resultados de los momentos del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Figura 93
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 72
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 2

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.537
Modal	2	0.526
Modal	3	0.449
Modal	4	0.167
Modal	5	0.164
Modal	6	0.14
Modal	7	0.091
Modal	8	0.09
Modal	9	0.07
Modal	10	0.061
Modal	11	0.058
Modal	12	0.048
Modal	13	0.038
Modal	14	0.026
Modal	15	0.016

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2

respectivamente, notamos que los periodos resultantes son considerables y superan los 0.5 seg.

Tabla 73

Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 2

Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.526	0.537

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son mayores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que presenta distorsiones representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos lo casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 94

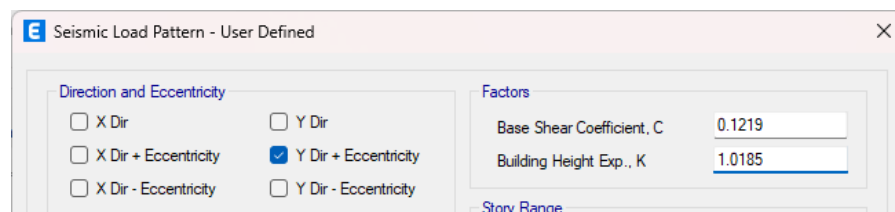
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Figura 95

Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 74*Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 2*

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	112.30 tn	120.06 tn

*Fuente: Elaboración propia.***Tabla 75***Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 2*

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	136.97 tn	148.19 tn

*Fuente: Elaboración propia.***Tabla 76***Corrección de factor escala del caso 2*

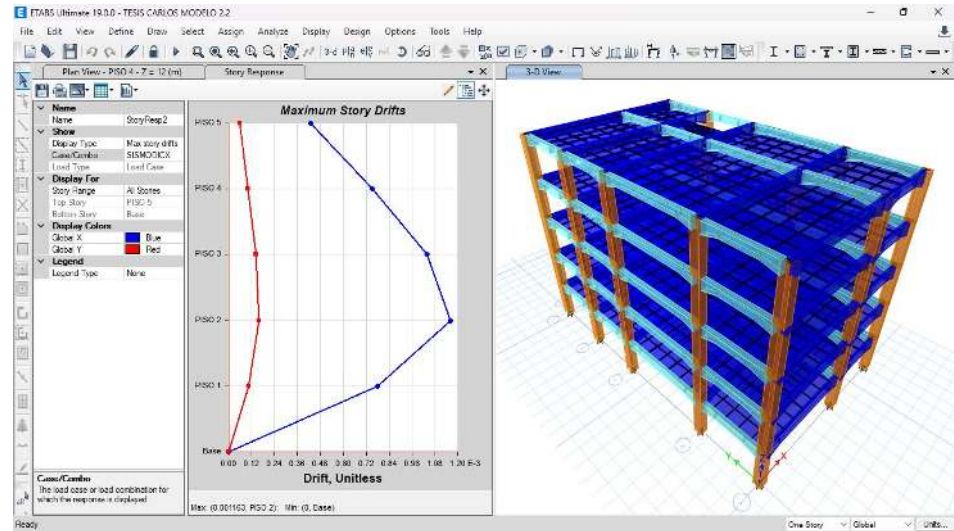
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.98	9.6
Y-Y	9.81	0.99	9.7

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

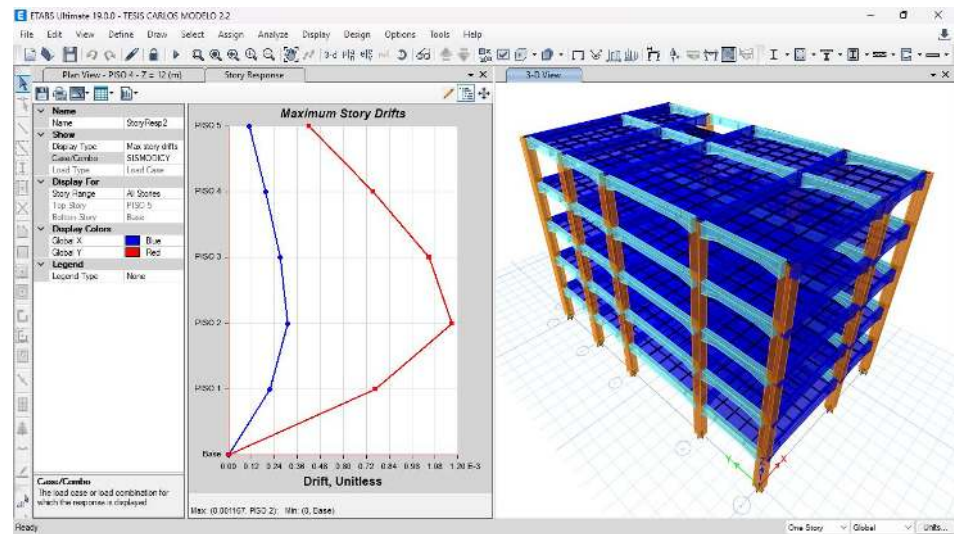
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 96
Deriva máximo elástica de entripiso X-X del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Figura 97
Deriva máximo elástica de entripiso Y-Y del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 77
Deriva máxima inelástica de piso del caso 2

Deriva X-X	0.0069
Deriva Y-Y	0.0069

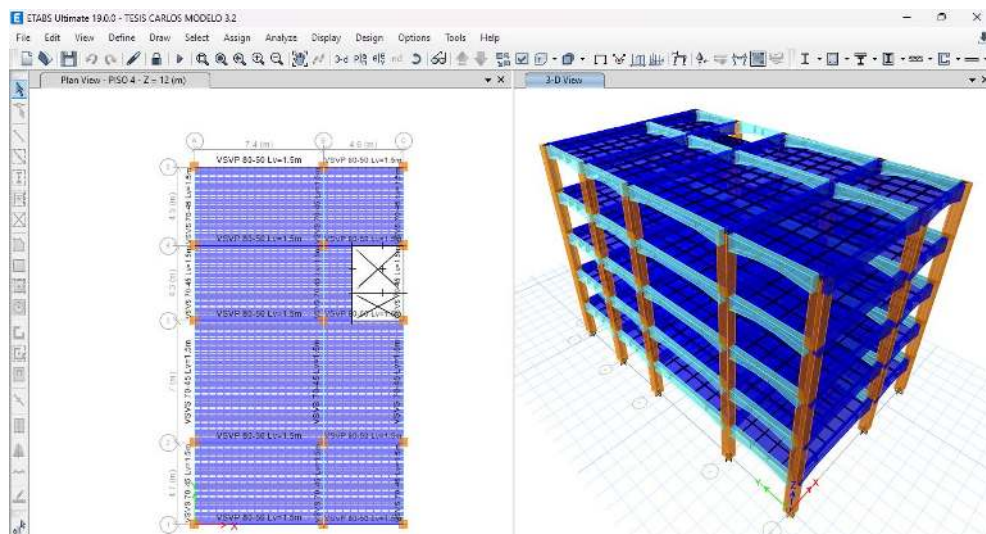
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 3: viga con sección variable $L_v=1.5$ m

Para el caso 3 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30x70 cm² a 30x45 cm² para el eje X-X y viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

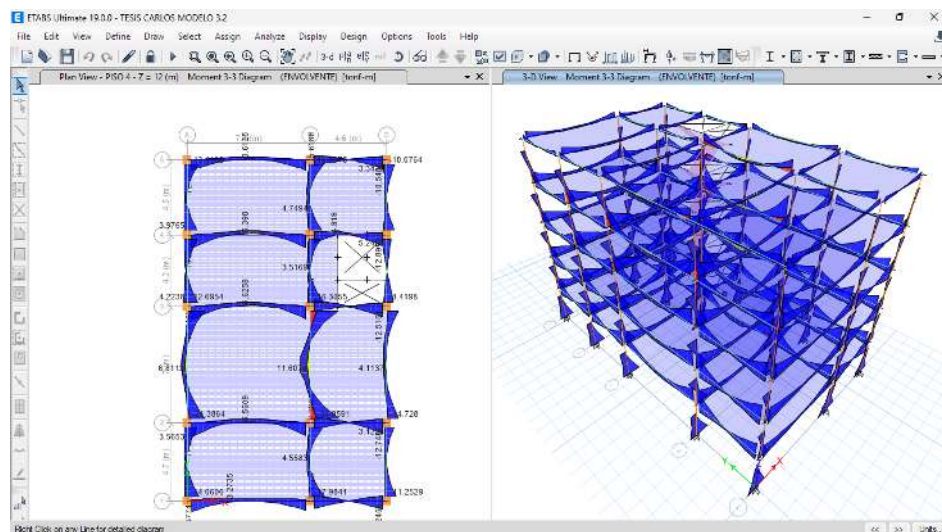
Figura 98
Caso 3 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

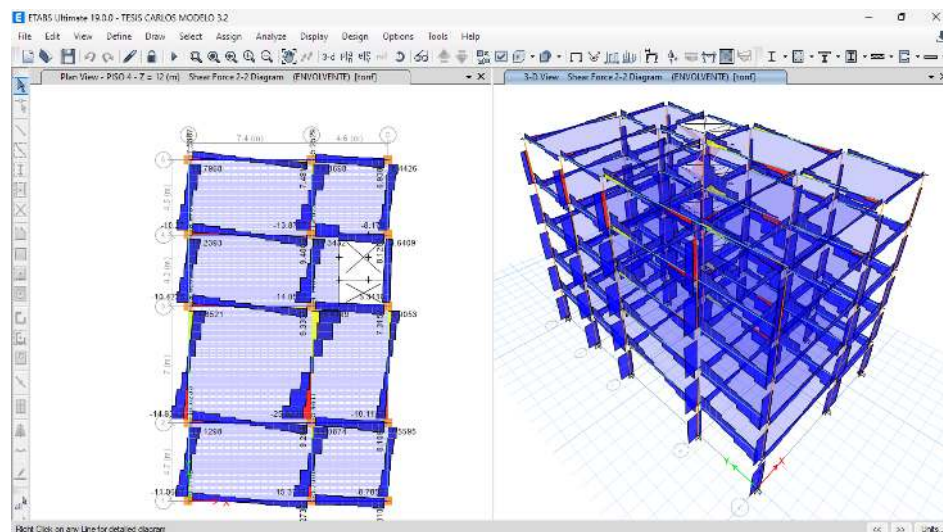
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 99
Resultados de los momentos del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Figura 100
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 78
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 3

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.499
Modal	2	0.491
Modal	3	0.427
Modal	4	0.16
Modal	5	0.157
Modal	6	0.134
Modal	7	0.089
Modal	8	0.087
Modal	9	0.068
Modal	10	0.06
Modal	11	0.057
Modal	12	0.048
Modal	13	0.039
Modal	14	0.023
Modal	15	0.016

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 79
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 3

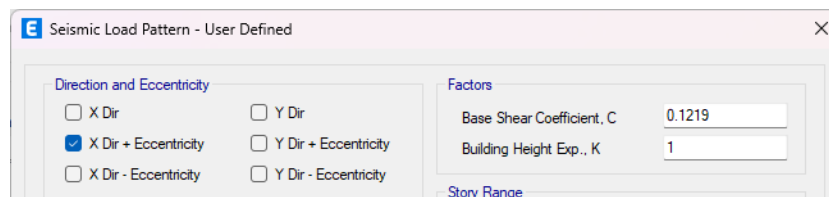
Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.491	0.499

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos los casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 101
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Figura 102
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 80
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 3

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	124.17 tn	121.69 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 81
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 3

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	150.19 tn	150.19 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 82
Corrección de factor escala del caso 3

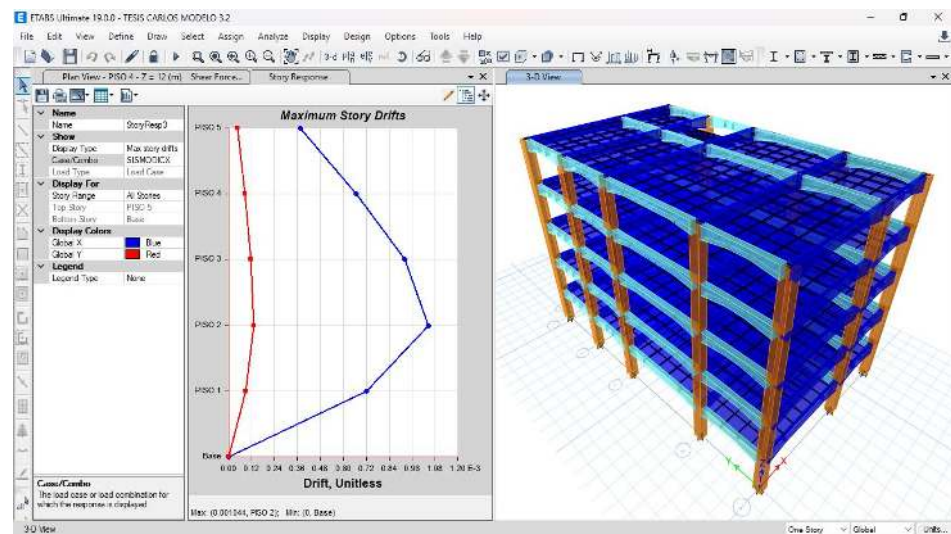
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.97	9.5
Y-Y	9.81	0.99	9.7

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

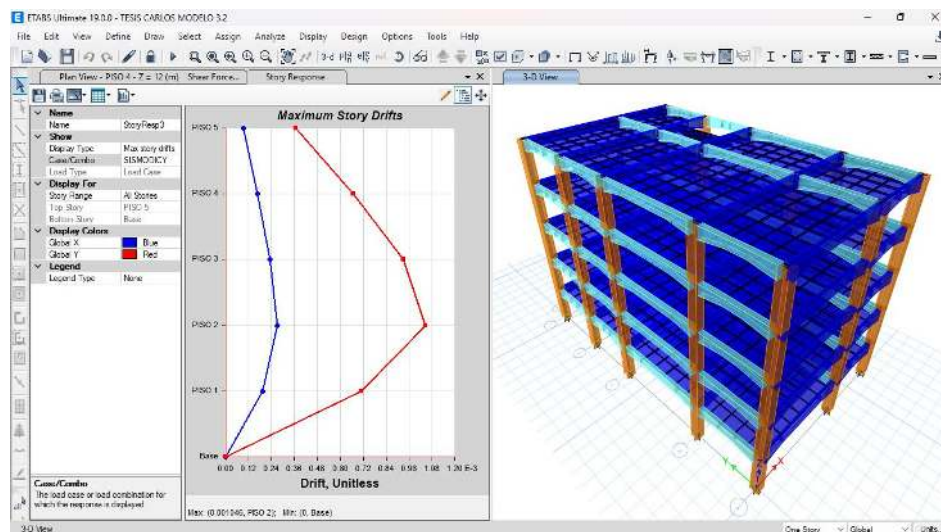
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 103
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Figura 104
Deriva máxima elástica de entreciso Y-Y del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 83
Deriva máxima inelástica de piso del caso 3

Deriva X-X	0.0063
Deriva Y-Y	0.0063

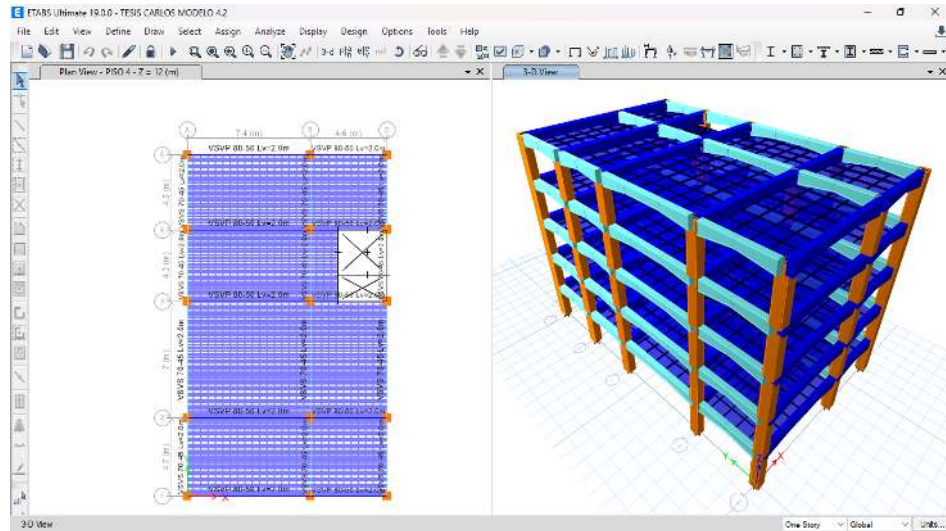
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 4: viga con sección variable $L_v=2.0$ m

Para el caso 4 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30x70 cm² a 30x45 cm² para el eje X-X y viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

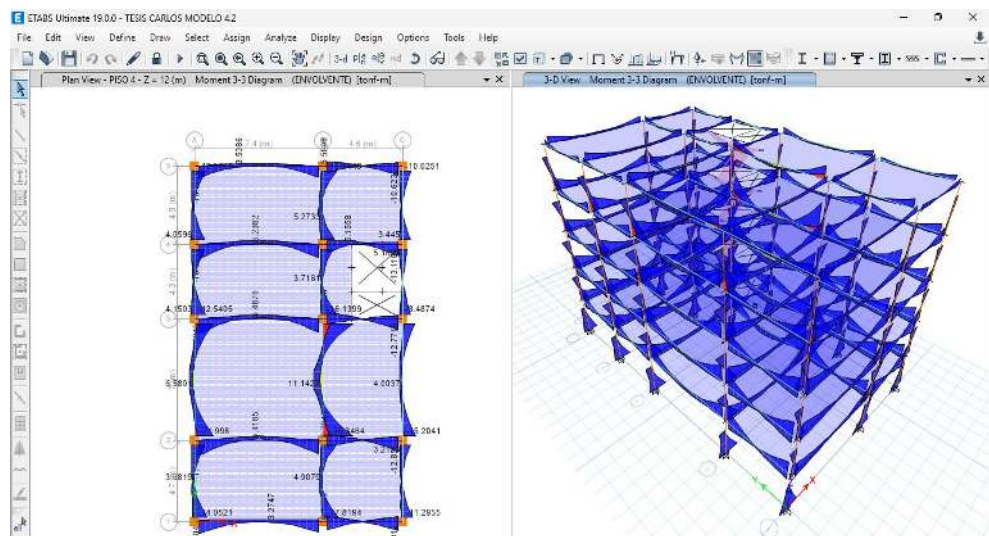
Figura 105
Caso 4 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

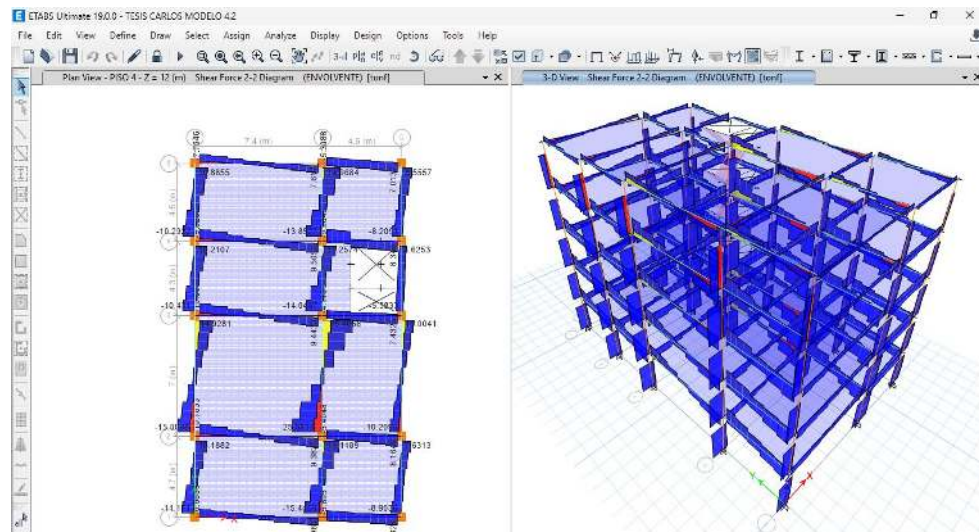
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 106
Resultados de los momentos del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Figura 107
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 84
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 4

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.495
Modal	2	0.487
Modal	3	0.415
Modal	4	0.156
Modal	5	0.154
Modal	6	0.131
Modal	7	0.087
Modal	8	0.086
Modal	9	0.067
Modal	10	0.06
Modal	11	0.056
Modal	12	0.048
Modal	13	0.039
Modal	14	0.023
Modal	15	0.016

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 85
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 4

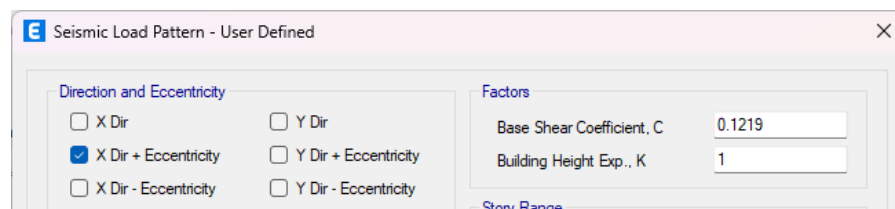
Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.487	0.495

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos los casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 108
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Figura 109
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 86*Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 4*

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	125.68 tn	123.15 tn

*Fuente: Elaboración propia.***Tabla 87***Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 4*

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	151.41 tn	151.41 tn

*Fuente: Elaboración propia.***Tabla 88***Corrección de factor escala del caso 4*

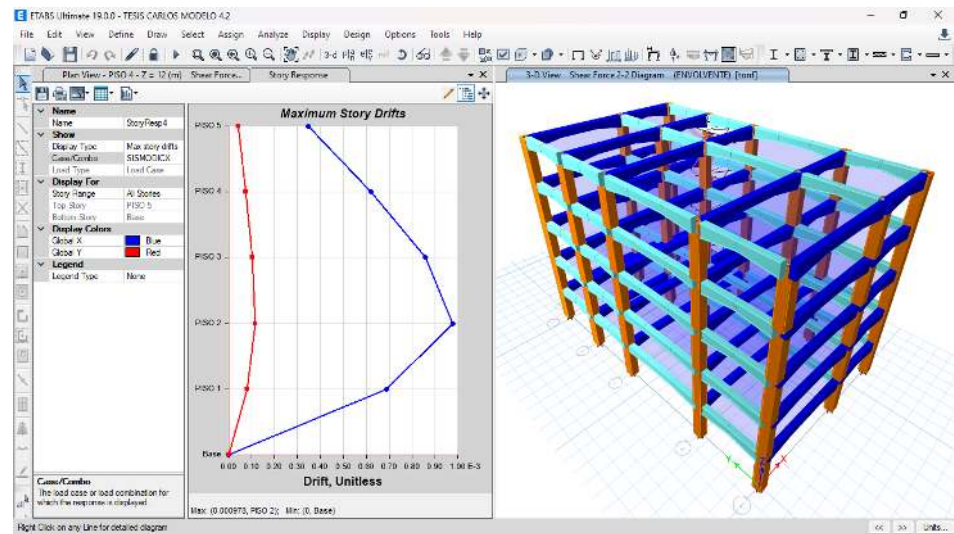
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.96	9.5
Y-Y	9.81	0.98	9.8

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

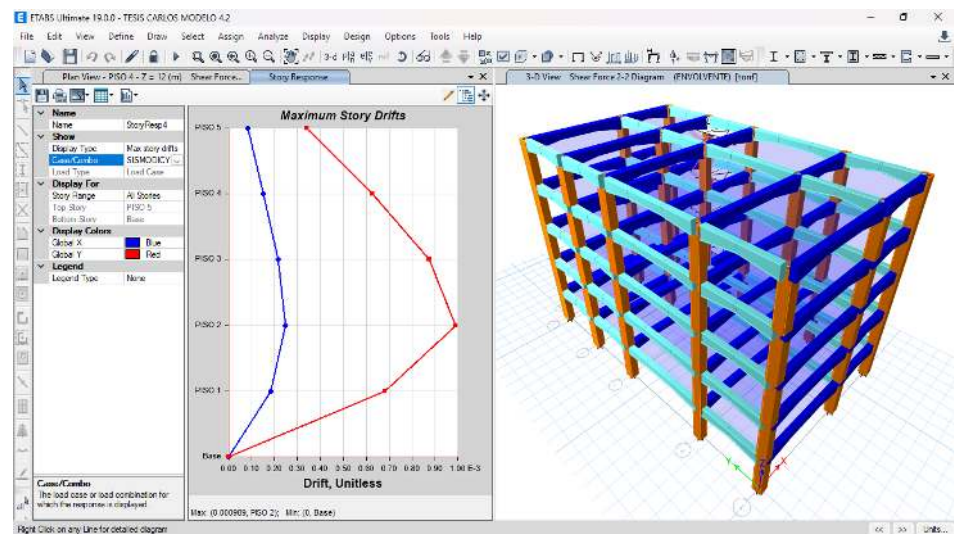
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 110
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Figura 111
Deriva máxima elástica de entrepiso Y-Y del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 89
Deriva máxima inelástica de piso del caso 4

Deriva X-X	0.0059
Deriva Y-Y	0.0059

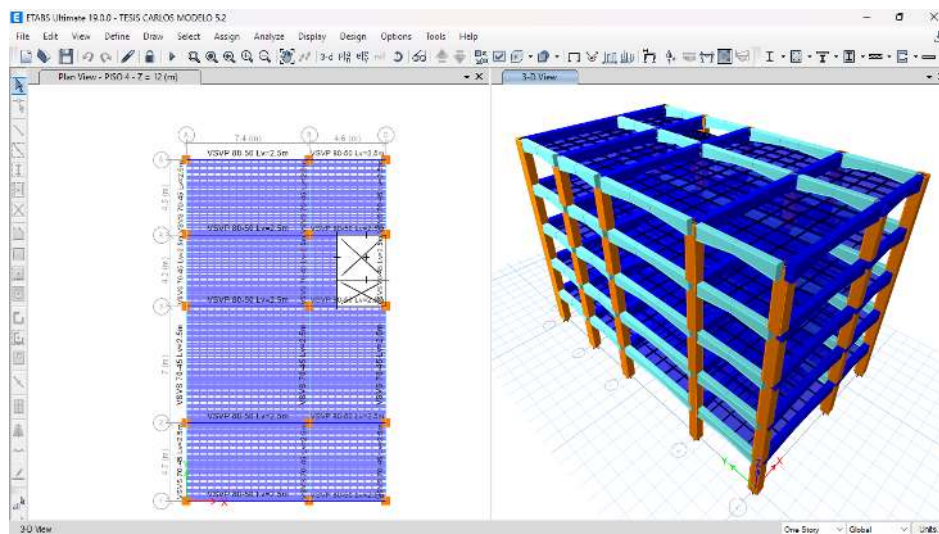
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 5: viga con sección variable $L_v=2.5$ m

Para el caso 5 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30x70 cm² a 30x45 cm² para el eje X-X y viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

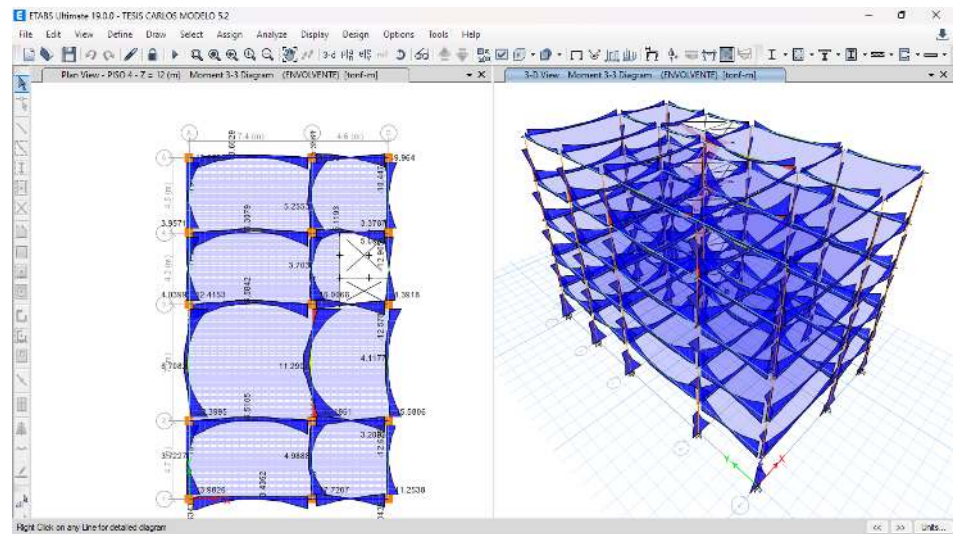
Figura 112
Caso 5 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

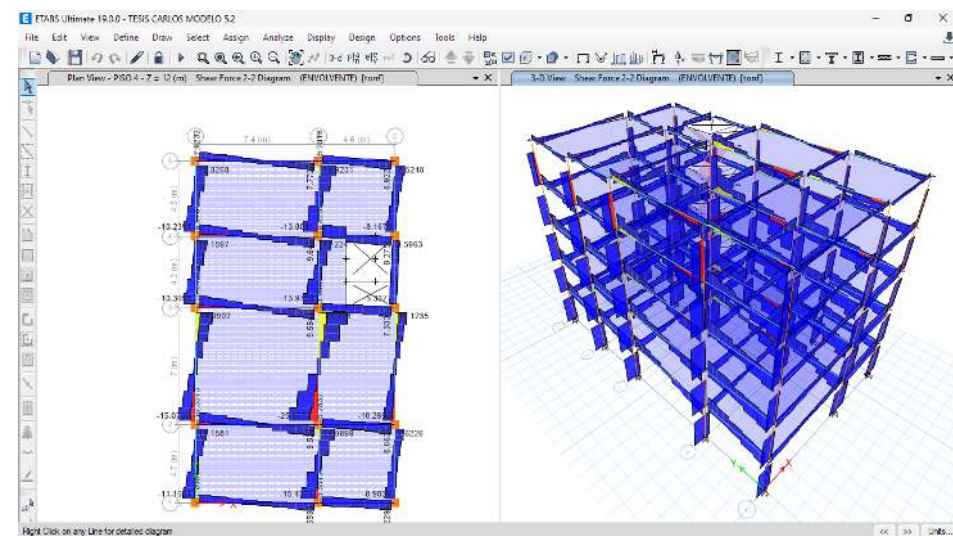
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 113
Resultados de los momentos del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Figura 114
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 90
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 5

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.491
Modal	2	0.482
Modal	3	0.411
Modal	4	0.155
Modal	5	0.153
Modal	6	0.13
Modal	7	0.087
Modal	8	0.086
Modal	9	0.066
Modal	10	0.059
Modal	11	0.056
Modal	12	0.048
Modal	13	0.038
Modal	14	0.023
Modal	15	0.016

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 91
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 5

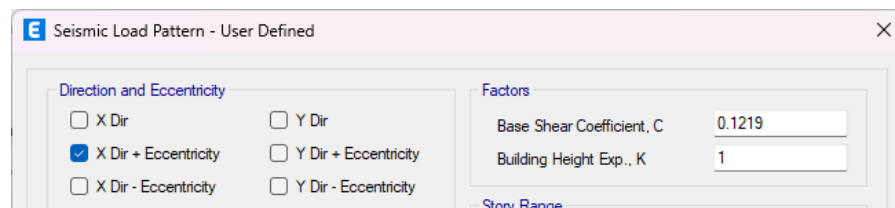
Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.482	0.491

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos lo casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 115
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Figura 116
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 92
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 5

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	126.31 tn	123.80 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 93
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 5

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	151.92 tn	151.94 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 94
Corrección de factor escala del caso 5

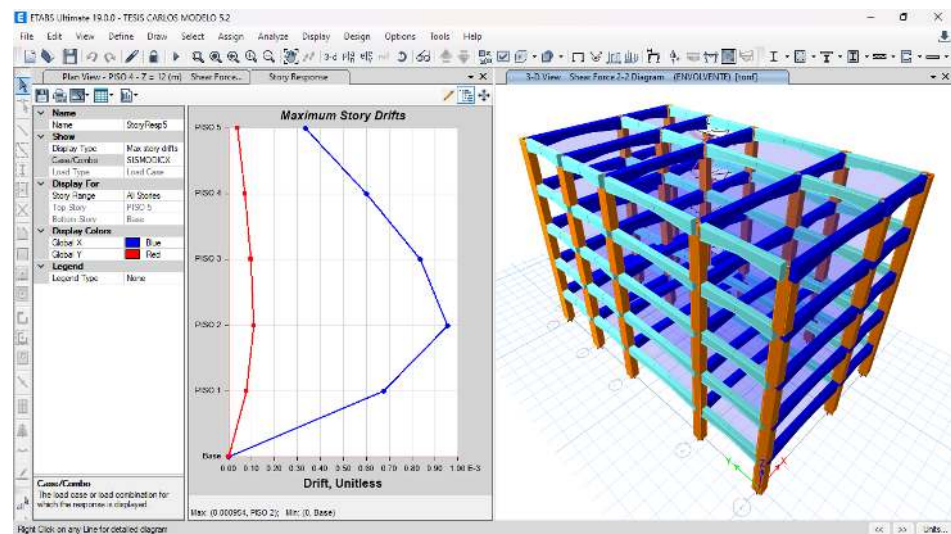
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.96	9.5
Y-Y	9.81	0.98	9.6

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

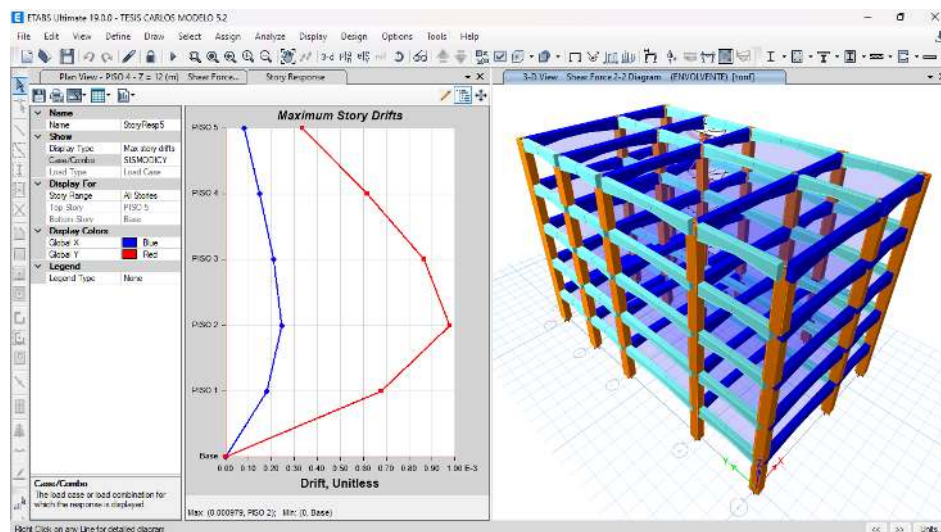
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 117
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Figura 118
Deriva máxima elástica de entreciso Y-Y del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 95
Deriva máxima inelástica de piso del caso 5

Deriva X-X	0.0057
Deriva Y-Y	0.0059

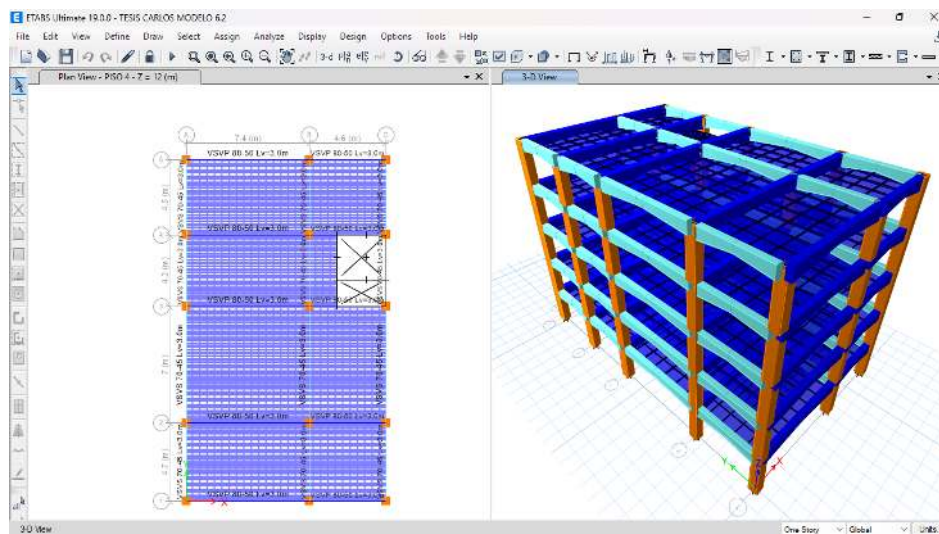
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 6: viga con sección variable $L_v=3.0$ m

Para el caso 6 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30×70 cm² a 30×45 cm² para el eje X-X y viga de 30×80 cm² a 30×50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

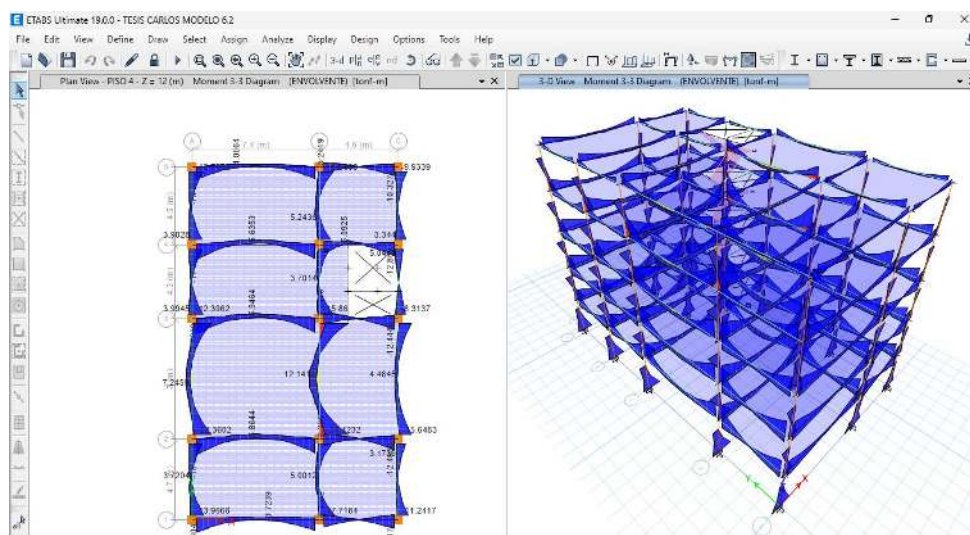
Figura 119
Caso 6 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

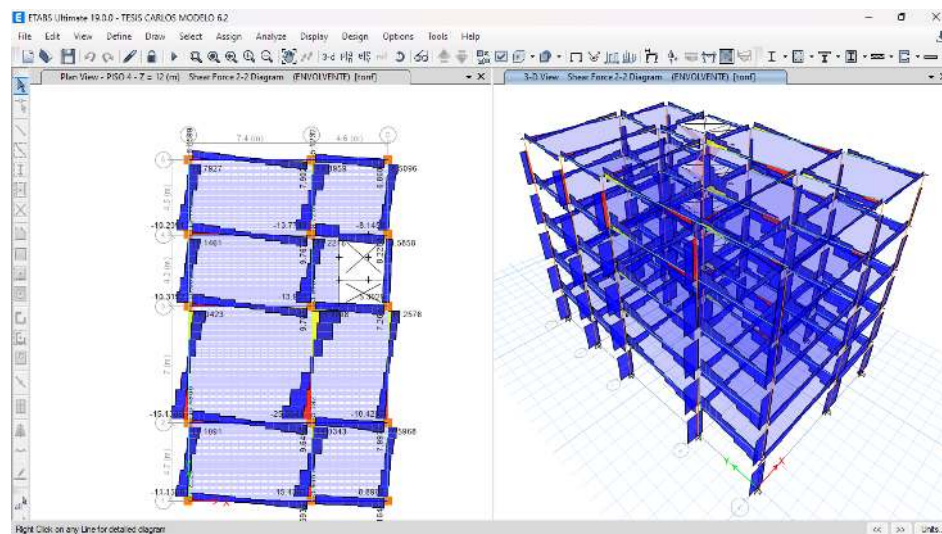
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 120
Resultados de los momentos del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Figura 121
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 96
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 6

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.49
Modal	2	0.478
Modal	3	0.408
Modal	4	0.155
Modal	5	0.152
Modal	6	0.13
Modal	7	0.087
Modal	8	0.085
Modal	9	0.066
Modal	10	0.059
Modal	11	0.056
Modal	12	0.048
Modal	13	0.038
Modal	14	0.023
Modal	15	0.016

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 97
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 6

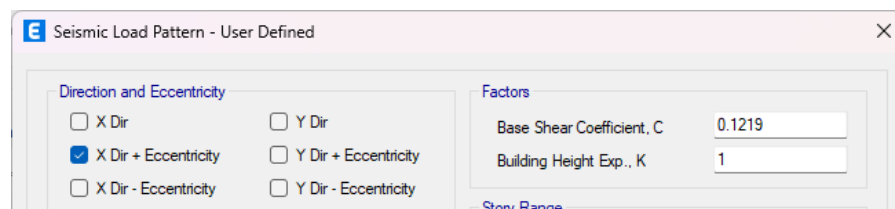
Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.478	0.49

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos los casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 122
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Figura 123
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 98

Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 6

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	126.85 tn	124.33 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 99

Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 6

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	152.41 tn	152.43 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 100

Corrección de factor escala del caso 6

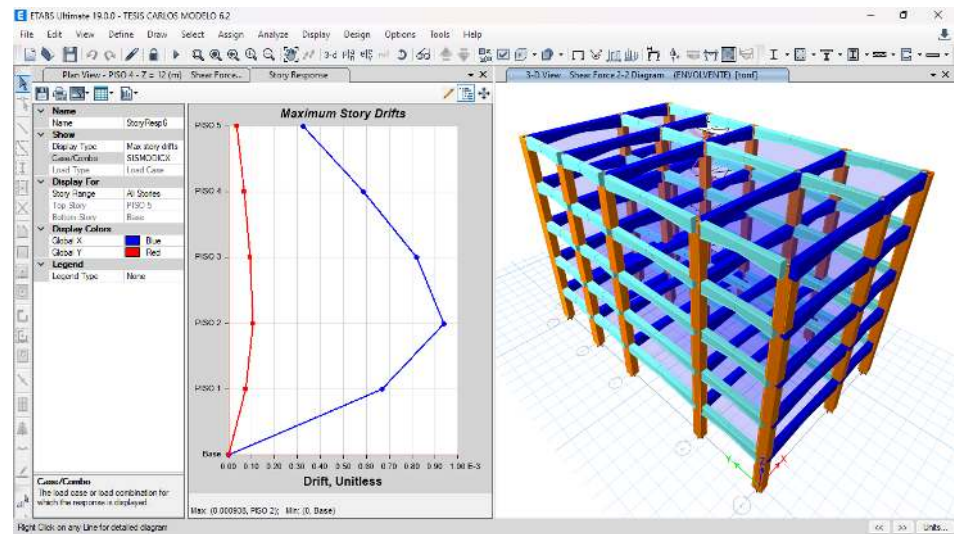
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.96	9.4
Y-Y	9.81	0.98	9.6

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

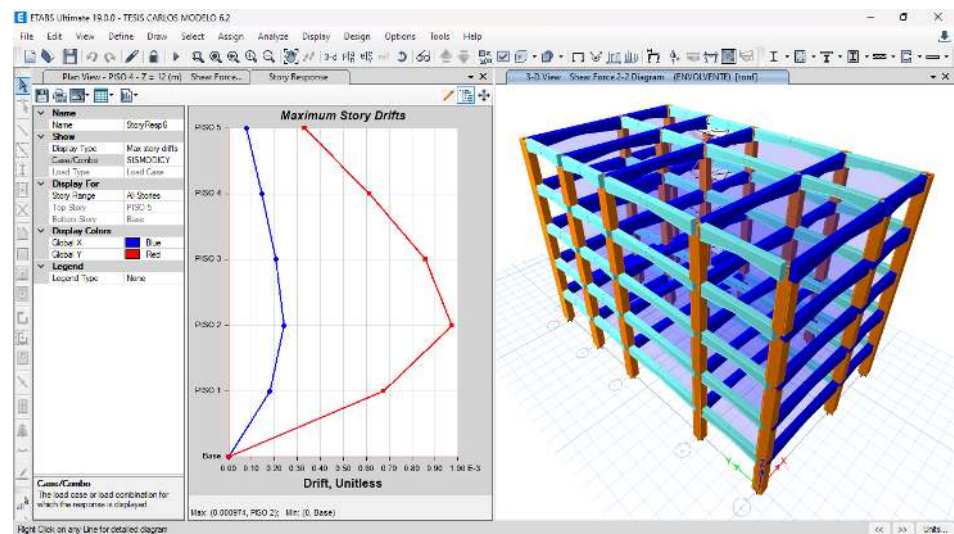
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 124
Deriva máxima elástica de entrespo X-X del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Figura 125
Deriva máxima elástica de entrespo Y-Y del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 101
Deriva máxima inelástica de piso del caso 6

Deriva X-X	0.0056
Deriva Y-Y	0.0058

Fuente: Elaboración propia.

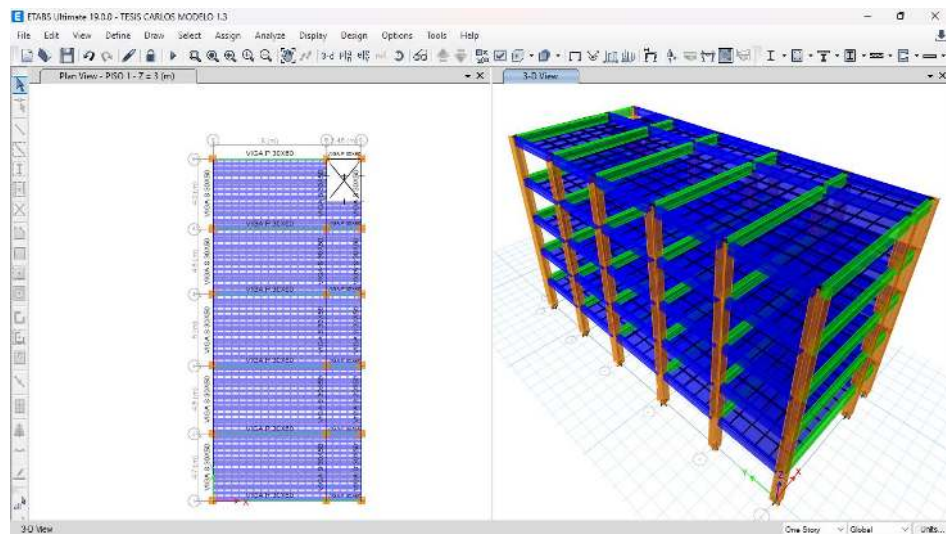
Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Edificación comercial 3

Caso 1: viga con sección constante

Para el caso 1 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección constante de 30x50 cm² para el eje X-X y viga de 30x60 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

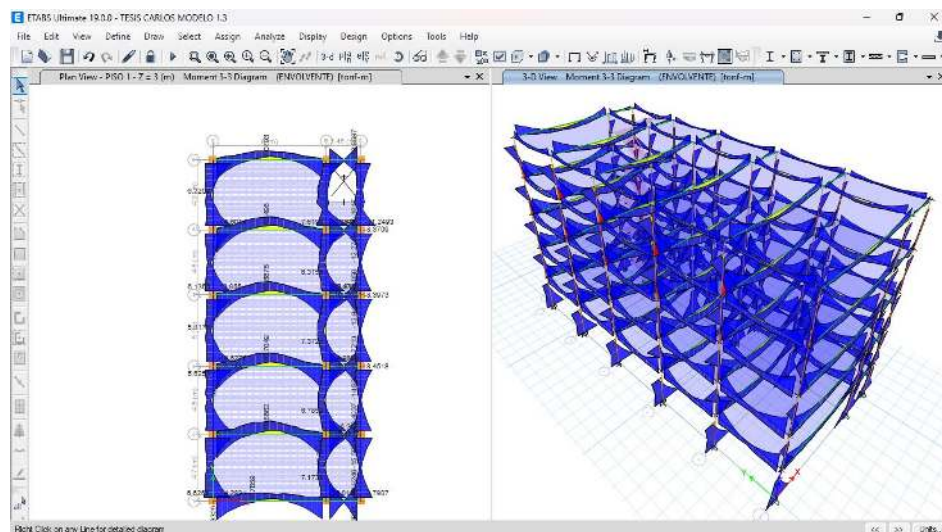
Figura 126
Caso 1 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

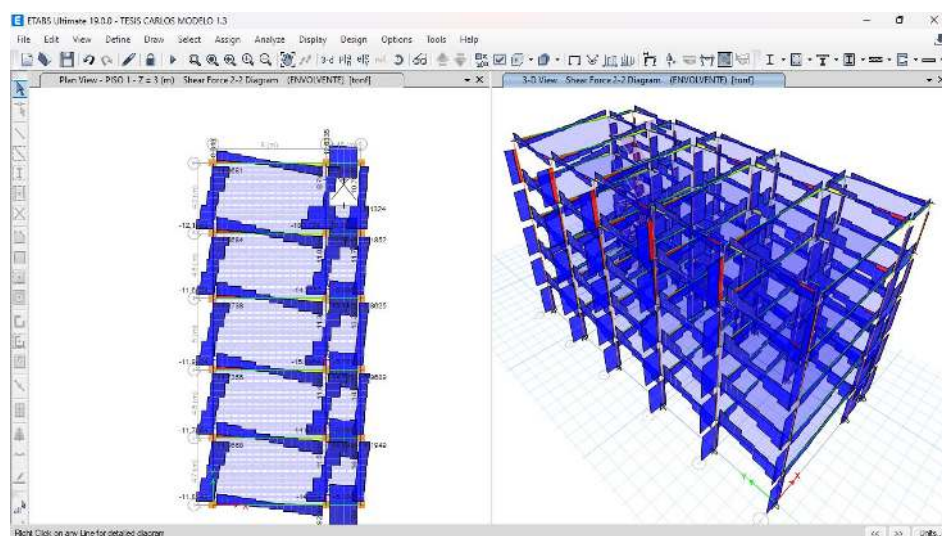
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 127
Resultados de los momentos del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 128
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 102
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 1

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.559
Modal	2	0.515
Modal	3	0.444
Modal	4	0.172
Modal	5	0.158
Modal	6	0.137
Modal	7	0.093
Modal	8	0.086
Modal	9	0.073
Modal	10	0.061
Modal	11	0.059
Modal	12	0.047
Modal	13	0.046
Modal	14	0.024
Modal	15	0.016

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son considerables y superan los 0.5 seg.

Tabla 103
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 1

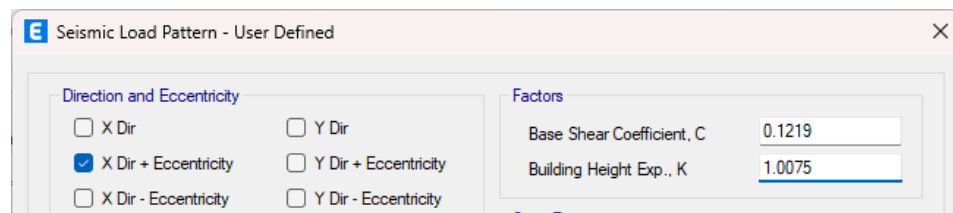
Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.515	0.559

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son mayores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que presenta distorsiones representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

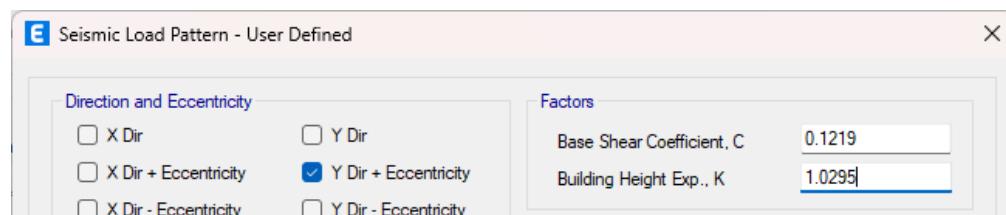
Para ello definiremos lo casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 129
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 130
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 104
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 1

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	129.36 tn	126.95 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 105
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 1

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	159.99 tn	155.21 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 106
Corrección de factor escala del caso 1

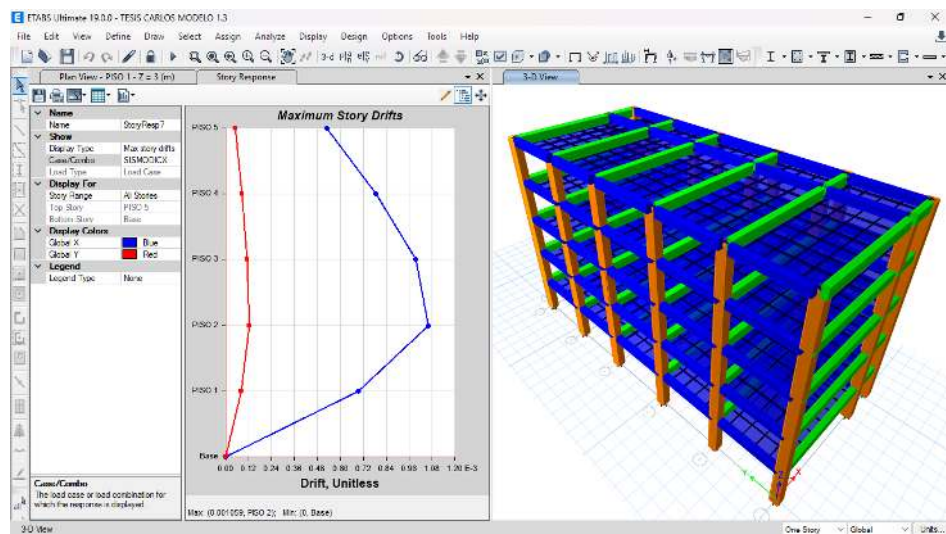
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.99	9.7
Y-Y	9.81	0.98	9.6

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

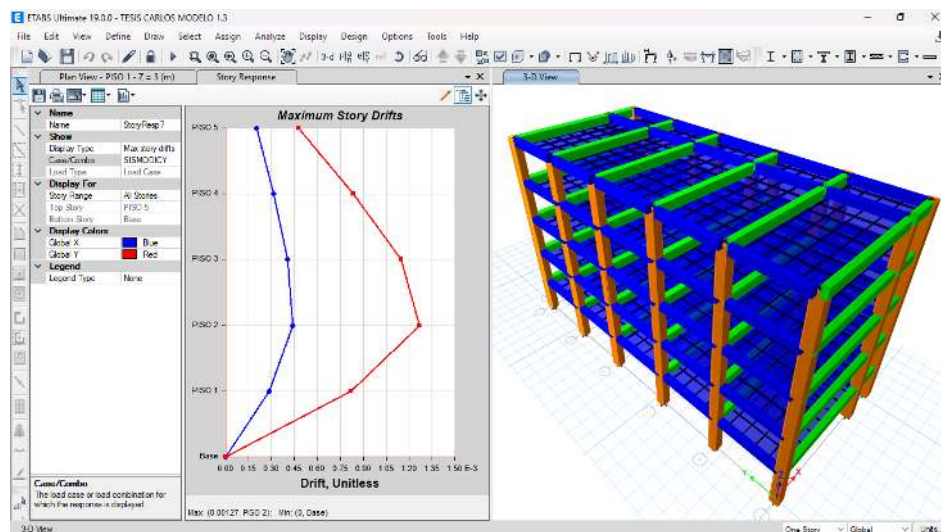
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 131
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 132
Deriva máxima elástica de entrepiso Y-Y del caso 1



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 107
Deriva máxima inelástica de piso del caso 1

Deriva X-X	0.0064
Deriva Y-Y	0.0076

Fuente: Elaboración propia.

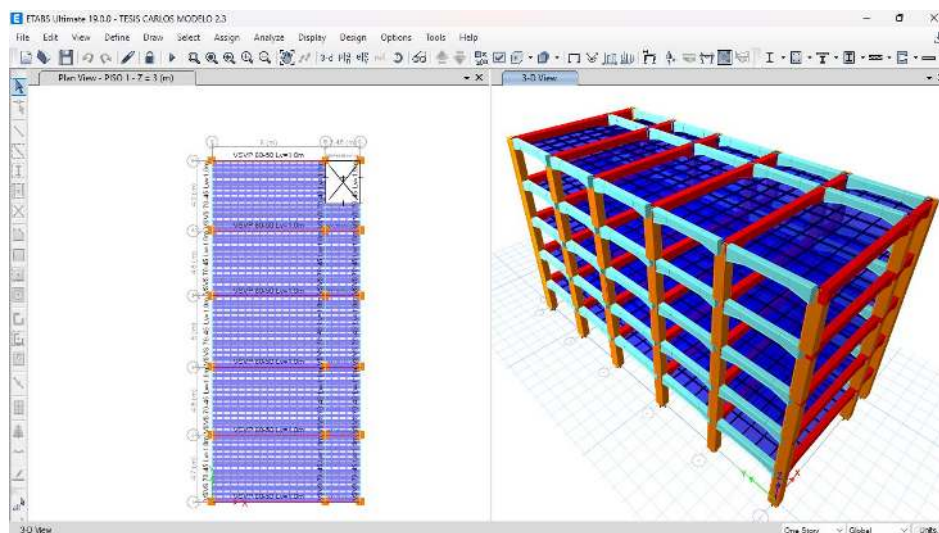
Vemos que las derivas en la dirección Y no cumple con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico y estático de la edificación no es correcta para la edificación comercial 3, se debió haber tenido este punto al momento de la construcción de la edificación, una posible solución podría ser rigidizar los elementos verticales como las columnas o añadir placas.

Caso 2: viga con sección variable $L_v=1.0m$

Para el caso 2 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de $30 \times 70 \text{ cm}^2$ a $30 \times 45 \text{ cm}^2$ para el eje X-X y

viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

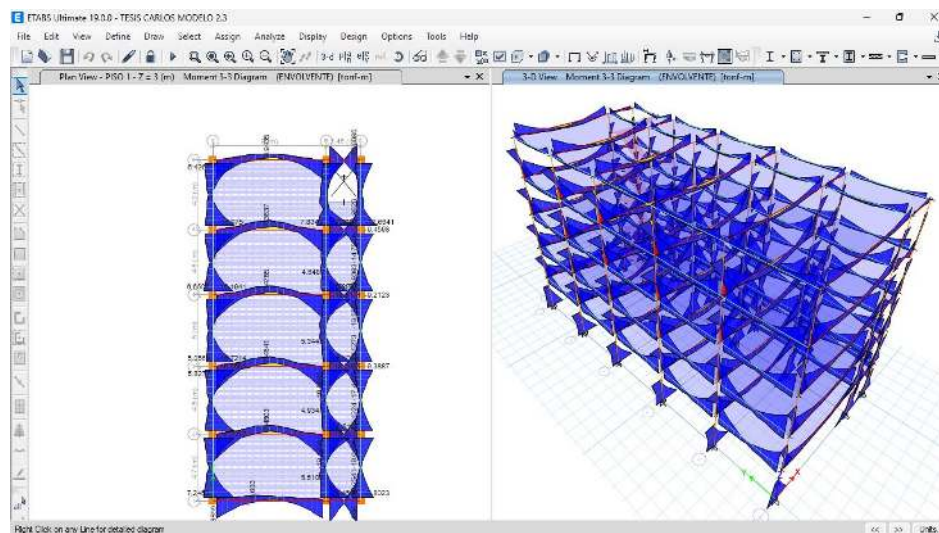
Figura 133
Caso 2 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

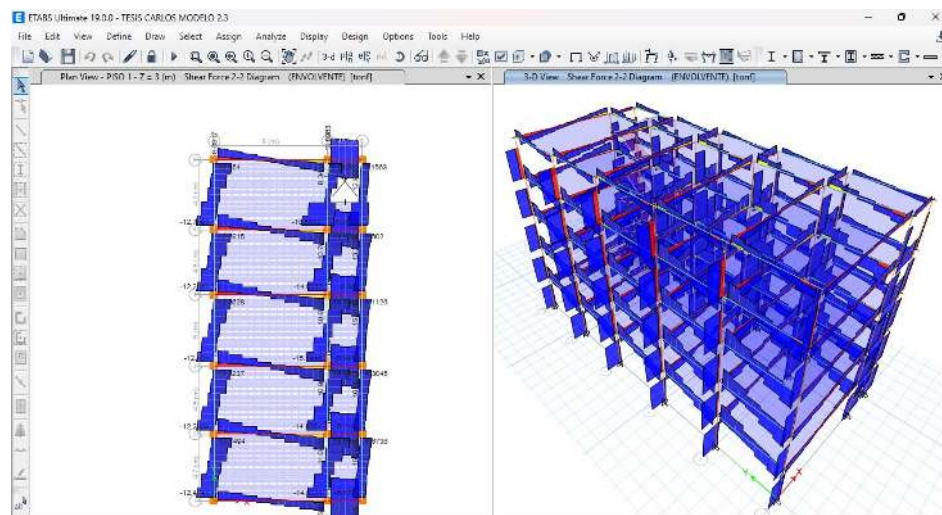
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 134
Resultados de los momentos del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Figura 135
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 108
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 2

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.486
Modal	2	0.479
Modal	3	0.406
Modal	4	0.152
Modal	5	0.146
Modal	6	0.126
Modal	7	0.084
Modal	8	0.08
Modal	9	0.066
Modal	10	0.056
Modal	11	0.056
Modal	12	0.045
Modal	13	0.043
Modal	14	0.024
Modal	15	0.015

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 109

Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 2

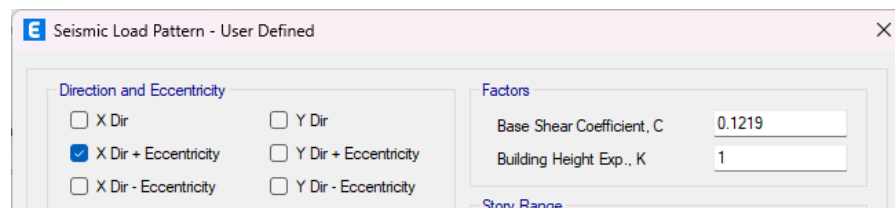
Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.479	0.486

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos los casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 136
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Figura 137
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 110
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 2

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	128.76 tn	125.15 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 111
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 2

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	159.15 tn	156.39 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 112
Corrección de factor escala del caso 2

SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.99	9.7
Y-Y	9.81	0.99	9.7

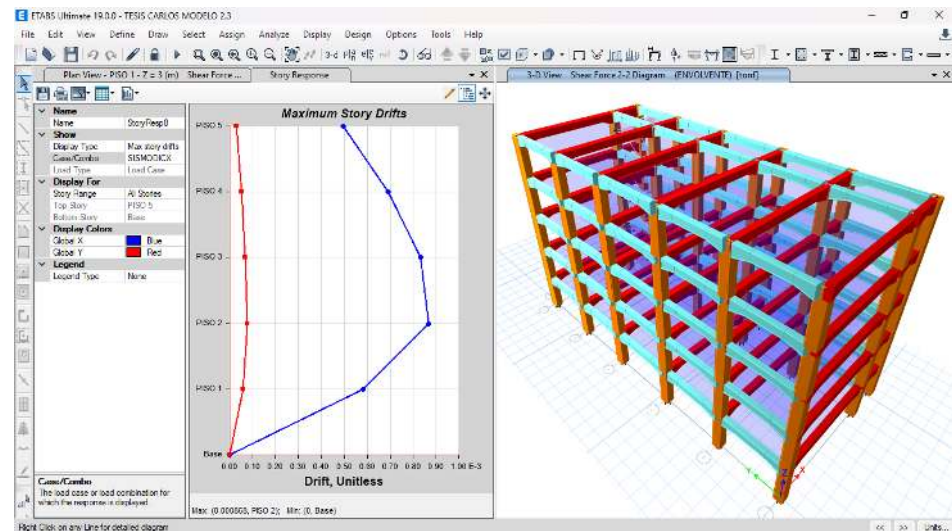
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

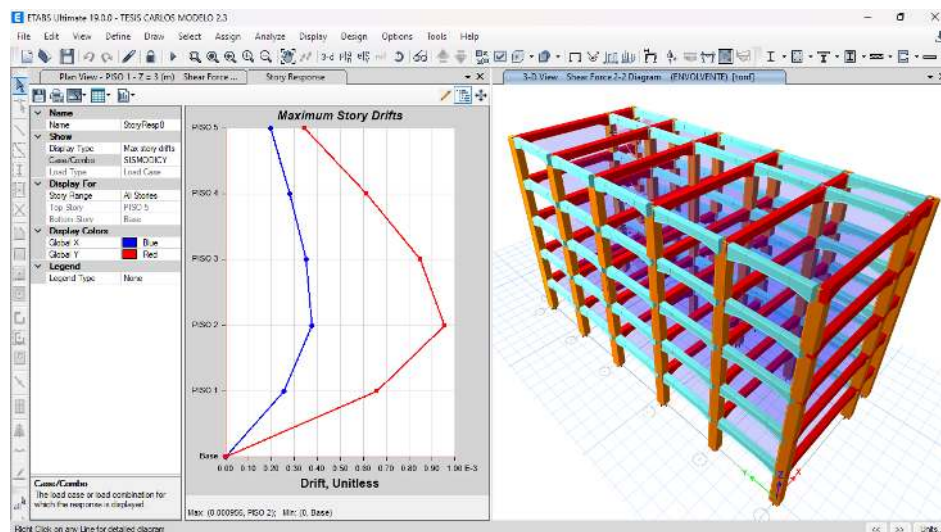
Figura 138

Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Figura 139
Deriva máxima elástica de entrepiso Y-Y del caso 2



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 113
Deriva máxima inelástica de piso del caso 2

Deriva X-X	0.0052
Deriva Y-Y	0.0057

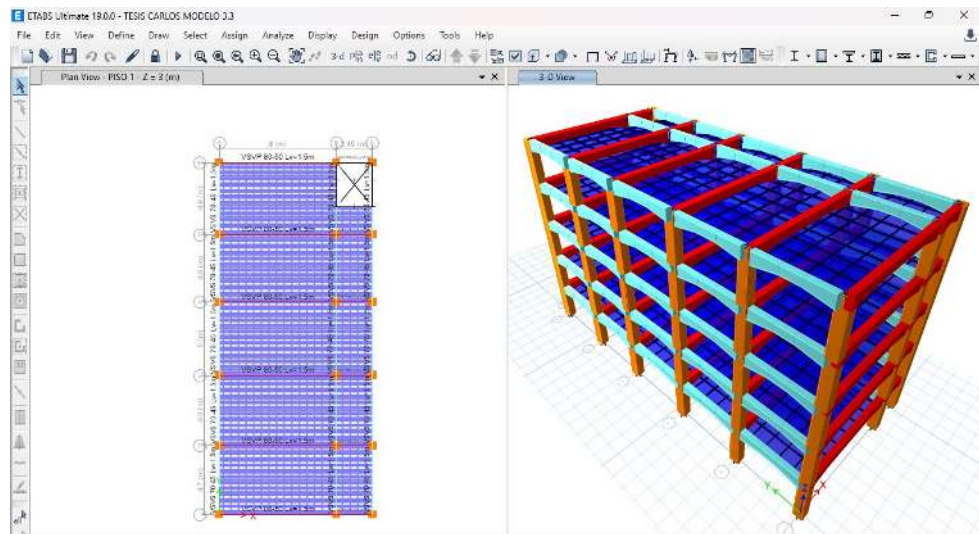
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 3: viga con sección variable $L_v=1.5$ m

Para el caso 3 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30x70 cm² a 30x45 cm² para el eje X-X y viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

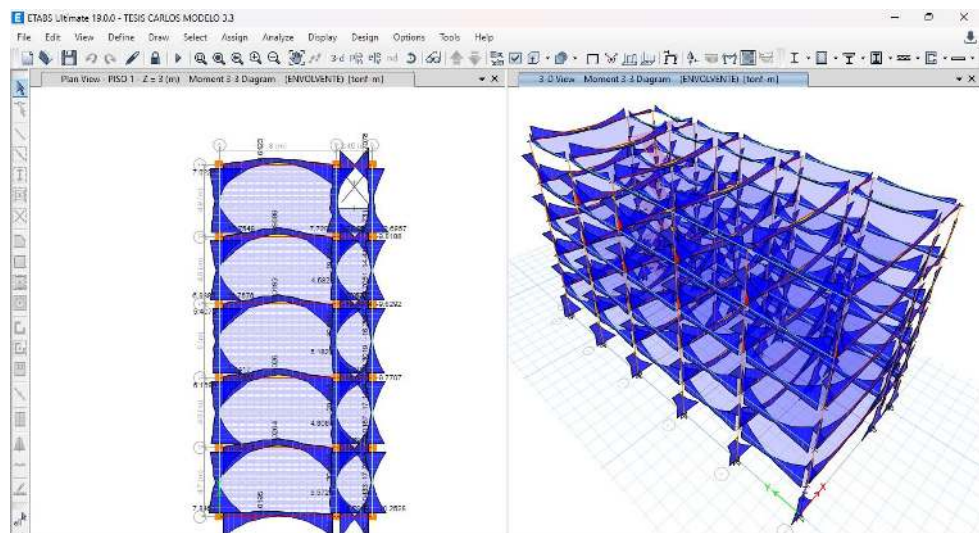
Figura 140
Caso 3 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

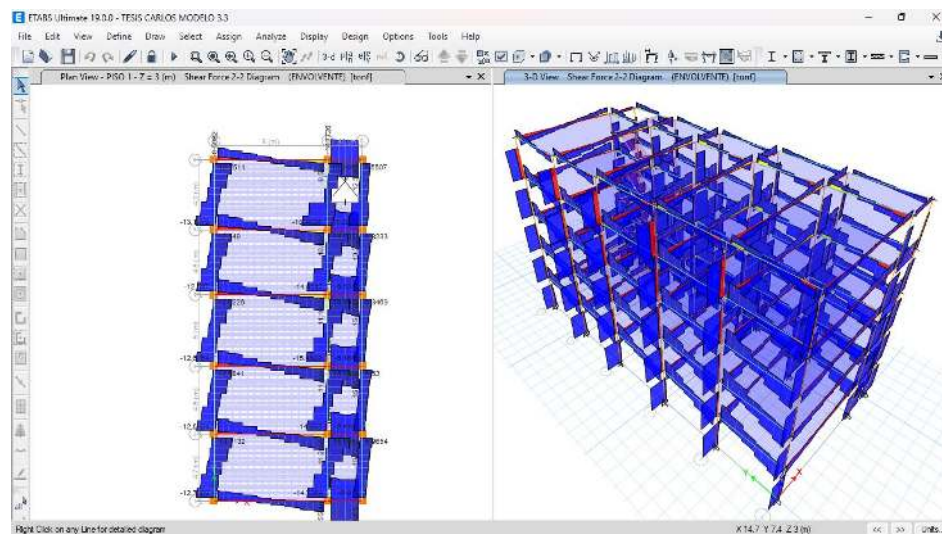
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 141
Resultados de los momentos del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Figura 142
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 114
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 3

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.473
Modal	2	0.46
Modal	3	0.395
Modal	4	0.146
Modal	5	0.144
Modal	6	0.123
Modal	7	0.082
Modal	8	0.079
Modal	9	0.064
Modal	10	0.056
Modal	11	0.054
Modal	12	0.045
Modal	13	0.041
Modal	14	0.025
Modal	15	0.015

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 115

Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 3

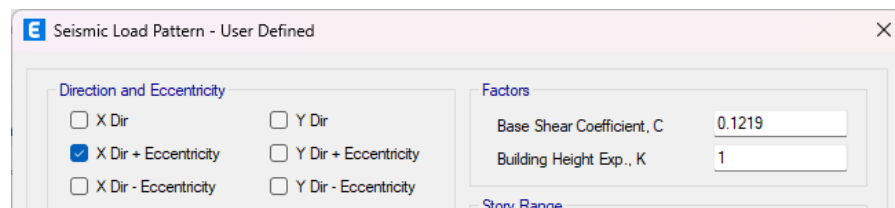
Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.46	0.473

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos los casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 143
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Figura 144
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 116
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 3

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	130.13 tn	124.97 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 117
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 3

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	160.19 tn	156.19 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 118
Corrección de factor escala del caso 3

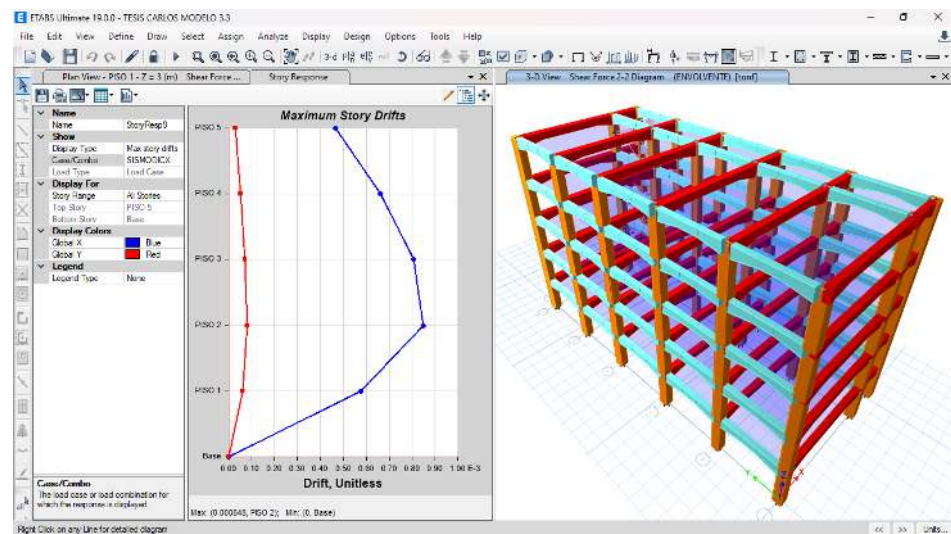
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.98	9.7
Y-Y	9.81	0.99	9.8

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

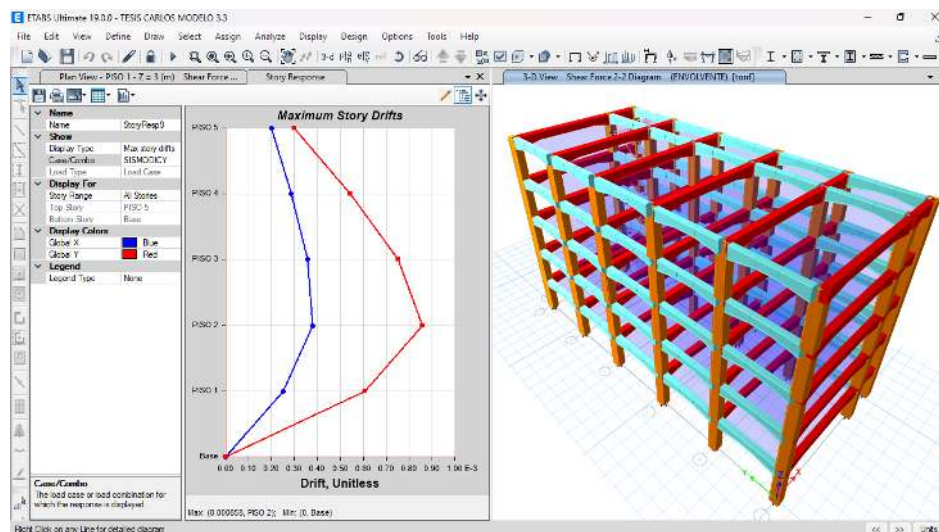
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 145
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Figura 146
Deriva máxima elástica de entrepiso Y-Y del caso 3



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 119
Deriva máxima inelástica de piso del caso 3

Deriva X-X	0.0051
Deriva Y-Y	0.0051

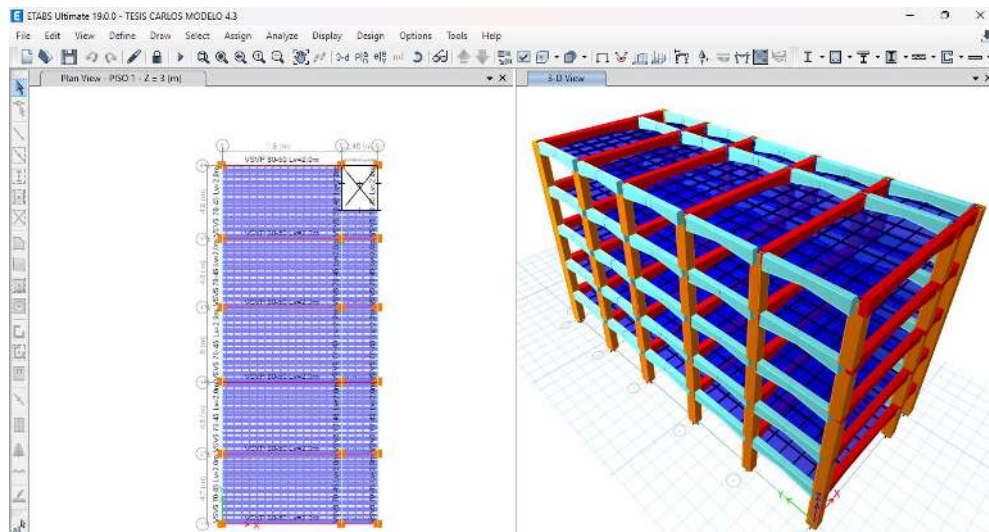
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 4: viga con sección variable $L_v=2.0$ m

Para el caso 4 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30x70 cm² a 30x45 cm² para el eje X-X y viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

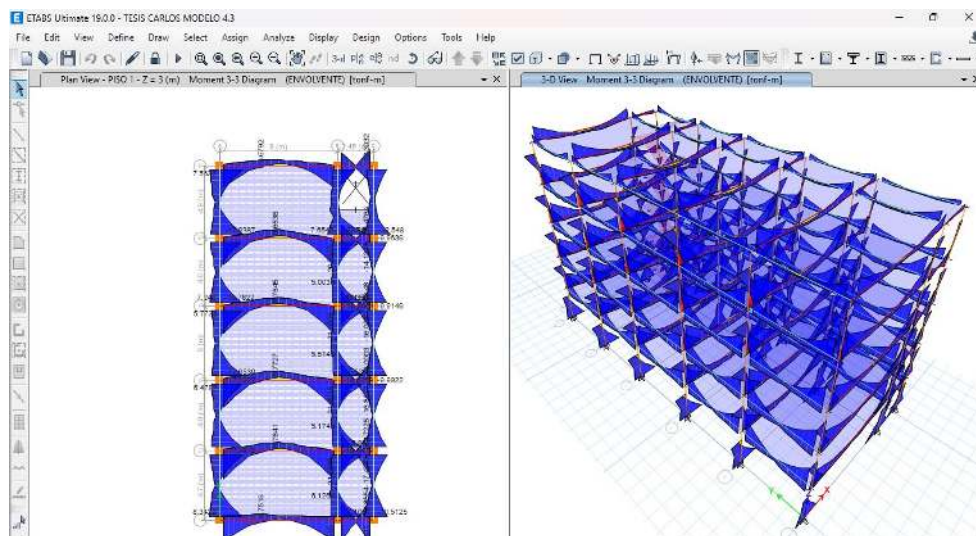
Figura 147
Caso 4 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

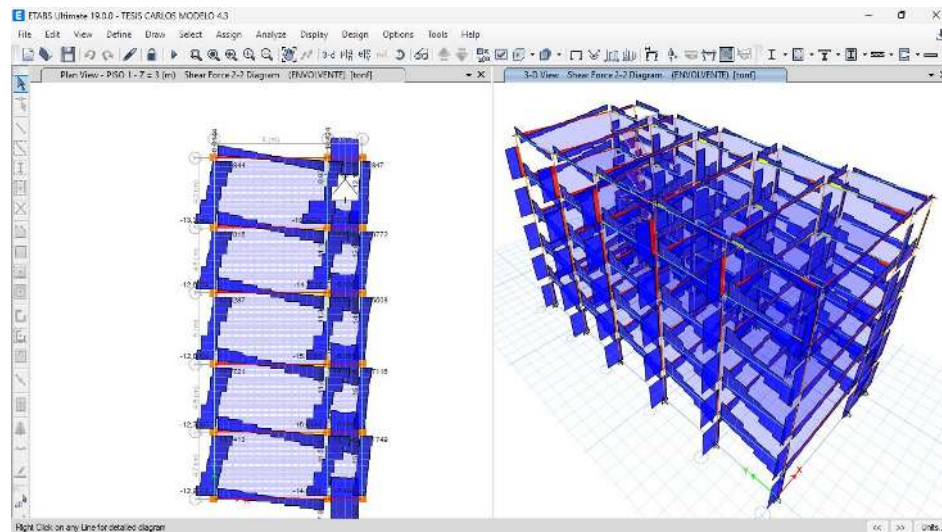
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 148
Resultados de los momentos del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Figura 149
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 120
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 4

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.466
Modal	2	0.448
Modal	3	0.388
Modal	4	0.144
Modal	5	0.142
Modal	6	0.122
Modal	7	0.081
Modal	8	0.079
Modal	9	0.064
Modal	10	0.055
Modal	11	0.053
Modal	12	0.045
Modal	13	0.04
Modal	14	0.026
Modal	15	0.014

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 121

Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 4

Periodo fundamental	T _x	T _y
	0.448	0.466

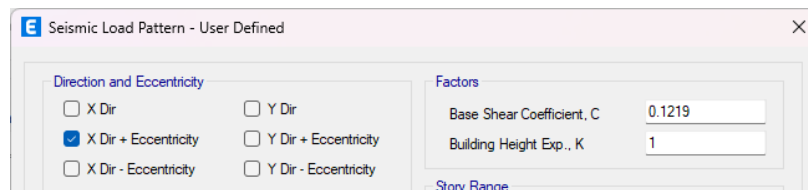
Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos lo casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 150

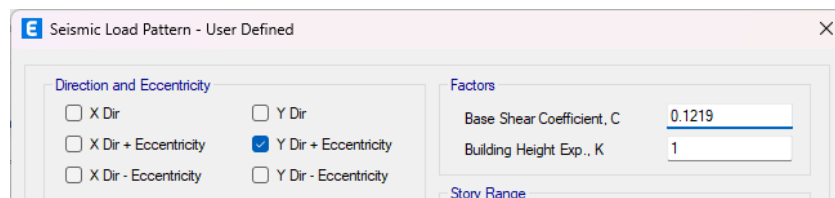
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Figura 151

Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 122

Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 4

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	131.44 tn	125.70 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 123

Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 4

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	161.55 tn	156.49 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 124

Corrección de factor escala del caso 4

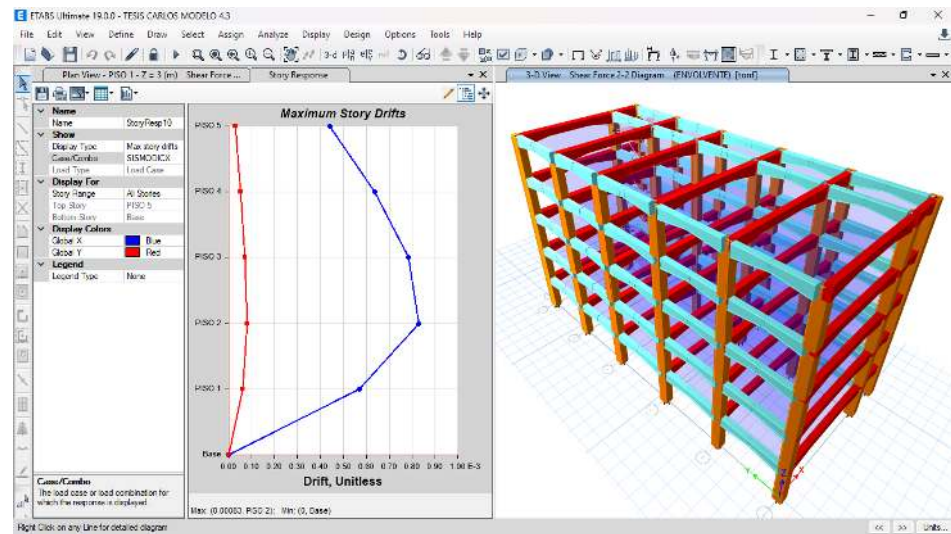
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.98	9.7
Y-Y	9.81	0.99	9.8

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

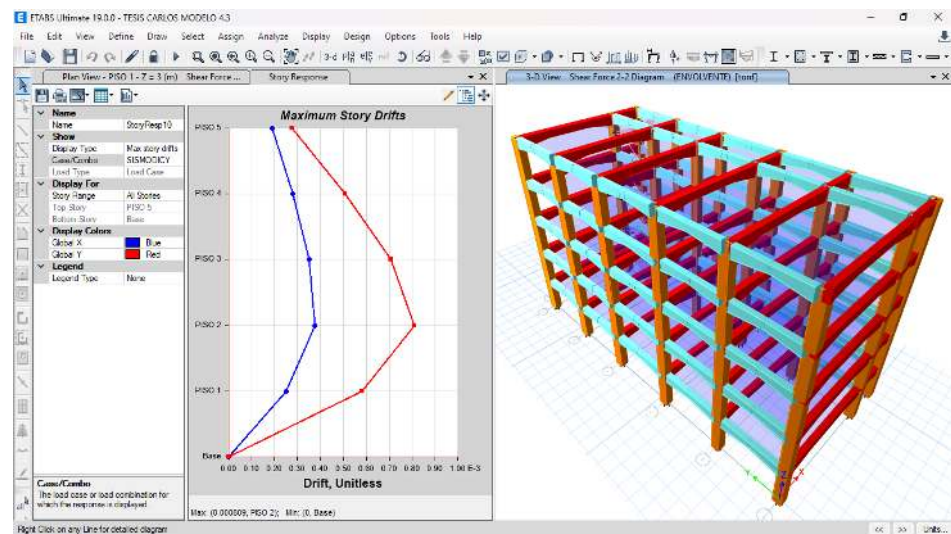
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 152
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Figura 153
Deriva máxima elástica de entrepiso Y-Y del caso 4



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 125*Deriva máxima inelástica de piso del caso 4*

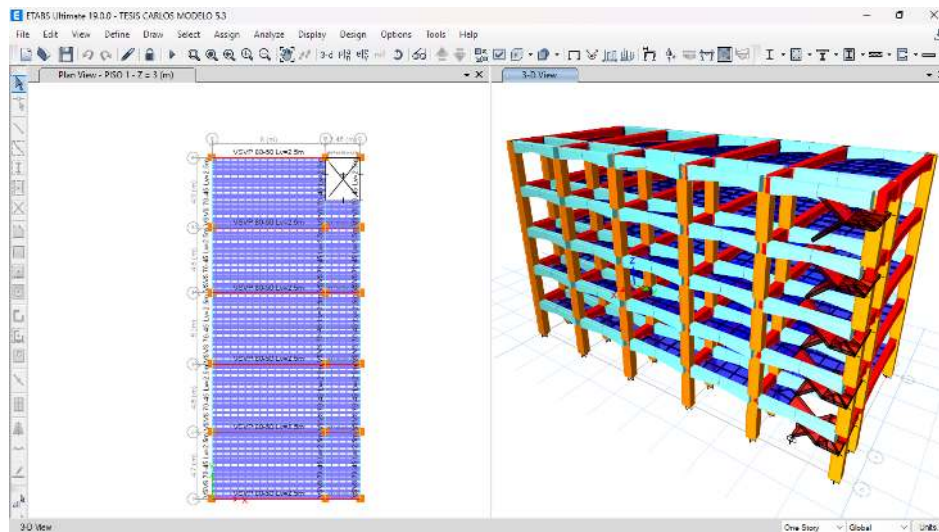
Deriva X-X	0.0050
Deriva Y-Y	0.0049

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

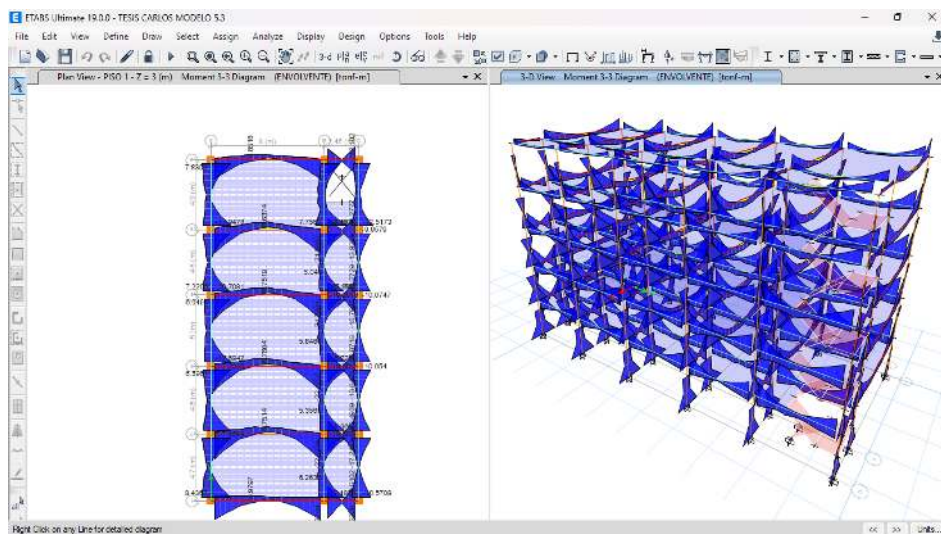
Caso 5: viga con sección variable $L_v=2.5$ m

Para el caso 5 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30x70 cm² a 30x45 cm² para el eje X-X y viga de 30x80 cm² a 30x50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

Figura 154*Caso 5 vista en planta y 3D de la edificación**Fuente: Elaboración propia.*

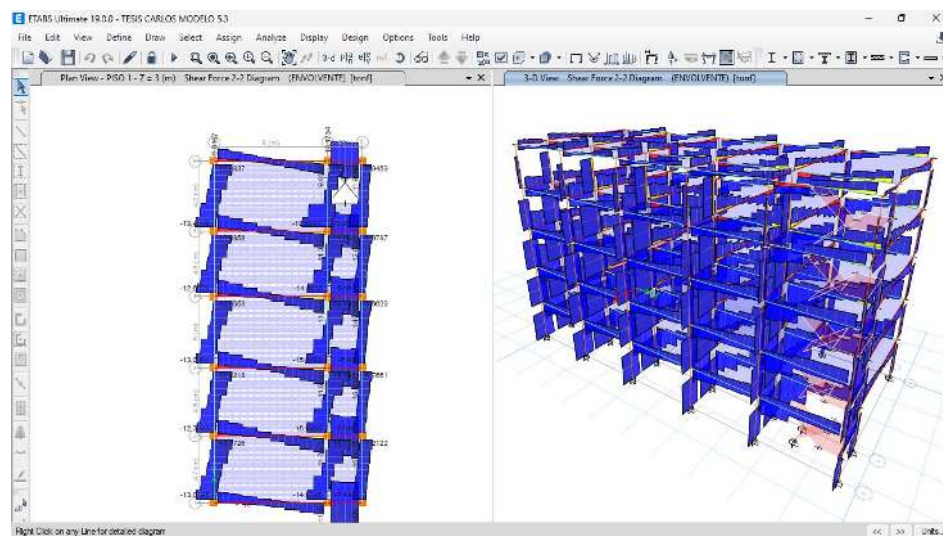
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 155
Resultados de los momentos del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Figura 156
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 126
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 5

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.46
Modal	2	0.446
Modal	3	0.384
Modal	4	0.143
Modal	5	0.141
Modal	6	0.121
Modal	7	0.081
Modal	8	0.078
Modal	9	0.063
Modal	10	0.055
Modal	11	0.053
Modal	12	0.045
Modal	13	0.04
Modal	14	0.026
Modal	15	0.014

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 127
Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 5

Periodo fundamental	Tx	Ty
	0.446	0.46

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos lo casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 157
Parámetros de sismo estático en X-X del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Figura 158
Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 128
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 5

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	132.21 tn	126.87 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 129
Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 5

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	162.13 tn	162.09 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 130
Corrección de factor escala del caso 5

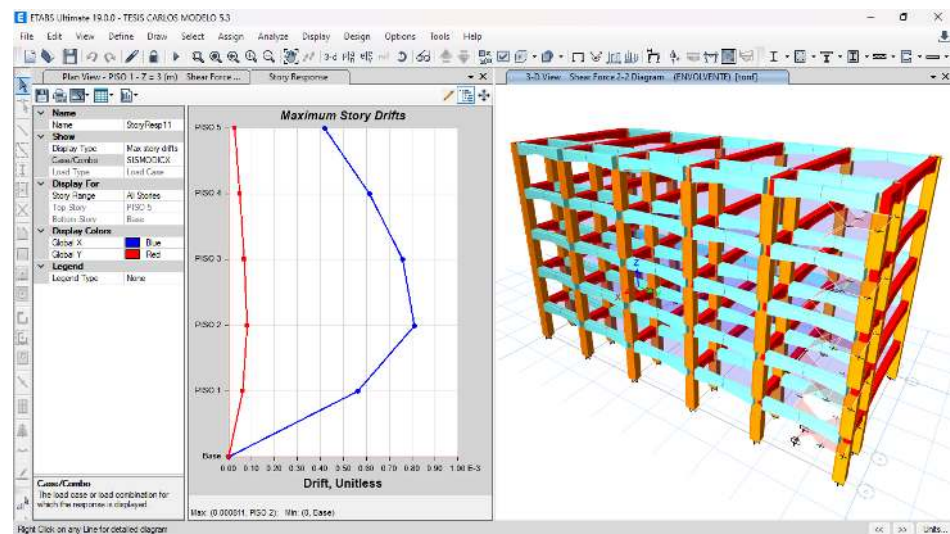
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.98	9.7
Y-Y	9.81	0.98	9.7

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

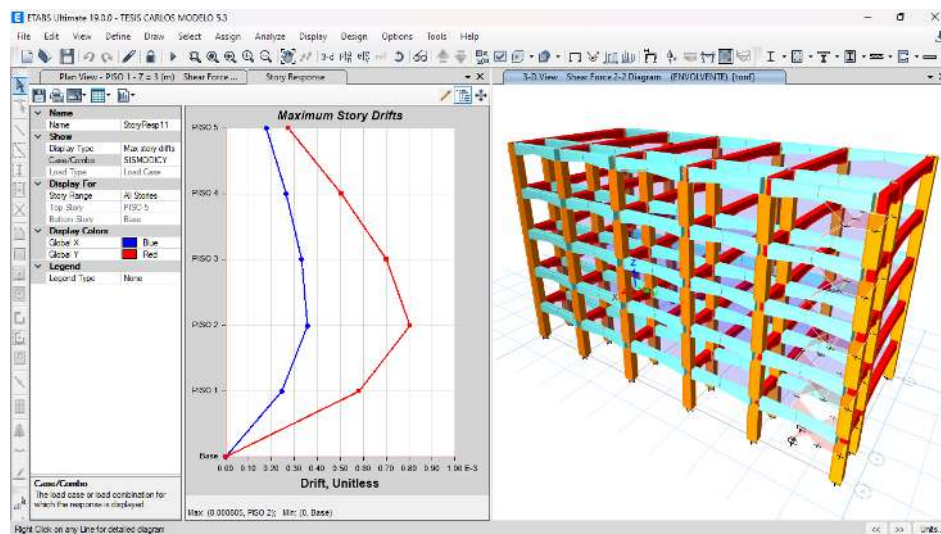
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 159
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Figura 160
Deriva máxima elástica de entepiso Y-Y del caso 5



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 131
Deriva máxima inelástica de piso del caso 5

Deriva X-X	0.0049
Deriva Y-Y	0.0048

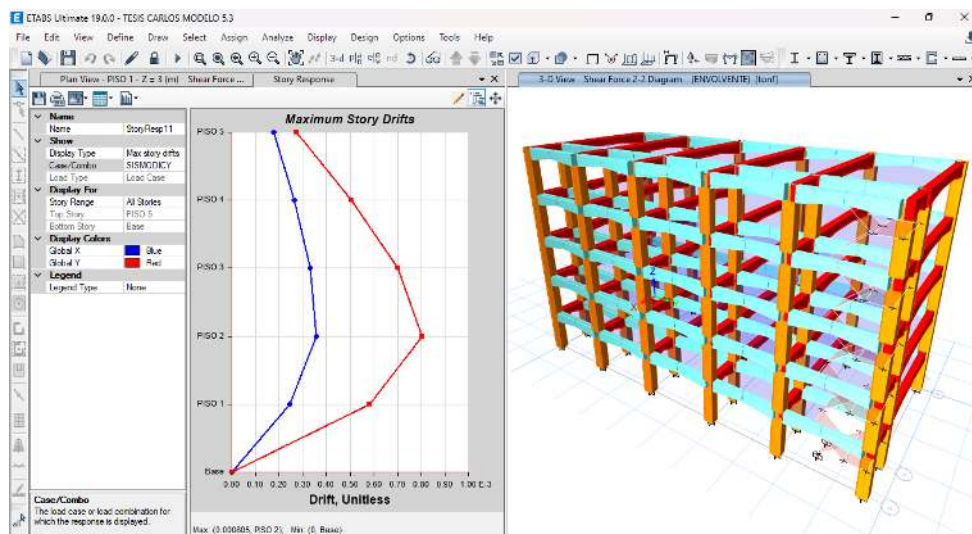
Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

Caso 6: viga con sección variable $L_v=3.0$ m

Para el caso 6 se deberá tener en cuenta que se está analizaría la edificación con vigas de sección variable de 30×70 cm² a 30×45 cm² para el eje X-X y viga de 30×80 cm² a 30×50 cm² para el eje Y-Y, los demás elementos estructurales presentaran dimensiones iguales en todos los casos.

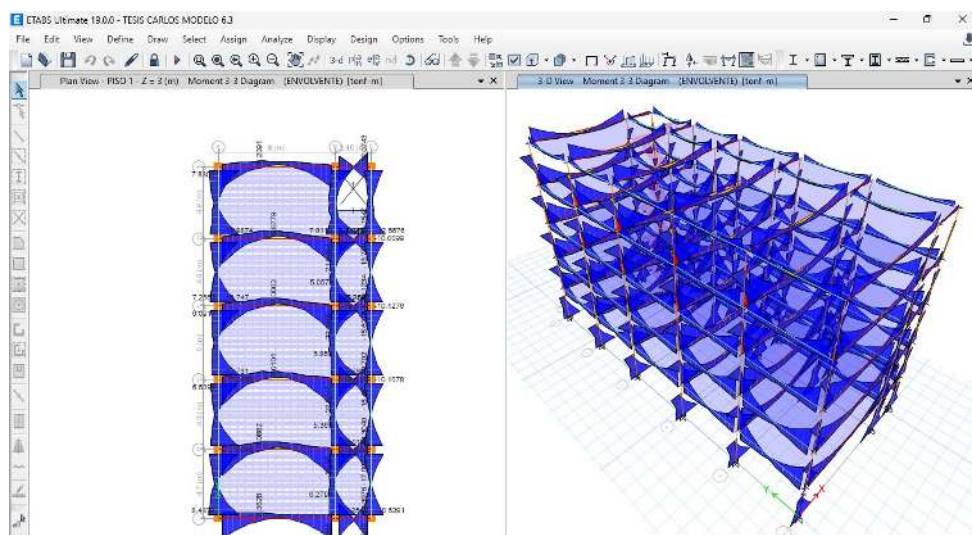
Figura 161
Caso 6 vista en planta y 3D de la edificación



Fuente: Elaboración propia.

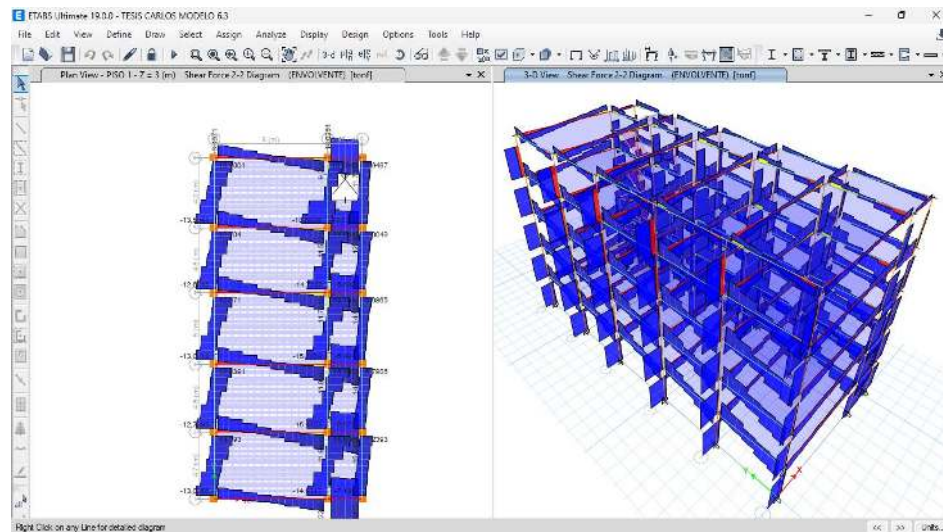
También podemos pedir al programa ETABS distintos resultados como los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 162
Resultados de los momentos del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Figura 163
Resultados de las fuerzas cortantes del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Después de analizar el modelo, puede hacer que el programa calcule automáticamente el período de las oscilaciones que actúan en cada nodo. Necesitamos extraer estos datos por medio de tablas como se muestra en la siguiente tabla, siendo un total de 15 modos ya que se considera 3 nodos por cada nivel.

Tabla 132
Periodos según cada nodo de la estructura del caso 6

Case	Modo	Período sec
Modal	1	0.455
Modal	2	0.446
Modal	3	0.382
Modal	4	0.143
Modal	5	0.141
Modal	6	0.12
Modal	7	0.081
Modal	8	0.078
Modal	9	0.063
Modal	10	0.055
Modal	11	0.053
Modal	12	0.045
Modal	13	0.04
Modal	14	0.025
Modal	15	0.014

Fuente: Elaboración propia.

De esta tabla se observa que el mayor periodo se registra en el eje Y-Y y el segundo periodo se registra en el eje X-X, los cuales actúan en los nodos 1 y 2 respectivamente, notamos que los periodos resultantes son cortos y no superan los 0.5 seg.

Tabla 133

Periodo fundamental de vibración de la estructura del caso 6

Periodo fundamental	T _x	T _y
	0.446	0.455

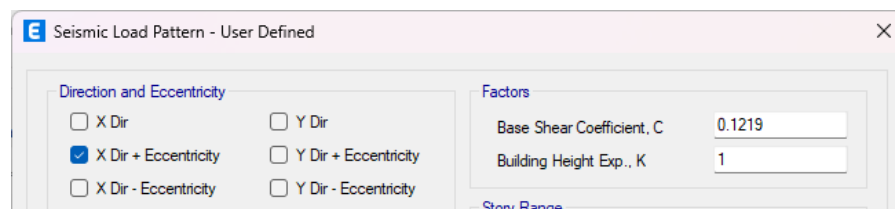
Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos de los periodos de vibración en el primer caso los periodos son menores a 0.5 seg, por lo que podemos concluir que no presenta distorsiones muy representativas, el siguiente paso que realizaremos será el análisis estático para posteriormente corregir el factor escala.

Para ello definiremos los casos de sismo estático tanto para el eje X-X y el eje Y-Y como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 164

Parámetros de sismo estático en X-X del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Figura 165

Parámetros de sismo estático en Y-Y del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Posterior se volverá analizar el modelo, y se extraerá ambos casos de sismo tanto para el sismo dinámico como el estático y se hará la corrección de escala.

Tabla 134

Fuerza cortante en el primer nivel - sismo dinámico del caso 6

Fuerza cortante por sismo dinámico	X-X	Y-Y
	132.77 tn	127.81 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 135

Fuerza cortante en el primer nivel - sismo estático del caso 6

Fuerza cortante por sismo estático	X-X	Y-Y
	162.71 tn	156.49 tn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 136

Corrección de factor escala del caso 6

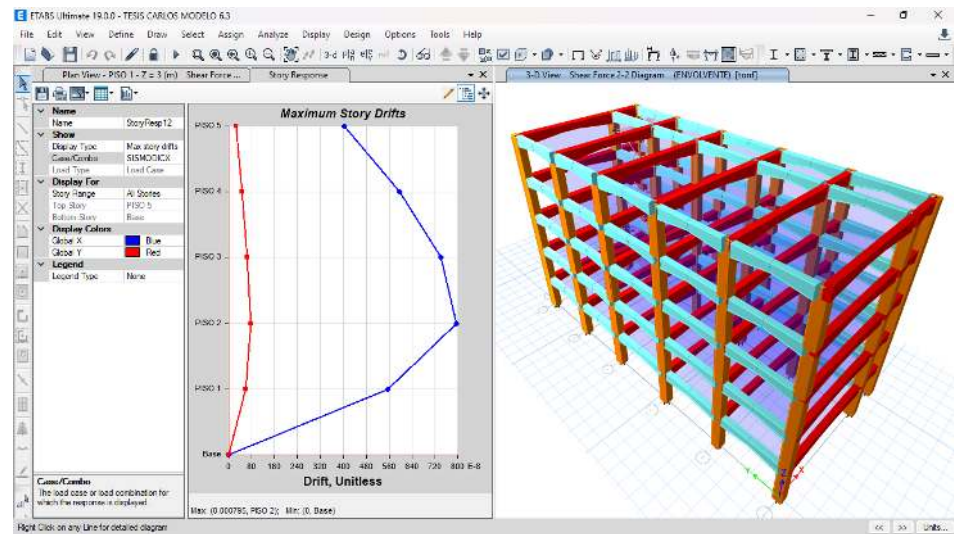
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor ESCALAR
X-X	9.81	0.98	9.7
Y-Y	9.81	0.98	9.7

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que los nuevos factores son menores a 1 por lo que no será necesario realizar la corrección de escala.

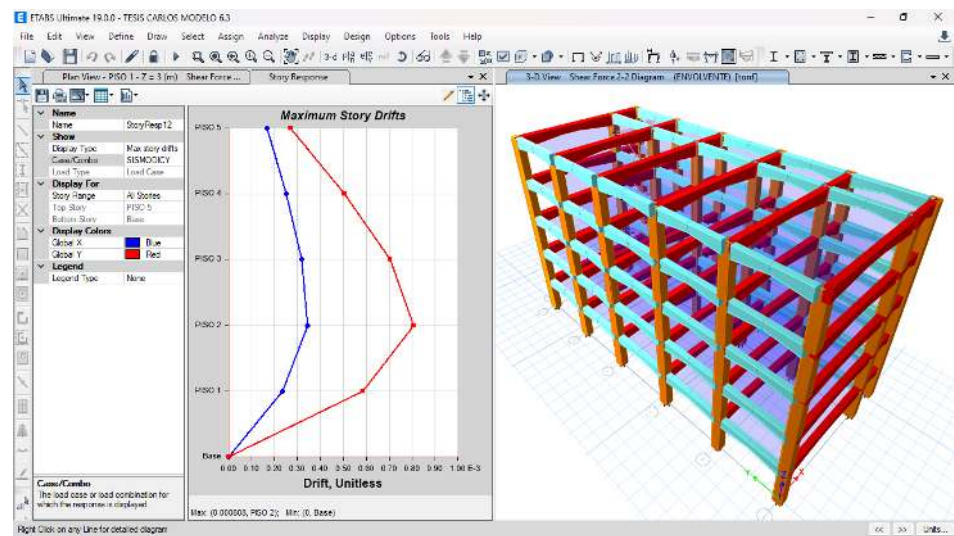
Finalmente comprobaremos las distorsiones presentes en la estructura debido a este sistema estructural, para ello se estimará un movimiento sísmico de gran magnitud; de modo que el desplazamiento de nuestra estructura no debe sobrepasar el valor de 0.007 que es para el caso de pórticos de concreto armado.

Figura 166
Deriva máxima elástica de entrepiso X-X del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Figura 167
Deriva máxima elástica de entrepiso Y-Y del caso 6



Fuente: Elaboración propia.

Según las anteriores imágenes podemos ver que el programa nos brinda las derivas elásticas respectivas de cada dirección, de modo que para poder hallar el desplazamiento o deriva inelástica de la estructura debemos multiplicar coeficiente de desplazamiento lateral, la máxima deriva por piso y el coeficiente de reducción sísmica.

Tabla 137
Deriva máxima inelástica de piso del caso 6

Deriva X-X	0.0048
Deriva Y-Y	0.0048

Fuente: Elaboración propia.

Vemos que las derivas en cada dirección cumplen con las normas E030 para el sistema estructural de pórticos, así que el análisis dinámico es correcto.

4.4 Análisis del comportamiento estructural

Una vez realizado el análisis dinámico y estático de todos los casos planteados para la tesis, ahora realizaremos comparativas de los resultados obtenidos mediante el software ETABS, y se evaluará cuál de estos presenta mejores comportamientos sismorresistentes para cada estructura comercial.

Periodo de vibración natural:

Se realizó un resumen del periodo de vibración natural de la estructura de todos los casos tanto para la vibración en X-X como en Y-Y y se también una gráfica para ver su comportamiento.

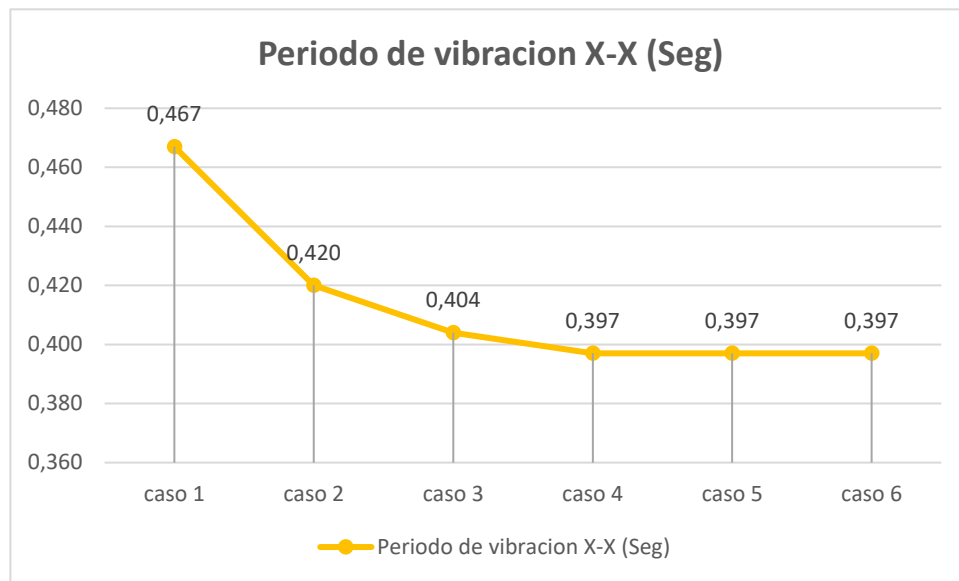
Tabla 138
Resumen del periodo de vibración del eje X de la estructura 1

Caso	descripción	Periodo de vibración natural (Seg)	% de Variación en referencia al Caso 1
caso 1	VSCP (30X60cm) y VSCS(30X50cm)	0.467	0.00%
caso 2	VSVP(Lv=1.00m) y VSVS(LV=1.00m)	0.420	10.06%
caso 3	VSVP(Lv=1.50m) y VSVS(LV=1.50m)	0.404	13.49%
caso 4	VSVP(Lv=2.00m) y VSVS(LV=2.00m)	0.397	14.99%
caso 5	VSVP(Lv=2.50m) y VSVS(LV=2.50m)	0.397	14.99%
caso 6	VSVP(Lv=3.00m) y VSVS(LV=3.00m)	0.397	14.99%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 168

Grafica del periodo de vibración del eje X de la estructura 1



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 139

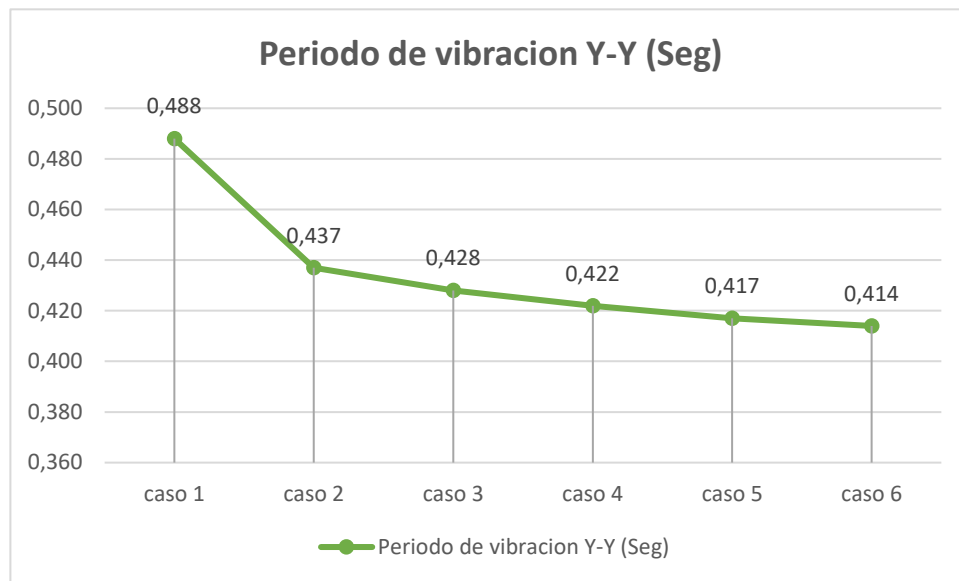
Resumen del periodo de vibración del eje Y de la estructura 1

Caso	descripción	Periodo de vibración natural (Seg)	% de Variación en referencia al Caso 1
caso 1	VSCP (30X60cm) y VSCS(30X50cm)	0.488	0.00%
caso 2	VSVP(Lv=1.00m) y VSVS(LV=1.00m)	0.437	10.45%
caso 3	VSVP(Lv=1.50m) y VSVS(LV=1.50m)	0.428	12.30%
caso 4	VSVP(Lv=2.00m) y VSVS(LV=2.00m)	0.422	13.52%
caso 5	VSVP(Lv=2.50m) y VSVS(LV=2.50m)	0.417	14.55%
caso 6	VSVP(Lv=3.00m) y VSVS(LV=3.00m)	0.414	15.16%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 169

Grafica del periodo de vibración del eje Y de la estructura 1



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 140

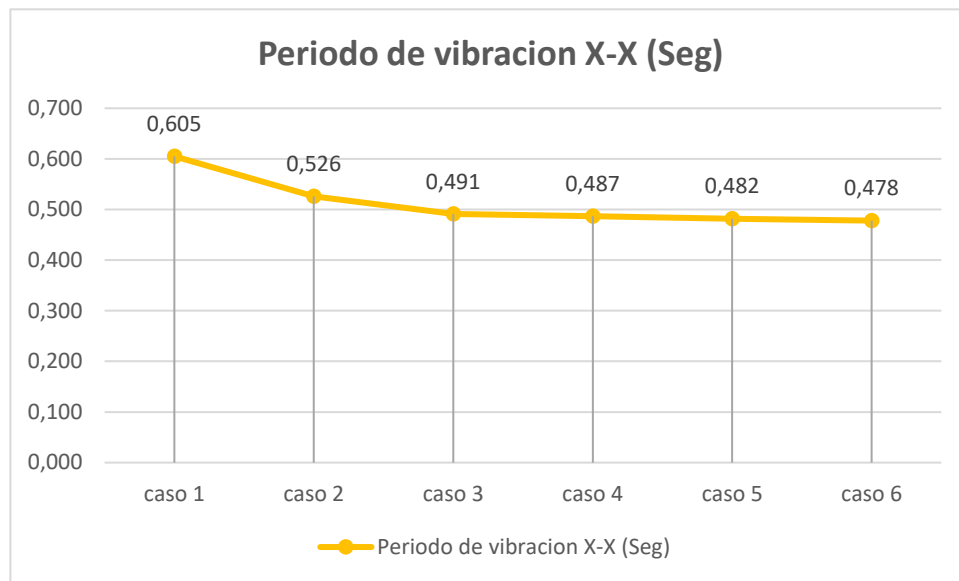
Resumen del periodo de vibración del eje X de la estructura 2

Caso	descripción	Periodo de vibración natural (Seg)	% de Variación en referencia al Caso 1
caso 1	VSCP (30X60cm) y VSCS(30X50cm)	0.605	0.00%
caso 2	VSVP(Lv=1.00m) y VSVS(LV=1.00m)	0.526	13.06%
caso 3	VSVP(Lv=1.50m) y VSVS(LV=1.50m)	0.491	18.84%
caso 4	VSVP(Lv=2.00m) y VSVS(LV=2.00m)	0.487	19.50%
caso 5	VSVP(Lv=2.50m) y VSVS(LV=2.50m)	0.482	20.33%
caso 6	VSVP(Lv=3.00m) y VSVS(LV=3.00m)	0.478	20.99%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 170

Grafica del periodo de vibración del eje X de la estructura 2



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 141

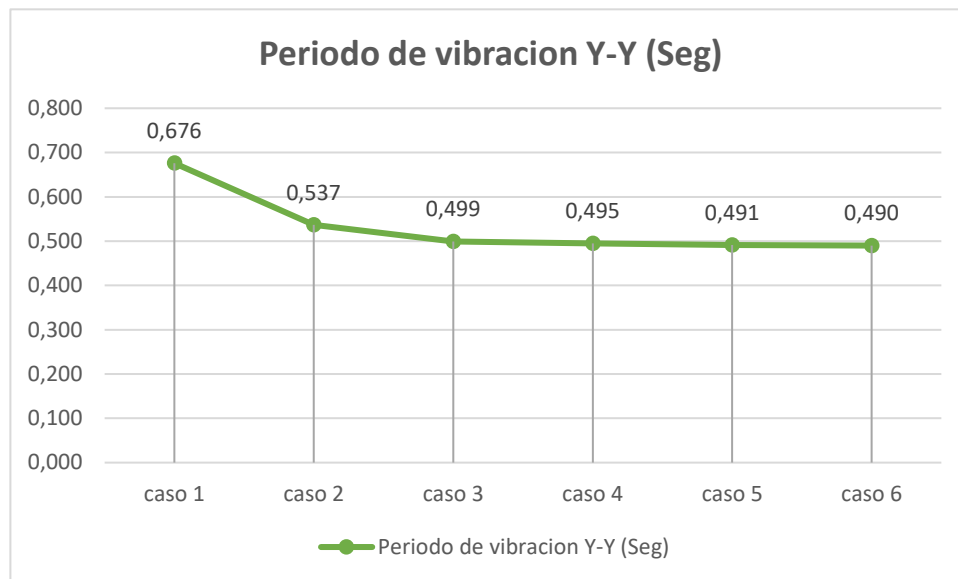
Resumen del periodo de vibración del eje Y de la estructura 2

Caso	descripción	Periodo de vibración natural (Seg)	% de Variación en referencia al Caso 1
caso 1	VSCP (30X60cm) y VSCS(30X50cm)	0.676	0.00%
caso 2	VSVP(Lv=1.00m) y VSVS(LV=1.00m)	0.537	20.56%
caso 3	VSVP(Lv=1.50m) y VSVS(LV=1.50m)	0.499	26.18%
caso 4	VSVP(Lv=2.00m) y VSVS(LV=2.00m)	0.495	26.78%
caso 5	VSVP(Lv=2.50m) y VSVS(LV=2.50m)	0.491	27.37%
caso 6	VSVP(Lv=3.00m) y VSVS(LV=3.00m)	0.490	27.51%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 171

Grafica del periodo de vibración del eje Y de la estructura 2



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 142

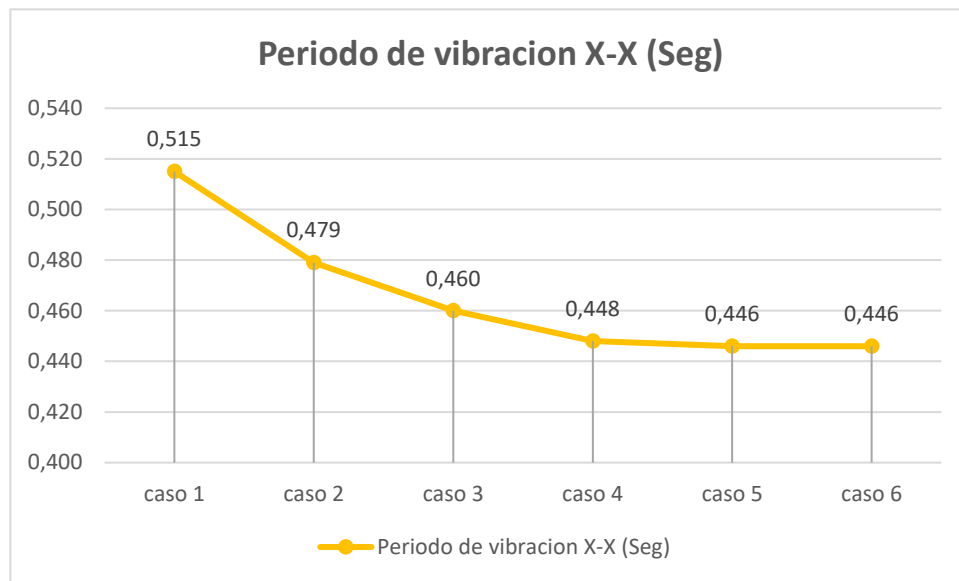
Resumen del periodo de vibración del eje X de la estructura 3

Caso	descripción	Periodo de vibración natural (Seg)	% de Variación en referencia al Caso 1
caso 1	VSCP (30X60cm) y VSCS(30X50cm)	0.515	0.00%
caso 2	VSVP(Lv=1.00m) y VSVS(LV=1.00m)	0.479	6.99%
caso 3	VSVP(Lv=1.50m) y VSVS(LV=1.50m)	0.460	10.68%
caso 4	VSVP(Lv=2.00m) y VSVS(LV=2.00m)	0.448	13.01%
caso 5	VSVP(Lv=2.50m) y VSVS(LV=2.50m)	0.446	13.40%
caso 6	VSVP(Lv=3.00m) y VSVS(LV=3.00m)	0.446	13.40%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 172

Grafica del periodo de vibración del eje X de la estructura 3



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 143

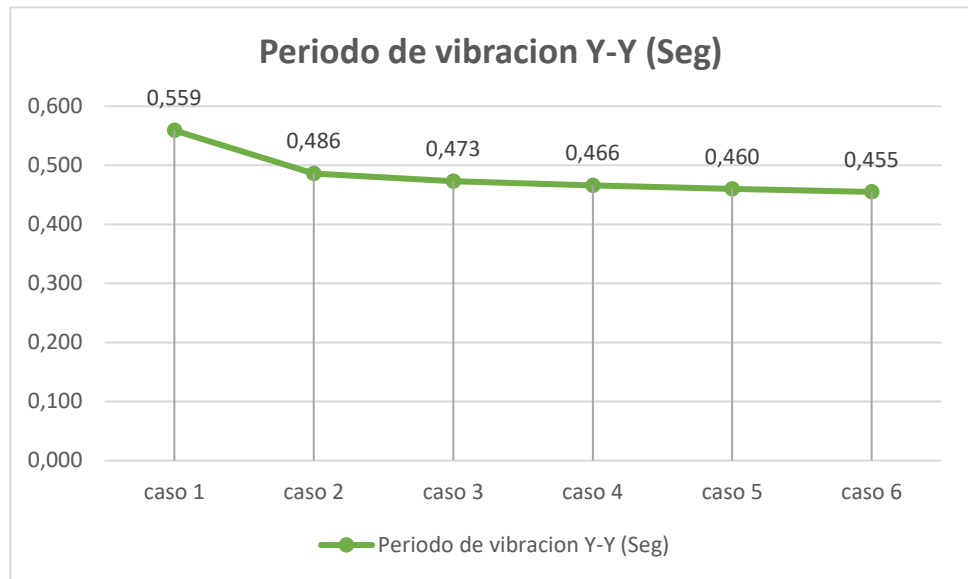
Resumen del periodo de vibración del eje Y de la estructura 3

Caso	descripción	Periodo de vibración natural (Seg)	% de Variación en referencia al Caso 1
caso 1	VSCP (30X60cm) y VSCS(30X50cm)	0.559	0.00%
caso 2	VSVP(Lv=1.00m) y VSVS(LV=1.00m)	0.486	13.06%
caso 3	VSVP(Lv=1.50m) y VSVS(LV=1.50m)	0.473	15.38%
caso 4	VSVP(Lv=2.00m) y VSVS(LV=2.00m)	0.466	16.64%
caso 5	VSVP(Lv=2.50m) y VSVS(LV=2.50m)	0.460	17.71%
caso 6	VSVP(Lv=3.00m) y VSVS(LV=3.00m)	0.455	18.60%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 173

Grafica del periodo de vibración del eje Y de la estructura 3



Fuente: Elaboración propia.

Analizando los periodos de vibración vemos que:

- a) El periodo de la estructura 1 se reduce hasta un 14.99% en la dirección X-X con respecto a una viga de sección constante.
- b) El periodo de la estructura 1 se reduce hasta un 15.16% en la dirección Y-Y con respecto a una viga de sección constante.
- c) El periodo de la estructura 2 se reduce hasta un 20.99% en la dirección X-X con respecto a una viga de sección constante.
- d) El periodo de la estructura 2 se reduce hasta un 27.51% en la dirección Y-Y con respecto a una viga de sección constante.
- e) El periodo de la estructura 3 se reduce hasta un 13.40% en la dirección X-X con respecto a una viga de sección constante.
- f) El periodo de la estructura 3 se reduce hasta un 18.60% en la dirección Y-Y con respecto a una viga de sección constante.

Esfuerzos internos máximos (fuerza cortante y momento flector):

Se realizó un resumen de los esfuerzos internos máximos (fuerza cortante y momento flector) de las 3 estructuras y todos los casos tanto para la dirección de X-X como en Y-Y.

Tabla 144

Resumen del esfuerzo cortante para el eje X-X de la edificación 1

Esfuerzo Cortante pórtico principal X-X (eje B)						
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
nivel	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf
5	-5.7303	-5.64	-5.76	-5.87	-5.97	-6.07
4	-11.2724	-11.06	-11.08	-11.23	-11.37	-11.49
3	-11.6435	-11.34	-11.52	-11.71	-11.89	-12.04
2	-11.8505	-11.44	-11.64	-11.86	-12.05	-12.21
1	-11.65	-11.27	-11.44	-11.65	-11.83	-11.99

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 145

Resumen del esfuerzo cortante para el eje Y-Y de la edificación 1

Esfuerzo Cortante pórtico secundario Y-Y (eje 2-2)						
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
nivel	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf
5	-5.71	-5.8	-5.97	-6.09	-6.26	-6.32
4	-12.89	-12.98	-13.37	-13.63	-14.02	-14.15
3	-13.3	-13.46	-13.86	-14.13	-14.54	-14.67
2	-13.86	-14.07	-14.49	-14.77	-15.20	-15.34
1	-13.67	-13.91	-14.33	-14.61	-15.02	-15.16

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 146
Resumen del momento flector para el eje X-X de la edificación 1

Momento flector pórtico principal X-X (eje B-B)														Variación respecto al caso 1	
nivel	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6				
	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)			
5	9.62	-16.54	6.52	-11.51	6.21	-11.01	6.61	-11.66	6.80	-11.97	6.96	-12.22	35.43%	33.43%	
4	19.24	-31.38	12.68	-20.97	12.02	-19.93	12.87	-21.29	13.27	-21.91	13.59	-22.43	37.53%	36.48%	
3	18.94	-35.06	11.77	-22.72	11.06	-21.48	11.99	-23.09	12.42	-23.83	12.78	-24.45	41.61%	38.72%	
2	18.86	-36.68	11.38	-23.06	10.63	-21.70	11.60	-23.47	12.05	-24.29	12.43	-24.97	43.63%	40.83%	
1	19.64	-35.1	11.42	-21.52	10.60	-20.16	11.67	-21.93	12.16	-22.74	12.57	-23.42	46.05%	42.56%	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 147
Resumen del momento flector para el eje Y-Y de la edificación 1

Momento flector pórtico secundario Y-Y (eje 2-2)														Variación respecto al caso 1	
nivel	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6				
	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)			
5	5.12	-10.2	3.52	-7.10	3.36	-6.79	3.57	-7.19	3.67	-7.38	3.75	-7.53	31.21%	30.39%	
4	11.78	-21.14	7.88	-14.13	7.49	-13.43	8.00	-14.34	8.23	-14.76	8.42	-15.11	33.12%	33.16%	
3	12.14	-24.32	7.98	-15.76	7.57	-14.90	8.11	-16.02	8.36	-16.53	8.57	-16.96	34.23%	35.20%	
2	12.92	-26.94	8.39	-16.94	7.94	-15.94	8.53	-17.24	8.80	-17.84	9.02	-18.34	35.06%	37.12%	
1	13.46	-27.6	8.62	-16.92	8.14	-15.85	8.76	-17.24	9.06	-17.88	9.30	-18.42	35.96%	38.69%	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 148
Resumen del esfuerzo cortante para el eje X-X de la edificación 2

Esfuerzo Cortante pórtico principal X-X (eje 2-2)						
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
nivel	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf
5	-5.23	-5.4915	-5.18	-5.71	-5.88	-5.93
4	-9.7	-10.185	-9.60	-10.59	-10.90	-11.00
3	-10.45	-10.9725	-10.35	-11.41	-11.74	-11.85
2	-10.89	-11.4345	-10.78	-11.89	-12.23	-12.35
1	-10.56	-11.088	-10.45	-11.53	-11.86	-11.98

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 149

Resumen del esfuerzo cortante para el eje Y-Y de la edificación 2

Esfuerzo Cortante pórtico secundario Y-Y (eje B-B)						
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
nivel	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf
5	-10.74	-11.06	-10.84	-11.62	-11.95	-12.06
4	-25.22	-25.98	-25.46	-27.28	-28.05	-28.31
3	-25.24	-26.00	-25.48	-27.30	-28.08	-28.34
2	-25.28	-26.04	-25.52	-27.34	-28.12	-28.38
1	-25.36	-26.12	-25.60	-27.43	-28.21	-28.47

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 150

Resumen del momento flector para el eje X-X de la edificación 2

Momento flector pórtico principal X-X (eje 2-2)														
	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6		Variación respecto al caso 1	
nivel	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)		
5	9.8	-14.26	6.55	-9.50	6.22	-9.02	6.64	-9.64	6.84	-9.93	7.00	-10.17	36.53%	36.73%
4	18.7	-28	12.33	-18.44	11.69	-17.48	12.52	-18.72	12.90	-19.30	13.22	-19.77	37.49%	37.58%
3	18.46	-33.52	11.88	-21.49	11.22	-20.28	12.08	-21.85	12.47	-22.57	12.80	-23.17	39.19%	39.49%
2	19.18	-36.82	12.15	-23.19	11.45	-21.83	12.36	-23.60	12.78	-24.42	13.13	-25.10	40.33%	40.72%
1	19.66	-36.28	12.35	-22.61	11.62	-21.24	12.57	-23.02	13.01	-23.84	13.38	-24.52	40.88%	41.46%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 151
Resumen del momento flector para el eje Y-Y de la edificación 2

Momento flector pórtico secundario Y-Y (eje B-B)														Variación respecto al caso 1	
nivel	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6				
	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)			
5	16.5	-23.68	10.76	-14.64	10.18	-13.74	10.93	-14.91	11.27	-15.46	11.56	-15.91	38.29%	41.98%	
4	37.94	-54.76	24.42	-33.40	23.07	-31.26	24.82	-34.04	25.64	-35.32	26.31	-36.39	39.20%	42.91%	
3	37.82	-56.14	24.21	-34.14	22.85	-31.94	24.62	-34.80	25.44	-36.12	26.12	-37.22	39.58%	43.11%	
2	37.82	-58.36	24.13	-35.05	22.76	-32.72	24.54	-35.75	25.36	-37.15	26.05	-38.31	39.81%	43.93%	
1	38.18	-56.58	24.14	-33.86	22.74	-31.59	24.56	-34.54	25.40	-35.91	26.11	-37.04	40.45%	44.17%	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 152
Resumen del esfuerzo cortante para el eje X-X de la edificación 3

Esfuerzo Cortante pórtico principal X-X (eje 3-3)						
nivel	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf
5	-6.67	-6.87	-6.80	-7.14	-7.35	-7.42
4	-11.83	-12.18	-12.07	-12.67	-13.04	-13.16
3	-11.95	-12.31	-12.19	-12.80	-13.17	-13.29
2	-12	-12.36	-12.24	-12.85	-13.23	-13.35
1	-11.49	-11.83	-11.72	-12.31	-12.66	-12.78

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 153
Resumen del esfuerzo cortante para el eje Y-Y de la edificación 3

Esfuerzo Cortante pórtico secundario Y-Y (eje B-B)						
nivel	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf
5	-6.37	-6.56	-6.82	-6.89	-7.09	-7.15
4	-14.33	-14.76	-15.35	-15.50	-15.94	-16.09
3	-14.54	-14.98	-15.58	-15.73	-16.17	-16.32
2	-15.19	-15.65	-16.27	-16.43	-16.90	-17.05
1	-15.14	-15.59	-16.22	-16.37	-16.84	-17.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 154
Resumen del momento flector para el eje X-X de la edificación 3

Momento flector pórtico principal X-X (eje 3-3)														
	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6		Variación respecto al caso 1	
nivel	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)		
5	10.78	-21.24	7.67	-15.49	7.36	-14.92	7.76	-15.67	7.95	-16.01	8.10	-16.30	31.76%	29.76%
4	21.36	-36.7	14.79	-25.76	14.13	-24.66	14.98	-26.08	15.38	-26.74	15.71	-27.29	33.86%	32.80%
3	21.06	-38.34	13.80	-26.12	13.07	-24.90	14.01	-26.49	14.45	-27.22	14.81	-27.83	37.94%	35.05%
2	20.98	-40.04	13.36	-26.51	12.60	-25.16	13.59	-26.92	14.05	-27.73	14.43	-28.41	39.95%	37.16%
1	21.42	-36.46	13.17	-23.57	12.76	-22.28	13.42	-23.96	13.91	-24.73	14.32	-25.38	40.45%	38.89%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 155
Resumen del momento flector para el eje Y-Y de la edificación 3

Momento flector pórtico secundario Y-Y (eje B-B)														
	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6		Variación respecto al caso 1	
nivel	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)		
5	6.1	-12.48	4.11	-8.52	3.91	-8.12	4.17	-8.64	4.29	-8.87	4.39	-9.07	35.84%	34.94%
4	14.18	-26.78	9.29	-17.53	8.80	-16.61	9.44	-17.81	9.73	-18.37	9.97	-18.83	37.94%	37.98%
3	14.26	-30.8	9.18	-19.54	8.68	-18.41	9.34	-19.87	9.64	-20.55	9.89	-21.11	39.16%	40.23%
2	14.88	-33.5	9.46	-20.61	8.92	-19.32	9.62	-20.99	9.95	-21.77	10.22	-22.41	40.07%	42.34%
1	14.74	-32.56	9.24	-19.52	8.69	-18.21	9.40	-19.91	9.73	-20.69	10.01	-21.34	41.06%	44.07%

Fuente: Elaboración propia.

Analizando el esfuerzo de cortante por piso vemos que:

- El esfuerzo de cortante en la dirección X-X de la estructura 1 tiene un mínimo en el caso 2 y va incrementándose en los demás casos de manera progresiva.

- b) El esfuerzo de cortante en la dirección Y-Y de la estructura 1 tiene un mínimo en el caso 1 y va incrementándose en los demás casos de manera progresiva.
- c) El esfuerzo de cortante en la dirección X-X de la estructura 2 tiene un mínimo en el caso 3 y va incrementándose en los demás casos de manera progresiva.
- d) El esfuerzo de cortante en la dirección Y-Y de la estructura 2 tiene un mínimo en el caso 1 y 3 y va incrementándose en los demás casos de manera progresiva.
- e) El esfuerzo de cortante en la dirección X-X de la estructura 3 tiene un mínimo en el caso 1 y va incrementándose en los demás casos de manera progresiva.
- f) El esfuerzo de cortante en la dirección Y-Y de la estructura 3 tiene un mínimo en el caso 1 y va incrementándose en los demás casos de manera progresiva.

Analizando los momentos flectores por piso vemos que:

- a) El momento flector positivo y negativo de la edificación 1 para el pórtico principal X-X (eje B-B), el caso 3 posee menores momentos respecto al caso 1.
- b) El momento flector positivo y negativo de la edificación 1 para el pórtico secundario Y-Y (eje 2-2), el caso 3 posee menores momentos respecto al caso 1.
- c) El momento flector positivo y negativo de la edificación 2 para el pórtico principal X-X (eje 2-2), el caso 3 posee menores momentos respecto al caso 1.
- d) El momento flector positivo y negativo de la edificación 2 para el pórtico secundario Y-Y (eje B-B), el caso 3 posee menores momentos respecto al caso 1.

- e) El momento flector positivo y negativo de la edificación 3 para el pórtico principal X-X (eje 3-3), el caso 3 posee menores momentos respecto al caso 1.
- f) El momento flector positivo y negativo de la edificación 3 para el pórtico secundario Y-Y (eje B-B), el caso 3 posee menores momentos respecto al caso 1.

Desplazamiento lateral por sismo:

Se realizó un resumen del desplazamiento lateral por sismo de la estructura de todos los casos tanto para el sismo en la dirección de X-X como en Y-Y y se también una gráfica para ver su comportamiento.

Tabla 156

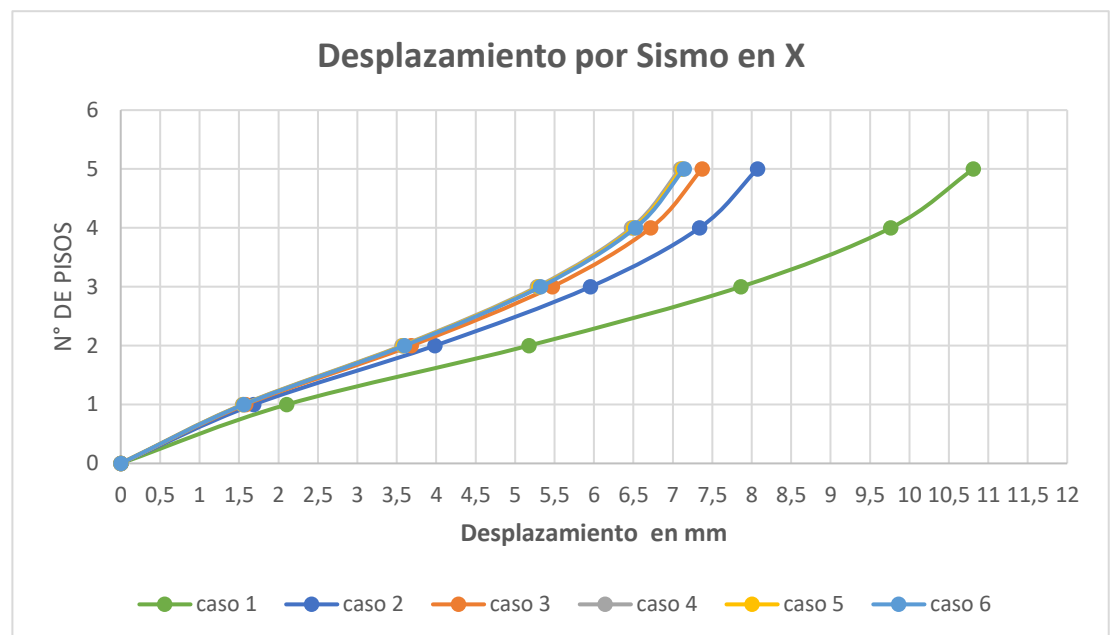
Resumen de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 1

sismo en x						
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
nivel	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
5	10.81	8.073	7.37	7.093	7.119	7.144
4	9.763	7.339	6.719	6.475	6.501	6.525
3	7.861	5.956	5.47	5.28	5.303	5.323
2	5.174	3.983	3.681	3.564	3.581	3.596
1	2.105	1.685	1.583	1.544	1.553	1.56

Fuente: Elaboración propia.

Figura 174

Gráfica de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 1



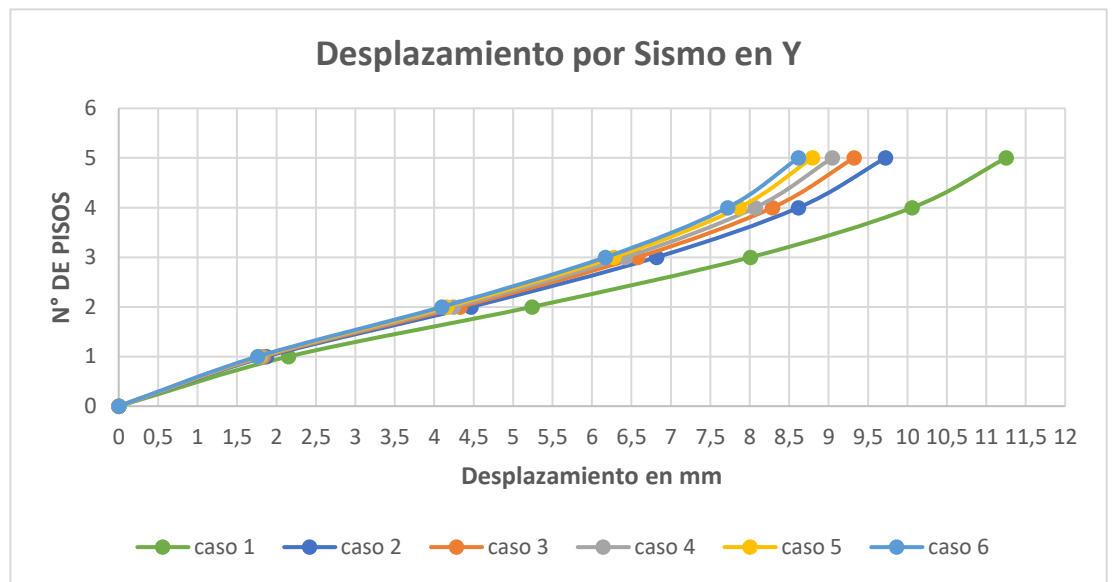
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 157
Resumen de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 1

	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
nivel	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
5	11.251	9.722	9.322	9.046	8.795	8.617
4	10.059	8.618	8.289	8.068	7.864	7.719
3	8.009	6.818	6.578	6.423	6.276	6.171
2	5.239	4.465	4.329	4.243	4.158	4.097
1	2.153	1.872	1.832	1.808	1.78	1.761

Fuente: Elaboración propia.

Figura 175
Grafica de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 1



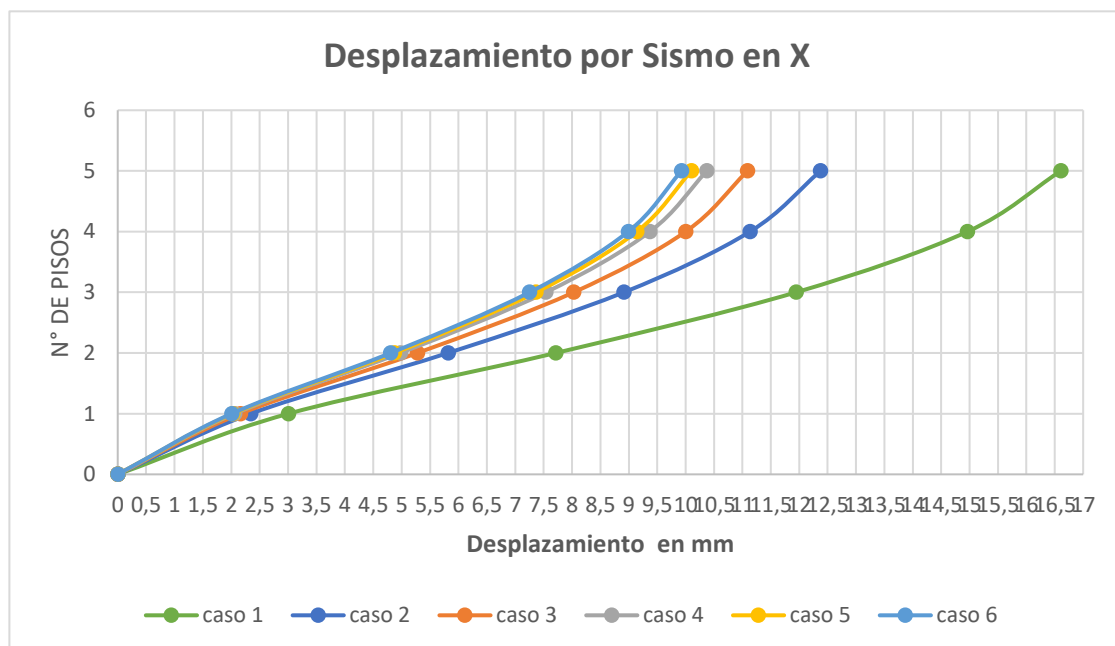
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 158
Resumen de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 2

	sismo en x					
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
nivel	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
5	16.606	12.376	11.091	10.374	10.103	9.928
4	14.962	11.134	10.001	9.371	9.14	8.99
3	11.945	8.913	8.03	7.54	7.364	7.251
2	7.714	5.816	5.277	4.978	4.873	4.806
1	3.008	2.343	2.161	2.06	2.027	2.005

Fuente: Elaboración propia.

Figura 176
 Gráfica de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 2



Fuente: Elaboración propia.

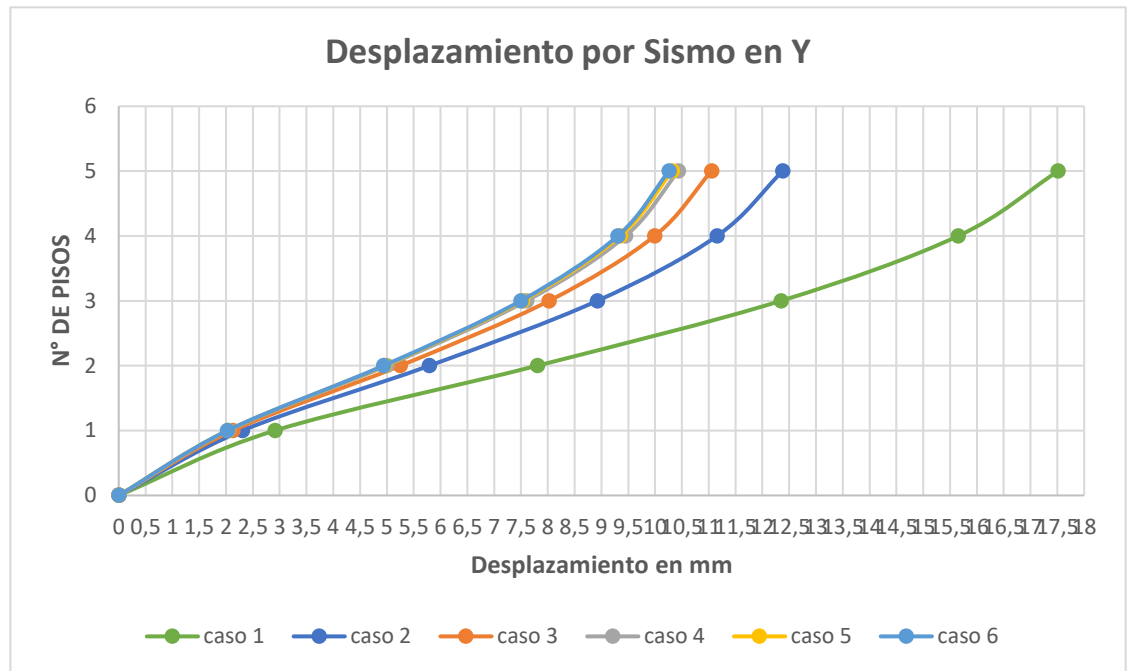
Tabla 159
 Resumen de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 2

	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
nivel	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
5	17.514	12.377	11.052	10.436	10.318	10.26
4	15.651	11.155	9.992	9.45	9.351	9.303
3	12.347	8.922	8.023	7.603	7.529	7.495
2	7.805	5.793	5.25	4.996	4.954	4.936
1	2.912	2.307	2.128	2.045	2.032	2.027

Fuente: Elaboración propia.

Figura 177

Grafica de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 2



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 160

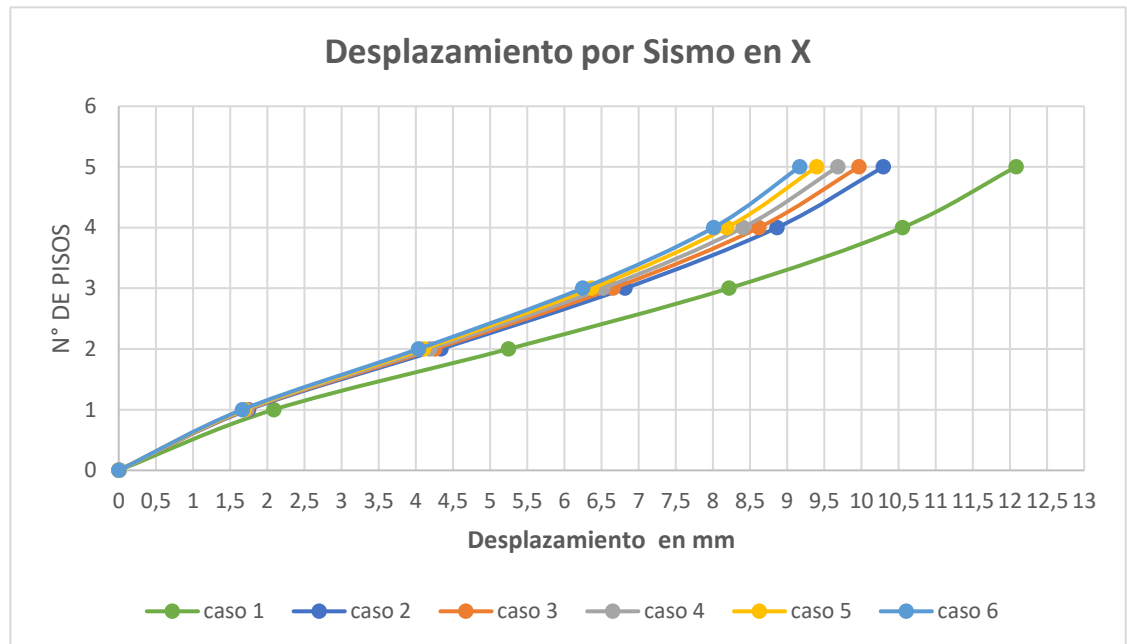
Resumen de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 3

	sismo en x					
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
nivel	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
5	12.081	10.295	9.965	9.681	9.397	9.17
4	10.552	8.864	8.619	8.406	8.187	8.008
3	8.216	6.817	6.658	6.519	6.369	6.245
2	5.248	4.335	4.255	4.185	4.104	4.035
1	2.086	1.747	1.727	1.709	1.685	1.663

Fuente: Elaboración propia.

Figura 178

Gráfica de desplazamiento lateral por sismo en X-X de la edificación 3



Fuente: Elaboración propia.

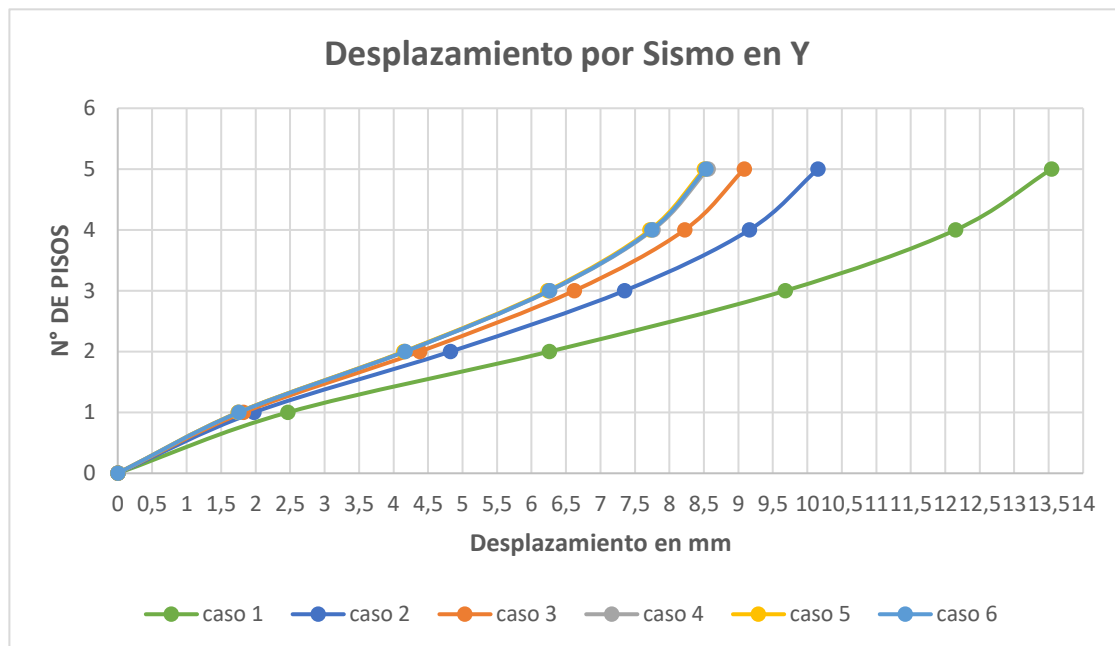
Tabla 161

Resumen de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 3

	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
nivel	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
5	13.541	10.154	9.085	8.559	8.506	8.529
4	12.15	9.159	8.221	7.76	7.718	7.743
3	9.679	7.348	6.62	6.263	6.235	6.257
2	6.258	4.825	4.379	4.16	4.146	4.163
1	2.465	1.974	1.822	1.748	1.746	1.754

Fuente: Elaboración propia.

Figura 179
 Gráfica de desplazamiento lateral por sismo en Y-Y de la edificación 3



Fuente: Elaboración propia.

Analizando las tablas de desplazamiento lateral por sismos de cada caso se observa que:

- a) El desplazamiento lateral por el sismo X-X de la estructura 1 tiene un valor mínimo en el caso 4 y va incrementándose en los demás casos de manera progresiva.
- b) El desplazamiento lateral por el sismo Y-Y de la estructura 1 tiene un valor mínimo en el caso 6 y va incrementándose en los demás casos de manera progresiva en los demás casos y siendo el caso 1 el de mayor desplazamiento lateral.
- c) El desplazamiento lateral por el sismo X-X y Y-Y de la estructura 2 tiene un valor mínimo en el caso 6 y va incrementándose en los demás casos de manera progresiva en los demás casos y siendo el caso 1 el de mayor desplazamiento lateral.
- d) El desplazamiento lateral por el sismo X-X de la estructura 3 tiene un valor mínimo en el caso 6 y va incrementándose en los demás casos de manera progresiva en los demás casos y siendo el caso 1 el de mayor desplazamiento lateral.

- e) El desplazamiento lateral por el sismo Y-Y de la estructura 3 tiene un valor mínimo en el caso 5 y va incrementándose en los demás casos de manera progresiva en los demás casos y siendo el caso 1 el de mayor desplazamiento lateral.

Distorsiones de entrepiso o deriva:

Se realizó un resumen de las distorsiones de entrepiso o deriva por sismo de la estructura de todos los casos tanto para el sismo en la dirección de X-X como en Y-Y y se también una gráfica para ver su comportamiento.

Tabla 162

Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 1

nivel	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
5	0.0024	0.0017	0.0015	0.0014	0.0014	0.0014
4	0.0042	0.0031	0.0028	0.0027	0.0027	0.0027
3	0.0059	0.0043	0.0039	0.0038	0.0038	0.0038
2	0.0067	0.0050	0.0046	0.0044	0.0044	0.0044
1	0.0046	0.0037	0.0035	0.0034	0.0034	0.0034

Fuente: Elaboración propia.

Figura 180

Gráfica de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 1



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 163

Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en Y-Y de la edificación 1

nivel	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
5	0.0027	0.0025	0.0023	0.0022	0.0021	0.0020
4	0.0045	0.0040	0.0038	0.0036	0.0035	0.0034
3	0.0061	0.0052	0.0049	0.0048	0.0047	0.0046
2	0.0067	0.0057	0.0055	0.0053	0.0052	0.0051
1	0.0047	0.0041	0.0040	0.0039	0.0039	0.0038

Fuente: Elaboración propia.

Figura 181

Grafica de distorsiones de entrepiso por sismo en Y-Y de la edificación 1



Fuente: Elaboración propia.

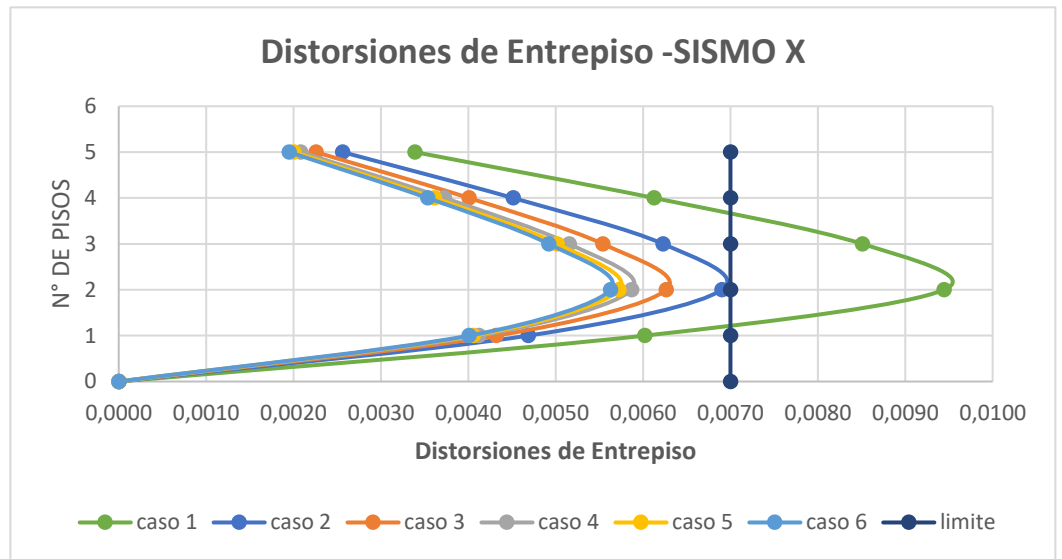
Tabla 164

Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 2

nivel	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
5	0.0034	0.0026	0.0023	0.0021	0.0020	0.0020
4	0.0061	0.0045	0.0040	0.0037	0.0036	0.0035
3	0.0085	0.0062	0.0055	0.0052	0.0050	0.0049
2	0.0094	0.0069	0.0063	0.0059	0.0057	0.0056
1	0.0060	0.0047	0.0043	0.0041	0.0041	0.0040

Fuente: Elaboración propia.

Figura 182
 Grafica de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 2



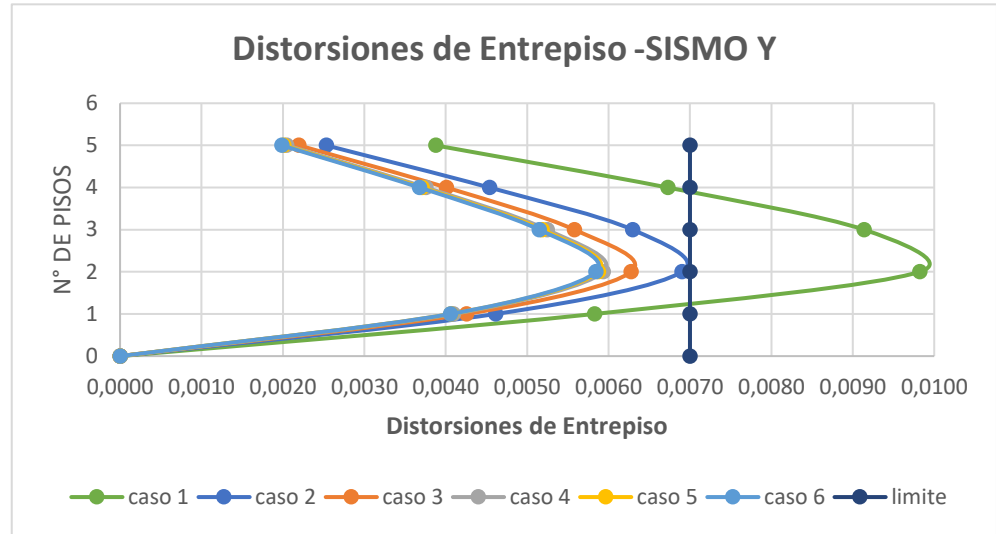
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 165
 Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en Y-Y de la edificación 2

nivel	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
5	0.0039	0.0025	0.0022	0.0020	0.0020	0.0020
4	0.0067	0.0045	0.0040	0.0038	0.0037	0.0037
3	0.0091	0.0063	0.0056	0.0052	0.0052	0.0051
2	0.0098	0.0069	0.0063	0.0059	0.0059	0.0058
1	0.0058	0.0046	0.0043	0.0041	0.0041	0.0041

Fuente: Elaboración propia.

Figura 183
 Grafica de distorsiones de entrepiso por sismo en Y-Y de la edificación 2



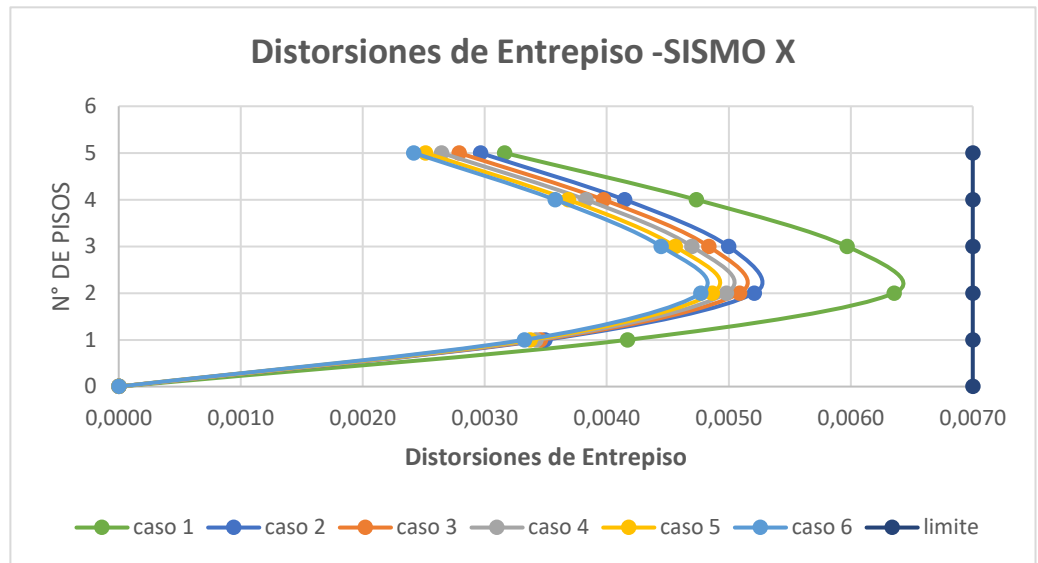
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 166
 Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 3

nivel	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
5	0.0032	0.0030	0.0028	0.0026	0.0025	0.0024
4	0.0047	0.0041	0.0040	0.0038	0.0037	0.0036
3	0.0060	0.0050	0.0048	0.0047	0.0046	0.0044
2	0.0064	0.0052	0.0051	0.0050	0.0049	0.0048
1	0.0042	0.0035	0.0035	0.0034	0.0034	0.0033

Fuente: Elaboración propia.

Figura 184
 Grafica de distorsiones de entrepiso por sismo en X-X de la edificación 3



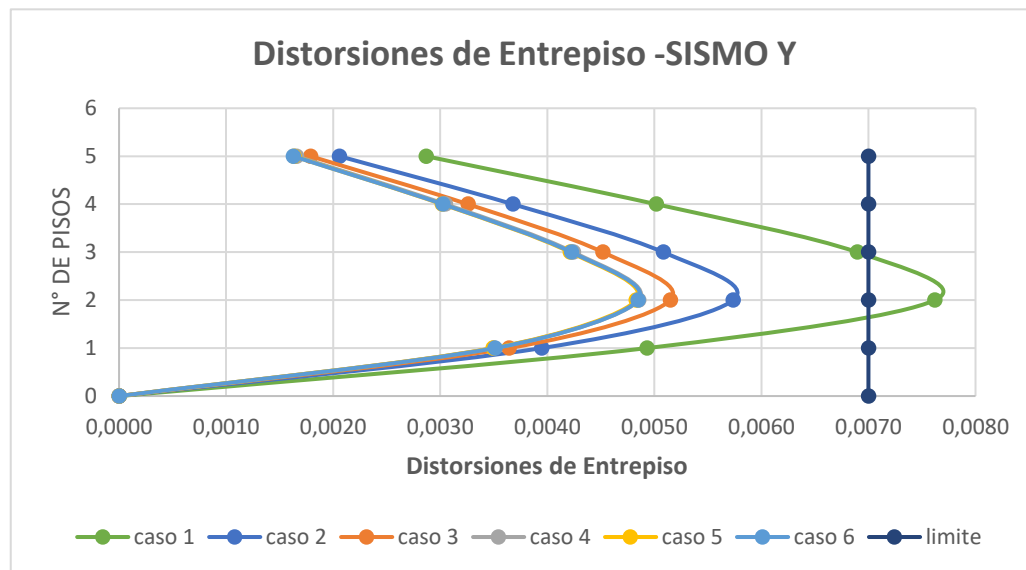
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 167
 Resumen de distorsiones de entrepiso por sismo en Y-Y de la edificación 3

nivel	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
5	0.0029	0.0021	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016
4	0.0050	0.0037	0.0033	0.0030	0.0030	0.0030
3	0.0069	0.0051	0.0045	0.0042	0.0042	0.0042
2	0.0076	0.0057	0.0051	0.0049	0.0048	0.0048
1	0.0049	0.0039	0.0036	0.0035	0.0035	0.0035

Fuente: Elaboración propia.

Figura 185
 Grafica de distorsiones de entepiso por sismo en Y-Y de la edificación 3



Fuente: Elaboración propia.

Analizando las tablas de derivas de entepiso de las 3 edificaciones se tiene que:

- La deriva para todas las 3 edificaciones comerciales presento una deriva menor en el caso 6 debido a que este caso era más rígido respecto al caso 1.
- Se observa que no hay mucha variación respecto a las derivas del caso 3 al caso 6, por lo que las derivas del caso 3 son las más óptimas en relación a los demás casos.
- La deriva para la estructura 2 no cumple con los requisitos de la norma E030 en los pisos 2 y 3 para el caso 1, superando el límite establecido de 0.007.
- La deriva para la estructura 3 no cumple con los requisitos de la norma E030 en los pisos 2 y 3 para el caso 1 en la dirección Y-Y, superando el límite establecido de 0.007.

Cuantía de acero necesario por viga:

Para calcular la cuantía de acero necesario en las vigas emplearemos la normativa peruana E060; en donde con los resultados obtenidos por medio del análisis sismorresistente se usará la combinación máxima en este caso la envolvente para el diseño de los elementos de cada viga, el diseño a detalle de

las vigas se encuentra en los anexos, en este punto haremos una comparación del acero en las vigas de todos los casos de cada edificación:

Tabla 168

Resumen de acero necesario de viga para el pórtico principal X-X (eje B-B) de la edificación 1

Acero de viga para el pórtico principal X-X (eje B-B)												
	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6	
nivel	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)
5	5.52	8.46	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53
4	9.96	17.21	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53
3	9.79	19.6	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.59	7.53	7.8	7.53	7.89
2	9.75	20.69	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.81	7.53	8.06	7.53	8.17
1	10.19	19.63	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.58	7.53	7.86	7.53	7.98
total	45.21	85.59	37.65	37.65	37.65	37.65	37.65	38.04	37.65	38.78	37.65	39.1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 169

Resumen de acero necesario de viga para el pórtico secundario Y-Y (eje 2-2) de la edificación 1

Acero de viga para el pórtico secundario Y-Y (eje 2-2)												
	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6	
nivel	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)
5	4.62	5.73	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63
4	4.62	8.39	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63
3	9.76	19.83	6.63	7.1	6.63	6.78	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63
2	10.51	22.4	6.63	8.09	6.63	7.78	6.63	7.47	6.63	7.48	6.63	7.5
1	10.59	22.54	6.63	8.4	6.63	7.23	6.63	7.98	6.63	7.99	6.63	8.01
total	40.1	78.89	33.15	36.85	33.15	35.05	33.15	35.34	33.15	35.36	33.15	35.4

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 170

Resumen de acero necesario de viga para el pórtico principal X-X (eje 2-2) de la edificación 2

Acero de viga para el pórtico principal X-X (eje 2-2)												
	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6	
nivel	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)
5	5.52	5.52	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53
4	7.12	7.21	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53
3	8.66	8.66	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.75	7.53	7.89
2	7.56	9.55	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.97	7.53	8.27	7.53	8.43
1	7.56	9.58	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	8.14	7.53	8.47	7.53	8.63
total	36.42	40.52	37.65	37.65	37.65	37.65	37.65	38.7	37.65	39.55	37.65	40.01

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 171

Resumen de acero necesario de viga para el pórtico secundario Y-Y (eje B-B) de la edificación 2

Acero de viga para el pórtico secundario Y-Y (eje B-B)												
	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6	
nivel	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)
5	4.79	7.09	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63
4	12.22	18.77	8.98	15.5	7.41	15	7.49	15.69	7.91	15.62	8.56	15.24
3	12.15	19.18	8.91	15.55	7.41	15.04	7.72	15.75	7.83	15.71	8.47	15.59
2	12.14	19.86	8.9	15.7	7.47	15.17	7.7	16.1	7.81	16.37	8.44	16.3
1	12.37	19.47	9.09	15.74	7.6	15.21	7.92	16.01	8.04	16.26	8.68	16.17
total	53.67	84.37	42.51	69.12	36.52	67.05	37.46	70.18	38.22	70.59	40.78	69.93

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 172

Resumen de acero necesario de viga para el pórtico principal X-X (eje 3-3) de la edificación 3

Acero de viga para el pórtico principal X-X (eje 2-2)												
	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6	
nivel	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)
5	7.52	6.59	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53
4	9.17	12.72	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	8.16	7.53	8.39	7.53	8.5
3	9.03	13.73	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	8.61	7.53	8.89	7.53	9.05
2	8.96	13.92	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	8.56	7.53	8.87	7.53	9.05
1	9.3	12.96	7.53	7.53	7.53	7.53	7.53	8.16	7.53	8.46	7.53	8.61
total	43.98	59.92	37.65	37.65	37.65	37.65	37.65	41.02	37.65	42.14	37.65	42.74

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 173

Resumen de acero necesario de viga para el pórtico secundario Y-Y (eje B-B) de la edificación 3

Acero de viga para el pórtico secundario Y-Y (eje B-B)												
	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5		caso 6	
nivel	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)
5	4.62	4.87	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63
4	5.63	11.15	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63	6.63
3	6.18	13.04	6.63	7.43	6.63	7.41	6.63	7.55	6.63	7.51	6.63	7.53
2	6.9	14.3	6.63	8.07	6.63	7.94	6.63	8.21	6.63	8.19	6.63	8.21
1	6.59	13.92	6.63	8.02	6.63	7.93	6.63	8.29	6.63	8.25	6.63	8.24
total	29.92	57.28	33.15	36.78	33.15	36.54	33.15	37.31	33.15	37.21	33.15	37.24

Fuente: Elaboración propia.

Analizando las tablas de la cuantía de acero necesaria para las vigas de mayores luces de las 3 edificaciones se tiene que:

- a) El acero necesario para la viga del pórtico principal X-X (eje B-B) de la edificación 1 tiene un valor óptimo en los casos 2 y 3.
- b) El acero necesario para la viga del pórtico secundario Y-Y (eje 2-2) de la edificación 1 tiene un valor óptimo en el caso 3.
- c) El acero necesario para la viga del pórtico principal X-X (eje 2-2) de la edificación 2 tiene un valor óptimo en los casos 2 y 3.
- d) El acero necesario para la viga del pórtico secundario Y-Y (eje B-B) de la edificación 2 tiene un valor óptimo en el caso 3.
- e) El acero necesario para la viga del pórtico principal X-X (eje 3-3) de la edificación 3 tiene un valor óptimo en los casos 2 y 3.
- f) El acero necesario para la viga del pórtico secundario Y-Y (eje B-B) de la edificación 3 tiene un valor óptimo en el caso 3.

Deflexión máxima por piso:

Para calcular las deflexiones producidas en las vigas emplearemos la normativa peruana E060; en donde debemos calcular la inercia efectiva para la sección fisurada, siempre y cuando el momento correspondiente a las a las cargas de servicio no supere el momento de agrietamiento (M_{cr}) en cuyo caso se empleó la inercia de la sección bruta. Para ello debemos emplear la siguiente fórmula:

$$I_e = \frac{I_{e1} + 2I_{e2} + I_{e3}}{4}$$

Debemos tener esta fórmula ya que estamos trabajando con secciones variables en la viga por lo que el momento de inercia efectiva no será igual en todo el tramo. El cálculo de los momentos de inercia efectiva se encuentra en los anexos.

Cálculo de deflexiones a corto plazo al centro de la viga

Para el cálculo de las deflexiones instantáneas al centro de la viga se empleó la siguiente fórmula:

$$\delta_{ins} = \frac{5}{48} \times \frac{L_n^2}{E_c I_e} \times [M_2 - 0.1(M_1 + M_3)]$$

Se realizará el ejemplo de la edificación comercial 1 del caso 1, de la viga del eje B-B del primer nivel, las deflexiones de las otras vigas se calculan de igual manera.

Deflexión Inmediata debido a la carga muerta

La deflexión inmediata debido a la carga muerta para este caso se calculará empleando la formula anterior y con los datos obtenidos del software ETABS:

$$\delta_{ins} = \frac{5}{48} \times \frac{7.65^2}{2.1 \times 10^6 \times 54 \times 10^{-4}} [8.19 - 0.1(10.64 + 11.08)] = 3.22mm$$

Deflexión Inmediata debido a la Carga Viva

La deflexión inmediata debido a la carga viva para este caso se calculará empleando la formula anterior y con los datos obtenidos del software ETABS:

$$\delta_{ins} = \frac{5}{48} \times \frac{7.65^2}{2.1 \times 10^6 \times 54 \times 10^{-4}} [6.18 - 0.1(7.26 + 7.96)] = 2.18mm$$

Deflexión Inmediata debido al 50% de la Carga Viva

La deflexión inmediata debido a la carga viva para este caso se calculará empleando la formula anterior y con los datos obtenidos del software ETABS:

$$\delta_{ins} = \frac{5}{48} \times \frac{7.65^2}{2.1 \times 10^6 \times 54 \times 10^{-4}} [3.09 - 0.1(3.63 + 3.98)] = 1.09mm$$

Cálculo de deflexiones a corto plazo al centro de la viga

La cuantía del acero en compresión es: $\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{10.19}{30 \times 60} = 0.006$

Luego reemplazando en la ecuación:

$$\text{Factor Correctivo } \lambda = \frac{T}{1 + 50\rho}$$

Tomaremos un factor de duración de carga de 5 años a más, por lo que el T vendría a ser un valor de 2, entonces se tendría:

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times 0.006} = 1.53$$

Entonces la deflexión a largo plazo de la carga muerta será: 4.93 mm

Entonces la deflexión a largo plazo de la carga viva al 50% será: 1.67 mm

Cálculo de deflexión máxima esperada

$$\delta_{tot} = \delta_{ins(CM)} + \delta_{ins(Cv)} + \delta_{dif(CM)} + \delta_{dif(50\%Cv)}$$

$$\delta_{tot} = 3.22 + 2.18 + 4.93 + 1.67 = 12 mm$$

Para el caso donde se tengan elementos no estructurales susceptibles a dañarse por estar sometidos a deflexiones excesivas, la norma peruana especifica una deflexión admisible:

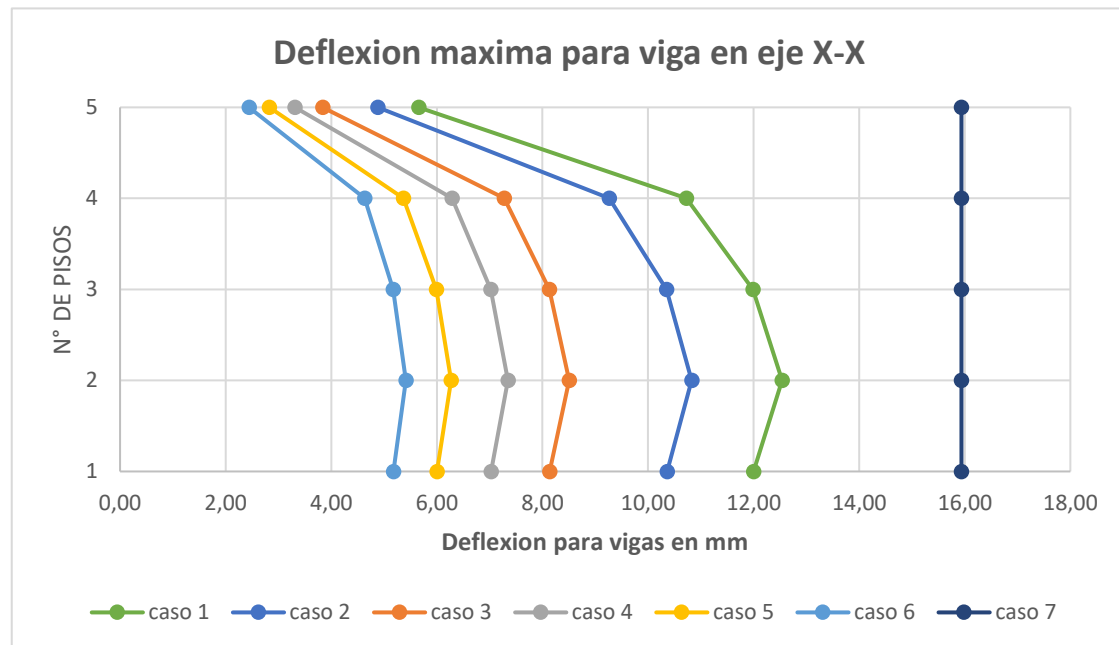
$$\delta_{adm} = \frac{L_n}{480} = \frac{7650}{480} = 15.94 \text{ mm}$$

Tabla 174
Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 1

Deflexión máxima para vigas en eje X-X							
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6	limite
nivel	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
5	5.65	4.88	3.84	3.31	2.83	2.44	15.94
4	10.73	9.26	7.28	6.28	5.36	4.63	15.94
3	11.99	10.35	8.13	7.02	5.99	5.17	15.94
2	12.54	10.83	8.51	7.35	6.27	5.41	15.94
1	12.00	10.36	8.14	7.03	6.00	5.18	15.94

Fuente: Elaboración propia.

Figura 186
Grafica de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 1



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 175

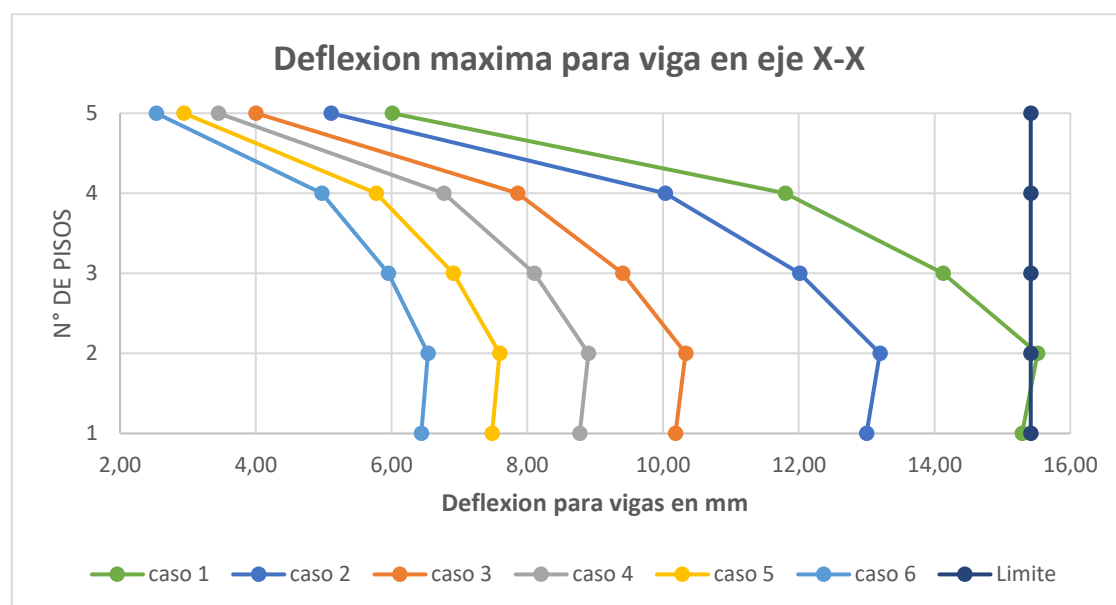
Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 2

Deflexión máxima para vigas en eje X-X							
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6	limite
nivel	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
5	6.01	5.11	4.00	3.45	2.94	2.53	15.42
4	11.80	10.03	7.86	6.77	5.77	4.97	15.42
3	14.13	12.01	9.41	8.10	6.91	5.95	15.42
2	15.52	13.19	10.33	8.90	7.59	6.54	15.42
1	15.29	13.00	10.18	8.77	7.48	6.44	15.42

Fuente: Elaboración propia.

Figura 187

Grafica de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 2



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 176

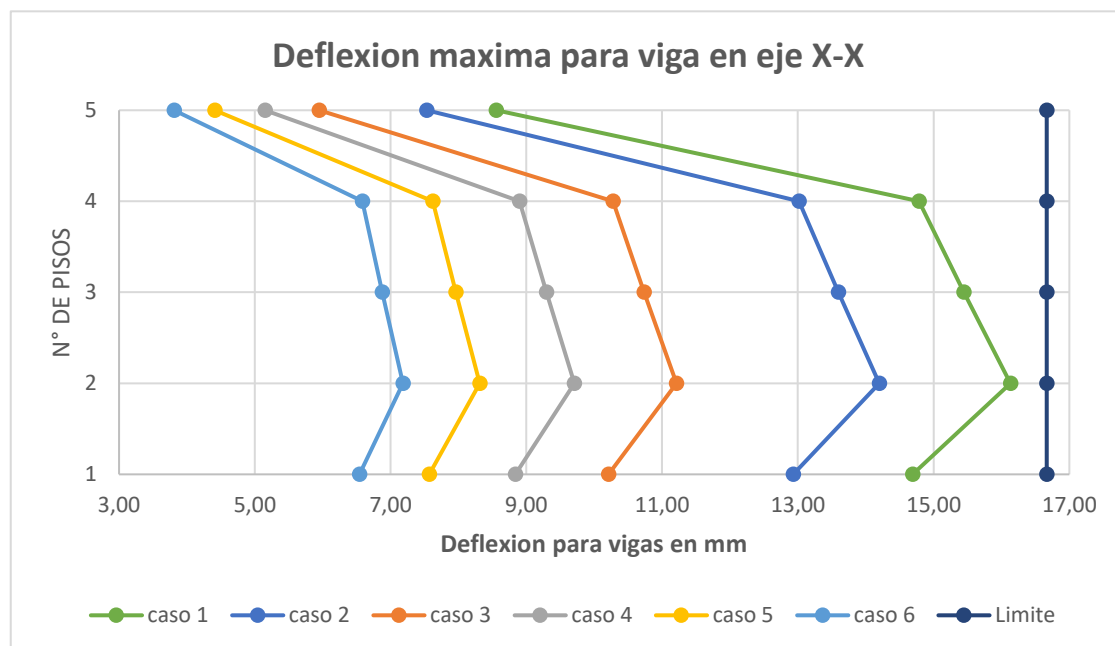
Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 3

Deflexión máxima para vigas en eje X-X							
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6	limite
nivel	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
5	8.56	7.53	5.95	5.15	4.41	3.81	16.67
4	14.79	13.02	10.28	8.90	7.62	6.58	16.67
3	15.45	13.60	10.74	9.30	7.96	6.88	16.67
2	16.13	14.20	11.21	9.71	8.31	7.18	16.67
1	14.69	12.93	10.21	8.84	7.57	6.54	16.67

Fuente: Elaboración propia.

Figura 188

Gráfica de deflexión máxima de vigas para el pórtico X-X de la edificación 3



Fuente: Elaboración propia.

Se realizará el ejemplo de la edificación comercial 1 del caso 1, de la viga del eje 2-2 del primer nivel, las deflexiones de las otras vigas se calculan de igual manera.

Deflexión Inmediata debido a la carga muerta

La deflexión inmediata debido a la carga muerta para este caso se calculará empleando la fórmula anterior y con los datos obtenidos del software ETABS:

$$\delta_{ins} = \frac{5}{48} \times \frac{4.55^2}{2.1 \times 10^6 \times 31,3 \times 10^{-4}} [3.9 - 0.1(7.6 + 4.4)] = 0.89mm$$

Deflexión Inmediata debido a la Carga Viva

La deflexión inmediata debido a la carga viva para este caso se calculará empleando la fórmula anterior y con los datos obtenidos del software ETABS:

$$\delta_{ins} = \frac{5}{48} \times \frac{4.55^2}{2.1 \times 10^6 \times 31,3 \times 10^{-4}} [3.2 - 0.1(6.61 + 3.64)] = 0.72mm$$

Deflexión Inmediata debido al 50% de la Carga Viva

La deflexión inmediata debido a la carga viva para este caso se calculará empleando la fórmula anterior y con los datos obtenidos del software ETABS:

$$\delta_{ins} = \frac{5}{48} \times \frac{4.55^2}{2.1 \times 10^6 \times 31,3 \times 10^{-4}} [1.6 - 0.1(3.30 + 1.82)] = 0.36mm$$

Cálculo de deflexiones a corto plazo al centro de la viga

La cuantía del acero en compresión es: $\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{10.59}{30 \times 60} = 0.006$

Luego reemplazando en la ecuación:

$$\text{Factor Correctivo } \lambda = \frac{T}{1 + 50\rho}$$

Tomaremos un factor de duración de carga de 5 años a más, por lo que el T vendría a ser un valor de 2, entonces se tendría:

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times 0.006} = 1.53$$

Entonces la deflexión a largo plazo de la carga muerta será: 1.36 mm

Entonces la deflexión a largo plazo de la carga viva al 50% será: 0.56 mm

Cálculo de deflexión máxima esperada

$$\delta_{tot} = \delta_{ins(CM)} + \delta_{ins(Cv)} + \delta_{dif(CM)} + \delta_{dif(50\%Cv)}$$

$$\delta_{tot} = 0.89 + 0.72 + 1.36 + 0.56 = 3.53 \text{ mm}$$

Para el caso donde se tengan elementos no estructurales susceptibles a dañarse por estar sometidos a deflexiones excesivas, la norma peruana especifica una deflexión admisible:

$$\delta_{adm} = \frac{L_n}{480} = \frac{4550}{480} = 9.48 \text{ mm}$$

Tabla 177

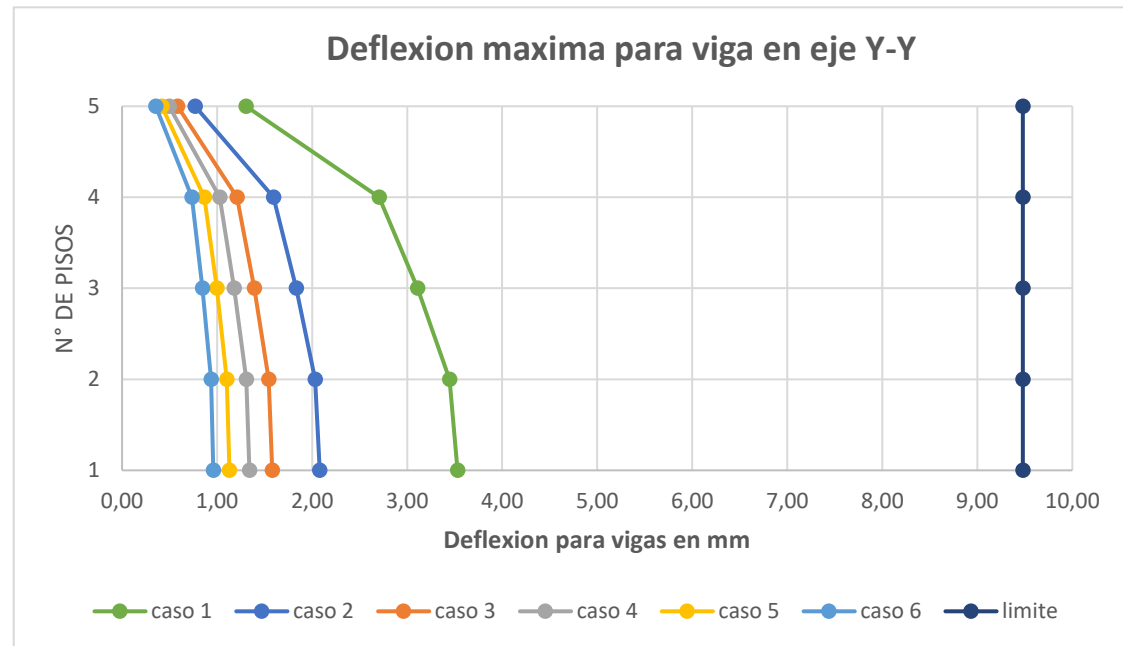
Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 1

Deflexión máxima para vigas en eje Y-Y							
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6	limite
nivel	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
5	1.30	0.77	0.58	0.50	0.42	0.35	9.48
4	2.70	1.59	1.21	1.03	0.87	0.74	9.48
3	3.11	1.83	1.39	1.18	1.00	0.85	9.48
2	3.45	2.03	1.54	1.31	1.10	0.94	9.48
1	3.53	2.08	1.58	1.34	1.13	0.96	9.48

Fuente: Elaboración propia.

Figura 189

Grafica de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 1



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 178

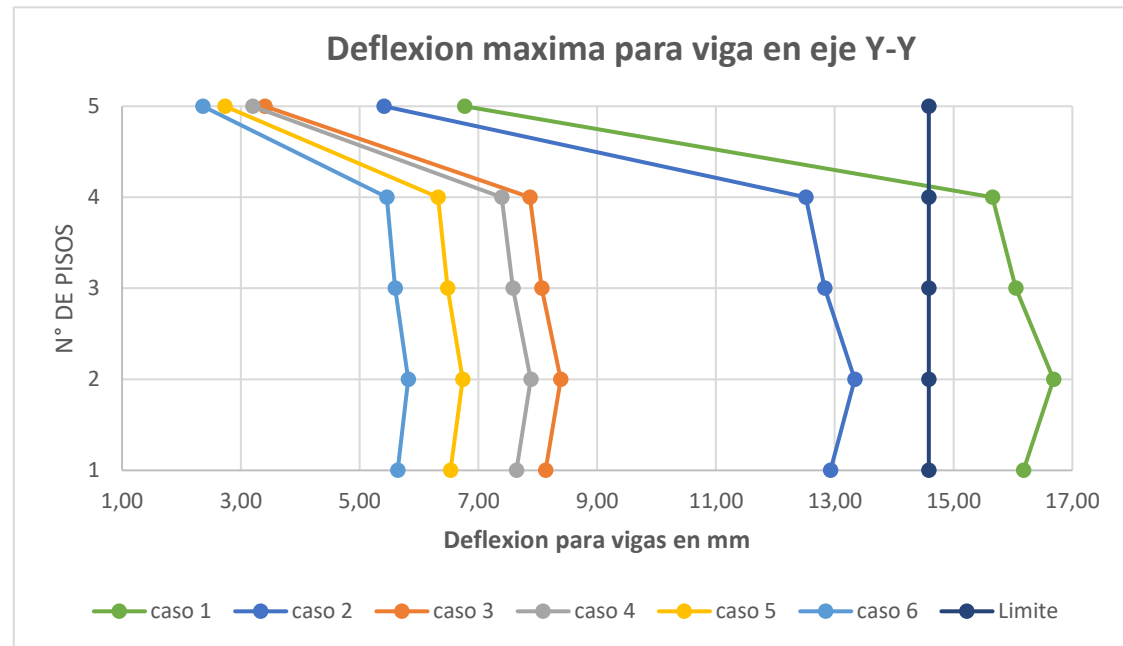
Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 2

Deflexión máxima para vigas en eje Y-Y							
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6	limite
nivel	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
5	6.77	5.41	3.40	3.20	2.73	2.36	14.58
4	15.65	12.51	7.87	7.39	6.32	5.46	14.58
3	16.05	12.83	8.07	7.58	6.48	5.60	14.58
2	16.68	13.34	8.39	7.88	6.74	5.82	14.58
1	16.18	12.93	8.13	7.64	6.53	5.64	14.58

Fuente: Elaboración propia.

Figura 190

Grafica de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 2



Fuente: Elaboración propia.

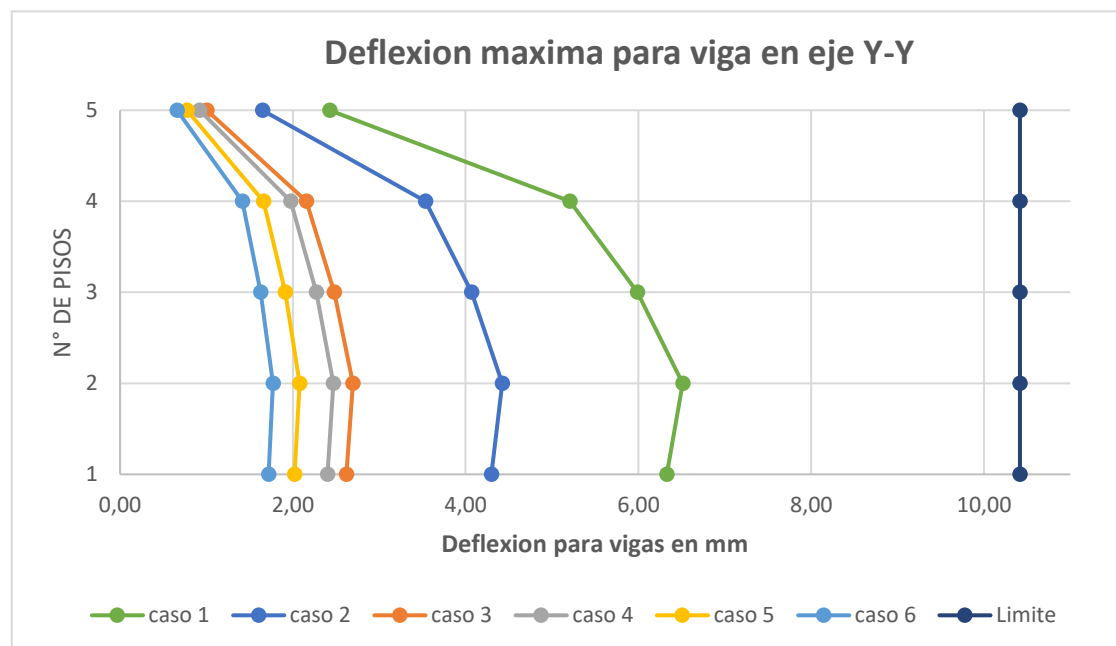
Tabla 179

Resumen de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 3

Deflexión máxima para vigas en eje Y-Y							
	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6	limite
nivel	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
5	2.43	1.65	1.00	0.92	0.77	0.66	10.42
4	5.21	3.54	2.15	1.97	1.66	1.41	10.42
3	5.99	4.07	2.48	2.27	1.91	1.63	10.42
2	6.51	4.42	2.70	2.47	2.08	1.77	10.42
1	6.33	4.30	2.62	2.40	2.02	1.72	10.42

Fuente: Elaboración propia.

Figura 191
 Gráfica de deflexión máxima de vigas para el pórtico Y-Y de la edificación 3



Fuente: Elaboración propia.

Analizando las tablas de deflexión máximas para las vigas de las 3 edificaciones se tiene que:

- La deflexión máxima para vigas en eje X-X de la estructura 1 tiene un valor mínimo en el caso 6, pero se observa que desde el caso 3 las deflexiones no presentan grandes cambios, por lo que se puede tomar el caso 3 como el más óptimo.
- La deflexión máxima para vigas en eje X-X de la estructura 2 tiene un valor mínimo en el caso 6, pero se observa que desde el caso 3 las deflexiones no presentan grandes cambios, por lo que se puede tomar el caso 3 como el más óptimo. También se tiene que para el nivel 2 la deflexión supera el límite establecido.
- La deflexión máxima para vigas en eje X-X de la estructura 3 tiene un valor mínimo en el caso 6, pero se observa que desde el caso 3 las deflexiones no presentan grandes cambios, por lo que se puede tomar el caso 3 como el más óptimo.
- La deflexión máxima para vigas en eje Y-Y de la estructura 1 tiene un valor mínimo en el caso 6, pero se observa que desde el caso 3 las

deflexiones no presentan grandes cambios, por lo que se puede tomar el caso 3 como el más óptimo.

- e) La deflexión máxima para vigas en eje Y-Y de la estructura 2 tiene un valor mínimo en el caso 6, pero se observa que desde el caso 3 las deflexiones no presentan grandes cambios, por lo que se puede tomar el caso 3 como el más óptimo. También se tiene que para el nivel 1,2 y 3 la deflexión supera el límite establecido.
- f) La deflexión máxima para vigas en eje Y-Y de la estructura 3 tiene un valor mínimo en el caso 6, pero se observa que desde el caso 3 las deflexiones no presentan grandes cambios, por lo que se puede tomar el caso 3 como el más óptimo.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN

5.1 Presentar la contrastación de los resultados del trabajo de investigación

Para Herrera (2017), esta tesis desarrollo el análisis de la influencia del ángulo de variación en una viga teniendo como referencia principal un artículo experimental elaborado por el Ingeniero Archundia, la cual indica que los parámetros o el intervalo para la variación de las vigas de sección variable, en dicho trabajo se partido del predimensionamiento, si se obtuvo como resultado que la viga con sección constante no cumple requisitos mínimos establecidos por la norma E030, caso contrario que se presentó en las vigas con sección variable las cuales se elaboró 7 modelos en donde cada uno tenía diferente tipo de ángulo y longitud de variación, siendo el caso 7 el cual obtuvo mejores resultados respecto a los otros casos, siento este caso el que menor grado de variación presento en las vigas, dando como resultado que al reducir la longitud de sección variable y aumentar el ángulo de variación del peralte de las vigas de sección variable tienden a incrementarse gradualmente el desplazamiento lateral del entrepiso, el periodo de vibración natural y las derivas de entrepiso y caso contrario sucede en el peso sísmico, fuerza cortante en la base y fuerzas sísmicas al reducir la longitud de sección variable y aumentar el ángulo de variación del peralte de las vigas de sección variable tienden a disminuir gradualmente.

Para Vargas (2019), en su tesis la cual tuvo como objetivo analizar un modelo de una viga de concreto armado con sección no prismática utilizando el método de elementos finitos utilizando el programa APDL. El objetivo fue determinar la relación entre la geometría de sección variable y la rigidez a flexión de vigas de grandes luces. Se evalúan elementos estructurales, vigas no prismáticas, bajo condiciones específicas de carga y dimensiones geométricas de vigas con secciones transversales variables para vigas con diferentes aberturas, y se evalúa su relación con el comportamiento a flexión en base a medidas de longitud que pude realizar. Altura variable de las piezas con dimensiones óptimas para una mejor capacidad de carga. Así mismo de los resultados se llegaron a las conclusiones: la longitud de cartela óptima para la luz total de la viga se

encuentra entre los límites $L/5$ y $L/3$. Dentro de este rango, las vigas cantoneras pueden soportar requisitos de carga más altos y costos de construcción más bajos. El ángulo de la cartela debe ser mayor a 3° y no exceder los 15° para un mejor diseño. En ángulos entre estos límites, las vigas tienen un mejor desempeño estructural en momentos cortantes y flectores y menores costos de construcción.

De los resultados obtenidos de la presente tesis, se observa que en las 3 edificaciones comerciales de concreto armado, las vigas acarteladas presenta mejor comportamiento estructural en todos los casos, y podemos indicar que al reducir la longitud de sección variable y aumentar el ángulo de variación del peralte de las vigas de sección variable tienden a incrementarse gradualmente el desplazamiento lateral del entrepiso, el periodo de vibración natural y las derivas de entrepiso y caso contrario sucede en el peso sísmico, fuerza cortante en la base y fuerzas sísmicas al reducir la longitud de sección variable y aumentar el ángulo de variación del peralte de las vigas de sección variable tienden a disminuir gradualmente.

De los 6 casos tomados para el análisis de las 3 edificaciones comerciales siendo el primer caso una viga de sección constante, al realizar el análisis en el software ETABS siguiendo la norma E030, se obtuvo que todos los casos de vigas acarteladas cumplen con los parámetros de diseño sismorresistente, pero el caso que obtuvo resultados más conservadores y óptimos fue el caso 3 cuando la longitud de variación de la viga acartelada es de 1.50 metros, se pudo apreciar que este caso presentaba menores momentos flectores, una distorsión de entrepiso menor, una cuantía de acero menor y un valor conservador en cuando a las deflexiones máximas en las vigas de concreto armado, todo ello se demuestra en las siguientes tablas:

Tabla 180
Resumen de variación de momento flector respecto al caso 3

Momento flector pórtico X-X								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)
5	35.43%	33.43%	36.53%	36.73%	31.76%	29.76%	34.57%	33.31%
4	37.53%	36.48%	37.49%	37.58%	33.86%	32.80%	36.29%	35.62%
3	41.61%	38.72%	39.19%	39.49%	37.94%	35.05%	39.58%	37.75%
2	43.63%	40.83%	40.33%	40.72%	39.95%	37.16%	41.30%	39.57%

1	46.05%	42.56%	40.88%	41.46%	40.45%	38.89%	42.46%	40.97%
total							38.84%	37.44%
Momento flector pórtico Y-Y								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)	tonf-m (+)	tonf-m (-)
5	31.21%	30.39%	38.29%	41.98%	35.84%	34.94%	35.11%	35.77%
4	33.12%	33.16%	39.20%	42.91%	37.94%	37.98%	36.75%	38.02%
3	34.23%	35.20%	39.58%	43.11%	39.16%	40.23%	37.66%	39.51%
2	35.06%	37.12%	39.81%	43.93%	40.07%	42.34%	38.31%	41.13%
1	35.96%	38.69%	40.45%	44.17%	41.06%	44.07%	39.16%	42.31%
total							37.40%	39.35%
promedio final = (38.26%)							38.12%	38.40%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 181

Resumen de variación de distorsiones de entrepiso respecto al caso 3

Distorsiones de entrepiso por sismo								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
5	37.50%	14.81%	32.35%	43.59%	12.50%	37.93%	27.45%	32.11%
4	33.33%	15.56%	34.43%	40.30%	14.89%	34.00%	27.55%	29.95%
3	33.90%	19.67%	35.29%	38.46%	20.00%	34.78%	29.73%	30.97%
2	31.34%	17.91%	32.98%	35.71%	20.31%	32.89%	28.21%	28.84%
1	23.91%	14.89%	28.33%	25.86%	16.67%	26.53%	22.97%	22.43%
Promedio final = (28.02%)							27.18%	28.86%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 182

Resumen de variación de cuantía de acero respecto al caso 3

Acero de viga para el pórtico X-X								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)
5	-36.41%	10.99%	-36.41%	-36.41%	-0.13%	-14.26%	-24.32%	-13.23%
4	24.40%	56.25%	-5.76%	-4.44%	17.88%	40.80%	12.17%	30.87%
3	23.08%	61.58%	13.05%	13.05%	16.61%	45.16%	17.58%	39.93%
2	22.77%	63.61%	0.40%	21.15%	15.96%	45.91%	13.04%	43.55%
1	26.10%	61.64%	0.40%	21.40%	19.03%	41.90%	15.18%	41.65%
promedio	16.72%	56.01%	-3.38%	7.08%	14.39%	37.17%	6.73%	28.55%
Acero de viga para el pórtico Y-Y								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)	As (+)	As (-)
5	-43.51%	-15.71%	-38.41%	6.49%	-43.51%	-36.14%	-41.81%	-15.12%
4	-43.51%	20.98%	39.36%	20.09%	-17.76%	40.54%	-7.30%	27.20%
3	32.07%	65.81%	39.01%	21.58%	-7.28%	43.17%	21.27%	43.52%
2	36.92%	65.27%	38.47%	23.62%	3.91%	44.48%	26.43%	44.45%
1	37.39%	67.92%	38.56%	21.88%	-0.61%	43.03%	25.12%	44.28%
promedio	17.33%	55.57%	31.95%	20.53%	-10.80%	36.21%	4.74%	28.87%
promedio final = (17.23%)							5.74%	28.71%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 183*Resumen de variación de deflexión máxima respecto al caso 3*

Deflexión máxima								
	Edificación 1		Edificación 2		Edificación 3		Promedio	
nivel	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
5	32.04%	55.38%	33.44%	49.78%	30.49%	58.85%	31.99%	54.67%
4	32.15%	55.19%	33.39%	49.71%	30.49%	58.73%	32.01%	54.54%
3	32.19%	55.31%	33.40%	49.72%	30.49%	58.60%	32.03%	54.54%
2	32.14%	55.36%	33.44%	49.70%	30.50%	58.53%	32.03%	54.53%
1	32.17%	55.24%	33.42%	49.75%	30.50%	58.61%	32.03%	54.53%
Promedio final = (43.29%)							32.02%	54.56%

Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES

Luego de haber analizado las 3 edificaciones de 5 niveles de uso comercial de concreto armado con sistema estructural de pórticos cada una de las edificaciones se evaluó 6 casos diferentes, siendo el primer caso una viga de sección constante y las otras 5 vigas acarteladas que tuvieron una longitud de variación desde 1 metro hasta 3 metros progresivamente, se obtuvo que todos los casos de vigas acarteladas cumplen con los parámetros de la norma E030, pero el caso que obtuvo resultados más conservadores y óptimos fue el caso 3 cuando la longitud de variación de la viga acartelada es de 1.50 metros, por consiguiente se llegó a la siguiente conclusión:

1. Se concluye que al emplear vigas acarteladas con una longitud de variación de 1.50 metros ayuda a controlar las deflexiones en vigas mayores de 7 metros en edificaciones comerciales de concreto armado, reduciendo el momento flector en 38.26%, reduciendo la cuantía de acero en 17.23% y reduciendo la deflexión máxima en 43.29%, según la tabla 175, 176 y 177.
2. Se concluye que emplear vigas acarteladas con una longitud de variación de 1.50 metros reduce el momento flector positivo en 38.12% y el momento flector negativo en 38.40% respecto al sistema tradicional de vigas, según la tabla 175.
3. Se concluye que emplear vigas acarteladas con una longitud de variación de 1.50 metros reduce la cuantía de acero positivo en 5.74% y la cuantía de acero negativo en Y-Y en 28.71% respecto al sistema tradicional de vigas, según la tabla 176.
4. Se concluye que emplear vigas acarteladas con una longitud de variación de 1.50 metros reduce la deflexión máxima en sentido X-X en 32.02% y la deflexión máxima en sentido Y-Y en 54.56% respecto al sistema tradicional de vigas, según la tabla 177.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda emplear vigas acarteladas con una longitud de variación de 1.50 metros ya que ayuda a controlar las deflexiones en vigas mayores de 7 metros en edificaciones comerciales de concreto armado.
2. Se recomienda emplear vigas acarteladas en edificaciones comerciales de concreto armado con una longitud de variación de 1.50 metros ya que reduce el momento flector positivo y el momento flector negativo.
3. Se recomienda emplear vigas acarteladas en edificaciones comerciales de concreto armado con una longitud de variación de 1.50 metros ya que reduce la cuantía de acero positivo y la cuantía de acero negativo.
4. Se recomienda emplear vigas acarteladas en edificaciones comerciales de concreto armado con una longitud de variación de 1.50 metros ya que reduce la deflexión máxima.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI. (2006). *Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary*. EEUU: American Concrete Institute.

Aguilar Falconi, R. (2007). *Análisis matricial de estructuras*. Ecuador: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.

ALEXANDRA, V. C. (2020). *Edificios de baja altura con sistemas estructurales de ductilidad limitada, tipo paredes portantes ante acciones sísmicas altas*. Machala-Ecuador: Universidad técnica de Machala.

Archundia Aranda, H. (2013). *Recomendaciones de Diseño a Cortante para Trabes Acarteladas de Concreto Reforzado*. Universidad Nacional Autónoma de México: México.

Arias Alban, G. (1984). *Análisis Sísmico Estático De Edificios*. Caracas: Ediciones Vega.

Balestrini Acuña, M. (1997). *Como se Elabora el Proyecto de Investigación*. Caracas, Venezuela: BI Consultores Asociados.

Barahona Menares, L. F. (2020). *EDIFICIOS RESISTENTES A LOS TERREMOTOS EN CHILE*. Viña del Mar- Chile: UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA.

Berduo Alvarez, K. J. (2020). *Reforzamiento a flexión en vigas de concreto utilizando el sistema FRCCM*. Guatemala: Universidad del Valle de Guatemala.

Blanco Blasco, A. (1996). *structuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima-Perú.

Boroschek, R. (2009). *Dinamica avanzada de estructural*. Santiago-Chile: Universidad de Chile.

Canchig Cola, M. V. (2016). *Análisis comparativo del diseño estructural de un proyecto de vivienda en hormigón armado aplicando las Normas del Código Ecuatoriano de Construcción (CEC 2002) y la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC 2015)*. Quito-Ecuador: UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DEL ECUADOR.

Carlos, G. U. (2020). *Diseño del complejo deportivo municipal San José, distrito San José, provincia Pacasmayo – La Libertad*. La Libertad: Universidad Cesar Vallejo.

Concepto.pe. (2021). *Concepto.pe*. Retrieved from <https://concepto.de/>

Daniel Martin, P. B. (2019). *Determinación de la carga viva de piso en las instituciones educativas públicas del distrito de Huánuco - 2018*. HUÁNUCO-PERU: UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN.

DePerú. (2020). *DePerú*. Retrieved from <https://www.deperu.com/centros-poblados/matibamba-56220>

Figuroa Chávez, L. V. (2019). *Estudio comparativo de diseños estructurales de viviendas de concreto reforzado mediante el método LRFD (load and resistance factor design) usando la norma ecuatoriana nec-se-vivienda y nec-se-hm; y, las normas americanas ASCE7-16 y ACI318-14*. Libertad, Ecuador: Universidad estatal Península de Santa Elena.

Guardado Acosta, J. (2021). *Determinación de la variación del valor comercial mediante tasaciones usando el factor de influencia en los inmuebles afectados por el desborde del río Piura de la Urbanización Cocos del Chipe del distrito de Piura, Piura-2021*. Piura-Perú: Universidad Nacional de Piura.

Guerrero Proaño, K. P. (2020). *Diseño de vivienda multifamiliar sostenible en Cumbayá, Quito, 2020*. Quito-Ecuador: Universidad Tecnológica Indoamerica.

- Hernández Sampieri, R., Baptista, P., & Fernández, C. (2010). *Metodología de la investigación*. Mexico: McGraw-Hill.
- Hernández, H. (2018). *Respuesta sísmica de tanques elevados tipo pendulo investido*. Morelia-México: Revista de Ingeniería Sísmica.
- Hernandez, R. F. (2014). *Metodología de la Investigación. (6ta ed.)*. México D.F: McGraw-Hill.
- Herrera Sanabria, J. J. (2018). *Vigas de sección variable y su influencia en el comportamiento estructural en una vivienda multifamiliar de la ciudad de Huancayo 2018*. Huancayo – Perú: Universidad Peruana los Andes.
- IGP. (2021). *Instituto Geofísico del Perú*. Retrieved from Instituto Geofísico del Perú: <https://www.gob.pe/igp>
- López Gomez, M. (2019). *Modelos Para La Detección De Desviaciones De Valor Sistemáticas En Las Tasaciones De Viviendas Y Sus Causas*. Valencia-España: Universidad Politécnica de Valencia.
- Mauricio Bonifacio, D. (2019). *Propuesta Metodológica Para La Estimación De Valores Unitarios Comerciales De Edificaciones Emitidos Por El Ministerio De Vivienda Construcción Y Saneamiento Anualmente Para Lima Metropolitana*. Lima-Perú: Universidad Privada del Norte.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2019). *Manual de operación y mantenimiento*. Retrieved from Sistema de agua potable: http://minos.vivienda.gob.pe:8081/Documentos_SICA/modulos/FTA/SECCION%20IV/4.14/529736846_MANUAL%20O&M%20AGUA%20POTABLE.pdf
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2021). *Reglamento Nacional de Tasaciones del Perú*. Lima-Perú: El Peruano.

- Ministerio de Vivienda, C. y., & SENCICO. (2019). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima-Perú.
- Mörsch, E. (1908). *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung (Construcción de hormigón armado, su teoría y aplicación.)*. Alemania: Alemania.
- Munevar Badillo, O. (2018). *La Estadística En Valoración Inmobiliaria Y La Aplicación De Los Avalúos En La Gestión Del Suelo*. Bogotá-Colombia: Universidad Santo Tomás.
- Olaechea Cunza, L. (2019). *Análisis Comparativo De Los Aspectos Influyentes En La Tasación De Inmuebles*. Piura-Perú: Universidad de Piura.
- Perez Torres, C. R. (2020). *Diseño estructural de vigas con membrana inferior y su eficacia de espacios arquitectónicos*. Lima-Perú: Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas.
- Perúconstruye. (2020). *Concreto en obra: Material fundamental para la construcción*. Lima-Perú: Latam Construction.
- Reyes Yubero, W. (2019). *Análisis comparativo de métodos multicriterio para la selección de productos alternativos en la UEB Productora-Comercializadora de LABIOFAM Villa Clara*. Santa Clara-Cuba: Universidad Central Marta Abreu de las Villas.
- RNE. (2018). *NORMA E.050*. Lima-Perú.
- RNE. (2019). *NORMA E.020*. Retrieved from NORMA E.020:
<https://ww3.vivienda.gob.pe/DGPRVU/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20III%20Edificaciones/50%20E.020%20CARGAS.pdf>
- RNE. (2019). *NORMA E.030*. Retrieved from NORMA E.030:
[http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20III%](http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20III%20Edificaciones/50%20E.030%20CARGAS.pdf)

20Edificaciones/51%20E.030%20DISENO%20SISMORRESISTENTE.pdf

RNE. (2019). *NORMA E.060*. Retrieved from NORMA E.060:

http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/E060_CONCRETO_ARMADO.pdf

RNE. (2019). *NORMA E.090*. Retrieved from NORMA E.090:

<https://www3.vivienda.gob.pe/ejes/vivienda-y-urbanismo/documentos/Reglamento%20Nacional%20de%20Edificaciones.pdf>

Salinas, R. (2001). *curso de segunda especializacion de ingenieria sismorresistente*. Lima-Perú: Universidad Nacional de Ingenieria.

San Bartolome Ramos, A. F. (1998). *Analisis de edificios*. Lima: Pontifica Universidad Catolica del Perú.

San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima-Perú.

Sanchez Pinedo, J. W. (2020). *Diseño estructural de aulas y laboratorios del Colegio Militar Gran Mariscal Ramón Castilla – Huanchaco – Trujillo – La Libertad*. TRUJILLO – PERÚ: Universidad Cesar Vallejo.

SIMON DIAZ, Á. A. (2016). *Vulnerabilidad sismica en instituciones educativas nivel secundaria del distrito de Panao-Pachitea-Huánuco*. HUANUCO-PERU: UNIVERSIDAD NACIONAL “HERMILIO VALDIZAN”.

Singer, F. L. (1987). *Resistencia de Materiales*. Mexico: Camara Nacional de la Industria Editorial.

Soncco Sinchi, K. W. (2019). *Modelamiento no lineal geométrico de vigas utilizando la teoría mejorada de primer orden mediante el método de elementos finitos*. Lima-Perú: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.

Tamayo y Tamayo, M. (2004). *El proceso de la investigación científica*.
Limusa.

Vargas Mori, J. S. (2019). *Relación entre la geometría de acartelamiento y su mecanismo de resistencia a flexión en vigas de grandes luces*.
Huancavelica, Perú: Universidad Nacional de Huancavelica.

ANEXOS:

ANEXO N°1: Consentimiento informado



NOVA PERÚ SAC
INGENIEROS CONSULTORES & CONTRATISTAS

"Año de la unidad, la paz y el desarrollo"

Huánuco, 18 de junio del 2023

CARTA DE CONSENTIMIENTO INFORMADO PARA INVESTIGACIÓN DE PROYECTO DE TESIS

La empresa NOVA PERÚ INGENIEROS CONSULTORES Y CONTRATISTAS S.A.C. con RUC: 20609484692, con domicilio en con domicilio legal en Av. Santa Zefora Mz. B Lt.07, consiento que el Sr. **VERDE BASILIO CARLOS NIGER**, identificado con DNI. N.º 71430273, perteneciente al Programa de fortalecimiento en investigación de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán de Huánuco, realizará su proyecto de investigación de tesis titulado "INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO", en mi representada.

Así mismo, se me ha explicado que, durante el desarrollo de su investigación, se le brindo los expedientes técnicos de proyectos estructurales referentes al tema de investigación y también se le brindo las pautas de apoyo al investigador.

Por tanto, en señal de conformidad a lo expuesto firmo el presente documento.

Huánuco, 18 de junio de 2023.

Jhonatan Jaramillo Trinidad
Nova PERÚ S.A.C.
RUC: 20609484692

ANEXO N°2: Instrumentos de recolección de datos

Figura 192

Ficha comparativa de cortante en la base

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILO VALDIZAN			
FICHA DE COMPARATIVA			
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO		
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger		
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO		
FECHA:			
FICHA:	REDUCCIÓN DEL CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA		
CASO	DESCRIPCION	CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA (TON)	% DE VARIACION EN REFERENCIA AL CASO 1
CASO 1			
CASO 2			
CASO 3			
CASO 4			
CASO 5			
CASO 6			

Fuente: Elaboración propia

Figura 193
Ficha comparativa de esfuerzo cortante

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN							
FICHA DE COMPARATIVA							
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO						
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger						
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO						
FECHA:							
FICHA:	ESFUERZO CORTANTE						
NIVEL	CASO 6	CASO 5	CASO 4	CASO 3	CASO 2	CASO 1	% DE VARIACION EN REFERENCIA AL CASO 1
PISO 1							
PISO 2							
PISO 3							
PISO 4							
PISO 5							
(+) PROMEDIO DE REDUCCIÓN =							

Fuente: Elaboración propia

Figura 194
Ficha comparativa de momento negativo

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN							
FICHA DE COMPARATIVA							
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO						
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger						
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO						
FECHA:							
FICHA:	MOMENTOS MÁXIMOS NEGATIVOS						
NIVEL	CASO 6	CASO 5	CASO 4	CASO 3	CASO 2	CASO 1	% DE VARIACION EN REFERENCIA AL CASO 1
PISO 1							
PISO 2							
PISO 3							
PISO 4							
PISO 5							
(+) (+) PROMEDIO DE REDUCCIÓN =							

Fuente: Elaboración propia

Figura 195
Ficha comparativa de momento positivo

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN							
FICHA DE COMPARATIVA							
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO						
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger						
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO						
FECHA:							
FICHA:	MOMENTOS MÁXIMOS POSITIVOS						
NIVEL	CASO 6	CASO 5	CASO 4	CASO 3	CASO 2	CASO 1	% DE VARIACION EN REFERENCIA AL CASO 1
PISO 1							
PISO 2							
PISO 3							
PISO 4							
PISO 5							
(+) (+) PROMEDIO DE REDUCCIÓN =							

Fuente: Elaboración propia

Figura 196
Ficha comparativa de desplazamiento en X

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILO VALDIZAN							
FICHA DE COMPARATIVA							
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO						
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger						
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO						
FECHA:							
FICHA:	DESPLAZAMIENTO LATERAL PARA EL SISMO EN X						
NIVEL	CASO 6	CASO 5	CASO 4	CASO 3	CASO 2	CASO 1	% DE VARIACION EN REFERENCIA AL CASO 1
PISO 1							
PISO 2							
PISO 3							
PISO 4							
PISO 5							
(+) PROMEDIO DE REDUCCIÓN =							

Fuente: Elaboración propia

Figura 197
Ficha comparativa de desplazamiento en Y

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN							
FICHA DE COMPARATIVA							
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO						
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger						
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO						
FECHA:							
FICHA:	DESPLAZAMIENTO LATERAL PARA EL SISMO EN Y						
NIVEL	CASO 6	CASO 5	CASO 4	CASO 3	CASO 2	CASO 1	% DE VARIACION EN REFERENCIA AL CASO 1
PISO 1							
PISO 2							
PISO 3							
PISO 4							
PISO 5							
(+) PROMEDIO DE REDUCCIÓN =							

Fuente: Elaboración propia

Figura 198
Ficha comparativa de deriva en X

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN							
FICHA DE COMPARATIVA							
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO						
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger						
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO						
FECHA:							
FICHA:	DERIVA PARA EL SISMO EN X						
NIVEL	CASO 6	CASO 5	CASO 4	CASO 3	CASO 2	CASO 1	% DE VARIACION EN REFERENCIA AL CASO 1
PISO 1							
PISO 2							
PISO 3							
PISO 4							
PISO 5							
(+) PROMEDIO DE REDUCCIÓN =							

Fuente: Elaboración propia

Figura 199
Ficha comparativa de deriva en Y

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN							
FICHA DE COMPARATIVA							
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO						
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger						
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO						
FECHA:							
FICHA:	DERIVA PARA EL SISMO EN Y						
NIVEL	CASO 6	CASO 5	CASO 4	CASO 3	CASO 2	CASO 1	% DE VARIACION EN REFERENCIA AL CASO 1
PISO 1							
PISO 2							
PISO 3							
PISO 4							
PISO 5							
(+) PROMEDIO DE REDUCCIÓN =							

Fuente: Elaboración propia

Figura 200
Ficha de encuesta

ENCUESTA PARA INGENIEROS ESPECIALISTAS EN ESTRUCTURAS

DATOS:

APELLIDOS Y NOMBRE: _____

EXP LABORAL: _____ AÑOS

LUGAR DONDE LABORA: _____

1. ¿Cuál tipo de viga es más empleada en el Perú?
 - a) Viga con sección uniforme
 - b) Viga con sección variable
2. ¿Cuál tipo de viga es más empleada en Huánuco?
 - a) Viga con sección uniforme
 - b) Viga con sección variable
3. ¿Usted realizó diseños estructurales con vigas de sección variable?
 - a) Sí
 - b) No
4. ¿Cuál tipo de viga presentara mejor comportamiento estructural en una edificación de 5 niveles según su experiencia profesional?
 - c) Viga con sección uniforme
 - d) Viga con sección variable
5. ¿Cuál es más óptimo (encofrado y armado de acero) en el proceso constructivo de una edificación de 5 niveles de concreto armado?
 - e) Viga con sección uniforme
 - f) Viga con sección variable
6. ¿Cuál es más económico en el proceso constructivo de una edificación de 5 niveles de concreto armado?
 - g) Viga con sección uniforme
 - h) Viga con sección variable
7. ¿Debería de implementarse las vigas con sección variable?
 - a) Sí
 - b) No

Fuente: Elaboración propia

Figura 201
Ficha de análisis granulométrico del suelo

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN					
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS					
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO				
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Níger				
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO				
FECHA:					
ENSAYO:	ANÁLISIS GRANULOMETRICO DEL SUELO				
CALICATA:					
NTP:	339.128				
TAMIZ	DIAMETRO (mm)	PESO RETENIDO(gr)	RETENIDO PARCIAL(%)	RETENIDO ACUMULADO(%)	QUE PASA(%)
3"	76.2				
1 1/2"	38.1				
1"	25.4				
3/4"	19.05				
1/2"	12.7				
3/8"	9.525				
N°4	4.76				
N°10	2				
N°16	1.3				
N°30	0.59				
N°40	0.426				
N°50	0.297				
N°60	0.25				
N°100	0.149				
N°200	0.074				
CAZOLETA					
TOTAL					

Fuente: Elaboración propia

Figura 202
Ficha de Contenido de Humedad

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN						
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS						
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO					
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger					
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO					
FECHA:						
ENSAYO:	CONTENIDO DE HUMEDAD					
CALICATA:						
NTP:	339.127					
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05	PROMEDIO
Peso de Bandeja						
Peso natural húmedo + bandeja						
Peso natural seco + bandeja						
Peso natural húmedo						
Peso natural seco						
Contenido de Humedad						

Fuente: Elaboración propia

Figura 203
Ficha de Limite Liquido

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN					
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS					
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO				
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger				
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO				
FECHA:					
ENSAYO:	LÍMITE LÍQUIDO				
CALICATA:					
NTP:	339.129				
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05
Peso del tarro (gr)					
Peso del tarro + suelo húmedo (gr)					
Peso del tarro + suelo seco (gr)					
Peso del suelo húmedo (gr)					
Número de golpes					
Contenido de Humedad (%)					
LÍMITE LÍQUIDO (%)					

Fuente: Elaboración propia

Figura 204
Ficha de Limite Plástico

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILO VALDIZAN					
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS					
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO				
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger				
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO				
FECHA:					
ENSAYO:	LÍMITE PLASTICO				
CALICATA:					
NTP:	339.130				
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05
Peso del tarro (gr)					
Peso del tarro + suelo húmedo (gr)					
Peso del tarro + suelo seco (gr)					
Peso del suelo húmedo (gr)					
Peso del suelo seco (gr)					
LÍMITE PLASTICO (%)					

Fuente: Elaboración propia

Figura 205
Ficha de Peso específico

UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILO VALDIZAN					
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS					
	TESIS: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO				
TESISTA:	Verde Basilio Carlos Niger				
UBICACIÓN:	AMARILIS - HUÁNUCO				
FECHA:					
ENSAYO:	PESO ESPECIFICO				
CALICATA:					
NTP:	339.131				
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05
Peso del recipiente + muestra húmeda (gr)					
Peso del recipiente + muestra seca (gr)					
Peso del recipiente (gr)					
Peso del recipiente (gr)					
Volumen recipiente (gr)					
RESULTADOS					
Peso de la muestra húmeda (gr)					
Peso de la muestra seca (gr)					
Peso del agua (gr)					
Peso específico de la muestra húmeda (gr/m3)					
Peso específico de la muestra seca (gr/m3)					
Humedad (%)					

Fuente: Elaboración propia

ANEXO N°3: Matriz de consistencia

Tabla 184
Matriz de consistencia.

TÍTULO: INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO						
Problemas	Objetivos	Hipótesis	Variables	Definición Conceptual	Dimensiones	Metodología
Problema general:	Objetivo General	Hipótesis General				Enfoque
¿Cómo se controlará las excesivas deflexiones en vigas mayores de 7 metros en edificaciones comerciales de concreto armado empleando el acartelamiento en vigas?	Controlar las excesivas deflexiones en vigas mayores de 7 metros en edificaciones comerciales de concreto armado empleando el acartelamiento en vigas.	El empleo de acartelamiento en vigas mejora las excesivas deflexiones en vigas con luces mayores a 7 metros en edificaciones comerciales concreto armado evitando el agrietamiento en las vigas.	Variable independiente: Acartelamiento	Es un elemento estructura el cual posee una variación en su peralte esta variación depende del ángulo de variación.	Viga de concreto armado	Será cuantitativo
Problema específico:	Objetivos específicos	Hipótesis específico				Alcance o nivel
¿Cómo se calculará la longitud de variación cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado?	Calcular la longitud de variación cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado.	La longitud de variación influye directamente en el cálculo de los esfuerzos internos cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado.		La deflexión en vigas de concreto de más de 7 metros es el fenómeno que acontece en los elementos esbeltos, cuando estos están sometidos a una carga que los comprime. Y se caracteriza por una deformación, sea elástica o plástica, que implica un desplazamiento perpendicular al eje en que se ejerce la compresión.	Análisis estático	El alcance es descriptivo.
¿Cómo se determinará la variación de los esfuerzos internos cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado?	Determinar la variación de los esfuerzos internos cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado.	Los esfuerzos internos son menores cuando se emplean vigas acarteladas que vigas rectas para una edificación de concreto armado.	Variable dependiente: Deflexiones en vigas		Análisis dinámico	Diseño
¿Como se determinará la variación de la cuantía de acero cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado?	Determinar la variación de la cuantía de acero cuando se emplea vigas acarteladas para una edificación de concreto armado.	La cuantía de acero es menor cuando se emplean vigas acarteladas que vigas rectas para una edificación de concreto armado.				Es no experimental

Fuente: Elaboración propia


ANEXO N°4: Validación de instrumentos

1. DATOS GENERALES

Nombre y Apellido del Experto:	MOSEIS GROBER GUERRA UTRILLA
Cargo:	INGENIERO CIVIL
Grado academico:	TITULADO
Tesista:	Bach. Ing. Verde Basilio, Carlos Niger
Tesis:	INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

2. ASPECTOS DE LA VALIDACIÓN

INDICADORES	CRITERIOS	Deficiente 0-20%	Regular 20-40%	Buena 40-60%	Muy buena 60-80%	Excelente 80-100%	OBSERVACIONES
1. Intencionalidad	El instrumento responde a los objetivos de la investigación				✘		
2. Objetividad	El instrumento esta expresado en comportamientos observables				✘		
3. Organización	El orden de los items y el area es adecuado				✘		
4. Claridad	El vocabulario es adecuado para los pobladores de la investigación				✘		
5. Suficiencia	El numero de items propuestos es suficiente para medir la variable				✘		
6. Consistencia	Tiene una base teorica y cientifica que la respalde				✘		
7. Coherencia	Entre el objetivo, problema e hipotesis existe coherencia				✘		
8. Aplicabilidad	Los procedimientos para su aplicación son sencillos					✘	


 Moises Grober Guerra Utrilla
 INGENIERO CIVIL
 CIP 77008

ING. MOSEIS GROBER GUERRA UTRILLA

1. DATOS GENERALES

Nombre y Apellido del Experto:	ALEXANDER LAMBRUSCHINI ESPINOZA
Cargo:	INGENIERO CIVIL
Grado academico:	MAGISTER
Tesista:	Bach. Ing. Verde Basilio, Carlos Niger
Tesis:	INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

2. ASPECTOS DE LA VALIDACIÓN

INDICADORES	CRITERIOS	Deficiente 0-20%	Regular 20-40%	Buena 40-60%	Muy buena 60-80%	Excelente 80-100%	OBSERVACIONES
1. Intencionalidad	El instrumento responde a los objetivos de la investigación				✗		
2. Objetividad	El instrumento esta expresado en comportamientos observables				✗		
3. Organización	El orden de los items y el area es adecuado					✗	
4. Claridad	El vocabulario es adecuado para los pobladores de la investigación				✗		
5. Suficiencia	El numero de items propuestos es suficiente para medir la variable				✗		
6. Consistencia	Tiene una base teorica y cientifica que la respalde				✗		
7. Coherencia	Entre el objetivo, problema e hipotesis existe coherencia				✗		
8. Aplicabilidad	Los procedimientos para su aplicación son sencillos					✗	



 ING. ALEXANDER LAMBRUSCHINI ESPINOZA

1. DATOS GENERALES

Nombre y Apellido del Experto:	CRISTIAN TOLENTINO PENADILLO
Cargo:	INGENIERO CIVIL
Grado academico:	TITULADO
Tesista:	Bach. Ing. Verde Basilio, Carlos Niger
Tesis:	INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO

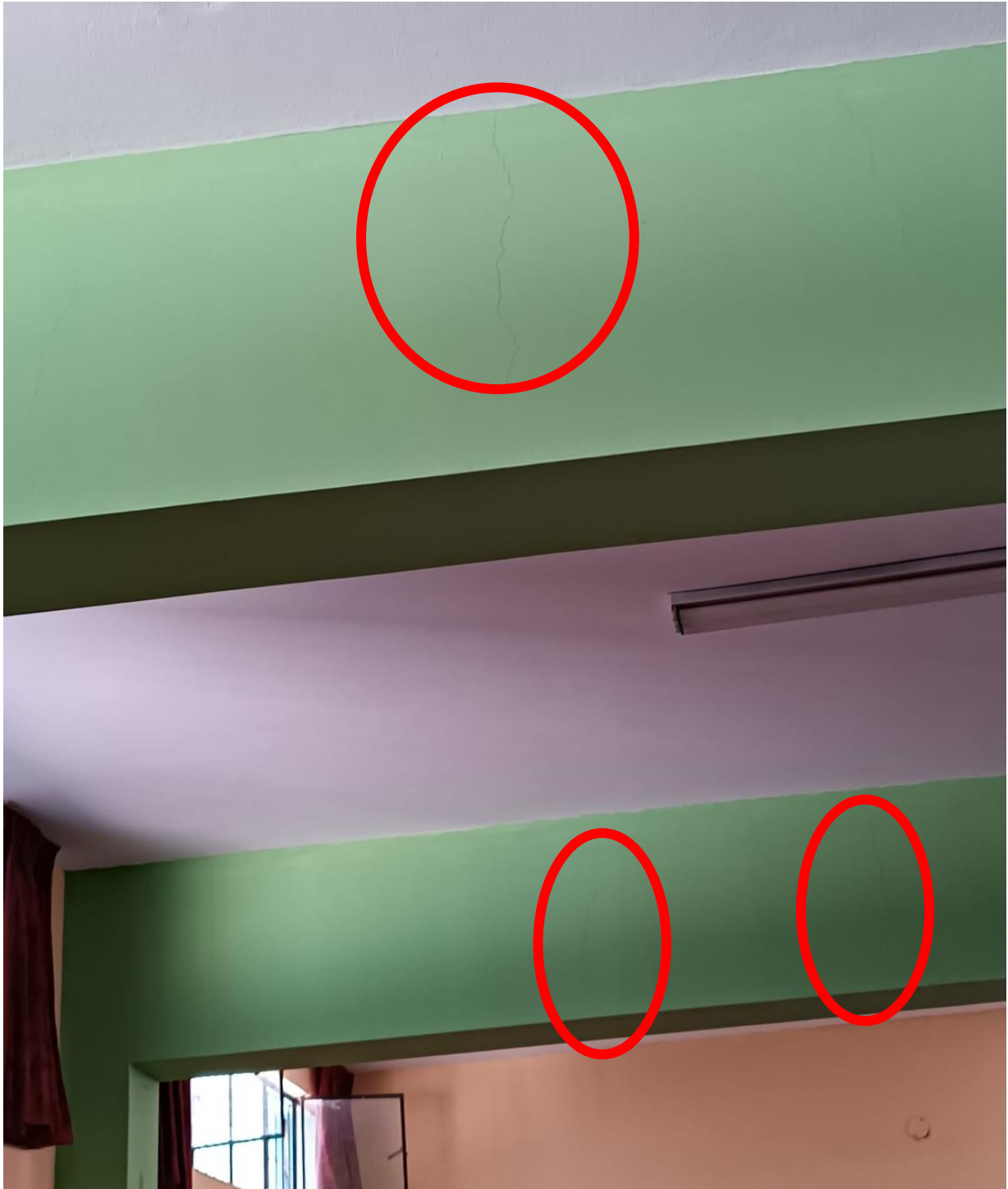
2. ASPECTOS DE LA VALIDACIÓN

INDICADORES	CRITERIOS	Deficiente 0-20%	Regular 20-40%	Buena 40-60%	Muy buena 60-80%	Excelente 80-100%	OBSERVACIONES
1. Intencionalidad	El instrumento responde a los objetivos de la investigación				✗		
2. Objetividad	El instrumento esta expresado en comportamientos observables				✗		
3. Organización	El orden de los items y el area es adecuado					✗	
4. Claridad	El vocabulario es adecuado para los pobladores de la investigación				✗		
5. Suficiencia	El numero de items propuestos es suficiente para medir la variable				✗		
6. Consistencia	Tiene una base teorica y cientifica que la respalde				✗		
7. Coherencia	Entre el objetivo, problema e hipotesis existe coherencia				✗		
8. Aplicabilidad	Los procedimientos para su aplicación son sencillos					✗	


 Cristian J. Tolentino Penadillo
 INGENIERO CIVIL
 CIP 311151

ANEXO N°5: Panel fotográfico

Nota: Grietas en vigas de viviendas con luces mayores a 7 metros



Nota: Grietas en vigas de colegios con luces mayores a 7 metros

ANEXO N°6: Nota bibliográfica

Verde Basilio Carlos Niger, nació el 19 de noviembre del año 2001 en el distrito de Amarilis provincia y departamento de Huánuco. Es hija del Sr. Zósimo Verde Vara y Sra. Leonarda Basilio Neyra. Sus estudios de secundaria lo realizaron en la Institución Educativa Marino Meza Rosales – Llicua, sus estudios universitarios lo realizaron en la Universidad Nacional Hermilio Valdizán de Huánuco de la Facultad de Ingeniería civil y Arquitectura de la Escuela profesional de Ingeniería civil.

NOMBRE DEL TRABAJO

INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METR

AUTOR

Carlos Niger VERDE BASILIO

RECuento DE PALABRAS

33939 Words

RECuento DE CARACTERES

166024 Characters

RECuento DE PÁGINAS

244 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

45.3MB

FECHA DE ENTREGA

Aug 28, 2023 2:24 PM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Aug 28, 2023 2:27 PM GMT-5

● **24% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos

- 21% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 10% Base de datos de trabajos entregados
- 2% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Coincidencia baja (menos de 10 palabras)
- Material citado



Dr. Ing. Jose Luis Villavicencio Guardia
DIRECTOR DE LA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN
DOCENTE DE LA FICA



CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

N°049-2023- DI/FICyA

El director de investigación de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan de Huánuco

HACE CONSTAR que:

La Tesis **INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO** del Bachiller Verde Basilio, Carlos Niger de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Cuenta con un índice de similitud del **24 %** verificable en el Reporte de Originalidad del software anti-plagio Turnitin. Luego del análisis se concluye que, cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio, por lo expuesto la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias, además de presentar un índice de similitud menor al 35% establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán.

Huánuco, 28 de agosto 2023

.....
Dr. José Luis VILLAVICENCIO GUARDIA
Director de Investigación
Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura

DI.JLVG 2023



**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

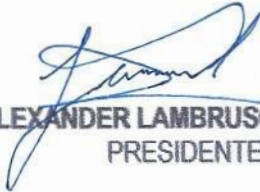
En la ciudad universitaria de Cayhuayna, a los 24 días del mes de agosto de 2023, siendo las 11.30 am, se dará cumplimiento a la Resolución de Decano N°646-2022-UNHEVAL-FICA-D (Designando a la Comisión de Revisión y sustentación de tesis) y la Resolución Virtual N°649-2023-UNHEVAL-FICA-D, de fecha 22.AGO.2023 (Fijando fecha y hora de sustentación de tesis), en concordancia con el Reglamento General de Grados y Títulos, en virtud de la Resolución Consejo Universitario N°3412-2022-UNHEVAL (Aprobando el procedimiento de la Sustentación de Tesis), los Miembros del Jurado van a proceder a la evaluación de la sustentación en acto público presencial de la tesis titulada: **INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil del Bachiller **CARLOS NIGER VERDE BASILIO**, reuniéndose en el Auditorio de la FICyA, el jurado examinador integrado por los Docentes: Mg. Ing. Reyder Alexander Lambruschini Espinoza PRESIDENTE – Mg. Ing. Luis Fernando Narro Jara, SECRETARIO – Mg. Ing. Jesús Francisco Ascencio Cóndor, VOCAL y el bachiller mencionado, a fin de proceder con la evaluación y calificación de la sustentación de tesis y obtener el **Título Profesional de Ingeniero** de la carrera profesional de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura.


Concluido el acto de defensa los miembros de jurado, procedió a la evaluación del aspirante al título profesional de Ingeniero Civil, obteniendo luego el resultado siguiente:


APELLIDOS Y NOMBRES	DICTAMEN	NOTA	CALIFICATIVO
VERDE BASILIO CARLOS NIGER	Aprobado	17	Muy bueno

Calificación que se realizó de acuerdo a la Resolución Consejo Universitario N°3412-2022-UNHEVAL - Título VII- Capítulo VI Art.78 del Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad Nacional Hermilio Valdizán

Dándose por finalizado dicho acto a las: del mismo día 24/08/2023 con lo que se dio por concluido, y en fe de lo cual firmamos.


ALEXANDER LAMBRUSCHINI ESPINOZA
PRESIDENTE


LUIS FERNANDO NARRO JARA
SECRETARIO


JESÚS FRANCISCO ASCENCIO CONDOR
VOCAL

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DIGITAL Y DECLARACIÓN JURADA DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA OPTAR UN GRADO ACADÉMICO O TÍTULO PROFESIONAL

1. Autorización de Publicación: (Marque con una "X")

Pregrado	X	Segunda Especialidad		Posgrado:	Maestría		Doctorado
----------	---	----------------------	--	-----------	----------	--	-----------

Pregrado (tal y como está registrado en SUNEDU)

Facultad	Ingeniería civil y arquitectura
Escuela Profesional	Ingeniería civil
Carrera Profesional	Ingeniería civil
Grado que otorga	-----
Título que otorga	Ingeniero civil

Segunda especialidad (tal y como está registrado en SUNEDU)

Facultad	-----
Nombre del programa	-----
Título que Otorga	-----

Posgrado (tal y como está registrado en SUNEDU)

Nombre del Programa de estudio	-----
Grado que otorga	-----

2. Datos del Autor(es): (Ingrese todos los datos requeridos completos)

Apellidos y Nombres:	Verde Basilio Carlos Niger							
Tipo de Documento:	DNI	<input checked="" type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	960560712
Nro. de Documento:	71430273			Correo Electrónico:	carlosnigerverdebasilio@gmail.com			

Apellidos y Nombres:	-----							
Tipo de Documento:	DNI	<input type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	-----
Nro. de Documento:	-----			Correo Electrónico:	-----			

Apellidos y Nombres:	-----							
Tipo de Documento:	DNI	<input type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de Celular:	-----
Nro. de Documento:	-----			Correo Electrónico:	-----			

3. Datos del Asesor: (Ingrese todos los datos requeridos completos según DNI, no es necesario indicar el Grado Académico del Asesor)

¿El Trabajo de Investigación cuenta con un Asesor?: (marque con una "X" en el recuadro del costado, según corresponda)								SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO	
Apellidos y Nombres:	Torres Ramírez, Moisés Edgard					ORCID ID:	0000-0002-1036-7573				
Tipo de Documento:	DNI	<input checked="" type="checkbox"/>	Pasaporte	<input type="checkbox"/>	C.E.	<input type="checkbox"/>	Nro. de documento:	22494112			

4. Datos del Jurado calificador: (Ingrese solamente los Apellidos y Nombres completos según DNI, no es necesario indicar el Grado Académico del Jurado)

Presidente:	Dominguez Magino Mauro Antonio
Secretario:	Narro Jara Luis Fernando
Vocal:	Ascencio Condor Jesus Francisco
Vocal:	-----
Vocal:	-----
Accesitario	Meyzan Briceño Jorge Luis

5. Declaración Jurada: (Ingrese todos los datos requeridos completos)

a) Soy Autor (a) (es) del Trabajo de Investigación Titulado: (Ingrese el título tal y como está registrado en el Acta de Sustentación)

INFLUENCIA DEL ACARTELAMIENTO PARA EL CONTROL DE LAS DEFLEXIONES EN VIGAS CON LUCES MAYORES A 7 METROS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO

b) El Trabajo de Investigación fue sustentado para optar el Grado Académico ó Título Profesional de: (tal y como está registrado en SUNEDU)

TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

c) El Trabajo de investigación no contiene plagio (ninguna frase completa o párrafo del documento corresponde a otro autor sin haber sido citado previamente), ni total ni parcial, para lo cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias.

d) El trabajo de investigación presentado no atenta contra derechos de terceros.

e) El trabajo de investigación no ha sido publicado, ni presentado anteriormente para obtener algún Grado Académico o Título profesional.

f) Los datos presentados en los resultados (tablas, gráficos, textos) no han sido falsificados, ni presentados sin citar la fuente.

g) Los archivos digitales que entrego contienen la versión final del documento sustentado y aprobado por el jurado.

h) Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a la Universidad Nacional Hermilio Valdizan (en adelante LA UNIVERSIDAD), cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido del Trabajo de Investigación, así como por los derechos de la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y frente a terceros de cualquier daño que pudiera ocasionar a LA UNIVERSIDAD o a terceros, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar causas en la tesis presentada, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello. Asimismo, por la presente me comprometo a asumir además todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse para LA UNIVERSIDAD en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontraren causa en el contenido del trabajo de investigación. De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional Hermilio Valdizan.

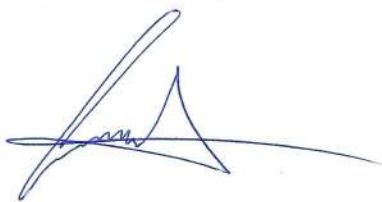

6. Datos del Documento Digital a Publicar: (Ingrese todos los datos requeridos completos)

Ingrese solo el año en el que sustentó su Trabajo de Investigación: (Verifique la Información en el Acta de Sustentación)		2023	
Modalidad de obtención del Grado Académico o Título Profesional: (Marque con X según Ley Universitaria con la que inició sus estudios)	Tesis	<input checked="" type="checkbox"/>	Tesis Formato Artículo
	Trabajo de Investigación	<input type="checkbox"/>	Trabajo de Suficiencia Profesional
	Trabajo Académico	<input type="checkbox"/>	Otros (especifique modalidad)
Palabras Clave: (solo se requieren 3 palabras)	VIGA	DEFLEXIÓN	ACARTELAMIENTO
Tipo de Acceso: (Marque con X según corresponda)	Acceso Abierto	<input checked="" type="checkbox"/>	Condición Cerrada (*)
	Con Periodo de Embargo (*)	<input type="checkbox"/>	Fecha de Fin de Embargo:
¿El Trabajo de Investigación, fue realizado en el marco de una Agencia Patrocinadora? (ya sea por financiamientos de proyectos, esquema financiero, beca, subvención u otras; marcar con una "X" en el recuadro del costado según corresponda):	SI	<input type="checkbox"/>	NO <input checked="" type="checkbox"/>
Información de la Agencia Patrocinadora:	-----		

El trabajo de investigación en digital y físico tienen los mismos registros del presente documento como son: Denominación del programa Académico, Denominación del Grado Académico o Título profesional, Nombres y Apellidos del autor, Asesor y Jurado calificador tal y como figura en el Documento de Identidad, Título completo del Trabajo de Investigación y Modalidad de Obtención del Grado Académico o Título Profesional según la Ley Universitaria con la que se inició los estudios.

7. Autorización de Publicación Digital:

A través de la presente. Autorizo de manera gratuita a la Universidad Nacional Hermilio Valdizán a publicar la versión electrónica de este Trabajo de Investigación en su Biblioteca Virtual, Portal Web, Repositorio Institucional y Base de Datos académica, por plazo indefinido, consintiendo que con dicha autorización cualquier tercero podrá acceder a dichas páginas de manera gratuita pudiendo revisarla, imprimirla o grabarla siempre y cuando se respete la autoría y sea citada correctamente. Se autoriza cambiar el contenido de forma, más no de fondo, para propósitos de estandarización de formatos, como también establecer los metadatos correspondientes.

Firma:			
Apellidos y Nombres:	Verde Basilio Carlos Niger		Huella Digital
DNI:	71430273		
Firma:		-----	-----
Apellidos y Nombres:	-----		Huella Digital
DNI:	-----		
Firma:		-----	-----
Apellidos y Nombres:	-----		Huella Digital
DNI:	-----		
Fecha: 07/09/2023			

Nota:

- ✓ No modificar los textos preestablecidos, conservar la estructura del documento.
- ✓ Marque con una X en el recuadro que corresponde.
- ✓ Llenar este formato de forma digital, con tipo de letra **calibri**, **tamaño de fuente 09**, manteniendo la alineación del texto que observa en el modelo, sin errores gramaticales (*recuerde las mayúsculas también se tildan si corresponde*).
- ✓ La información que escriba en este formato debe coincidir con la información registrada en los demás archivos y/o formatos que presente, tales como: DNI, Acta de Sustentación, Trabajo de Investigación (PDF) y Declaración Jurada.
- ✓ Cada uno de los datos requeridos en este formato, es de carácter obligatorio según corresponda.