



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

“COMPARACIÓN MÉTODO PSEUDO TRIDIMENSIONAL CON COMPATIBILIDADES VERTICALES, VERSUS EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS, CON APLICACIÓN A UN EDIFICIO REAL, CONJUNTO WALKER MARTÍNEZ”

Tesis para optar al Título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante:
Sr. Alejandro Niño Solís
Ingeniero Civil Ms. Diseño
y Cálculo de Edificios

LEONARDO ALEJANDRO BAJAS PÉREZ
VALDIVIA — CHILE
2015

*Agradezco a Dios y mi familia, en especial a mis padres
y hermano por el cariño y apoyo permanente.*

*A mi amada Yeny, por su amor incondicional y apoyo
cuando los vientos soplaron en contra.*

*A mis seres queridos que ya partieron, pero que
siempre están en mis pensamientos.*

*A mi profesor guía Alejandro y la oficina Madlan,
por sus consejos y sabiduría.*

*A mis amigos, quienes de una u otra forma
me acompañaron en este proceso.*

ÍNDICE TEMÁTICO.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2 ANTECEDENTES BIBLIOGRÁFICOS.....	5
1.2.1 METODOLOGÍA CLÁSICA.....	6
1.2.2 METODOLOGÍA MODERNA.....	9
1.3 OBJETIVOS.....	11
1.3.1 OBJETIVOS GENERALES.....	11
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	11
1.4 METODOLOGÍA APLICADA.....	12
1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES.....	14
1.6 ESTRUCTURA DE LA TESIS.....	15
1.6.1 CAPÍTULO 1.....	15
1.6.2 CAPÍTULO 2.....	15
1.6.3 CAPÍTULO 3.....	15
1.6.4 CAPÍTULO 4.....	15
1.6.5 CAPÍTULO 5.....	15
CAPITULO II: ASPECTOS TEÓRICOS.....	16
2.1 METODOLOGÍA CLÁSICA Y PSEUDO TRIDIMENSIONAL.....	16
2.1.1 MUROS CON PEQUEÑAS PERFORACIONES.....	16
2.1.2 MUROS CON GRANDES ABERTURAS (MODELACIÓN DE MARCOS).....	18
2.1.3 MUROS CON ABERTURAS INTERMEDIAS.....	19
2.1.4 MODELACIÓN PSEUDO TRIDIMENSIONAL CON COMPATIBILIDADES VERTICALES.....	24
2.2 METODOLOGÍA MODERNA.....	31
2.2.1 ELEMENTO FINITO TRIANGULAR.....	34

2.2.2 APLICACIÓN DE LOS PRINCIPIOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	36
2.2.3 ELEMENTOS FINITOS REFINADOS.....	40
2.2.4 ELEMENTOS FINITOS ESPACIALES.....	41
2.2.5 COORDENADAS ISOPARAMÉTRICAS Y NATURALES.....	42
2.2.6 OBSERVACIONES DEL M.E.F.	44
CAPITULO III: ASPECTOS PRÁCTICOS.....	45
3.1 MODELACIÓN EN ETABS.....	45
3.1.1 CREACIÓN DE UN MODELO EN ETABS.....	45
3.1.2 ELEMENTOS FRAME EN ETABS.....	54
3.1.3 ELEMENTOS SHELL EN ETABS.	58
3.1.4 TIPOS DE ANÁLISIS EN ETABS.....	64
3.1.5 CONSIDERACIONES GENERALES Y COMPARACIÓN DE AMBOS PROCEDIMIENTOS.....	70
3.2 DESARROLLO DE MODELOS EN ETABS.....	72
3.2.1 MODELACIÓN DE UNA VIGA ESBELTA.	72
3.2.2 MODELACIÓN DE UNA VIGA CORTA.	90
3.2.3 MODELACIÓN DE UN MURO Y UN PILAR.	99
3.2.4 INTERACCIÓN DE MUROS Y PILARES CON VIGAS CORTAS Y ESBELTAS.	103
3.2.5 INTERACCIÓN DE MUROS, PILARES Y VIGAS EN UN NIVEL.....	108
3.2.6 INTERACCIÓN DE MUROS, PILARES Y VIGAS EN VARIOS NIVELES.	119
3.2.7 MODELACIÓN DE ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES.	131
CAPITULO IV: CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DEL EDIFICIO.....	155
4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	155
4.1.1 ANTECEDENTES.	155
4.1.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO.....	156
4.1.3 TIPOLOGÍA DE LA ESTRUCTURA.	156
4.1.4 INFORMACIÓN RECOPIADA.....	157
4.2 MODELOS DESARROLLADOS EN ETABS.	158
4.2.1 CONDICIONES GENERALES.....	158

4.2.2 MODELO MEDIANTE ELEMENTOS SHELL EN ETABS (M.E.F).....	159
4.2.3 MODELO MEDIANTE ELEMENTOS FRAME (M.P.T.C.V).....	161
4.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	166
4.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	167
4.3.2 ANÁLISIS SÍSMICO.....	168
4.4 COMPARACIÓN CUANTITATIVA Y CUALITATIVA DE AMBOS MODELOS.....	172
4.4.1 PARAMETROS SISMICOS.....	172
4.4.2 ESFUERZOS Y DEFORMACIONES.....	181
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES.....	191
5.1 ANÁLISIS EN ESTRUCTURAS IDEALIZADAS.....	191
5.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL EDIFICIO WALKER MARTÍNEZ.....	192
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	193

ÍNDICE DE ANEXOS.

ANEXO A: COMANDOS BARRA DE HERRAMIENTAS ETABS.....	198
ANEXO B: TABLAS DE ESFUERZOS ELEVACIONES 1 Y A.....	200
ANEXO C: ESFUERZOS SÍSMICOS EN ESTRUCTURA A BASE DE MUROS.....	209
ANEXO D: ESFUERZOS SÍSMICOS EN ESTRUCTURA A BASE DE PILARES.....	217
ANEXO E: PLANOS DE FORMA EDIFICIO “CONJUNTO WALKER MARTÍNEZ”.....	225
ANEXO F: MODELO SHELL DE ETABS, EDIFICIO “CONJUNTO WALKER MARTÍNEZ”.....	249
ANEXO G: MODELO FRAME DE ETABS, EDIFICIO “CONJUNTO WALKER MARTÍNEZ”.....	268
ANEXO H: ESPECTROS DE DISEÑO, EDIFICIO “CONJUNTO WALKER MARTÍNEZ”.....	285

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 1.2.1.1: Marco equivalente propuesto por Schwaighofer y Microys.....	7
Figura 1.2.1.2: Modelo de Coull y Choudhury.....	8
Figura 1.2.2.1: Ejemplo de un muro con aberturas y una subdivisión del mismo.....	10
Figura 2.1.1.1: Modelo para pequeñas aberturas.....	17
Figura 2.1.2.1: Modelo continuo versus modelo discreto.....	18
Figura 2.1.2.2: Encuentros tipo de vigas con muros.....	19
Figura 2.1.3.1: Estructura y marco equivalente para muro con aberturas alineadas.....	20
Figura 2.1.3.2: Ejemplos de aberturas con disminuciones repentinas de sección.....	21
Figura 2.1.3.3: Valores de penetración para dos casos en particular.....	22
Figura 2.1.3.4: Ejemplo para muros con perforaciones rectangulares alternadas.....	23
Figura 2.1.3.5: Caso de ambos paneles con forma cuadrada.....	23
Figura 2.1.3.6: Modelo para paneles con diferente ancho.....	24
Figura 2.1.4.1: Vista en planta monolitismo mediante alas colaborantes.....	25
Figura 2.1.4.2: Vista en planta muros con compatibilidad vertical.....	26
Figura 2.1.4.3: Vista en elevación de una losa con diafragma rígido y otra flexible.....	27
Figura 2.1.4.4: Vista en planta y elevación de una estructura con diafragma rígido por piso.....	28
Figura 2.1.4.5: Sistema de ejes globales.....	28
Figura 2.1.4.6: Vectores de carga para el piso j.....	29
Figura 2.1.4.7: Representación de fuerzas internas y desplazamientos.....	31
Figura 2.2.1: Representación gráfica de un elemento finito triangular.....	32
Figura 2.2.2: Ejemplo de compatibilidad e incompatibilidad geométrica.....	33

Figura 2.2.1.1: Elemento finito triangular.....	34
Figura 2.2.2.1: Elemento finito triangular incluyendo las fuerzas nodales.....	38
Figura 2.2.3.1: Ejemplos de elementos finitos refinados.....	41
Figura 2.2.3.2: Elementos finitos de transición con número variable de nudos.....	41
Figura 2.2.4.1: Tetraedro, elemento finito espacial.....	42
Figura 2.2.5.1: Elemento finito triangular.....	43
Figura 3.1.1.1: Interface Etabs 9.7.4.....	46
Figura 3.1.1.2: Ventana de creación de archivo.....	46
Figura 3.1.1.3: Ventana de edición de grilla y niveles de piso.....	47
Figura 3.1.1.4: Ventana de definición de materiales.....	48
Figura 3.1.1.5: Ventana de modificación del concreto.....	49
Figura 3.1.1.6: Ventana de definición de estados de carga estáticos.....	49
Figura 3.1.1.7: Ventana de definición de combinaciones de carga.....	50
Figura 3.1.1.8: Ventana con ejemplo de una combinación de carga.....	50
Figura 3.1.1.9: Ventana para la definición del espectro de aceleraciones.....	51
Figura 3.1.1.10: Ventana para la definición de los sismos.....	51
Figura 3.1.1.11: Ventana para la definición de la reducción de cargas vivas.....	52
Figura 3.1.1.12: Ventana para la definición del peso sísmico.....	53
Figura 3.1.1.13: Ventana para la reducción de las cargas sísmicas.....	53
Figura 3.1.2.1: Ventana para definir secciones de elementos frame.....	54
Figura 3.1.2.2: Ventana para definir el centroide de elementos frame.....	55
Figura 3.1.2.3: Ventana para asignar restricciones de apoyo en nodos.....	56
Figura 3.1.2.4: Ventana para asignar cargas puntuales en nodos.....	56
Figura 3.1.2.5: Ventana para asignar cargas puntuales en elementos frame.....	57

Figura 3.1.2.6: Ventana para asignar cargas distribuidas en elementos frame.....	57
Figura 3.1.2.7: Ventana para asignar longitud de rigidez en elementos frame.....	58
Figura 3.1.3.1: Ventana para definir elementos Shell.....	59
Figura 3.1.3.2: Ventana para definir un elemento Shell tipo losa.....	59
Figura 3.1.3.3: Ventana para definir un diafragma de piso.....	60
Figura 3.1.3.4: Ventana para definir un elemento shell tipo muro.....	61
Figura 3.1.3.5: Ventana para mallar manualmente elementos shell.....	62
Figura 3.1.3.6: Ventana para el mallado automático de elementos shell.....	63
Figura 3.1.3.7: Ventana para forzar la conexión de todos los elementos.....	64
Figura 3.1.3.8: Ventana para cargar elementos shell.....	64
Figura 3.1.4.1: Ventana para editar opciones de análisis.....	65
Figura 3.1.4.2: Ventana para editar parámetros de análisis dinámico.....	65
Figura 3.1.4.3: Ventana para editar parámetros del efecto P-Delta.....	66
Figura 3.1.4.4: Ventana para extraer datos de entrada y de salida.....	67
Figura 3.1.4.5: Convención de signos para torsión y fuerza axial.....	67
Figura 3.1.4.6: Convención de signos para flexión y corte en el plano 1-2.....	68
Figura 3.1.4.7: Convención de signos para flexión y corte en el plano 1-3.....	68
Figura 3.1.4.8: Convención de signos para elementos spandrels de cargas en el plano.....	68
Figura 3.1.4.9: Convención de signos para elementos piers de cargas en el plano.....	69
Figura 3.1.4.10: Convención de signos para elementos piers y spandrel de cargas perpendiculares a su plano.....	69
Figura 3.1.5.1: Cachos rígidos elevación tipo.....	71
Figura 3.2.1.1.1: Condiciones de ambas modelaciones.....	73
Figura 3.2.1.1.2: Ventana para indicar la deformada.....	73

Figura 3.2.1.1.3: Posición deformada de las vigas.....	74
Figura 3.2.1.1.4: Ventana de selección de esfuerzos.....	75
Figura 3.2.1.1.5: Diagrama del esfuerzo de corte.....	75
Figura 3.2.1.1.6: Valores del esfuerzo de corte.....	76
Figura 3.2.1.1.7: Diagrama de momentos internos.....	76
Figura 3.2.1.1.8: Valores de momentos internos.....	77
Figura 3.2.1.1.9: Nuevo etiquetado de elementos shell.....	78
Figura 3.2.1.1.10: Valores del esfuerzo de corte.....	78
Figura 3.2.1.1.11: Diagramas del esfuerzo de corte.....	79
Figura 3.2.1.1.12: Nuevo etiquetado de elementos shell.....	79
Figura 3.2.1.1.13: Diagramas de momentos internos.....	80
Figura 3.2.1.1.14: Valores del momento interno.....	80
Figura 3.2.1.1.15: Nuevo etiquetado de elementos shell.....	81
Figura 3.2.1.1.16: Diagramas de momentos internos.....	82
Figura 3.2.1.1.17: Valores del momento interno.....	82
Figura 3.2.1.1.18: Nodos con la deformación máxima.....	83
Figura 3.2.1.2.1: Etiquetado de elementos shell.....	84
Figura 3.2.1.2.2: Valores de los momentos internos (Tipo A).....	85
Figura 3.2.1.2.3: Valores de los momentos internos (Tipo B).....	86
Figura 3.2.1.2.4: Valores de los esfuerzos de corte (Tipo A).....	87
Figura 3.2.1.2.5: Valores de los esfuerzos de corte (Tipo B).....	87
Figura 3.2.1.3.1: Etiquetado de elementos shell.....	89
Figura 3.2.1.3.2: Diagramas de momento.....	89
Figura 3.2.1.3.3: Valores de momento.....	90

Figura 3.2.2.1.1: Etiquetado de elementos shell.....	91
Figura 3.2.2.1.2: Diagramas de momento.....	92
Figura 3.2.2.1.3: Valores de momento.....	92
Figura 3.2.2.2.1: Etiquetado de elementos shell.....	93
Figura 3.2.2.2.2: Acercamiento de transformación Tipo A.....	94
Figura 3.2.2.2.3: Acercamiento de transformación Tipo B.....	94
Figura 3.2.2.2.4: Valores de los momentos internos (Tipo A).....	95
Figura 3.2.2.2.5: Valores de los momentos internos (Tipo B).....	95
Figura 3.2.2.2.6: Valores de los esfuerzos de corte (Tipo A).....	96
Figura 3.2.2.2.7: Valores de los esfuerzos de corte (Tipo B).....	96
Figura 3.2.2.3.1: Etiquetado de elementos shell.....	97
Figura 3.2.2.3.2: Diagramas de momento.....	98
Figura 3.2.2.3.3: Valores de momento.....	98
Figura 3.2.3.1.1: Etiquetado de elementos shell.....	100
Figura 3.2.3.1.2: Esfuerzos axiales en los modelos.....	100
Figura 3.2.3.1.1: Etiquetado de elementos shell.....	102
Figura 3.2.3.2.2: Momentos internos en los modelos.....	102
Figura 3.2.4.1.1: Etiquetado de elementos shell.....	103
Figura 3.2.4.1.2: Momentos internos en los modelos.....	104
Figura 3.2.4.1.3: Valores del esfuerzo de corte en los modelos.....	105
Figura 3.2.4.2.1: Etiquetado de elementos shell.....	106
Figura 3.2.4.2.2: Momentos internos en los modelos.....	107
Figura 3.2.4.2.3: Valores del esfuerzo de corte en los modelos (1).....	107
Figura 3.2.4.2.3: Valores del esfuerzo de corte en los modelos (2).....	108

Figura 3.2.5.1.1: Modelo de elementos shell.....	109
Figura 3.2.5.1.2: Modelo frame_01.....	109
Figura 3.2.5.1.3: Diagrama de reducción de cachos rígidos frame_02.....	110
Figura 3.2.5.1.4: Modelo Shel_02.....	113
Figura 3.2.5.2.1: Modelo de elementos shell_01.....	115
Figura 3.2.5.2.2: Modelo de elementos frame_01.....	115
Figura 3.2.5.2.3: Modelo de elementos shell_02.....	118
Figura 3.2.6.1.1: Modelo de elementos shell_01 (Cargas).....	120
Figura 3.2.6.1.2: Modelo de elementos shell_01 (Etiquetado).....	120
Figura 3.2.6.1.3: Modelo de elementos frame_01.....	121
Figura 3.2.6.1.4: Nomenclatura de elementos Shell y Frame.....	122
Figura 3.2.6.2.1: Modelo de elementos shell_02 (Cargas).....	126
Figura 3.2.6.2.2: Modelo de elementos shell_02 (Etiquetado).....	126
Figura 3.2.6.2.3: Modelo de elementos frame_01.....	127
Figura 3.2.6.2.4: Nomenclatura de muros, pilares y vigas.....	127
Figura 3.2.7.1: Planta tipo modelo Shell_01.....	131
Figura 3.2.7.2: Elevaciones 1 y 2 del modelo Shell_01.....	132
Figura 3.2.7.3: Elevaciones A, B y C del modelo Shell_01.....	132
Figura 3.2.7.4: Propiedades generales sección rígida.....	134
Figura 3.2.7.5: Propiedades especiales sección rígida.....	134
Figura 3.2.7.6: Factores de modificación sección rígida.....	135
Figura 3.2.7.7: Elevación 1 modelo Frame_01.....	136
Figura 3.2.7.8: Nomenclatura de vigas, pilares y muros elevación B.....	136
Figura 3.2.7.9: Mallado automático losa tipo y sus dimensiones.....	142

Figura 3.2.7.10: Mallado manual elevaciones 1 y 2, más el etiquetado elevación 1.....	143
Figura 3.2.7.11: Mallado automático elevaciones 1 y 2, más los nombres de vigas y muros elevación 1....	143
Figura 3.2.7.12: Mallado manual elevaciones A y C, más el etiquetado elevación A.....	144
Figura 3.2.7.13: Mallado automático elevaciones A y C, más los nombres de vigas y muros elevación A.....	144
Figura 3.2.7.14: Mallado automático de elevaciones 1 y A.....	151
Figura 4.1.1.1: Render Edificio Bonavista.....	155
Figura 4.1.3.1: Forma de la planta pisos 3 al 10.....	156
Figura 4.2.1.1: Material Nulo.....	158
Figura 4.2.1.2: Características viga nula.....	159
Figura 4.2.1.3: Factores viga nula.....	159
Figura 4.2.2.1: Modelo Shell en 3D.....	160
Figura 4.2.3.1: Modelo Frame en 3D.....	161
Figura 4.2.3.2: Modelo Frame en 3D extruido.....	162
Figura 4.2.3.1.1: Elevación 3 modelo shell.....	163
Figura 4.2.3.1.2: Elevación 3 modelo frame extruido.....	163
Figura 4.2.3.1.3: Elevación 3 modelo frame sin extrusión.....	164
Figura 4.2.3.2.1: Elevación 2 modelo shell.....	165
Figura 4.2.3.2.2: Elevación 2 modelo frame extruido.....	165
Figura 4.2.3.2.3: Elevación 2 modelo frame sin extrusión.....	166
Figura 4.3.1.1.1: Valores de propiedades hormigón armado.....	167

ÍNDICE DE GRÁFICOS.

Gráfico 4.3.2.1: Espectro de diseño en la dirección X, modelo frame.....	169
Gráfico 4.3.2.2: Espectro de diseño en la dirección Y, modelo frame.....	170
Gráfico 4.3.2.3: Espectro de diseño en la dirección X, modelo shell.....	170
Gráfico 4.3.2.4: Espectro de diseño en la dirección Y, modelo shell.....	171
Gráfico 4.4.1.1: Corte acumulado por piso en dirección X.....	175
Gráfico 4.4.1.2: Corte por piso en dirección X.....	175
Gráfico 4.4.1.3: Corte acumulado por piso en dirección Y.....	176
Gráfico 4.4.1.4: Corte por piso en dirección Y.....	176
Gráfico 4.4.1.5: Torsión acumulada por piso en dirección X.....	177
Gráfico 4.4.1.6: Torsión por piso en dirección X.....	177
Gráfico 4.4.1.7: Torsión acumulada por piso en dirección Y.....	178
Gráfico 4.4.1.8: Torsión por piso en dirección Y.....	178
Gráfico 4.4.1.9: Desplazamiento horizontal por piso, dirección X.....	179
Gráfico 4.4.1.10: Desplazamiento horizontal por piso, dirección Y.....	180

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1.2.1.1: Constantes propuestas por Schwaighofer y Microys.....	6
Tabla 3.2.1.1.1: Deformaciones máximas viga central con carga de 10 [ton].....	83
Tabla 3.2.1.2.1: Deformaciones máximas con carga distribuida de 2 [ton/m].....	86
Tabla 3.2.1.3.1: Deformaciones máximas con carga horizontal de 10 [ton].....	88
Tabla 3.2.2.1.1: Deformaciones máximas.....	91
Tabla 3.2.2.2.1: Deformaciones máximas.....	94
Tabla 3.2.2.3.1: Deformaciones máximas.....	97
Tabla 3.2.3.1.1: Deformaciones máximas.....	99
Tabla 3.2.3.2.1: Deformaciones máximas carga puntual.....	101
Tabla 3.2.3.2.2: Deformaciones máximas carga distribuida.....	101
Tabla 3.2.4.1.1: Deformaciones máximas extremo libre de la viga (Transformación B - A).....	104
Tabla 3.2.4.2.1: Deformaciones máximas extremo libre de la viga.....	106
Tabla 3.2.5.1.1: Diferencias de los esfuerzos de flexión.....	111
Tabla 3.2.5.1.2: Diferencias de los esfuerzos de corte.....	111
Tabla 3.2.5.1.3: Diferencias de los esfuerzos axiales.....	111
Tabla 3.2.5.1.4: Deformaciones verticales en el centro de la viga.....	112
Tabla 3.2.5.1.5: Periodos principales de la estructura.....	112
Tabla 3.2.5.1.6: Porcentaje de masa asociada al modo principal.....	112
Tabla 3.2.5.1.7: Diferencias de los esfuerzos de flexión.....	113
Tabla 3.2.5.1.8: Diferencias de los esfuerzos de corte.....	114
Tabla 3.2.5.1.9: Diferencias de los esfuerzos axiales.....	114

Tabla 3.2.5.1.10: Deformaciones verticales en el centro de la viga.....	114
Tabla 3.2.5.1.11: Periodos principales de la estructura.....	114
Tabla 3.2.5.1.12: Porcentaje de masa asociada al modo principal.....	115
Tabla 3.2.5.2.1: Diferencias de los esfuerzos axiales.....	116
Tabla 3.2.5.2.2: Diferencias de los esfuerzos de corte.....	116
Tabla 3.2.5.2.3: Diferencias de los esfuerzos de flexión.....	116
Tabla 3.2.5.2.4: Deformaciones verticales en el centro de la viga.....	117
Tabla 3.2.5.2.5: Periodos principales de la estructura.....	117
Tabla 3.2.5.2.6: Porcentaje de masa asociada al modo principal.....	117
Tabla 3.2.5.2.7: Diferencias de los esfuerzos de flexión.....	118
Tabla 3.2.5.2.8: Diferencias de los esfuerzos de corte.....	118
Tabla 3.2.5.2.9: Diferencias de los esfuerzos axiales.....	118
Tabla 3.2.5.2.10: Deformaciones verticales en el centro de la viga.....	119
Tabla 3.2.5.2.11: Periodos principales de la estructura.....	119
Tabla 3.2.5.2.12: Porcentaje de masa asociada al modo principal.....	119
Tabla 3.2.6.1.1: Diferencias de los esfuerzos de flexión.....	123
Tabla 3.2.6.1.2: Diferencias de los esfuerzos de corte.....	123
Tabla 3.2.6.1.3: Diferencias de los esfuerzos axiales.....	124
Tabla 3.2.6.1.4: Deformaciones verticales en el centro de la viga.....	124
Tabla 3.2.6.1.5: Periodos principales de la estructura.....	125
Tabla 3.2.6.1.6: Porcentaje de masa asociada al modo respectivo.....	125
Tabla 3.2.6.2.1: Diferencias de los esfuerzos de flexión.....	128
Tabla 3.2.6.2.2: Diferencias de los esfuerzos de corte.....	129
Tabla 3.2.6.2.3: Diferencias de los esfuerzos axiales.....	129

Tabla 3.2.6.2.4: Deformaciones verticales en el centro de la viga.....	130
Tabla 3.2.6.2.5: Periodos principales de la estructura.....	130
Tabla 3.2.6.2.6: Porcentaje de masa asociada al modo principal.....	130
Tabla 3.2.7.1: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevación B.....	137
Tabla 3.2.7.2: Diferencias de los esfuerzos de flexión elevación B.....	137
Tabla 3.2.7.3: Diferencias de los esfuerzos de corte elevación B.....	138
Tabla 3.2.7.4: Diferencias de los esfuerzos axiales elevación B.....	139
Tabla 3.2.7.5: Periodos principales de la estructura.....	139
Tabla 3.2.7.6: Porcentaje de masa asociada traslacional eje X.....	140
Tabla 3.2.7.7: Porcentaje de masa asociada traslacional eje Y.....	140
Tabla 3.2.7.8: Periodos principales de la estructura.....	146
Tabla 3.2.7.9: Porcentaje de masa asociada traslacional eje X.....	146
Tabla 3.2.7.10: Porcentaje de masa asociada traslacional eje Y.....	147
Tabla 3.2.7.11: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevaciones 1 y A.....	147
Tabla 3.2.7.12: Periodos principales de la estructura.....	149
Tabla 3.2.7.13: Porcentaje de masa asociada traslacional eje X.....	149
Tabla 3.2.7.14: Porcentaje de masa asociada traslacional eje Y.....	149
Tabla 3.2.7.15: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevaciones 1 y 2.....	150
Tabla 3.2.7.16: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevaciones A y C.....	150
Tabla 3.2.7.17: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevación B.....	151
Tabla 3.2.7.18: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevaciones A y C.....	153
Tabla 3.2.7.19: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevación B.....	153
Tabla 3.2.7.20: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevaciones 1 y 2.....	153
Tabla 3.2.7.21: Periodos principales de la estructura.....	154

Tabla 3.2.7.22: Porcentaje de masa asociada traslacional eje X.....	154
Tabla 3.2.7.23: Porcentaje de masa asociada traslacional eje Y.....	154
Tabla 4.3.2.1: Parámetros Sísmicos y Normativos.....	169
Tabla 4.3.2.2: Valores del corte máximo en ambas modelaciones.....	171
Tabla 4.4.1.1: Periodos de vibración modelo frame.....	172
Tabla 4.4.1.2: Periodos de vibración modelo shell.....	173
Tabla 4.4.1.3: Diferencias porcentuales periodos de vibración.....	173
Tabla 4.4.1.4: Excentricidades por piso modelo frame.....	174
Tabla 4.4.1.5: Excentricidades por piso modelo shell.....	174
Tabla 4.4.2.1.1: Esfuerzos axiales en dirección X e Y.....	181
Tabla 4.4.2.1.2: Esfuerzos de corte en dirección X e Y.....	182
Tabla 4.4.2.1.3: Esfuerzos de flexión en dirección X e Y.....	182
Tabla 4.4.2.1.4: Deformaciones horizontales por piso, sismo dirección X.....	183
Tabla 4.4.2.1.5: Deformaciones horizontales por piso, sismo dirección Y.....	183
Tabla 4.4.2.2.1: Esfuerzos axiales en dirección X e Y.....	184
Tabla 4.4.2.2.2: Esfuerzos de corte en dirección X e Y.....	184
Tabla 4.4.2.2.3: Esfuerzos de flexión en dirección X e Y.....	185
Tabla 4.4.2.2.4: Deformaciones horizontales por piso, sismo dirección X.....	185
Tabla 4.4.2.2.5: Deformaciones horizontales por piso, sismo dirección Y.....	186
Tabla 4.4.2.3.1: Esfuerzos axiales en dirección X e Y.....	186
Tabla 4.4.2.3.2: Esfuerzos de corte en dirección X e Y.....	187
Tabla 4.4.2.3.3: Esfuerzos de flexión en dirección X e Y.....	187
Tabla 4.4.2.3.4: Deformaciones verticales por piso, sismo X e Y.....	188
Tabla 4.4.2.4.1: Esfuerzos axiales en dirección X e Y.....	189

Tabla 4.4.2.4.2: Esfuerzos de corte en dirección X e Y.....	189
Tabla 4.4.2.4.3: Esfuerzos de flexión en dirección X e Y.....	190
Tabla 4.4.2.4.4: Deformaciones verticales por piso.....	190

RESUMEN.

Para la elaboración de modelos de estructuras de hormigón armado y su posterior análisis estructural, existen básicamente dos procedimientos, el más usado que podríamos llamar metodología moderna, utiliza la discretización de la estructura mediante el método de elementos finitos (M.E.F); y la metodología clásica, que utiliza marcos o pórticos equivalentes en base a barras para representar las estructuras. De las variantes de la metodología clásica, el método pseudo tridimensional con compatibilidades verticales (M.P.T.C.V) presenta buenos resultados.

De ambos procedimientos, el M.E.F se ha consolidado en los programas de cálculo actuales, permitiendo modelar estructuras complejas de hormigón armado mediante elementos finitos espaciales, usualmente llamados “*shell*” en programas como ETABS o SAP2000. Para estructuras metálicas se utilizan elementos más simples llamados “*frame*”, permitiendo que el proceso de ejecución de los datos se realice en menos tiempo ya que estos elementos sólo quedan definidos por dos nodos.

El objetivo de este trabajo es comparar dos procedimientos para la modelación de estructuras de hormigón armado en ETABS con aplicación a un edificio real, “*Conjunto Walker Martínez*”, empleando elementos tipo frame y elementos tipo shell. Para mejorar la aproximación entre ambas modelaciones, se ocuparán las condiciones del M.P.T.C.V, básicamente la incorporación de cachos rígidos en la conexión de los elementos resistentes de una estructura.

El estudio muestra que se podrían emplear indistintamente elementos shell o elementos frame con las condiciones del M.P.T.C.V en estructuras de hormigón armado, ya que en ambas modelaciones los parámetros de las estructuras analizadas son muy similares.

ABSTRACT.

For the modeling of reinforced concrete structures and subsequent structural analysis, there are basically two methods, the most used we would call modern methodology, it uses discretization of the structure by finite element method (F.E.M); and classical methodology that uses frames or equivalent frames based on bars to represent the structures. Variants of classical methodology, such as pseudo three-dimensional method with vertical compatibility (P.T.M.V.C) present good results.

From both procedures, the F.E.M has been consolidated into the current calculation programs, allowing complex modeling of reinforced concrete structures using space finite element, usually called "*shell*" in programs such as ETABS or SAP2000. For metal structures simplest elements are used, called "*frame* ", allowing the implementation process of the data to be done in less time that are used, since these elements are only defined by two nodes.

The aim of this work is to compare both method for the modeling of reinforced concrete structures in ETABS with application to a real building, "*Walker Martínez Complex*" using frame and shell type elements. To improve the approach between the two methods, conditions will deal with P.T.M.V.C, basically, incorporating rigid zones in connecting strength members of a structure.

The study shows that is possibly to use both frame or shell type elements, with the condition of P.T.M.V.C in reinforced concrete structures, since in both modeling, the parameters of the analyzed structures are very similar.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Junto con el avance de la tecnología en programas para el cálculo de estructuras, también ha aumentado la complejidad de éstas, en las que para su análisis es necesario realizar modelos detallados en tres dimensiones (Tena et al., 2011).

Esta situación obliga al profesional a confiar en los resultados obtenidos con estos programas computacionales, a menudo con mucha incerteza de cómo se realizan internamente los procesos, a pesar de la experiencia que se tenga en el programa, ya que obviamente para evitar la copia y proteger los derechos de autor, las rutinas de cálculo se encuentran ocultas y sólo a modo de apoyo se muestra parcialmente la base teórica que ocupan los programas.

A esto se suma el hecho de que los profesionales deben ajustar sus tiempos para competir en un mercado altamente tecnologizado, presionando a que se deba optar por aprender a utilizar alguno de los programas de diseño estructural que existen en la actualidad, como Sap2000, Etabs, Autodesk Revit Structure, entre otros.

Si bien estos programas entregan resultados similares a los que se obtienen al desarrollar estructuras con procedimientos manuales de cálculo; al ser sólo una herramienta tecnológica, los resultados y su interpretación dependen de la información que se les proporciona. Esto último marcará la diferencia en que los modelos representen adecuadamente la estructura, o bien, se cometan graves errores producto de un modelo mal condicionado.

Para la elaboración de modelos de estructuras de hormigón armado y su posterior análisis estructural, existen básicamente dos procedimientos, el más usado que podríamos llamar metodología moderna, en la que se utiliza la discretización de la estructura mediante elementos finitos; y la metodología clásica, en la que se utilizan marcos o pórticos equivalentes en base a

barras para representar las estructuras (Guendelman, 2004). A pesar de existir más procedimientos de análisis, los que presentan mayor aceptación, son los antes mencionados, lo que ha provocado un mayor desarrollo de estos.

La Metodología Clásica ha sido desplazada por la Moderna en el último tiempo, ya que las computadoras han facilitado el uso del método de elementos finitos, permitiendo modelos adecuados en estructuras de alta complejidad. Sin embargo, para Tena et al. (2011) es poco práctico utilizar este método en edificios de mediana a gran altura que posean gran cantidad de muros con aberturas, más aún si estas tienen una disposición irregular; ya que requieren de mallados relativamente finos para un correcto análisis.

Si bien los métodos iniciales de representación por marcos equivalentes en base a barras no eran muy precisos, se han desarrollado investigaciones que con modificaciones han mejorado sus resultados, entre las que destacan principalmente la incorporación de cachos rígidos en la unión de los elementos estructurales, representando de mejor manera la conexión que existe entre estos.

Dentro de los métodos mejorados, se encuentra el Método Pseudo Tridimensional con Compatibilidades Verticales (M.P.T.C.V), que modela las estructuras por medio de marcos equivalentes, pero que además de incorporar los cachos rígidos, considera compatibilidades verticales para incluir la tridimensionalidad del problema físico real, por ejemplo el efecto rigidizante en muros de elementos perpendiculares o en otra orientación.

Para la modelación de estructuras en programas de cálculo, existen herramientas para la representación mediante elementos de línea, llamados “Frame” o de área, llamados “Shell”. Los elementos de línea se utilizan para modelar piezas que presentan una longitud mucho mayor que las restantes, por ejemplo estructuras metálicas. Elementos de área son empleados para representar estructuras de hormigón armado o albañilería, ya que presentan una longitud mucho menor que las otras dos.

Al utilizar ambos procedimientos en programas de análisis y diseño estructural, como Etabs, se aprecia que la modelación con elementos de línea es mucho más simple de implementar,

debido principalmente a que el mallado y etiquetado de los elementos “Shell” se debe realizar en forma individual, a diferencia de los elementos tipo “Frame”, en los que el etiquetado y mallado se realiza de manera automática.

El mallado se utiliza para asegurar la conexión de los nodos entre los elementos, se realiza subdividiendo elementos grandes en elementos más pequeños. El etiquetado es la asignación de nombres a cada elemento para su posterior identificación y análisis.

En el proceso de mallado se generan con frecuencia errores producto de algunos nodos no conectados, más aún, si las estructuras presentan formas irregulares donde por ejemplo, se necesite implementar en conjunto elementos finitos triangulares con cuadrangulares; procedimiento muy laborioso debido a que se deben probar diferentes distribuciones de elementos finitos hasta lograr la conexión entre los nodos.

La asignación de etiquetas de los elementos del mallado presenta otra labor que involucra la inversión de mucho tiempo, porque además del hecho de identificar con un nombre a cada uno de los elementos, existen dos tipos de etiquetas para la denominación de éstos, “Piers” y “Spandrels”.

Respecto del tiempo para la ejecución y análisis de datos, se realiza en forma más rápida en modelos tipo Frame que en modelos tipo Shell, debido a que los elementos de área son más complejos y generan más información que los elementos de línea.

El uso de elementos “Frame” presenta algunas limitantes, principalmente para el diseño estructural, ya que no se puede asignar un nivel detallado de las armaduras de muros y losas, cualidad que si presentan los elementos tipo “Shell”.

El objetivo de este trabajo es contrastar la modelación por elementos frame con la representación tradicional mediante elementos shell para estructuras de hormigón armado, es decir, determinar las condiciones necesarias para la aproximación de esfuerzos y deformaciones entre ambas modelaciones.

Como se mencionó anteriormente el M.P.T.C.V presenta buenos resultados en modelaciones tridimensionales en base a barras, por lo que sus condiciones serán utilizadas al modelar estructuras con elementos frame, por ejemplo, la incorporación de zonas rígidas en la unión de los elementos resistentes de una estructura. Esfuerzos y deformaciones en los elementos estructurales debieran ser comparables, ya que sólo interfiere la materialidad del elemento y su geometría, características que pueden ser asignadas indistintamente a elementos tipo Frame o Shell.

Respecto del procedimiento se plantea desarrollar en Etabs una serie de modelos en base a elementos tipo Frame y Shell de estructuras de hormigón armado de distinta complejidad, buscando encontrar las condiciones que permitan obtener comportamientos similares en ambos modelos de una misma estructura.

Se presentarán ventajas y desventajas de cada metodología, de esta manera quedará a libre disposición un procedimiento detallado mediante elementos frame, para ser utilizado como alternativa al procedimiento tradicional con elementos shell y/o también ocuparlo en forma conjunta, especialmente en casos en que la modelación de la estructura sea compleja.

Como aplicabilidad de los resultados obtenidos se utilizará la modelación “Frame” y “Shell” en un edificio real, “Conjunto Walker Martínez”, realizando un análisis estructural lineal tridimensional en ambos modelos, donde se contrastarán ambas metodologías, principalmente a nivel de esfuerzos internos y deformaciones de algunos elementos resistentes del edificio.

1.2 ANTECEDENTES BIBLIOGRÁFICOS.

Este proyecto comenzó con la indagación en técnicas de modelación manual, que permitieran obtener rigideces, esfuerzos y deformaciones en los elementos resistentes de las estructuras, encontrando principalmente dos metodologías, la modelación clásica en base a barras y la utilización de elementos finitos.

Para Tena et al. (2011), a pesar de que la utilización del método de elementos finitos (M.E.F) desplazó a la modelación clásica, la complejidad de las estructuras hace imperiosa la aplicación de alguna metodología simple, que permitan obtener aproximaciones razonables de las propiedades de los elementos y de la estructura completa.

Los elementos resistentes en una estructura son por lo general muros de espesores variables, con o sin aberturas, las que modifican las propiedades de estos. Podríamos mencionar que aberturas pequeñas no inciden en la respuesta de un muro, aberturas medianas generan o transforman al muro en dos muros más pequeños acoplados, y grandes aberturas transforman al muro en un marco. Comúnmente nos encontramos los tres tipos de aberturas en una misma estructura (Guendelman, 2004).

Si bien existen metodologías para dar solución a casos particulares de muros con aberturas y otras singularidades en la estructura, tales como el análisis de muros con viga de acople, y también el método del puntal – tensor, el primero como una solución práctica en el caso de una abertura puntual y el segundo que presenta una solución unificadora entre la teoría plástica y la teoría elástica, para determinar la respuesta de elementos o zonas de estos que presentan concentración de esfuerzos; estas metodologías no han logrado ampliarse en la modelación de la estructura completa, ni tampoco presentan una metodología de simple aplicación.

A continuación se reseñan las bases teóricas que se utilizarán en el desarrollo del proyecto, y aplicadas en Etabs para la modelación y análisis estructural del edificio real. La metodología clásica entrega los fundamentos para el M.P.T.C.V, que modela la estructura en base a barras y permitiría resultados adecuados en estructuras simples; en contraparte la metodología moderna,

base del M.E.F, entrega resultados bastante precisos prácticamente para cualquier tipo de estructura, pero con una gran laboriosidad en su desarrollo.

1.2.1 METODOLOGÍA CLÁSICA.

Según Tena et al. (2011), los comienzos pueden referirse a finales de 1960, donde Schwaighofer y Microys, proponen una metodología para muros con aberturas conectados por vigas, en las que el modelo debe cumplir con las siguientes condiciones:

- El eje central horizontal de la viga, junto con los ejes centrales de los muros que conectan forman un marco equivalente.
- Las propiedades de la sección transversal de las columnas del marco equivalente son iguales a las de los muros que representan.
- Las vigas se dividen en dos zonas, los extremos se suponen con rigidez infinita a flexión, mientras que la zona central de la viga tiene las mismas propiedades de la sección transversal de la viga real. Como se aprecia en la figura 1.2.1.1.

Asumiendo “e” como la distancia entre el eje central del muro y el centro de la abertura y “f” como la distancia del borde de la abertura al eje de la misma, las áreas y momentos de inercia equivalentes quedan determinados por:

$$A_e = K_1 A_f$$

$$I_e = K_2 I_f$$

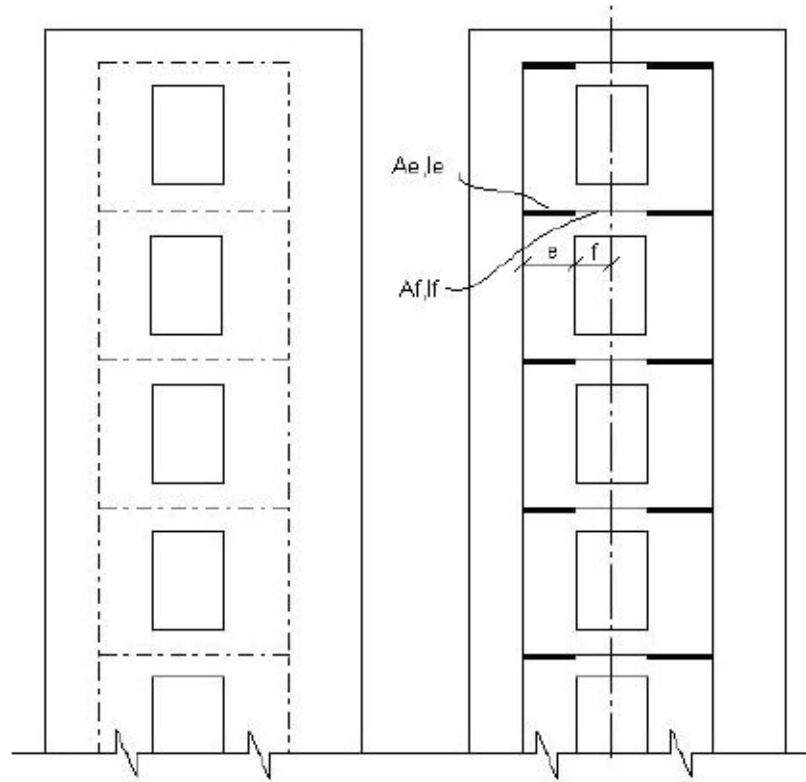
Donde K_1 y K_2 se obtienen de la tabla 1.2.1.1.

Tabla 1.2.1.1: Constantes propuestas por Schwaighofer y Microys.

e/f	K_1	K_2
0.5	50	238
1.0	100	700
2.0	200	2600
3.0	300	6300
5.0	500	21500

Fuente: Tena et al. (2011).

Figura 1.2.1.1: Marco equivalente propuesto por Schwaighofer y Microys.



Fuente: Tena et al. (2011).

La metodología original no contempla varias aberturas por nivel y en diferente posición, aunque se desarrolló para resolver problemas de marcos con muros, entregando resultados bastante precisos en su tiempo, sin embargo, no es suficiente para sistemas estructurales más complejos, por ejemplo muros con aberturas irregulares. En México se le llama método de la columna ancha equivalente y se usa también para modelar muros de mampostería confinada y sistemas de marcos de concreto con muros de mampostería. Según Tena (2007).

Variaciones de este método han conseguido mejores aproximaciones para casos más complejos, una de estas es el propuesto por Guendelman (2004), que se detallará en el Capítulo II de este trabajo.

Otro método que buscó solucionar de manera simple los muros con aberturas, es el propuesto por Coull y Choudhury en 1967, el cual determina el desplazamiento para edificios

construidos solamente a base de muros y losas de entrepiso. Las vigas que se generan producto de las aberturas son reemplazadas por un medio continuo equivalente, y modelado por una ecuación diferencial de segundo orden, según Tena et al. (2011).

Además si se considera el ejemplo simple de una sola fila vertical de aberturas, como la figura 1.2.1.2, las vigas de conexión individuales presentan rigidez EI_p y al ser reemplazadas por un medio continuo, la rigidez por unidad de altura queda dada por EI_p/h . Mientras que el parámetro para evaluar el efecto de las aberturas es αH .

Considerando E como el módulo de elasticidad, I_w el momento de inercia del muro sin aberturas, con K_{w0} y K_w las rigideces laterales del muro con o sin aberturas, respectivamente, se tienen las siguientes relaciones:

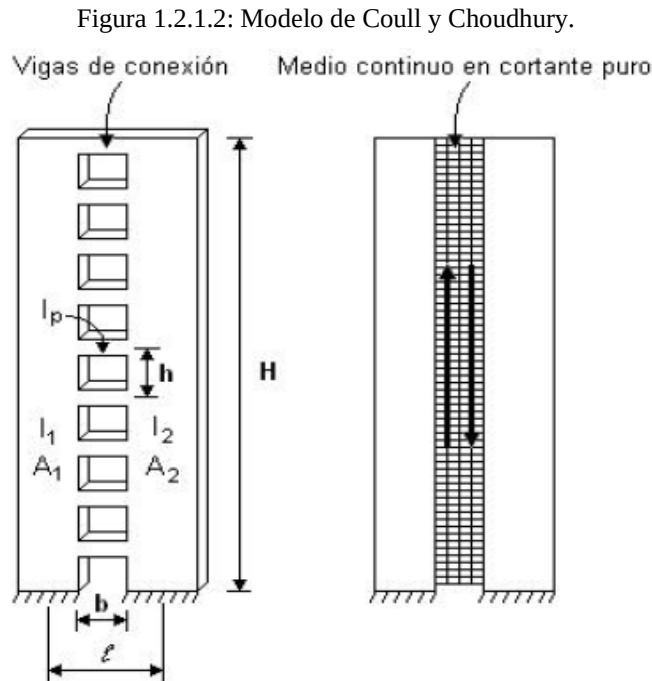
$$\alpha = \sqrt{\beta \mu l}$$

$$\beta = \frac{12I_p l}{hb^3(I_1 + I_2)}$$

$$\mu = 1 + \frac{(A_1 + A_2)(I_1 + I_2)}{A_1 A_2 l^2}$$

$$K_w = \frac{3EI_w}{H^3}$$

$$K_{w0} = \frac{3E(I_1 + I_2)}{H^3 K_4}$$



Fuente: Tena et al. (2011).

Con las relaciones anteriores se puede determinar el desplazamiento lateral máximo “ Δ ” en la parte superior del muro ante una carga lateral “P”, mediante la ecuación:

$$\Delta = \frac{PH^3 K_4}{3E(I_1 + I_2)}$$

Con:

$$K_4 = 1 - \frac{3}{\mu} \left(\frac{1}{3} + \frac{\sinh(\alpha H)}{(\alpha H)^3 \cosh(\alpha H)} - \frac{1}{(\alpha H)^2} \right)$$

Cuando $\alpha H > 8$ los muros tienden a comportarse como un muro en voladizo, mientras que para $\alpha H < 4$ el comportamiento se asemeja al de dos muros acoplados por una viga, con lo que el procedimiento mencionado anteriormente de la columna ancha sería más representativo.

1.2.2 METODOLOGÍA MODERNA.

Si bien el origen del método de elementos finitos no ha podido determinarse con certeza, se le adjudica a Turner, Clough, Martin y Topp, los que en 1956 presentaron una solución aproximada a un proceso de análisis estructural de la industria aeronáutica, en la que se pretendía generalizar los análisis matriciales en barras a problemas bidimensionales y tridimensionales, mediante el principio de desplazamientos virtuales y empleando funciones con parámetros ajustables, según Ortega et al. (1997).

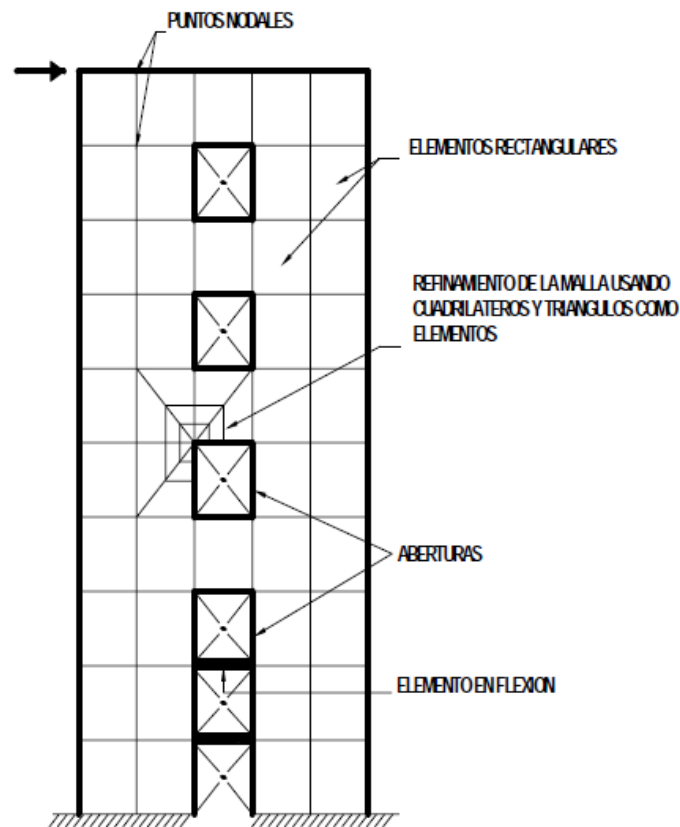
Se trató de aplicar en otros problemas continuos, pero no todos lograban convergencia, hasta comienzos de 1960, donde se desarrolló el enfoque variacional, que determinó los criterios y condiciones para la convergencia del método de elementos finitos. A pesar de los muchos problemas que se pudieron solucionar con técnicas variacionales, quedaban muchos aún que no podían expresarse en forma variacional, hasta 1970, donde se aplicó en forma localizada el método de Galerkin, que resolvía los problemas antes mencionados. Se originaron formulaciones alternativas del método de elementos finitos, denominados modelos de equilibrio, híbridos y mixtos, los que no se detallarán por su poco uso (Ortega et al., 1997).

Según López (2005), el procedimiento base es subdividir un elemento en secciones, llamadas elementos finitos, lo que permite aplicar aproximaciones de menor orden que si se hiciera con el elemento completo, e incluso al subdividir cada sección el orden puede reducirse aún más, para obtener similares resultados, pero mediante ecuaciones más simples.

Para problemas planos las formas geométricas más comunes son triángulos, rectángulos y cuadriláteros, los que pueden tener lados rectos o curvos. Para casos tridimensionales se pueden utilizar tetraedros, hexaedros y paralelepípedos, los cuales deben estar conectados por sus nodos.

La forma que tendría la subdivisión de un elemento, por ejemplo un muro con aberturas de un edificio, se aprecia en la figura 1.2.2.1, en la que también se muestra el refinamiento de zonas particulares de la estructura, que puedan generar una mejor aproximación a la solución, como en caso de los bordes de las aberturas.

Figura 1.2.2.1: Ejemplo de un muro con aberturas y una subdivisión del mismo.



Fuente: López (2005).

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 OBJETIVOS GENERALES.

Contrastar en Etabs, la modelación mediante elementos shell y la modelación con elementos frame en base al M.P.T.C.V, para obtener periodos de vibración, esfuerzos y deformaciones en estructuras de hormigón armado. Aplicar las condiciones de ambas modelaciones a un edificio real, “Conjunto Walker Martínez”, conformado en base a muros de hormigón armado, mediante un análisis sísmico modal - espectral, según NCh 433.Of1996 Modificada en 2009 y los Decretos Supremos N° 60 y 61.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Determinar las condiciones para modelar en forma adecuada estructuras de hormigón armado en Etabs mediante elementos shell.
- Establecer un procedimiento para la modelación con elementos frame de estructuras de hormigón armado en Etabs, ocupando las condiciones del método pseudo tridimensional con compatibilidades verticales (M.P.T.C.V).
- Contrastar ambas metodologías y determinar la aplicabilidad de los elementos frame en base al M.P.T.C.V para el cálculo de periodos de vibración, esfuerzos y deformaciones en estructuras tridimensionales de hormigón armado en Etabs.
- Identificar ventajas y desventajas de ambas metodologías, que se obtengan del análisis estructural, principalmente en vigas cortas, vigas esbeltas, muros y pilares.
- Aplicar ambas metodologías al edificio antes mencionado, mediante un análisis estructural lineal tridimensional y evaluar selectivamente elementos resistentes de algunas elevaciones del edificio.

1.4 METODOLOGÍA APLICADA.

- 1.- Se recopilará la información necesaria para desarrollar la metodología clásica, especialmente el método pseudo tridimensional con compatibilidades verticales (M.P.T.C.V) y la moderna, modelación mediante elementos finitos (M.E.F), para determinar las propiedades principales de los elementos resistentes que conforman las estructuras.
- 2.- En paralelo, se estudiará la modelación en Etabs, programa computacional que sirve de herramienta para el análisis y diseño estructural en diversas obras de Ingeniería. Se pondrá especial énfasis a la modelación de estructuras de hormigón armado.
- 3.- Se presentarán los procedimientos para la modelación mediante elementos tipo Shell y tipo Frame, el primero utilizado para elementos de área, tales como hormigón armado y albañilería; mientras que el segundo se utiliza en elementos de línea, principalmente estructuras de acero.
- 4.- Luego se desarrollará un procedimiento en Etabs para modelar estructuras de hormigón armado mediante elementos Frame con base al M.P.T.C.V y se ajustarán los parámetros que sean necesarios para que esfuerzos internos, deformaciones y períodos de vibración se acerquen a los obtenidos mediante la modelación con elementos Shell.
- 5.- El ajuste de parámetros se realizará como un proceso iterativo con ambas modelaciones, partiendo con estructuras básicas de hormigón armado, hasta estructuras complejas en tres dimensiones.
- 6.- Se contrastarán ambas modelaciones en función de algunos parámetros globales de la estructura, y también a nivel de esfuerzos internos y deformaciones de los elementos que la conforman, evaluando la aplicabilidad en estructuras reales.

7.- Cómo análisis práctico se aplicarán ambos procedimientos a un edificio real, “Conjunto Walker Martínez”, estructurado a base de muros de hormigón armado, mediante el análisis estructural lineal del mismo, evaluando selectivamente elementos resistentes que conforman el edificio.

8.- Para el análisis sísmico se utilizará el modal-espectral de acuerdo a la normativa chilena vigente, y los parámetros del suelo serán los correspondientes a la ubicación real del edificio, detallados en el Capítulo IV de este trabajo.

1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES.

El presente trabajo se enfoca en la revisión y comparación de dos métodos para la modelación de edificios de hormigón armado. El primero de ellos la modelación en base al Método de Elementos Finitos (M.E.F) versus el Método Pseudo Tridimensional con Compatibilidades Verticales (M.P.T.C.V).

Se recopilará la información necesaria para la utilización del programa Etabs, donde se modelará un edificio real, “Conjunto Walker Martínez”, mediante ambas metodologías. Finalmente se comparará, principalmente a nivel de esfuerzos internos la aplicabilidad de la modelación frame con base al M.P.T.C.V en Etabs para edificios de hormigón armado.

En relación a la modelación en Etabs se considerará el desarrollo de los conocimientos necesarios para la utilización del programa, especialmente para el análisis estructural de edificios de hormigón armado, no considerando otros materiales ni la etapa del Diseño estructural.

Respecto del análisis sísmico, se ocupará el modal – espectral, según normativa Chilena vigente, cuyos parámetros se definirán en función del emplazamiento que presenta el edificio, los que serán detallados en el Capítulo IV de este trabajo.

En los modelos del edificio, no se considerarán variaciones en espesores de muros, escaleras, techumbre y estructuras anexas a la principal, ya que usualmente estas se incorporan en la etapa del diseño, además de que la información recopilada corresponde a la etapa de pre-diseño y no a la estructura final con la que se ejecutó el proyecto.

1.6 ESTRUCTURA DE LA TESIS.

1.6.1 CAPÍTULO 1.

En el primer capítulo se muestran los lineamientos básicos del trabajo, partiendo por el planteamiento del problema a resolver, una breve revisión de los antecedentes necesarios para el desarrollo de los capítulos siguientes, los objetivos que se buscan alcanzar, un resumen de la metodología que se empleará y finalmente los alcances y limitaciones de este trabajo de titulación.

1.6.2 CAPÍTULO 2.

Se presenta el desarrollo de los antecedentes teóricos, principalmente se reseñan las teorías clásica y moderna, la primera en base a la modelación con barras y la segunda mediante la modelación con elementos finitos.

1.6.3 CAPÍTULO 3.

En este capítulo se reseñan los fundamentos prácticos que se ocuparán para desarrollar este trabajo mediante Etabs. Se desarrollan además, modelos de diversa complejidad de estructuras de hormigón armado mediante elementos frame y elementos shell, contrastando esfuerzos y deformaciones en ambas modelaciones.

1.6.4 CAPÍTULO 4.

Se desarrollan dos modelaciones de un edificio real, Conjunto Walker Martínez en Etabs, una formulada a base de elementos frame y la otra mediante elementos shell. Ambas modelaciones se contrastan mediante un análisis sísmico modal espectral.

1.6.5 CAPÍTULO 5.

En el último capítulo se presentan las conclusiones finales del trabajo.

CAPITULO II: ASPECTOS TEÓRICOS.

2.1 METODOLOGÍA CLÁSICA Y PSEUDO TRIDIMENSIONAL.

La metodología clásica, utiliza la representación de la estructura por un modelo equivalente (marco equivalente) a base de barras o elementos uniaxiales, que en el caso más simple de aberturas pequeñas alineadas se puede reemplazar todo el muro por un solo elemento uniaxial equivalente, o también incluir una serie de marcos que modelen cada muro con las singularidades que presenten, por ejemplo variaciones de sección de las aberturas o que las aberturas se presenten desalineadas (Guendelman, 2004).

2.1.1 MUROS CON PEQUEÑAS PERFORACIONES.

El término pequeñas perforaciones, y la aproximación que se realiza, están en función de la exactitud de los resultados obtenidos en función del porcentaje total de las aberturas, el cual ha demostrado obtener excelentes resultados si el porcentaje de estas, no sobrepasa el 25%, según Guendelman (2004).

El área y la inercia equivalente (A_e , I_e) se determinan descontando las perforaciones, mientras que el factor de forma por deformación de corte (X_e), debe ajustarse, para que la rigidez al corte transversal del tramo, suponiendo sus extremos empotrados, sea igual a la del modelo.

Para Guendelman (2004), si discretizamos, en función de que cada fila de perforaciones, generan “n” muros independientes (ver figura 2.1.1.1), suponiendo empotramiento perfecto en ambos extremos, la rigidez del muro del orden “i” está dada por:

$$K_i = \frac{12EI_i}{L_i^3(1+2\beta_i)}$$

Con:

E = Módulo de elasticidad normal

I_i = Momento de inercia de la sección del muro “i”

L_i = Longitud (altura) del muro “i”

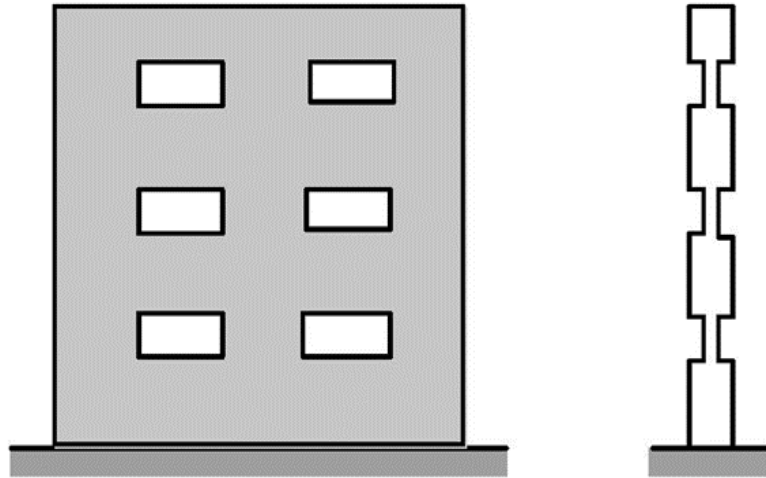
$$\beta_i = \frac{6EI_i X_i}{GA_i L_i^2}$$

X_i = Factor de forma para deformación de corte

G = Módulo de elasticidad transversal

A_i = Área de la sección del muro “i”

Figura 2.1.1.1: Modelo para pequeñas aberturas.



Fuente: Guendelman (2004).

La longitud L_i se puede tomar igual a la longitud L real del tramo, o bien modificarla con el factor de penetración que se describe más adelante en 2.1.2.

La rigidez del tramo equivalente, se obtiene de la sumatoria de los tramos individuales, es decir:

$$K_e = \sum_{i=1}^n K_i = \frac{12EI_e}{L^3(1+2\beta_e)}$$

Despejando β de la fórmula anterior se obtiene:

$$\beta_e = \frac{6EI_e}{L^3 K_e} - 0.5$$

Finalmente el factor de forma equivalente se obtiene de:

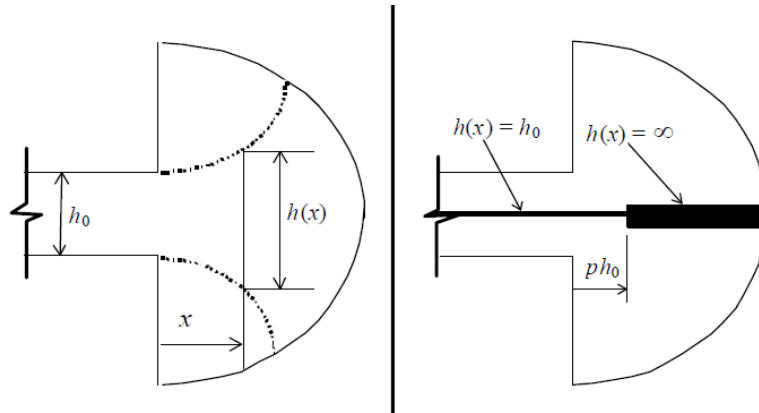
$$X_e = \frac{GA_e L^2 \beta_e}{6EI_e}$$

2.1.2 MUROS CON GRANDES ABERTURAS (MODELACIÓN DE MARCOS).

Estas aberturas modifican en gran medida las propiedades de los muros, con lo que no podemos hacer las simplificaciones antes mencionadas, ya que cada abertura genera un marco cuyas dimensiones deben determinarse individualmente, principalmente por las uniones, que presentan dimensiones que no pueden ser despreciadas, y se determinan mediante el factor de penetración.

En la figura 2.1.2.1 Guendelman (2004) establece como generalización de este factor, el caso de un elemento horizontal de altura h_0 concurriendo a un macizo que representa el resto de la estructura, la penetración aproximada real se muestra en el lado izquierdo como una función continua $h(x)$ y el modelo en el lado derecho, en el que “p” se denomina factor de penetración, que transforma la función $h(x)$ en un escalón discreto que “penetra” una distancia ph_0 en el macizo.

Figura 2.1.2.1: Modelo continuo versus modelo discreto.



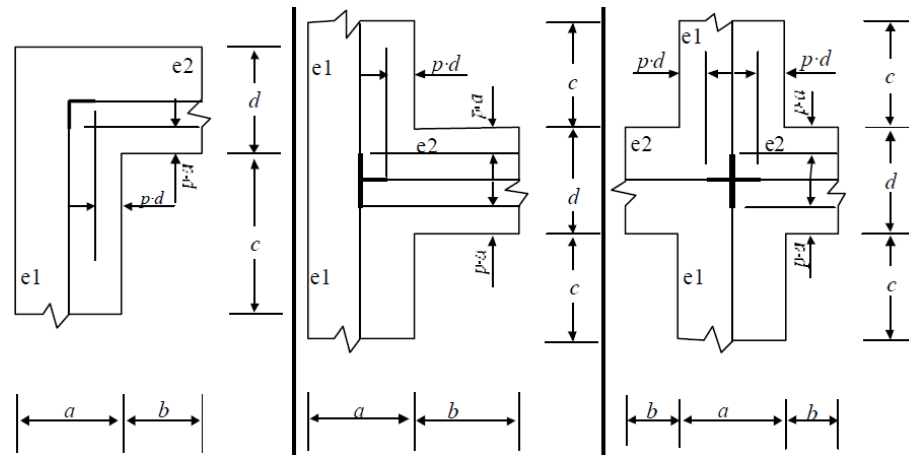
Fuente: Guendelman (2004).

Los casos más generales de nudos se presentan a continuación, en función de los porcentajes de penetración recopilados en Guendelman (2004).

2.1.2.a Nudos de elementos esbeltos de hormigón.

Para las uniones tipo que se presentan en la figura 2.1.2.2., se ha estimado que la penetración debe ser del 25%, obteniendo errores globales menores al 6%, según Guendelman (2004).

Figura 2.1.2.2: Encuentros tipo de vigas con muros.



Fuente: Guendelman (2004).

2.1.2.b Nudos de vigas de hormigón y columnas de albañilería.

En este caso se han obtenido errores menores al 5%, tomando penetraciones iguales al 50% para los elementos de hormigón armado y no considerando penetraciones para los elementos de albañilería (Guendelman, 2004).

2.1.3 MUROS CON ABERTURAS INTERMEDIAS.

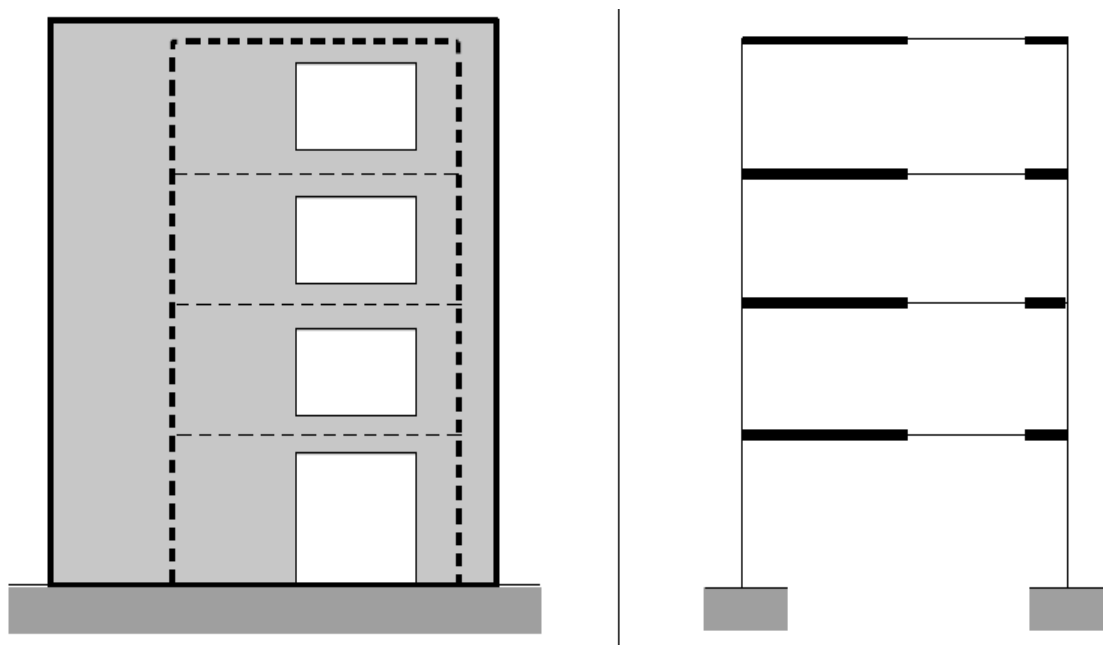
Dentro de estas aberturas se encuentran la de más complejo análisis, presentan variaciones tipo, las que se detallan en forma resumida a continuación, para una correcta representación mediante un marco equivalente.

2.1.3.a Muros con aberturas rectangulares alineadas.

Como se aprecia en la figura 2.1.3.1, las aberturas alineadas pueden ser representadas mediante un marco equivalente, cuyos elementos uniaxiales sigan la dirección de los ejes de las áreas rectangulares en que queda dividido el muro, al prolongar los lados de los huecos rectangulares. La estructura equivalente queda representada en el lado derecho de la figura 2.1.3.1, mediante dos líneas verticales como columnas con las propiedades correspondientes de los muros, unidas a las vigas por trozos infinitamente rígidos.

Las longitudes de las vigas corresponden a la distancia libre entre los muros más las penetraciones respectivas, que en el caso de que los muros continúen hacia ambos lados de la viga, la penetración es del 20%, la cual aumenta a 30% en el caso de muros que se extiendan a un sólo lado de la viga. Para casos de más aberturas alineadas, el procedimiento es más complejo ya que las zonas de rigidez infinita también pueden formar parte de las columnas o incluso formar secciones T como parte de las vigas y columnas (Guendelman, 2004).

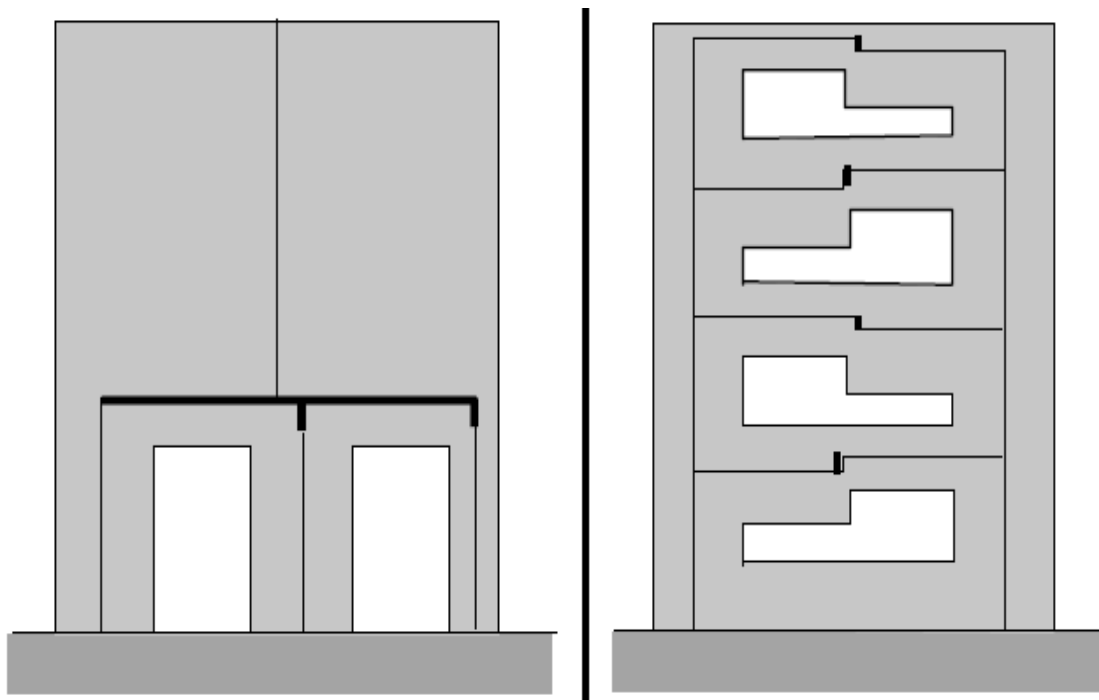
Figura 2.1.3.1: Estructura y marco equivalente para muro con aberturas alineadas.



Fuente: Guendelman (2004).

2.1.3.b Muros con aberturas con disminuciones repentinas de sección.

Figura 2.1.3.2: Ejemplos de aberturas con disminuciones repentinas de sección.

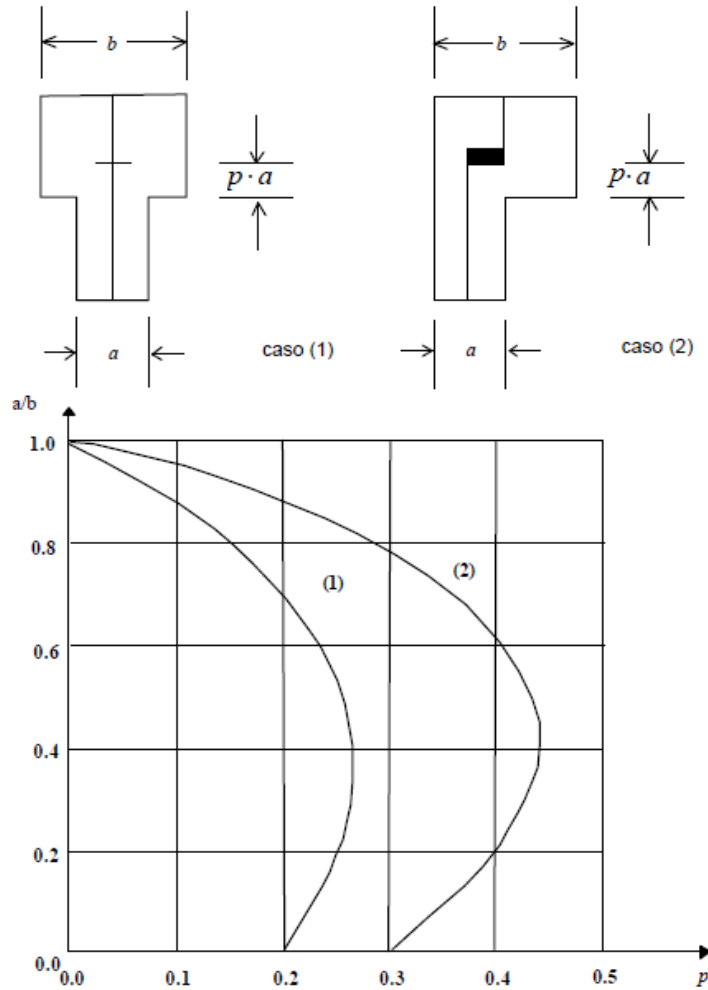


Fuente: Guendelman (2004).

Para disminuciones repentinas de sección en muros de espesor constante, como los presentados en la figura 2.1.3.2, es posible una representación por un marco equivalente, determinando las penetraciones de los elementos de menor sección en los elementos de mayor sección (Guendelman, 2004).

En la figura 2.1.3.3 se aprecia una gráfica que representa la mejor aproximación para valores de penetración. El caso 1 es para elementos cuyos ejes son colineales, mientras que en el caso 2, sólo un borde del elemento es colineal con el elemento siguiente.

Figura 2.1.3.3: Valores de penetración para dos casos en particular.

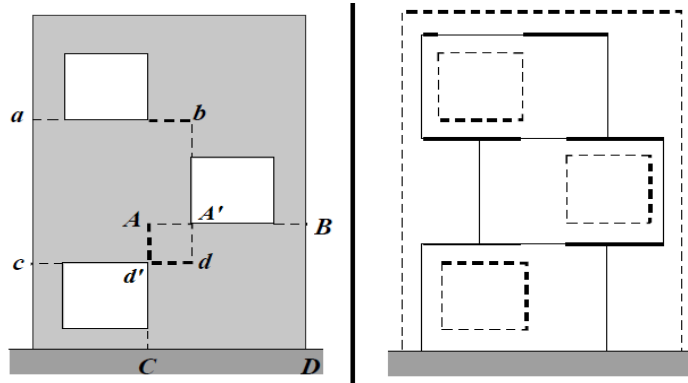


Fuente: Guendelman (2004).

2.1.3.c Muros con aberturas rectangulares alternadas.

En algunos casos, como el de cajas de ascensores, con paradas piso por medio, se generan aberturas rectangulares alternadas. Una solución posible se observa en la figura 2.1.3.4, donde la zona que se genera entre las esquinas adyacentes de dos aberturas se puede modelar como un elemento uniaxial equivalente (sección A-A'-d-d' de la figura 2.1.3.4), el cual se une a los elementos que representan las porciones restantes del muro, por medio de segmentos infinitamente rígidos (Guendelman, 2004).

Figura 2.1.3.4: Ejemplo para muros con perforaciones rectangulares alternadas.



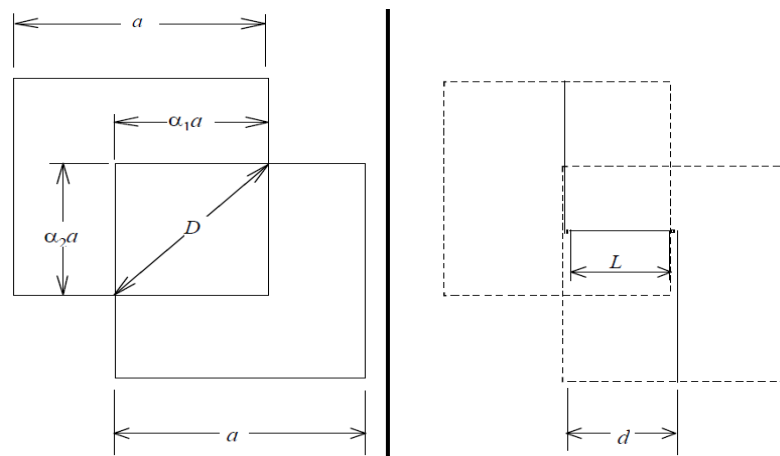
Fuente: Guendelman (2004).

Como primera aproximación se pueden suponer los paneles del mismo ancho y de forma cuadrada, como se aprecia en la figura 2.1.3.5. El elemento uniaxial debe tener las siguientes características:

- Una sección rectangular con espesor igual al espesor del muro y de altura igual a 1.1 veces la longitud “D” de la diagonal.
- Una longitud “L” igual a la longitud de la diagonal “D”, con un límite superior igual a la distancia “d” entre los ejes de los paneles.

Las conclusiones de este modelo se ha determinado que son válidas para valores de α_1 y α_2 menores que 0.6. En caso contrario debería emplearse otro modelo.

Figura 2.1.3.5: Caso de ambos paneles con forma cuadrada.

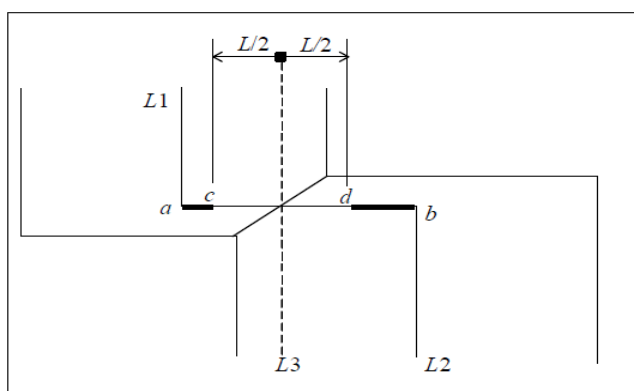


Fuente: Guendelman (2004).

Según Guendelman (2004), para anchos diferentes de los paneles la modelación puede realizarse como se muestra en la figura 2.1.3.6. El procedimiento base se describe en los siguientes pasos.

- En la que se define un eje “L3” que pasa por el centro de la zona común a ambos elementos, de forma paralela a “L1” y a “L2”.
- Se conectan mediante una viga horizontal “a-b” de inercia variable los ejes medios “L1” y “L2” y se hace pasar por el centro del área común a ambos elementos.
- La viga “c-d” tiene una longitud flexible igual a “D” (siendo “D” la distancia de la diagonal de la zona común a ambos elementos) y una altura de 1.1 veces “D”, mientras que los trozos restantes “a-c” y “d-b” se suponen de rigidez infinita.

Figura 2.1.3.6: Modelo para paneles con diferente ancho.



Fuente: Guendelman (2004).

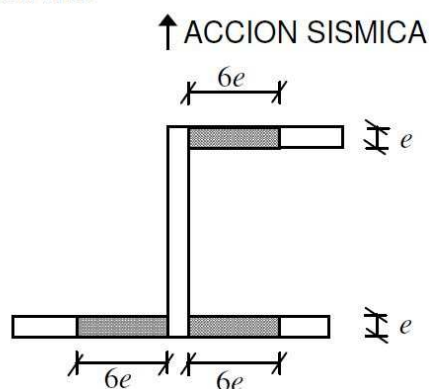
2.1.4 MODELACIÓN PSEUDO TRIDIMENSIONAL CON COMPATIBILIDADES VERTICALES.

El análisis de las elevaciones en forma independiente, si bien es una aproximación de la estructura, no considera el comportamiento tridimensional de la misma. Para Del Busto et al. (1989), estrictamente se requeriría modelar la estructura espacialmente, sin embargo frente a la sollicitación sísmica las deformaciones axiales son poco importantes, por lo que una buena aproximación de análisis es la modelación pseudo tridimensional, la que inicialmente incluyó el monolitismo estructural mediante alas o áreas colaborantes.

Para Guendelman (2004), las áreas o alas colaborantes se consideraban iguales a seis veces el espesor del ala, hacia cada lado del alma de la sección, como se aprecia en la figura 2.1.4.1, donde el muro en posición vertical analizado para resistir la acción sísmica recibe el aporte de los muros dispuestos en posición horizontal.

Figura 2.1.4.1: Vista en planta monolitismo mediante alas colaborantes.

PLANTA:

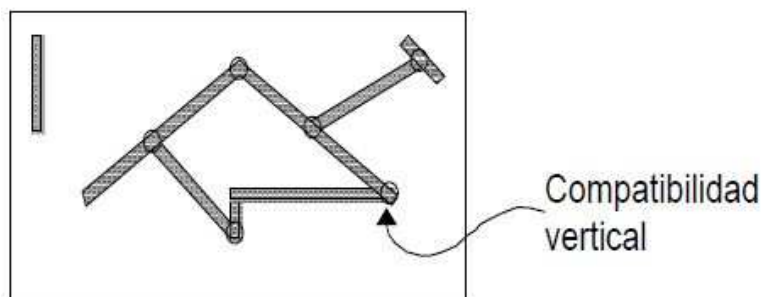


Fuente: Guendelman (2004).

Según Guendelman y Lindenberg (2011), el modelo pseudo tridimensional supone que los ejes resistentes sólo poseen rigidez en su propio plano y fuera de este puede despreciarse. Las losas se comportan como diafragmas horizontales infinitamente rígidos en su plano e infinitamente flexibles fuera de él. Además debe existir compatibilidad de desplazamientos de los ejes resistentes en el plano de cada diafragma y de forma simultánea para cada nivel del edificio.

A pesar de que la modelación presentaba buenos resultados en gran parte de las estructuras, algunas situaciones de dobles simetrías o irregularidades entre pisos, generan acoplamientos traslacionales y rotacionales que no quedan representados con el tipo de monolitismo descrito. Un avance significativo en el ámbito del monolitismo estructural que solucionaba estos inconvenientes, fue incorporar vínculos cinemáticos, es decir, grados de libertad únicos para cada encuentro de dos o más elementos, generando compatibilidad vertical en las aristas verticales de ejes resistentes concurrentes. Se aprecia en la figura 2.1.4.2 un esquema de una planta con los muros en achurado, en un círculo se encierran los encuentros de muros, sectores donde se debe agregar la compatibilidad vertical.

Figura 2.1.4.2: Vista en planta muros con compatibilidad vertical.



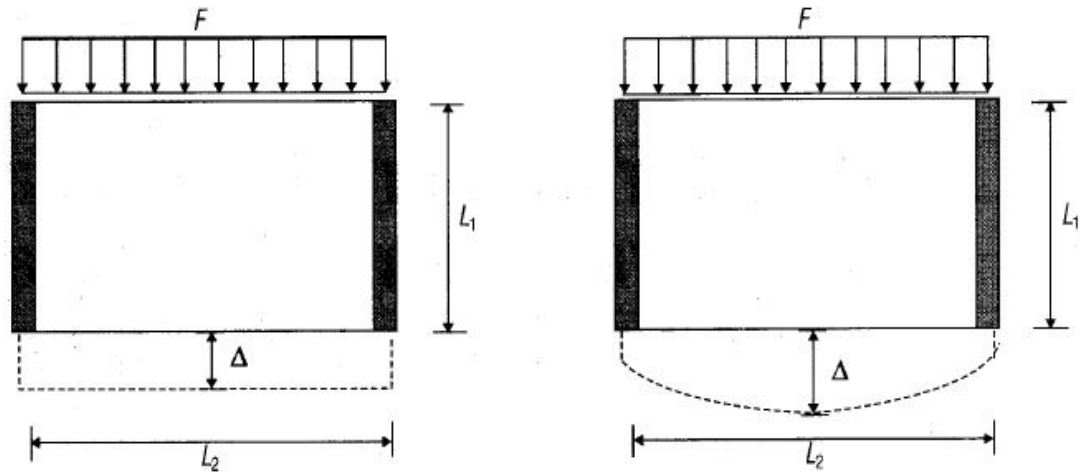
Fuente: Guendelman y Lindenberg (2011).

Si bien, es beneficioso suponer que las losas se comportan como diafragmas rígidos ya que son las encargadas de transmitir y repartir los esfuerzos a los elementos principales de una estructura, la condición de diafragma no es una regla y debe ser revisada, para Tena (2007) las condiciones pueden ser de tres tipos, materiales, condiciones de apoyo y relación de aspecto.

- a) Materiales: En el caso de la madera, las dimensiones usuales y su flexibilidad no permiten que otorguen la condición de diafragma rígido a las estructuras, por el contrario el hormigón armado usualmente configura losas de espesor considerable y de gran masividad, exceptuando algunos hormigones modernos para losas que incorporan otros materiales, como el poliestireno, que mediante condiciones favorables podría representar un diafragma, pero flexible.
- b) Condiciones de apoyo: Si la losa se diseña para trabajar en una sola dirección no conforma las características de diafragma, salvo que se incorporen algunas condiciones especiales de conexión y de alternancia con losas de hormigón armado. Algo similar sucede si la losa está apoyada libremente sobre los muros, donde tampoco se puede considerar como diafragma.
- c) Relación de aspecto: Si la relación entre la longitud mayor de la losa y su longitud menor es mayor a 2.5, independiente de su materialidad o condiciones de apoyo no puede considerarse que trabaja como diafragma rígido, ya que a lo más se podría suponer diafragma flexible.

Como un ejemplo simple se presenta en la imagen 2.1.4.3 una losa que debe repartir una carga vertical externa a dos pilares, en el lado izquierdo se supone diafragma rígido, mientras que en el derecho diafragma flexible.

Figura 2.1.4.3: Vista en elevación de una losa con diafragma rígido y otra flexible.



Fuente: Tena (2007).

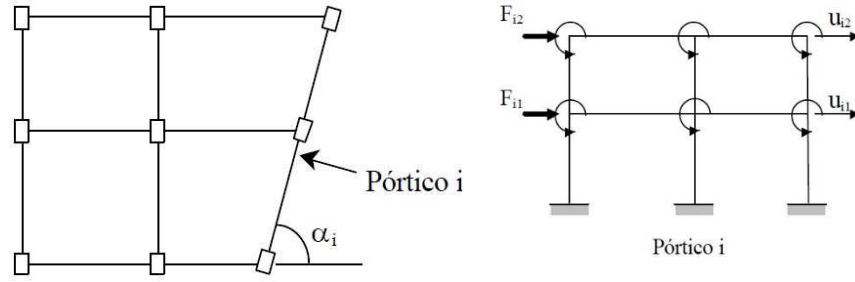
En los años 70 donde se masificó este procedimiento de análisis estructural, las computadoras no eran tan avanzadas ni veloces como en la actualidad, más aún, los precios de estas restringían el acceso sólo a unos pocos. Los programas de cálculo consideraban 3 grados de libertad por planta, a diferencia de los seis por nodo que permite la representación tridimensional más formal y precisa.

Según Salinas (2013) el procedimiento básico para resolver estructuras por el método pseudo tridimensional es:

- a) Determinar las rigideces laterales de cada pórtico plano en sus respectivas coordenadas locales, ver figura 2.1.4.4, donde se aprecia una estructura tipo de “N” niveles de piso.

$$\mathbf{K}\mathbf{L}_i = \mathbf{K}\mathbf{11}_i - \mathbf{K}\mathbf{12}_i \mathbf{K}\mathbf{22}_i^{-1} \mathbf{K}\mathbf{21}_i$$

Figura 2.1.4.4: Vista en planta y elevación de una estructura con diafragma rígido por piso.

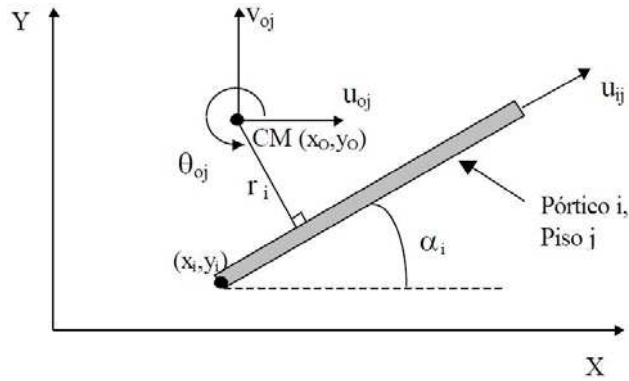


Fuente: Salinas (2013).

Se define U_{ij} , donde “i” corresponde al pórtico y “j” corresponde al nivel de piso.

- b) Transformar las rigideces de cada pórtico a coordenadas globales, de acuerdo a la figura 2.1.4.5

Figura 2.1.4.5: Sistema de ejes globales.



Fuente: Salinas (2013).

$$u_{ij} = u_{oj} \cos \alpha_i + v_{oj} \sin \alpha_i + \theta_{oj} r_i$$

$$r_i = (x_i - x_o) \sin \alpha_i - (y_i - y_o) \cos \alpha_i$$

Quedando:

$$u_{ij} = \begin{bmatrix} \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & r_i \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_{oj} \\ v_{oj} \\ \theta_{oj} \end{Bmatrix}$$

En forma matricial:

$$u_{ij} = g_{ij} u_{oj}$$

Si consideramos U_i como la matriz de los desplazamientos locales de todos los pórticos, G_i la matriz de transformación y U_o la matriz de los desplazamientos de los centros de masa de cada piso.

$$\begin{Bmatrix} u_{i1} \\ u_{i2} \\ u_{i3} \\ \dots \\ u_{iN} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{g}_{i1} & & & \\ & \mathbf{g}_{i2} & & 0 \\ & & \mathbf{g}_{i3} & \\ & 0 & & \dots \\ & & & & \mathbf{g}_{iN} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_{o1} \\ \mathbf{u}_{o2} \\ \mathbf{u}_{o3} \\ \dots \\ \mathbf{u}_{oN} \end{Bmatrix}$$

Matricialmente:

$$\mathbf{U}_i = \mathbf{G}_i \mathbf{U}_o$$

La matriz transformada queda:

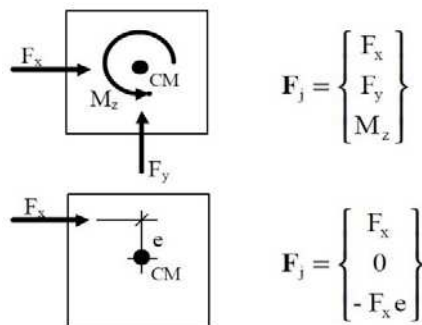
$$\mathbf{K}_{Li} = \mathbf{G}_i^T \mathbf{K}_{Li} \mathbf{G}_i$$

c) Por lo que la matriz de rigidez total queda:

$$\mathbf{K}_T = \sum_{i=1}^{i=N} \mathbf{K}_{Li}$$

d) Determinar los vectores de carga, para el piso j (ver figura 2.1.4.6):

Figura 2.1.4.6: Vectores de carga para el piso j.



Fuente: Salinas (2013).

El vector del sistema quedaría:

$$\mathbf{F}_T = \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_1 \\ \mathbf{F}_2 \\ \mathbf{F}_3 \\ \dots \\ \mathbf{F}_N \end{Bmatrix}$$

e) Luego se debe plantear la ecuación de equilibrio

$$\mathbf{F}_T = \mathbf{K}_T \mathbf{U}_o$$

Donde $\mathbf{F}_T$ es la matriz de las fuerzas en cada nivel y $\mathbf{U}_o$ es la incógnita, vector de los desplazamientos de los centros de masa de todos los niveles, que debe ser resuelta mediante técnicas matriciales o numéricas.

f) Se definen los desplazamientos de cada pórtico según:

$$\mathbf{U}_i = \mathbf{G}_i \mathbf{U}_o$$

Generándose en cada nivel

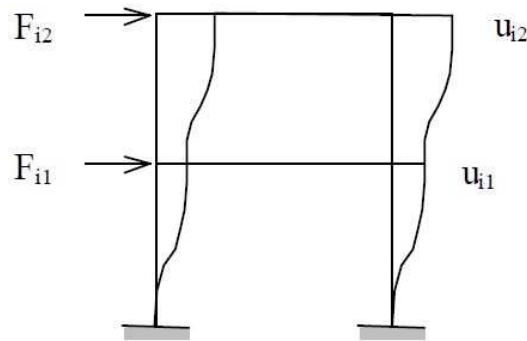
$$\mathbf{u}_{ij} = \mathbf{g}_{ij} \mathbf{u}_{oj}$$

g) Se determinan las fuerzas laterales en cada pórtico

$$\mathbf{F}_i = \mathbf{K}_{Li} \mathbf{U}_i$$

h) Finalmente se calculan las fuerzas internas y los desplazamientos en cada pórtico, como la figura 2.1.4.7.

Figura 2.1.4.7: Representación de fuerzas internas y desplazamientos.



Fuente: Salinas (2013).

Como se mencionó anteriormente esta modelación no considera las deformaciones axiales, por lo que Del Busto et al. (1989) plantea que para estructuras muy esbeltas se cometerían errores al sólo considerar tres grados de libertad por nodo. Sin embargo con el avance de la tecnología se mejoraron estos modelos incluyendo herramientas tridimensionales formales, generando modelaciones pseudo tridimensionales con monolitismo explícito en los encuentros de muros, modelos con nodos de seis grados de libertad y ocupar directamente elementos finitos para representar toda la estructura, este último se detallará en el punto 2.2 que se presenta a continuación.

2.2 METODOLOGÍA MODERNA.

Esta metodología ocupa los fundamentos de elementos finitos para realizar el análisis estructural de los modelos, consiste en subdividir estos en un número discreto de elementos, los cuales se conectan en sus nodos. Como primera aproximación se realizaron modelos en una dimensión de tipo barra, para prontamente ampliarse a modelos bidimensionales, con elementos triangulares y cuadrangulares principalmente; y también a problemas complejos tridimensionales con elementos volumétricos (López, 2005).

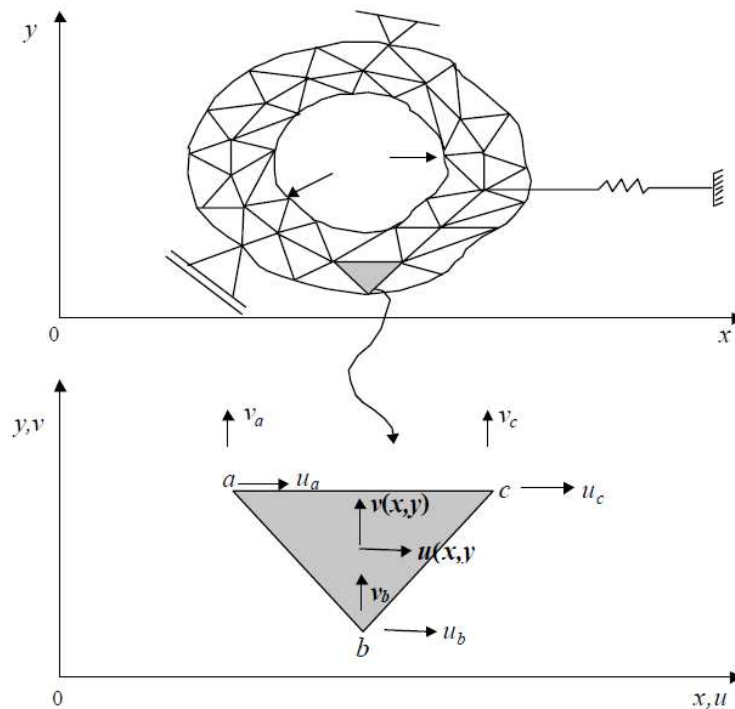
Existen ventajas apreciables al utilizar la discretización física de la estructura, tales como transformar las ecuaciones diferenciales que rigen a un cuerpo sólido en ecuaciones algebraicas. Más aún, al poder utilizar técnicas numéricas para encontrar la solución aproximada de estas ecuaciones, por ejemplo mediante el método de diferencias finitas, Galerkin, mínimos cuadrados, entre otros (Guendelman, 2004).

Este método incluye simplificaciones en sus relaciones cinemáticas de manera que los desplazamientos puedan ser descritos en función del desplazamiento de los nodos, posterior a esto mediante condiciones de compatibilidad y de equilibrio en los nodos, se genera el sistema discreto que modela la estructura.

Según Guendelman (2004), como ejemplo se puede tomar el caso de un elemento triangular que forma parte de una subdivisión hecha en un cuerpo plano, como se aprecia en la figura 2.2.1, la relación resultante para el movimiento de este elemento queda representada por dos funciones continuas $u(x,y)$ y $v(x,y)$.

Luego de realizar las simplificaciones cinemáticas estas funciones quedan determinadas por sus grados de libertad, en este caso seis desplazamientos nodales; estas relaciones se combinan para formar la ecuación 1, en la que se aprecia que si se conoce la matriz $[\theta(x,y)]$, denominada matriz de interpolación, los desplazamientos de cualquier punto del triángulo quedan determinados en función de sus desplazamientos nodales.

Figura 2.2.1: Representación gráfica de un elemento finito triangular.



Fuente: Guendelman (2004).

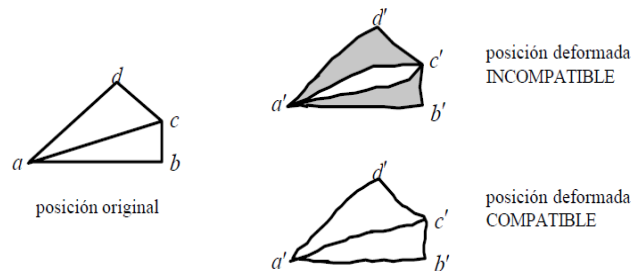
Con:

$$\{r(x, y)\}_{(2 \times 1)} = \left\{ \frac{u(x, y)}{v(x, y)} \right\} \text{ y } \{q\}_{(6 \times 1)} = \begin{Bmatrix} u_a \\ v_a \\ u_b \\ v_b \\ u_c \\ v_c \end{Bmatrix} \text{ obtenemos la ecuación 1}$$

$$\{r(x, y)\}_{(2 \times 1)} = \{\theta(x, y)\}_{(2 \times 6)} \{q\}_{(6 \times 1)} \quad \text{Ecuación 1}$$

La matriz de interpolación debe cumplir con la condición de replicar movimientos de cuerpo rígido, implica que el elemento finito no tendrá restricciones geométricas producto de apoyos implícitos. Si se observa la figura 2.2.2, deben generarse elementos finitos que presenten compatibilidad geométrica, ya que sólo están conectados por los puntos nodales.

Figura 2.2.2: Ejemplo de compatibilidad e incompatibilidad geométrica.



Fuente: Guendelman (2004).

La compatibilidad geométrica, junto con el refinamiento de los elementos finitos, afectan fuertemente en la solución del problema, quedando demostrado dos principios:

- El aumento del refinamiento de la malla, provoca una pérdida de rigidez del modelo.
- La compatibilidad de elementos finitos provoca la convergencia monótonica a la solución exacta. A pesar de esto la convergencia de algunos elementos no compatibles generan oscilaciones pequeñas en la solución, por lo que pueden en algunos casos ser aceptados como válidos, siempre que presenten ventajas analíticas de importancia (Guendelman, 2004).

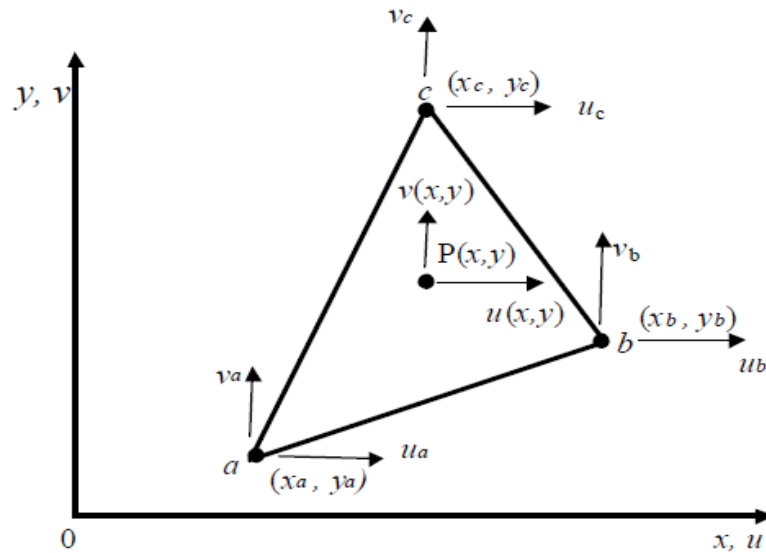
2.2.1 ELEMENTO FINITO TRIANGULAR.

Para resumir el procedimiento, se detallará de forma breve las relaciones y funciones para un elemento triangular, basados en Guendelman (2004). Como primer paso se pueden suponer las siguientes funciones para $u(x,y)$ y $v(x,y)$, para describir el movimiento del punto “P” de la figura 2.2.1.1.

$$u(x, y) = A_1 + B_1x + C_1y$$

$$v(x, y) = A_2 + B_2x + C_2y$$

Figura 2.2.1.1: Elemento finito triangular.



Fuente: Guendelman (2004).

Estas ecuaciones cumplen con la capacidad de movimiento como cuerpo rígido, y la compatibilidad geométrica inter-elemental. Con lo que se puede obtener la matriz de interpolación. En forma matricial las ecuaciones de comportamiento quedan:

$$\begin{Bmatrix} u(x,y) \\ v(x,y) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ A_2 \\ B_2 \\ C_2 \end{Bmatrix}$$

Simbólicamente:

$$\{r(x, y)\}_{(2 \times 1)} = \{F(x, y)\}_{(2 \times 6)} \{\alpha\}_{(6 \times 1)}$$

Evaluando en los nodos:

$$\begin{Bmatrix} u_a \\ u_b \\ u_c \\ v_a \\ v_b \\ v_c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_a & y_a & 0 & 0 & 0 \\ 1 & x_b & y_b & 0 & 0 & 0 \\ 1 & x_c & y_c & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_a & y_a \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_b & y_b \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_c & y_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ A_2 \\ B_2 \\ C_2 \end{Bmatrix}$$

Simbólicamente:

$$\{q\}_{(6 \times 1)} = \{F_0\}_{(6 \times 6)} \{\alpha\}_{(6 \times 1)}$$

Se obtiene:

$$\{\alpha\} = \{F_0\}^{-1} \{q\}$$

Si se reemplaza en la ecuación de comportamiento

$$\{r(x, y)\}_{(2 \times 1)} = \{F(x, y)\}_{(2 \times 6)} \{F_0\}_{(6 \times 6)}^{-1} \{q\}_{(6 \times 1)}$$

Finalmente si observamos la ecuación 1, la matriz de interpolación queda:

$$\{\theta(x, y)\}_{(2 \times 6)} = \{F(x, y)\}_{(2 \times 6)} \{F_0\}_{(6 \times 6)}^{-1}$$

De forma similar se puede proceder con otros elementos finitos, por ejemplo elementos rectangulares o cuadrilaterales, aunque este último necesita la aplicación de otros procedimientos, tales como “elementos finitos refinados” y “coordenadas isoparamétricas”, temas que se reseñan en el punto 2.1.2.3 y 2.1.2.5 de este capítulo respectivamente.

2.2.2 APLICACIÓN DE LOS PRINCIPIOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

2.2.2.a Compatibilidad geométrica.

De la teoría de la elasticidad, se pueden obtener las relaciones de compatibilidad geométrica para pequeños desplazamientos.

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \varepsilon_x = \varepsilon_x(x, y), \quad u = u(x, y) \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \varepsilon_y = \varepsilon_y(x, y), \quad v = v(x, y) \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \quad \gamma_{xy} = \gamma(x, y)\end{aligned}$$

Si se utilizan matrices de operadores diferenciales, queda:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial/\partial y \\ \partial/\partial y & \partial/\partial x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}$$

O simbólicamente:

$$\{\varepsilon(x, y)\}_{(3 \times 1)} = \{\Delta\}_{(3 \times 2)} \{r(x, y)\}_{(2 \times 1)}$$

Reemplazando esta ecuación en la ecuación 1, se obtiene:

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \{\Delta\} \{\theta(x, y)\} \{q\} \quad \text{Ecuación 2}$$

2.2.2.b Relaciones constitutivas.

La forma matricial para un sólido tridimensional linealmente elástico, homogéneo e isótropo, en el rango de pequeños desplazamientos, se puede expresar por:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} (\lambda + 2\mu) & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & (\lambda + 2\mu) & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & (\lambda + 2\mu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix}$$

Con las constantes de Lamé:

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \text{ y } \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} = G, \text{ siendo } \nu \text{ el módulo de Poisson}$$

Con lo que la relación constitutiva se puede expresar en forma matricial por:

$$\{\tau\} = \{C\}\{\varepsilon\}$$

Elasticidad Plana

El problema tridimensional se puede transformar a uno de elasticidad plana, suponiendo una de las tres dimensiones mucho más pequeña que las otras dos, lo que puede generar deformaciones planas o tensiones planas.

Para el caso de deformaciones planas varias componentes se anulan y σ_{zz} no es independiente, quedando una matriz constitutiva $\{C\}$ de (3x3) y tres componentes independientes de $\{\tau\}$ y $\{\varepsilon\}$, con $\sigma_{zz} = \lambda(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy})$.

Sucede algo similar para el caso de tensiones planas, anulándose algunos valores, y la variable ε_{xx} es la que no queda independiente. Resultando tres componentes independientes para los vectores $\{\tau\}$ y $\{\varepsilon\}$, una matriz constitutiva de (3x3) y la componente ε_{zz} con la siguiente relación:

$$\varepsilon_{zz} = -\frac{\lambda(\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy})}{(\lambda + 2\mu)}$$

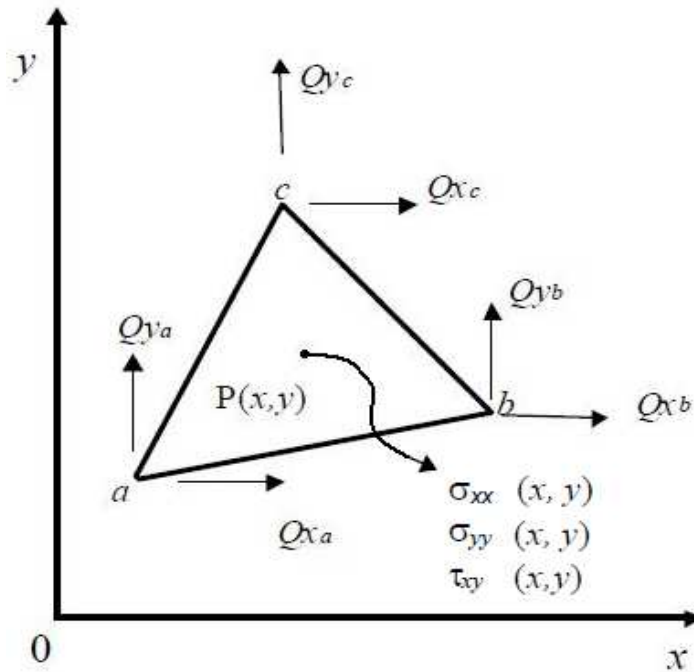
Generalizando para ambos casos y reemplazando en la ecuación 2 se obtiene:

$$\{\tau(x, y)\} = \{C\} \{\Delta\} \{\theta(x, y)\} \{q\} \quad \text{Ecuación 3}$$

2.2.2.c Relaciones de equilibrio.

En la figura 2.2.2.1 se observa un elemento finito triangular, en el cual mediante el principio de desplazamientos virtuales, podemos representar las ecuaciones de equilibrio de la siguiente forma:

Figura 2.2.2.1: Elemento finito triangular incluyendo las fuerzas nodales.



Fuente: Guendelman (2004).

$$TVE = \left\{ q^* \right\}^T \{Q\} \quad * : \text{virtual}$$

$$TVI = \int_A \left\{ \varepsilon^*(x,y) \right\}^T \left\{ \tau(x,y) \right\} e dx dy$$

El vector de cargas como:

$$\{Q\} = \begin{Bmatrix} Q_{x_a} \\ Q_{y_a} \\ Q_{x_b} \\ Q_{y_b} \\ Q_{x_c} \\ Q_{y_c} \end{Bmatrix}$$

Y la compatibilidad geométrica:

$$\{\varepsilon^*(x,y)\} = [\Delta][\theta(x,y)]\{q^*\}$$

Si igualamos los trabajos virtuales, $\{q\}$ y $\{q^*\}$ son permeables a la integral y $\{q^*\}$ es virtual, por lo tanto arbitrario; se obtiene:

$$\{Q\} = \underbrace{\left[e \int_A [\Delta][\theta(x,y)]^T [C][\Delta][\theta(x,y)] dx dy \right]}_{[k]} \{q\}$$

Donde $[K]$ es la “matriz de rigidez” del elemento finito, las cuales se integran mediante ensamble indicial a las matrices de rigidez de los restantes elementos finitos, y se incorporan las condiciones de apoyo, para finalmente obtener la matriz de rigidez de toda la estructura.

Vector de cargas

Existen diversos criterios para llevar las cargas del interior de un elemento a sus nodos, siendo más utilizado el procedimiento de cargas consistentes, las cuales utilizan las mismas funciones de desplazamiento empleadas para determinar la matriz de rigidez del elemento.

Se puede aplicar el principio de superposición para el caso de que varias cargas afecten a un mismo elemento, es decir, superponer los efectos. La equivalencia estática, se determina con el principio de desplazamientos virtuales y se puede escribir de la siguiente forma:

$$u^*(x,y)Px + v^*(x,y)Py = u_a^*Qx_a + u_b^*Qx_b + u_c^*Qx_c + v_a^*Qy_a + v_b^*Qy_b + v_c^*Qy_c$$

$$\text{y; } \begin{Bmatrix} u^*(x,y) \\ v^*(x,y) \end{Bmatrix} = [\theta(x,y)] \begin{Bmatrix} u_a^* \\ u_b^* \\ u_c^* \\ v_a^* \\ v_b^* \\ v_c^* \end{Bmatrix}$$

Quedando en forma matricial:

$$\{r^*(x,y)\}^T \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \end{Bmatrix} = \{q^*\}^T \{Q\}$$

$$\{r^*(x,y)\} = [\theta(x,y)] \{q^*\}$$

$$\{Q\} = [\theta(x,y)]^T \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \end{Bmatrix}$$

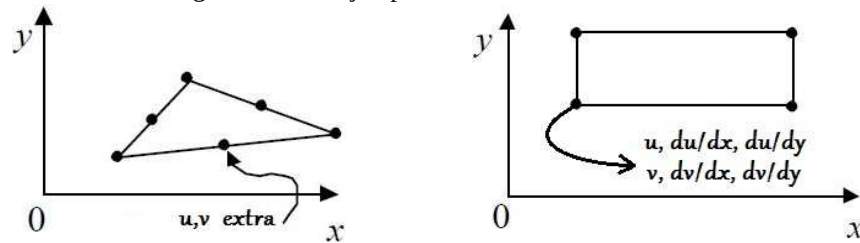
2.2.3 ELEMENTOS FINITOS REFINADOS.

Cuando se desea mejorar la precisión de la aproximación por el M.E.F, se puede reducir el tamaño de cada elemento finito, o bien agregar grados de libertad a cada uno de los elementos, generando los llamados elementos finitos refinados.

Según Guendelman (2004) los grados de libertad adicionales se forman de dos maneras, la primera agregando nuevos puntos nodales en el borde y/o al interior de elemento finito, y la segunda al incorporar grados de libertad diferentes a la traslación en los nodos del elemento sin refinar.

En la figura 2.2.3.1 se muestra un elemento finito triangular al que se le incorporan nodos en sus bordes, obteniendo 6 grados de libertad extras a los 6 que posee el convencional. Mientras que el caso del cuadrilátero muestra que se pueden generar grados de libertad extras en cada nodo, tales como incorporar el efecto de las derivadas de los desplazamientos.

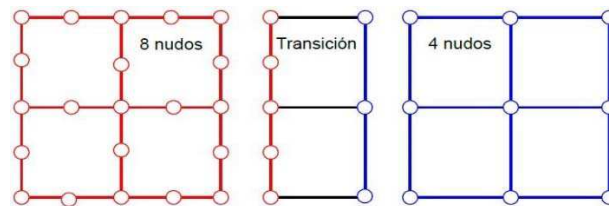
Figura 2.2.3.1: Ejemplos de elementos finitos refinados.



Fuente: Elaboración propia.

Puede ser necesario utilizar elementos refinados sólo en sectores del modelo que se está aproximando por el M.E.F, donde se generarán zonas de transición que deben ser correctamente desarrolladas, para lo cual pueden utilizarse elementos con número variable de nodos (nudos), como se aprecia en la figura 2.2.3.2.

Figura 2.2.3.2: Elementos finitos de transición con número variable de nodos.



Fuente: Celigüeta (2011).

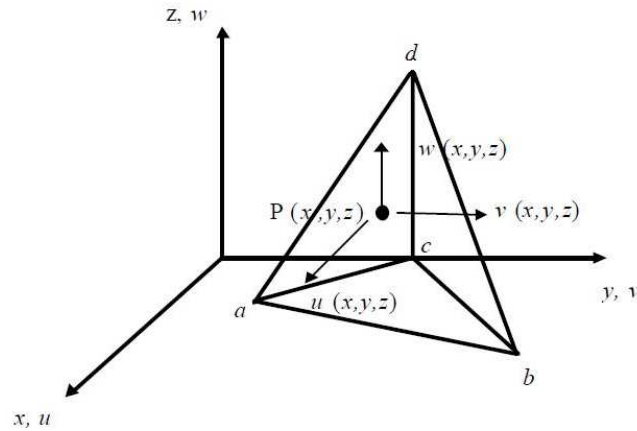
2.2.4 ELEMENTOS FINITOS ESPACIALES.

Para los problemas de aproximación por el M.E.F en los que no se puede despreciar la contribución de una de las dimensiones del elemento, por ejemplo el espesor, o que su forma impida representarla como un problema plano, es necesario utilizar elementos finitos espaciales, los que comparados con elementos finitos bidimensionales no presentan complejidad adicional desde el punto de vista conceptual, Celigüeta (2011).

Dentro de los elementos finitos espaciales más usados podemos mencionar al hexaedro y al tetraedro (ver figura 2.2.4.1). Las funciones de desplazamiento de este último pueden quedar representadas por las siguientes funciones de primer grado.

$$\begin{aligned}u(x,y,z) &= A_1 + B_1x + C_1y + D_1z \\v(x,y,z) &= A_2 + B_2x + C_2y + D_2z \\w(x,y,z) &= A_3 + B_3x + C_3y + D_3z\end{aligned}$$

Figura 2.2.4.1: Tetraedro, elemento finito espacial.



Fuente: Guendelman (2004).

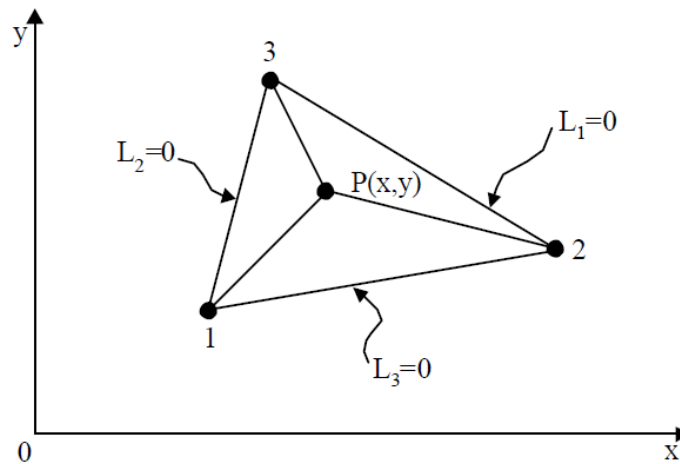
2.2.5 COORDENADAS ISOPARAMÉTRICAS Y NATURALES.

Usualmente las modelaciones mediante el M.E.F deben resolver formas complejas que difícilmente se pueden representar, en el caso bidimensional, por cuadrados o triángulos. Como solución se había planteado anteriormente emplear elementos finitos refinados o bien, disminuir el tamaño de estos generando una mejor aproximación en el modelo, pero aumentando el número de ecuaciones e incógnitas o la complejidad de estas.

Existe un procedimiento alternativo para generar elementos finitos con variadas formas, que permiten representar los problemas reales o teóricos por un número pequeño de elemento finitos, sin que necesariamente aumente la dificultad de las ecuaciones a resolver.

Zienkiewicz y Taylor (1994) plantean que esto se consigue con la utilización de coordenadas isoparamétricas, en las que realizando una transformación de coordenadas a un elemento finito complejo, este se transforma en uno simple y conocido, con lo cual se pueden aplicar los procedimientos de los puntos anteriores para finalmente, invirtiendo la transformación realizada, obtener el valor de las incógnitas en el sistema original.

Figura 2.2.5.1: Elemento finito triangular.



Fuente: Guendelman (2004).

Para Celigüeta (2011), el nombre isoparamétricas viene de utilizar las mismas funciones de transformación para las coordenadas y los desplazamientos, lo que requiere que la sumatoria de estas funciones sea igual a uno, condición que debe ser verificada.

Las coordenadas naturales o de área cumplen la condición anterior, por lo que son coordenadas isoparamétricas, por ejemplo en el caso de elementos triangulares como el de la figura 2.2.5.1 las nuevas funciones serían:

$$L_1 = \frac{a' \Delta P23}{a' \Delta 123} ; L_2 = \frac{a' \Delta P31}{a' \Delta 123} ; L_3 = \frac{a' \Delta P12}{a' \Delta 123} ; a' = \text{area}$$

Donde se aprecia que la suma de L_1 , L_2 y L_3 resulta uno.

Según Guendelman (2004), el uso de coordenadas isoparamétricas es el más exitoso, más aún, si se analiza que no hay restricción alguna para considerar bordes curvos en los elementos finitos que se planteen y que permite fácilmente utilizar elementos refinados, si se compara con las coordenadas cartesianas originales.

2.2.6 OBSERVACIONES DEL M.E.F.

Las conclusiones que se pueden obtener de los resultados obtenidos por el M.E.F, se deben extraer sólo de los nudos de estos, debido a que el equilibrio está garantizado en esos puntos y no en cualquier sector del elemento. Por este motivo se suele ponderar los valores obtenidos en los nodos de un elemento finito y el valor obtenido representarlo como puntual en el centro de gravedad de este.

En base a un buen criterio se deben pasar curvas que unan los valores obtenidos en los centros de gravedad de los elementos, como por ejemplo para obtener el estado de tensiones del cuerpo. Por este mismo argumento es recomendable disminuir el tamaño de los elementos finitos en singularidades, tales como los bordes libres, para obtener resultados más exactos.

CAPITULO III: ASPECTOS PRÁCTICOS.

3.1 MODELACIÓN EN ETABS.

La elección del programa Etabs frente a otros, se debió a que es uno de los principales programas utilizados en Chile junto a Sap2000, para la modelación de estructuras en Ingeniería Civil y carreras afines.

El programa permite el uso de varios tipos de elementos dependiendo de la geometría de éstos y su materialidad, por ejemplo para estructuras metálicas se utilizan elementos tipo Frame o de línea, los cuales presentan una dimensión mucho mayor que las otras dos. Para el hormigón armado se utilizan secciones tipo cascarones, placas, llamados en genérico como Shell o elementos de área, ya que presentan dimensiones comparables en las tres direcciones o bien una de sus dimensiones es mucho menor que las otras dos, como en el caso de losas y muros.

3.1.1 CREACIÓN DE UN MODELO EN ETABS.

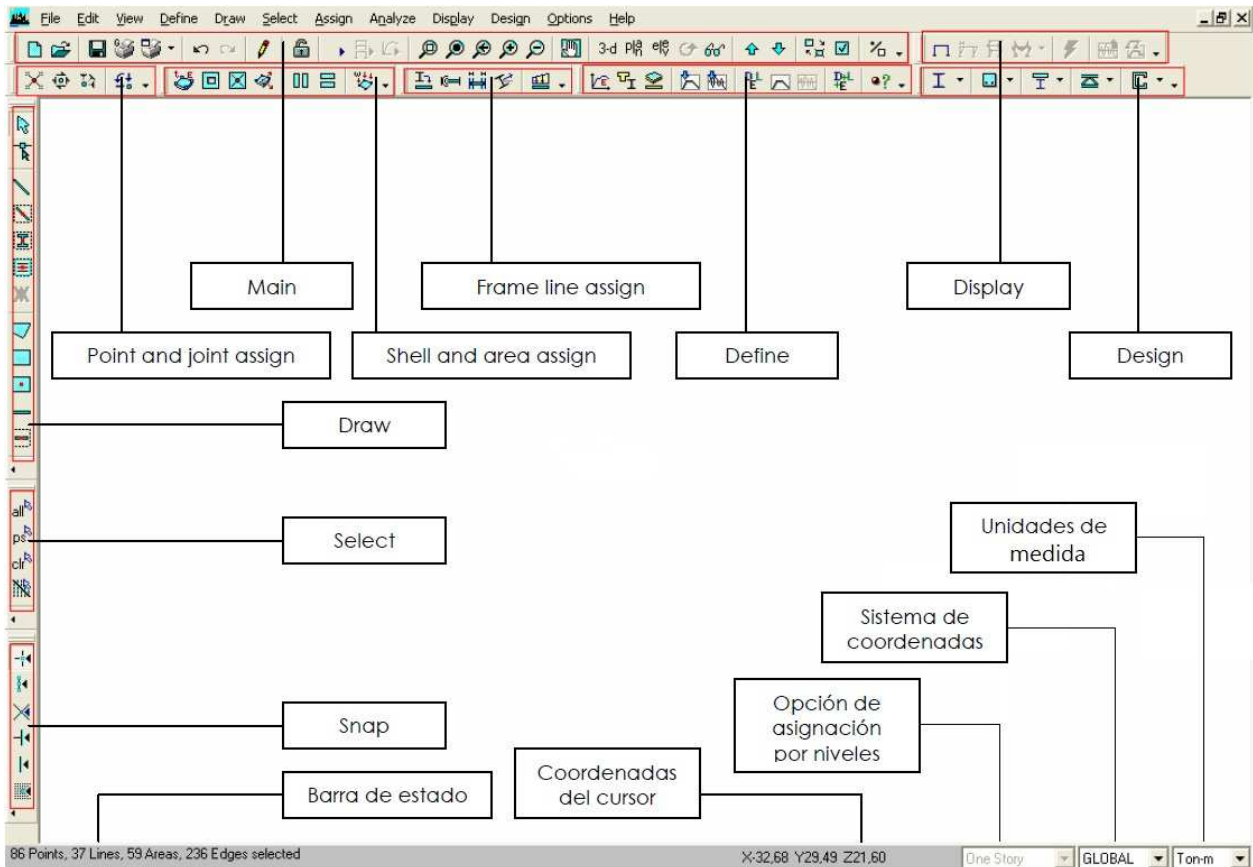
La interface del modelo junto con la descripción de las barras de herramientas es la que se muestra en la figura 3.1.1.1.

Para crear un modelo se debe ir a “File” y seleccionar la opción “New Model”, con lo que aparecerá la siguiente ventana con tres opciones, como se muestra en la figura 3.1.1.2.

En la ventana aparecen tres opciones, “Choose.edb”, da la opción de elegir un archivo previamente creado del cual se conservan algunas propiedades de interés, para no volverlas a definir en nuestro nuevo modelo, por ejemplo la definición de materiales, secciones de elementos estructurales, combinaciones sísmicas, entre otras.

Si se elige la opción “Default.edb” el archivo nuevo mantiene las propiedades que vienen por defecto en el programa, y la opción “No” cancela la creación de un nuevo modelo.

Figura 3.1.1.1: Interface Etabs 9.7.4.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.1.1.2: Ventana de creación de archivo.



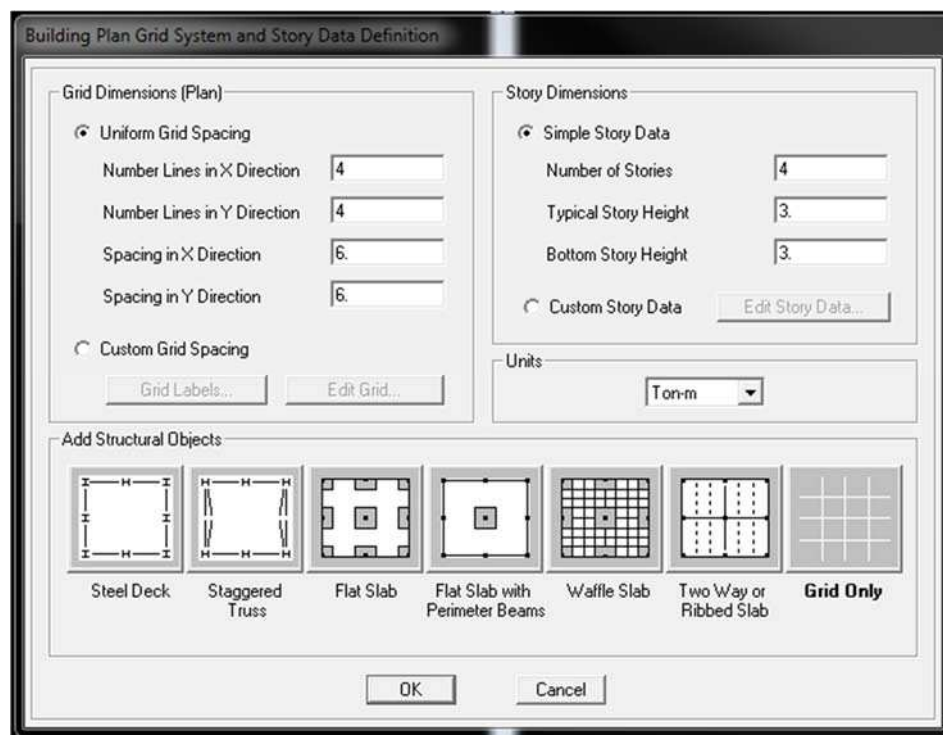
Fuente: Elaboración propia.

Al elegir “Choose.edb” o “Default.edb” se presenta la siguiente pantalla como se aprecia en la figura 3.1.1.3. Al lado izquierdo se presentan las opciones crear una grilla por defecto (Uniform Grid Spacing) o modificarla manualmente (Custom Grid Spacing), la opción “Grid Labels”, permite modificar si los ejes horizontales y/o verticales serán letras o números y si tendrán un orden ascendente o descendente.

Al lado derecho podemos editar las dimensiones de los pisos y fijar la posición del sello de fundación (Custom Story Data) o indicar alturas iguales entre pisos de la estructura (Simple Story Data). Finalmente la zona inferior presenta algunos modelos tipo para utilizar.

Se recomienda definir primeramente en qué unidades se trabajará, ya que si bien mientras se ocupa el modelo las unidades pueden ser cambiadas, este ajuste no se conserva al guardar el archivo.

Figura 3.1.1.3: Ventana de edición de grilla y niveles de piso.



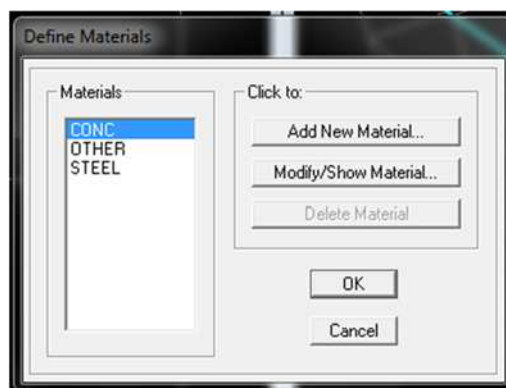
Fuente: Elaboración propia.

Para editar la grilla se puede presionar el botón derecho del mouse y seleccionar la opción “Edit Grid Data...”, o ir a la opción “Edit”, marcar “Edit Grid Data” y seleccionar la opción “Edit Grid...”. Mientras que para modificar las alturas de los pisos se puede presionar el botón derecho del mouse y seleccionar la opción “Edit Story Data...”, o ir a la opción “Edit”, marcar “Edit Story Data” y seleccionar la opción “Edit Story...”, las otras dos opciones que se muestran permiten crear nuevos pisos o eliminar alguno de los existentes.

Se recomienda dejar esta etapa claramente definida antes de realizar la incorporación de cualquier elemento en el modelo, ya que las modificaciones que se realizan pueden afectar la posición y forma de cualquier elemento que tengamos definido. Si bien podemos efectuar algunas modificaciones en el desarrollo del modelo, se requiere de experiencia para saber los cambios que se pueden realizar sin alterar el modelo.

Para la definición de las propiedades de los materiales a utilizar se selecciona en “Define”, luego “Material Properties”, aparecerá una ventana, ver figura 3.1.1.4, donde por defecto viene “CONC”, “STEEL” y “OTHER”, que se refieren respectivamente al hormigón armado, acero estructural y otro material a modificar.

Figura 3.1.1.4: Ventana de definición de materiales.



Fuente: Elaboración propia.

Se elige uno de los materiales y se hace click en “Modify Show Material...”, se desplegará una ventana con las propiedades del material seleccionado, por ejemplo para el caso del “CONC” ver figura 3.1.1.5.

Como paso siguiente se deben definir los estados de carga estáticos, ir a “Define” y luego a “Static Load Cases...”, como se aprecia en la figura 3.1.1.6. En esta ventana se debe ingresar el sismo en el caso de análisis estático, los valores se pueden ingresar también en la casilla “Modify Lateral Load...” o ingresarlas con posterioridad manualmente en el modelo como cargas puntuales.

Figura 3.1.1.5: Ventana de modificación del concreto.

The dialog box is titled "Material Property Data". It contains several sections for defining material properties:

- Material Name:** A text field containing "CONC".
- Display Color:** A color selection area with a blue square.
- Type of Material:** Radio buttons for "Isotropic" (selected) and "Orthotropic".
- Type of Design:** A dropdown menu showing "Concrete".
- Analysis Property Data:** A list of properties with input fields:
 - Mass per unit Volume: 0.2448
 - Weight per unit Volume: 2.4026
 - Modulus of Elasticity: 2531050.65
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 1054604.44
- Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009):**
 - Specified Conc Comp. Strength, f_c : 2812.2785
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 42184.178
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 42184.178
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.1.1.6: Ventana de definición de estados de carga estáticos.

The dialog box is titled "Define Static Load Case Names". It features a table for defining load cases and a set of action buttons on the right.

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
DEAD	DEAD	1	
DEAD	DEAD	1	
LIVE	LIVE	0	

On the right, under "Click To:", there are buttons for "Add New Load", "Modify Load", "Modify Lateral Load...", and "Delete Load". At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

Fuente: Elaboración propia.

Luego se especifican las combinaciones de carga, con sus respectivos coeficientes de reducción o amplificación según corresponda. Se hace click en "Define" y de las opciones se selecciona "Load Combinations...", ventana por defecto es la de la figura 3.1.1.7.

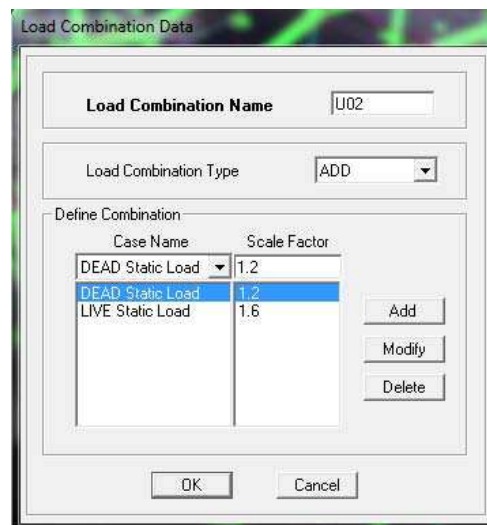
Por ejemplo si deseamos incorporar la combinación de estados últimos $U = 1.2 \cdot \text{Dead} + 1.6 \cdot \text{Live}$, seleccionamos en "Add New Combo" y rellenamos los datos que necesitamos modificar, quedando como se aprecia en la figura 3.1.1.8.

Figura 3.1.1.7: Ventana de definición de combinaciones de carga.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.1.1.8: Ventana con ejemplo de una combinación de carga.

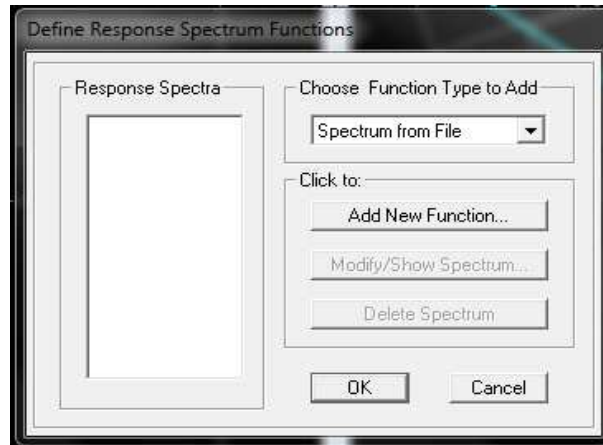


Fuente: Elaboración propia.

Para efectos de obtener los valores necesarios para calcular manualmente o con alguna planilla las cargas sísmicas que se le incluirán al modelo, resulta de utilidad definir la combinación “Peso Sísmico (PS)”, donde se incluya completamente la carga muerta y un 25 o 50% de la sobrecarga dependiendo de la estructura que se esté modelando.

Si se requiere realizar un análisis modal – espectral al modelo se debe definir el espectro de aceleraciones, en “Define” y hacer click en “Response Spectrum Functions...”, figura 3.1.1.9. Es necesario agregar un sólo espectro, ya que el mismo puede ser utilizado en todas las direcciones del análisis.

Figura 3.1.1.9: Ventana para la definición del espectro de aceleraciones.

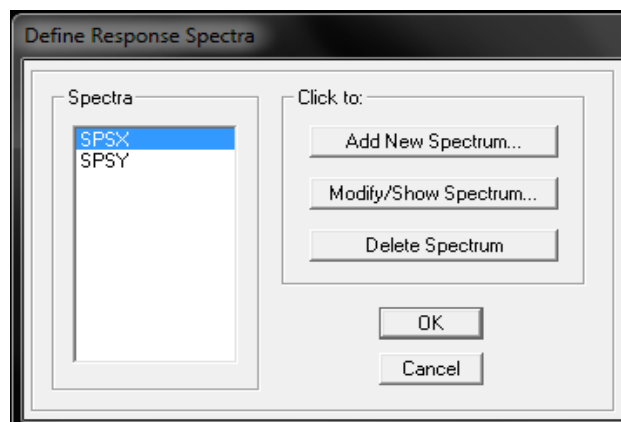


Fuente: Elaboración propia.

Se puede escoger ingresar desde un archivo de block de notas (es necesario que el archivo este guardado en la misma carpeta donde está almacenado el modelo), crear la función ingresando los datos manualmente o bien ocupar predefinidos basados en normas internacionales.

Luego se debe hacer click en “Response Spectrum Cases...”, para definir los sismos a analizar y completar los parámetros que se deseen ajustar, ver imagen 3.1.1.10. La norma Chilena exige como condición mínima ingresar dos casos de espectros, uno en dirección X y el otro en dirección Y, o en dos direcciones principales que sean ortogonales entre sí, en el caso de que las direcciones X e Y no sean las principales.

Figura 3.1.1.10: Ventana para la definición de los sismos.

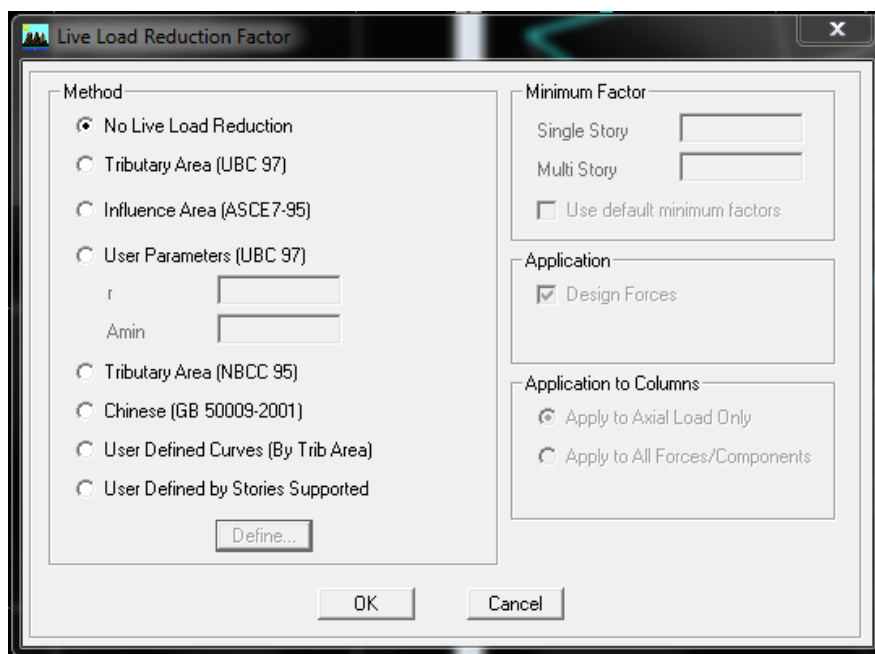


Fuente: Elaboración propia.

Como modificaciones extras se deben cambiar algunas opciones que vienen por defecto definidas. Se debe ir a “Options”, hacer click “Preferences” y seleccionar “Live Load Reduction...”, donde se desplegará la ventana presentada en la figura 3.1.1.11, para evitar que se haga doble reducción de las cargas vivas que se ingresen, ya que las otras opciones ocupan procedimientos diferentes a la normativa Chilena.

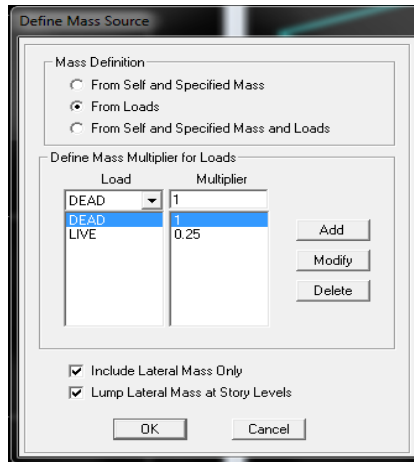
También para que seleccione correctamente el peso sísmico, se debe ir a “Define” y hacer click en “Mass Source...”, indicando la reducción de la carga viva en un 25% o 50% según la estructura que se modele, quedando la ventana de la siguiente manera en el caso de que estemos reduciendo la carga viva en un 25% (ver figura 3.1.1.12).

Figura 3.1.1.11: Ventana para la definición de la reducción de cargas vivas.



Fuente: Elaboración propia.

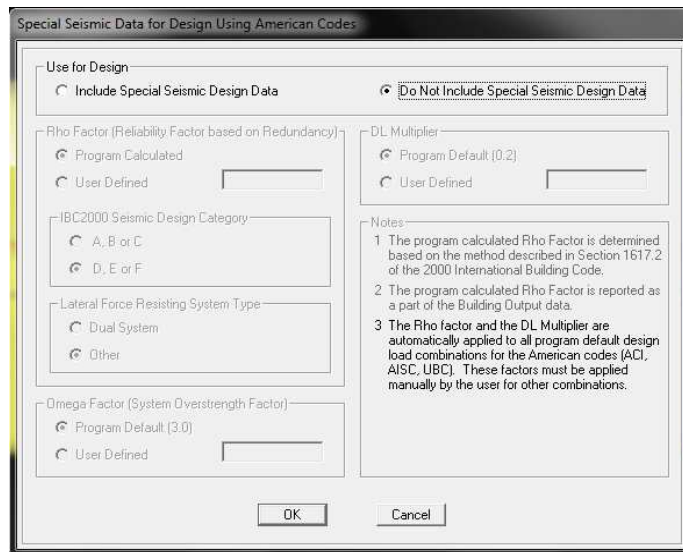
Figura 3.1.1.12: Ventana para la definición del peso sísmico.



Fuente: Elaboración propia.

Para evitar reducciones sísmicas que ya se hayan incluido anteriormente, se debe modificar en “Define”, haciendo luego click en “Special Seismic Load Effects...” y seleccionar “Do Not Include Special Seismic Design Data”, ver figura 3.1.1.13.

Figura 3.1.1.13: Ventana para la reducción de las cargas sísmicas.



Fuente: Elaboración propia.

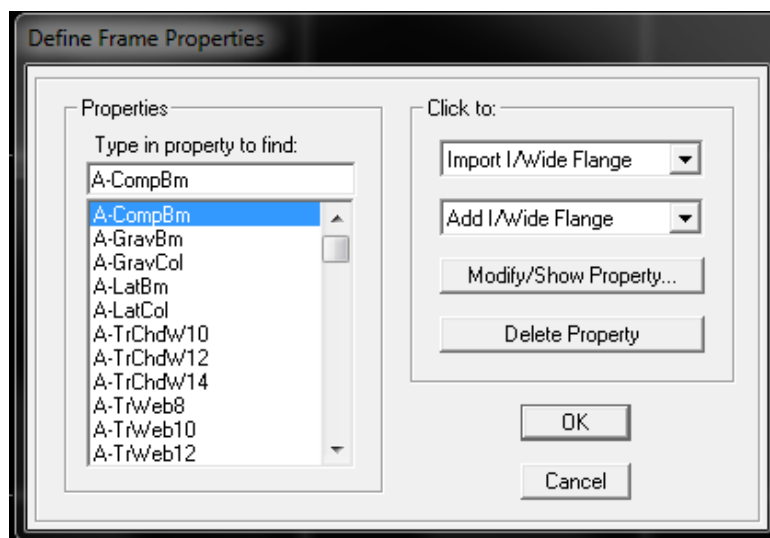
En el Anexo A, se detallarán los comandos de cada una de las barras de herramientas, para facilitar el acceso a estos y no pasar necesariamente por la barra de menús. Para un uso avanzado del programa se pueden configurar en el teclado los comandos que sean más utilizados.

3.1.2 ELEMENTOS FRAME EN ETABS.

Los elementos tipo “Frame” son llamados también de línea o tipo barra, ya que modelan piezas que presentan una dimensión mucho más grande que las otras dos, generalmente se emplean para definir estructuras metálicas, ya que los elementos estructurales que las componen cumplen con esta característica.

Se definen las secciones que tendrán los elementos frame a utilizar, ir a “Define” y luego hacer click en “Frame Sections...”, donde se presentan tres opciones: importar desde una base de archivos existente, definir secciones nuevas y finalmente modificar secciones previamente importadas o creadas. Ver figura 3.1.2.1.

Figura 3.1.2.1: Ventana para definir secciones de elementos frame.



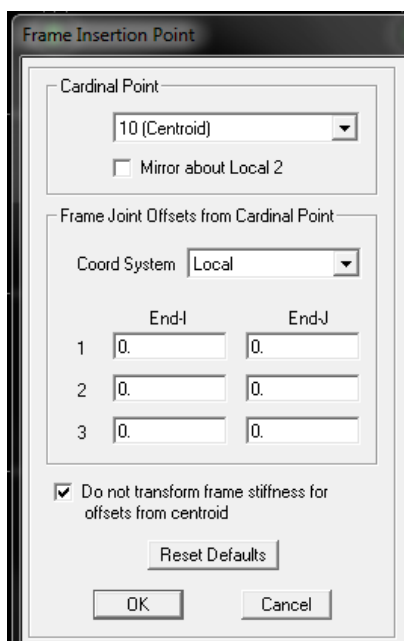
Fuente: Elaboración propia.

Al crear una sección de un elemento frame, para el caso del hormigón armado, se debe definir si el elemento que posteriormente se modele trabajará como viga o como columna, es decir, indicar la orientación de las armaduras. Además se puede seleccionar que el programa diseñe la armadura requerida o bien chequee si la armadura asignada resiste los esfuerzos que llegan al elemento.

Para trazar elementos frame se debe ir a “Draw”, luego a “Draw line Objects” y elegir “Draw Lines...”, esta opción es la más general ya que basta hacer click en el punto inicial y posteriormente en el punto final que tendrá el elemento. Las otras opciones son para crear elementos frame en regiones. También hay variados comando de edición de elementos frame, tales como cortar, juntar, alargar, acortar, entre otros, que son útiles para agilizar la modelación de este tipo de elementos.

Una vez trazado el elemento se puede desplazar su centroide, por ejemplo en el caso de las vigas definir si esta es normal (opción por defecto), invertida o semi-invertida, para esto se debe seleccionar el elemento e ir a “Assign”, luego a “Frame/Line” y hacer click en “Isertion Point...”, donde se despliega un recuadro como el presentado en la figura 3.1.2.2.

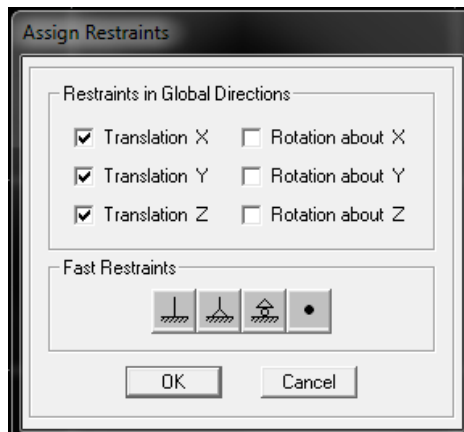
Figura 3.1.2.2: Ventana para definir el centroide de elementos frame.



Fuente: Elaboración propia.

Las condiciones de apoyo se definen seleccionando el nodo e ir a “Assign”, luego a “Joint/Point” y hacer click en “Restraints (Supports)...” donde se desplegará una pantalla como la presentada en la figura 3.1.2.3, para restringir o permitir traslaciones y rotaciones de acuerdo a las condiciones que presente el elemento.

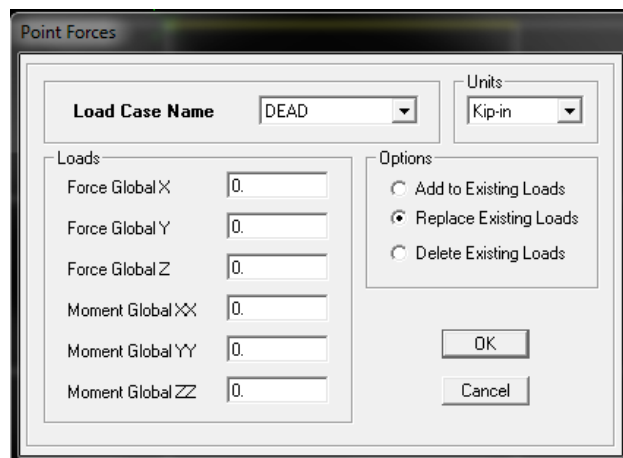
Figura 3.1.2.3: Ventana para asignar restricciones de apoyo en nodos.



Fuente: Elaboración propia.

Para cargar un nodo, se debe seleccionar el punto e ir a “Assign”, luego “Joint/Point Loads” y se hace click en “Force...”, donde se desplegará una tabla para asignar los valores respectivos, como se aprecia en la figura 3.1.2.4.

Figura 3.1.2.4: Ventana para asignar cargas puntuales en nodos.



Fuente: Elaboración propia.

Para cargar un elemento tipo frame hay dos caminos, uno es asignar carga puntual o bien distribuida. Para la primera opción se selecciona el elemento a cargar y vamos a “Assign”, luego “Frame/Line Loads” y se hace click en “Point...”, ver figura 3.1.2.5. Para asignar cargas distribuidas es el mismo procedimiento antes descrito, salvo que en el último paso se selecciona “Distributed...”, la pantalla que se despliega se presenta en la figura 3.1.2.6.

Figura 3.1.2.5: Ventana para asignar cargas puntuales en elementos frame.

Point Loads		1	2	3	4
Distance		0.	0.25	0.75	1.
Load		0.	0.	0.	0.

Fuente: Elaboración propia.

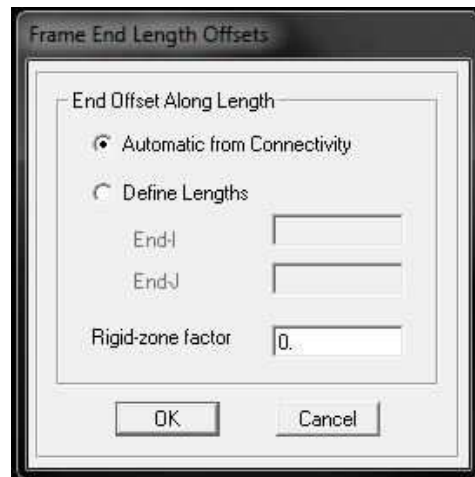
Figura 3.1.2.6: Ventana para asignar cargas distribuidas en elementos frame.

Trapezoidal Loads		1	2	3	4
Distance		0.	0.25	0.75	1.
Load		0.	0.	0.	0.

Fuente: Elaboración propia.

Un comando de utilidad para la modelación que se realizará con elementos frame es el que permite definir las zonas de rigidez, tanto como su longitud o si sólo es un porcentaje de la rigidez. El comando se llama “Assign Frame End (Length) Offsets...”, se debe seleccionar el o los elementos e ir a “Assign”, luego “Frame/Line” y seleccionar “End (Length) Offsets...”, donde se abrirá una ventana como la que se aprecia en la figura 3.1.2.7.

Figura 3.1.2.7: Ventana para asignar longitud de rigidez en elementos frame.



Fuente: Elaboración propia.

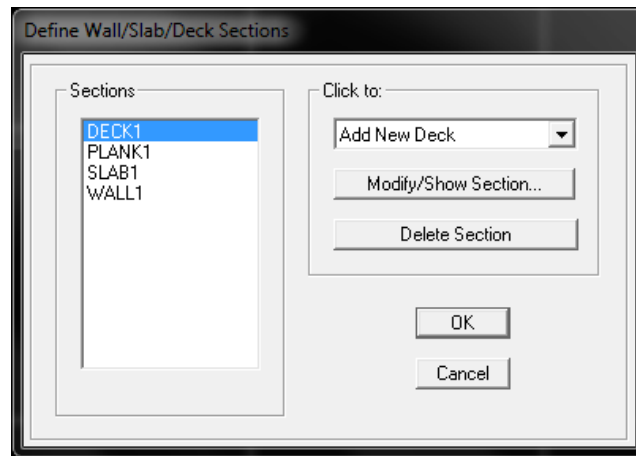
La primera opción es el modo automático y la segunda es la manual, las casillas que siguen se activan al seleccionar manual y permiten indicar la longitud de la zona de rigidez en el nodo inicial y final del elemento, la última casilla es para indicar el porcentaje de rigidez de la zona que se está modificando con valores en el rango desde el cero al uno, en el que el cero indica que no hay rigidez y el uno es para definir un 100% de rigidez.

3.1.3 ELEMENTOS SHELL EN ETABS.

Los elementos tipo “Shell” son también conocidos como elementos de superficie, es decir, sus tres dimensiones son comparables entre sí, o bien dos de sus dimensiones son más grandes que la tercera. Se utiliza principalmente para modelar losas y muros de hormigón, o cualquier estructura que presente la condición antes planteada.

Como primer paso se deben definir las secciones que tendrán los elementos “Shell”, por lo que se va a “Define”, luego a “Wall/Slab/Deck Sections...”, donde se desplegará una ventana como lo muestra la figura 3.1.3.1. Se pueden definir losas, muros y losas colaborantes, además de elegir el comportamiento que se analizará, en función de la importancia del espesor del elemento definido.

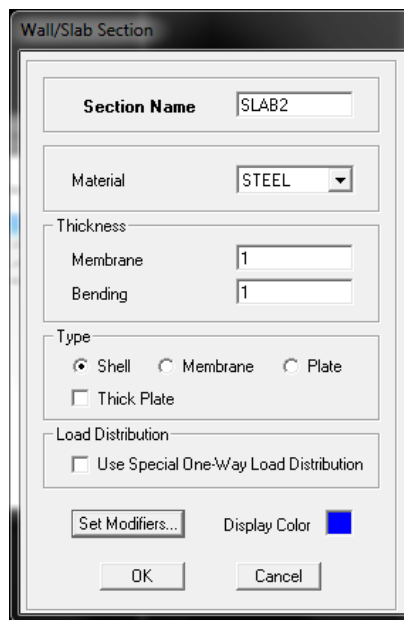
Figura 3.1.3.1: Ventana para definir elementos Shell.



Fuente: Elaboración propia.

Para definir una losa, en la ventana anterior hacemos click en “Add New Deck”, que es la opción por defecto, pero se abrirán dos opciones más debajo de la anterior, “Add New Slab” y “Add New Wall”. Elegimos “Add New Slab...” y se desplegará una ventana como la de la figura 3.1.3.2.

Figura 3.1.3.2: Ventana para definir un elemento Shell tipo losa.



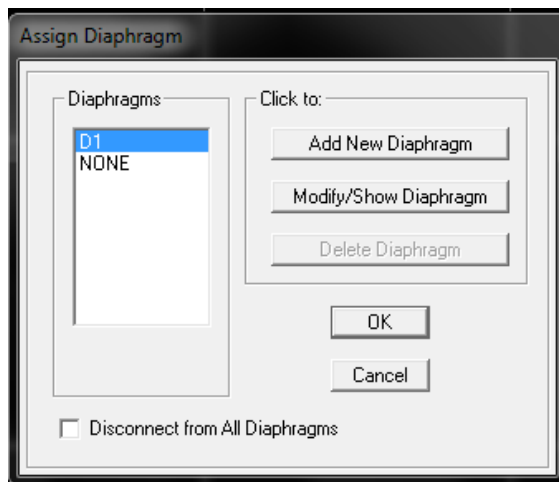
Fuente: Elaboración propia.

En la ventana anterior se visualiza que se puede elegir además del espesor de la losa, entre tres opciones en función del espesor del elemento. Tipo “Shell” es para indicar que el comportamiento del elemento es tridimensional, tipo “Membrane” es cuando se quiere despreciar el espesor del elemento, es decir, un desempeño bidimensional y finalmente “Plate” que sirve para indicar que el espesor del elemento es muy significativo, por ejemplo una losa de fundación donde es recomendable indicar que el elemento es tipo “Shell” y seleccionar la opción “Thick Plate”, asignando así la importancia del espesor de esta.

Para trazar elementos shell se debe ir a “Draw”, luego a “Draw Area Objects” y hacer click en “Draw Rectangular Areas...”. Esta es la opción más general ya que permite realizar áreas rectangulares presionando en el punto inicial y luego sin soltar, arrastrar hasta el punto final.

Al tener la losa trazada, para distribuir los esfuerzos de esta a los demás elementos estructurales del modelo se debe asignar diafragma por piso, ya sea completamente rígido o semirígido. Para esto se debe seleccionar las losas que conformaran un diafragma e ir a “Assign”, luego a “Shell/Area” y hacer click en “Rigid Diaphragm...”, donde aparecerá una ventana como la de la figura 3.1.3.3.

Figura 3.1.3.3: Ventana para definir un diafragma de piso.

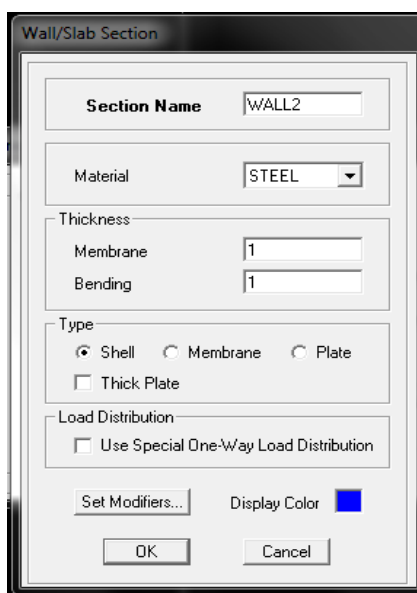


Fuente: Elaboración propia.

Para definir un muro, en la ventana de la figura 3.1.3.1 hacemos click en “Add New Deck”, que es la opción por defecto, pero se desplegarán dos opciones más debajo de la anterior, “Add New Slab” y “Add New Wall”, elegimos esta última y se desplegará una ventana como la de la figura 3.1.3.4. Se debe indicar, además del espesor del muro, entre tres opciones en función del espesor de este, tipo “Shell”, “Membrane” o “Plate” de igual manera como se revisó para definir las losas. En ambos casos se recomienda ocupar tipo “Shell”.

Para trazar los muros se debe estar en una de las elevaciones e ir a “Draw”, luego a “Draw Area Objects” y hacer click en “Draw Rectangular Areas...”, de la misma manera que se procede para las losas.

Figura 3.1.3.4: Ventana para definir un elemento shell tipo muro.



Fuente: Elaboración propia.

Para visualizar los esfuerzos en los elementos tipo “Shell”, estos deben estar etiquetados, es decir, asignarles un nombre a cada elemento. Estos pueden ser de tipos, “Piers” o “Spandrels”, los primeros integran esfuerzos en un plano horizontal, generando diagramas típicos de muros, mientras que los segundo integran esfuerzos en un plano vertical, generando diagramas típicos de viga. Sin embargo un mismo elemento puede estar etiquetado simultáneamente por “Piers” o “Spandrels”, de utilidad, por ejemplo en el caso de vigas de gran altura.

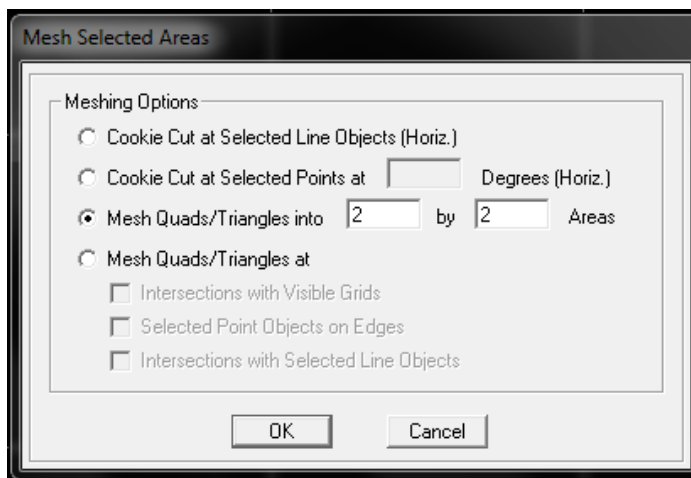
Para el etiquetado se debe seleccionar el elemento, ir a “Assign”, luego a “Shell/Area” y se hace click en “Pier Label...” o “Spandrel Label...”, según el elemento que se quiera etiquetar, Piers o Spandrel, respectivamente.

Con el objeto de asegurar la conexión de todos los elementos en planta y elevación, se deben realizar mallados de losas y muros, para lo cual existen dos opciones que se detallarán a continuación. Además se deben subdividir los objetos de tal manera que el análisis que realiza el programa se asegure la correcta distribución de esfuerzos.

Mallado Manual.

En esta opción se selecciona el o los elementos a trozar, se va a “Edit”, y se hace click en “Mesh Areas...”, donde aparece una ventana, como la que se visualiza en la figura 3.1.3.5 y marcar alguna de las alternativas que se presentan.

Figura 3.1.3.5: Ventana para mallar manualmente elementos shell.



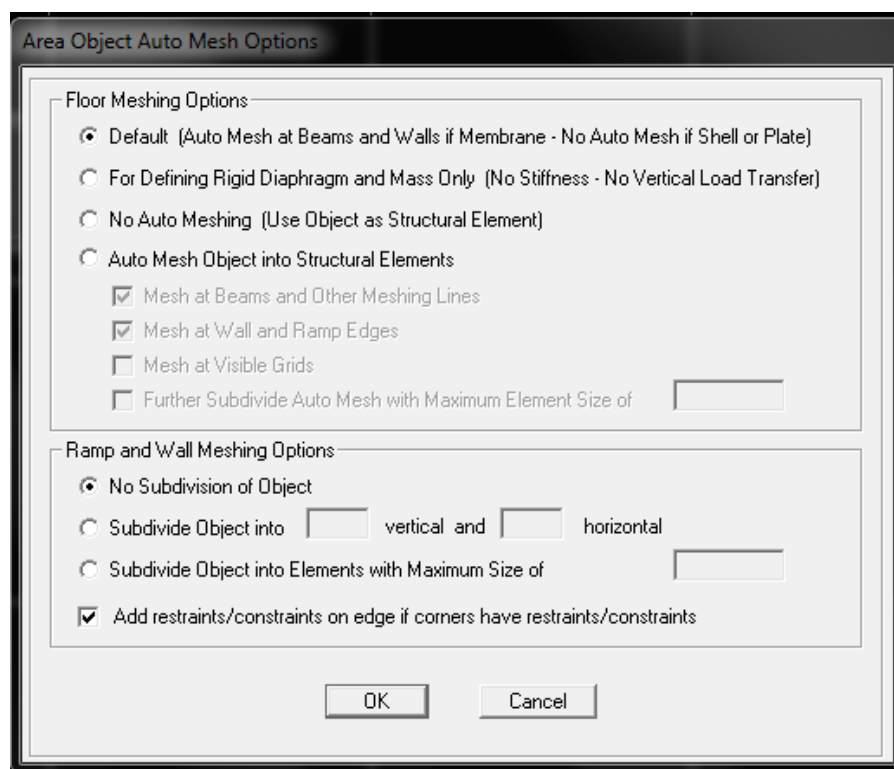
Fuente: Elaboración propia.

Un caso especial es el de las losas, ya que para el mallado no se requiere la subdivisión manual, basta con trazar líneas nulas entre los nodos de los elementos no conectados a la losa, para asegurar la conexión y el correcto traspaso de esfuerzos y deformaciones.

Mallado Automático.

El otro camino, usualmente complementario al anterior es realizar la conexión de forma automática, en “Assign”, luego “Shell/Area” y hacer click en “Area Object Mesh Options...”, donde se seleccionan las opciones tanto para losas y muros, como se muestra en la figura 3.1.3.6.

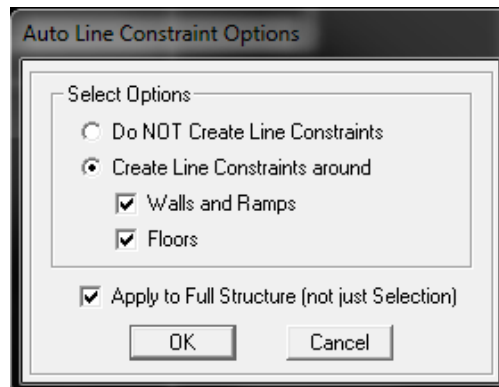
Figura 3.1.3.6: Ventana para el mallado automático de elementos shell.



Fuente: Elaboración propia.

No obstante se utilice correctamente uno o ambos mallados, se debe asegurar la conectividad de todos los elementos, para lo cual se va a “Assign”, luego a “Shell/Area” y se selecciona “Auto Line Constraint...”, donde se debe modificar la ventana y dejarla como se aprecia en la figura 3.1.3.7.

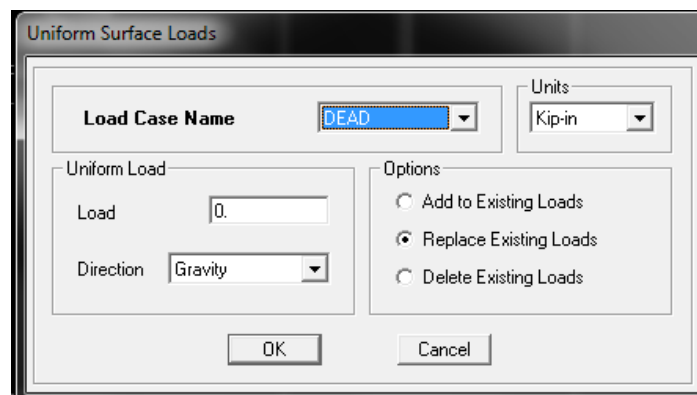
Figura 3.1.3.7: Ventana para forzar la conexión de todos los elementos.



Fuente: Elaboración propia.

Para asignar cargas en muros y losas vamos a “Assign”, luego a “Shell/Area Loads” y seleccionamos “Uniform...”, donde se despliega una ventana para asignar los valores, el tipo de sollicitación y su dirección, como se aprecia en la figura 3.1.3.8.

Figura 3.1.3.8: Ventana para cargar elementos shell.

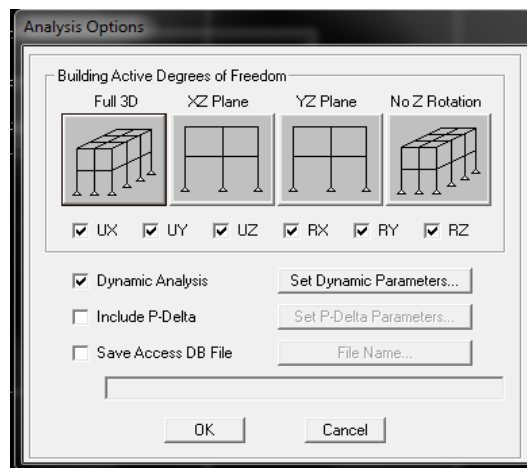


Fuente: Elaboración propia.

3.1.4 TIPOS DE ANÁLISIS EN ETABS

El programa presenta diversos tipos de análisis, ya sea este tridimensional, plano o no rotacional respecto del eje Z, además permite incorporar o no el efecto P-Delta y al seleccionar la última casilla se puede guardar en un archivo tipo “Access” todos los cálculos realizados. Se debe ir a “Analyse” y seleccionar “Set Analysis Options...”, donde se desplegará una ventana como la que se aprecia en la figura 2.2.4.1.

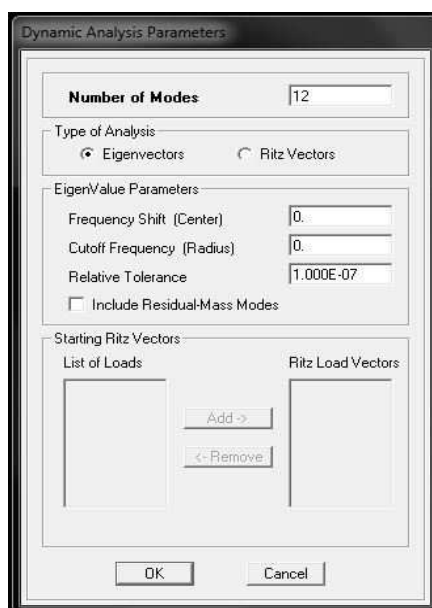
Figura 3.1.4.1: Ventana para editar opciones de análisis.



Fuente: Elaboración propia.

Al presionar en “Set Dynamic Parameters...”, se activa la ventana de modificación de los parámetros dinámicos, como se aprecia en la figura 3.1.4.2 donde se selecciona el número de modos a considerar, elegir el tipo de análisis mediante autovalores o vectores de Ritz y la configuración de sus parámetros. Independiente del tipo elegido, para gran parte de las estructuras los resultados son bastante similares, pero la normativa chilena exige autovalores (eigenvectors).

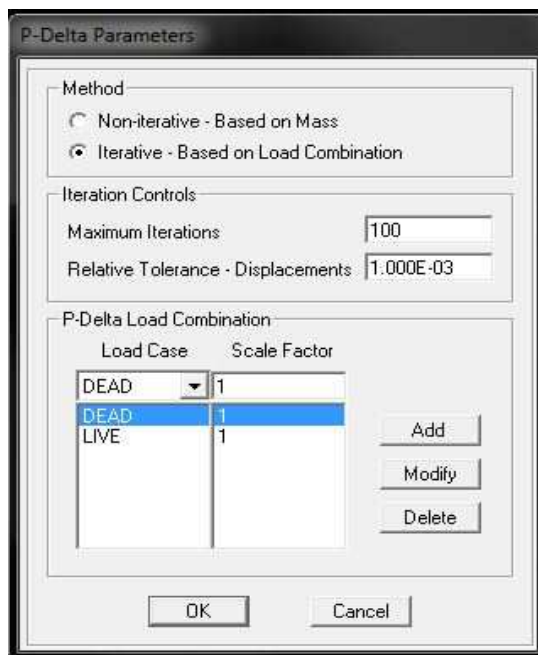
Figura 3.1.4.2: Ventana para editar parámetros de análisis dinámico.



Fuente: Elaboración propia.

También se pueden configurar los parámetros del efecto P-Delta, se debe seleccionar en la ventana para editar opciones de análisis (ver figura 3.1.4.1) la opción “Include P-Delta” y pinchar en “Set P-Delta Parameters...”, donde se desplegará una ventana similar a la que se aprecia en la figura 3.1.4.3.

Figura 3.1.4.3: Ventana para editar parámetros del efecto P-Delta.

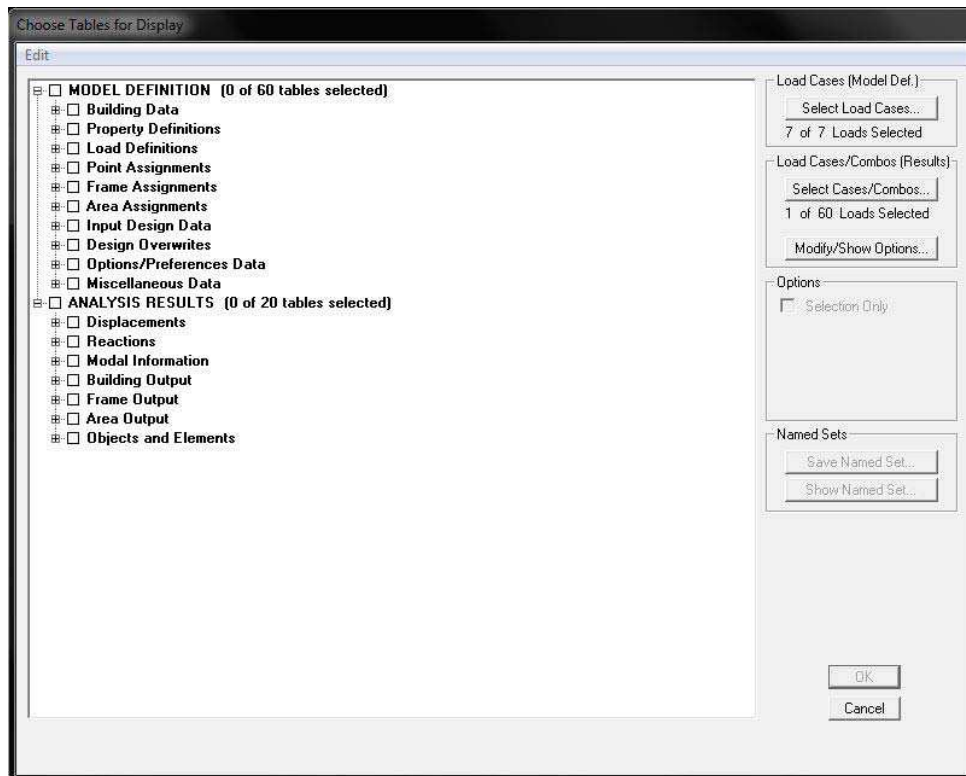


Fuente: Elaboración propia.

Para las opciones de análisis de resultados existen procedimientos gráficos, es decir, en la misma estructura se muestran los resultados de esfuerzos y deformaciones, o también se pueden extraer los resultados tabulados, los que pueden ser copiados en una planilla para un análisis más detallado.

El primero de estos métodos se detallará en el punto 3.2.1.1 cuando se presente el primer modelo en Etabs; respecto de los datos tabulados se debe ir a “Display” y seleccionar la opción “Show Tables...”, se desplegará una ventana que permite extraer datos de entrada (MODEL DEFINITION), o también datos de salida (ANALYSIS RESULTS) para un estado de carga o combinaciones de estos previamente definidos, ver figura 3.1.4.4.

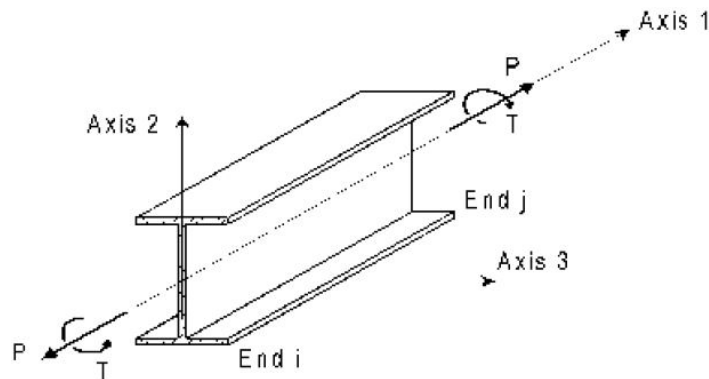
Figura 3.1.4.4: Ventana para extraer datos de entrada y de salida.



Fuente: Elaboración propia.

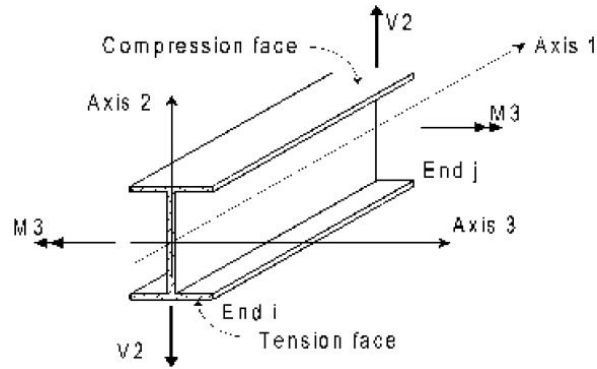
La convención de signos funciona de forma distinta para elementos frame y para elementos shell. Para el caso frame se muestra en la figura 3.1.4.5 la convención positiva para la torsión y fuerza axial, en la figura 3.1.4.6 la flexión y corte en el plano 1-2 y en la figura 3.1.4.7 la flexión y corte en el plano 1-3.

Figura 3.1.4.5: Convención de signos para torsión y fuerza axial.



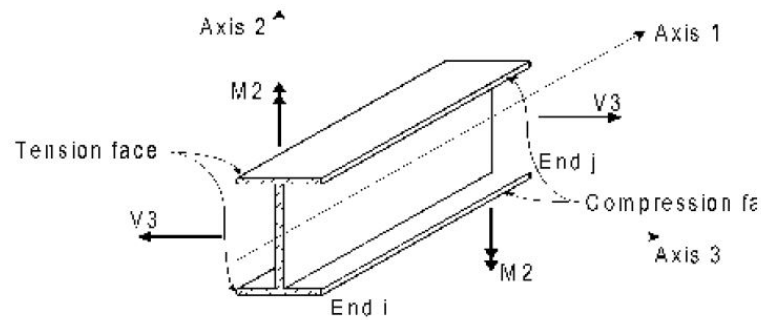
Fuente: Hernández (2008).

Figura 3.1.4.6: Convención de signos para flexión y corte en el plano 1-2.



Fuente: Hernández (2008).

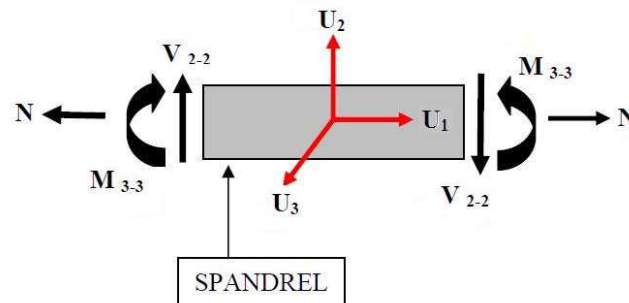
Figura 3.1.4.7: Convención de signos para flexión y corte en el plano 1-3.



Fuente: Hernández (2008).

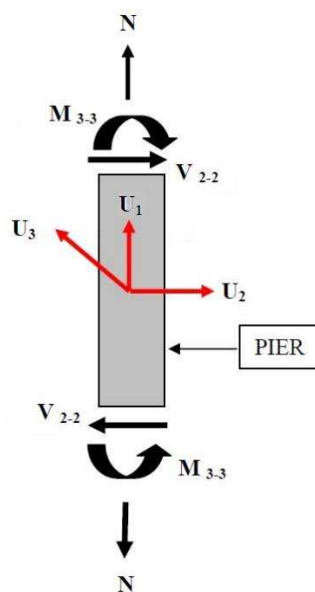
Para el caso de la convención de signos de los elementos shell, se presenta en las figuras 3.1.4.8 y 3.1.4.9 los valores positivos de spandrels y piers para cargas en el plano y en la figura 3.1.4.10 para cargas perpendiculares a su plano.

Figura 3.1.4.8: Convención de signos para elementos spandrels de cargas en el plano.



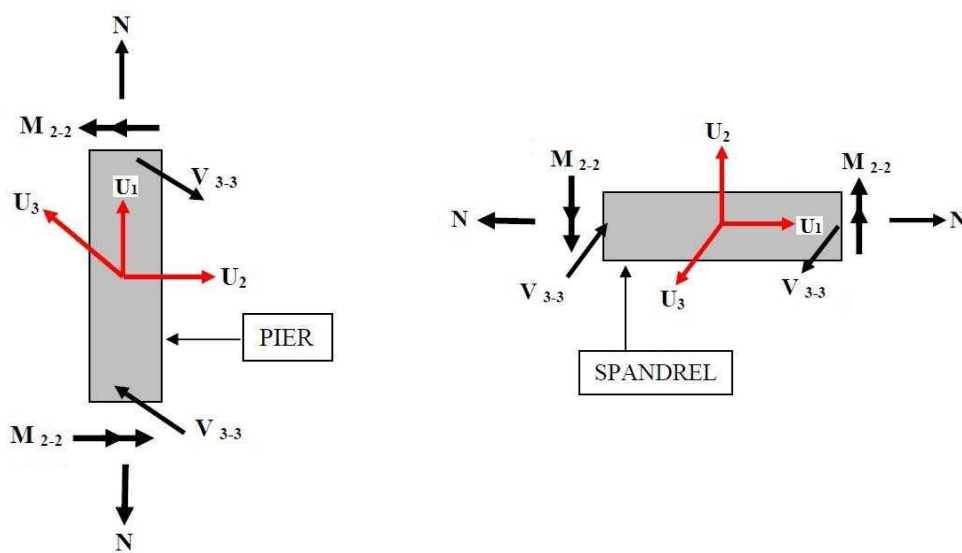
Fuente: Hernández (2008).

Figura 3.1.4.9: Convención de signos para elementos piers de cargas en el plano.



Fuente: Hernández (2008).

Figura 3.1.4.10: Convención de signos para elementos piers y spandrel de cargas perpendiculares a su plano.



Fuente: Hernández (2008).

3.1.5 CONSIDERACIONES GENERALES Y COMPARACIÓN DE AMBOS PROCEDIMIENTOS.

Respecto de la modelación en base a elementos frame, es más rápida de implementar comparada con la utilización de elementos shell, principalmente en lo referente al etiquetado de cada elemento. Este procedimiento en el caso de los elementos shell se debe realizar de forma manual, además de la opción de que puedan ser etiquetados de dos formas y/o utilizar ambas en un mismo elemento.

Para el etiquetado se pueden utilizar elementos “Piers” o “Spandrels”, los que entregan esfuerzos y deformaciones de manera diferente. Los Piers presentan los resultados interpolando los valores superiores e inferiores de este, mientras los elementos Spandrels ocupan los valores laterales, es decir, izquierda y derecha de este.

Según Bonelli (2007), para obtener correctamente la deformación producto de la flexión, tanto en piers y spandrels, estos no deben tener una relación de aspecto mayor a tres, por lo que el elemento debe subdividirse manualmente, ya que el mallado automático no permite el etiquetado diferenciado entre las subdivisiones que realiza, es decir, el modo automático mejora la precisión de los resultados pero impide visualizar los resultados al interior de las subdivisiones que efectuó.

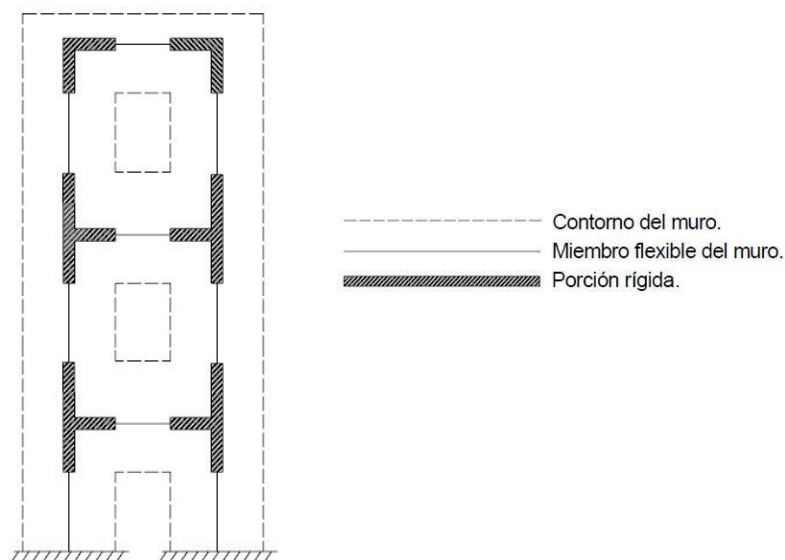
En general, puede ser incorrecto asignar el mismo nombre de un pier o spandrel a varios elementos que conformen una zona específica, por ejemplo una viga, debido a que sólo se obtendrán los valores en los extremos de la viga, información insuficiente en gran parte de los casos.

Respecto de los tiempos de compilado de datos y obtención de resultados al correr los modelos elaborados con elementos frame y shell, este último demora mucho más que el primero, situación explicable debido a que las barras tienen dos nodos y el elemento shell característico en el caso bidimensional presenta cuatro nodos, por lo que la cantidad de datos a procesar es mucho mayor.

Los elementos frame, para el tipo de modelación que se está planteando requiere la definición individual de la longitud de penetración o bien su complemento, la zona rígida. Esta zona de rigidez es considerable para casos de muros con aberturas pequeñas o medianas, si bien existe la opción de que el programa estime automáticamente las zonas de rigidez, la forma en que lo calcula está en lo que podríamos llamar una caja negra.

En casos simples se puede observar que el modo automático no considera la penetración de un elemento en otro, es decir, asigna rigidez completa a la zona traspuesta entre, por ejemplo, un pilar y una viga como se aprecia en la figura 3.1.5.1.

Figura 3.1.5.1: Cachos rígidos elevación tipo.



Fuente: López (2005).

A pesar de que el programa Etabs analiza internamente las estructuras mediante el método de elementos finitos, se utilizarán las bases del Método Pseudo Tridimensional con Compatibilidades Verticales para la modelación de estructuras de hormigón armado con elementos frame, principalmente en lo referente al uso de cachos rígidos en la unión de los distintos elementos estructurales de los modelos. Lo anterior con el objeto de obtener periodos de vibración, esfuerzos y deformaciones lo más cercana posible a la modelación por elementos shell en estructuras de hormigón armado.

3.2 DESARROLLO DE MODELOS EN ETABS.

3.2.1 MODELACIÓN DE UNA VIGA ESBELTA.

Se dibujarán con ambas modelaciones tres vigas con tres diferentes apoyos, las cuales estarán sometidas a una carga puntual central perpendicular al eje longitudinal de la viga, para luego cambiar esta carga por una distribuida uniformemente. Como las fuerzas sísmicas actúan con su componente principal en dirección horizontal se incluirá una fuerza en esta dirección y se compararán los resultados que se obtengan por ambas modelaciones.

La sección de la viga a utilizar tiene dimensiones de 20[cm] de espesor por 60[cm] de alto, con una longitud entre apoyos de 6[m]. En el caso del elemento frame se definió su sección transversal, mientras que en el caso shell, se definió un elemento de área de 20 cm de espesor, para que ambas modelaciones representen al mismo caso. En los dos casos se definió al hormigón H30 como la materialidad a utilizar.

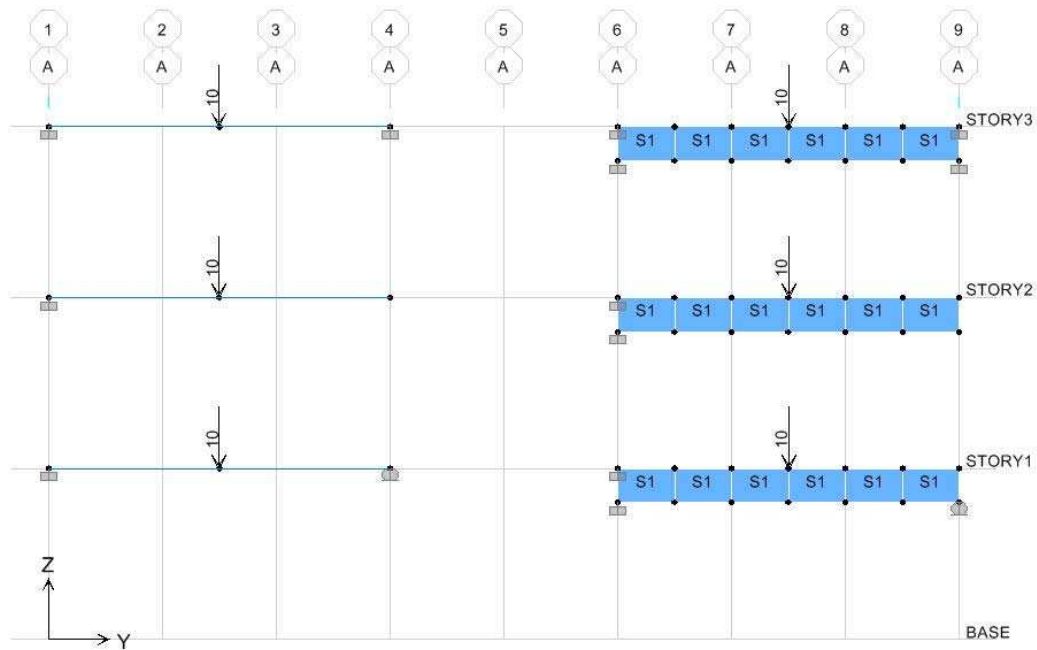
Respecto de las tres condiciones de apoyo, las primeras vigas se ubican en el nivel Story1 (Piso 1) presentando ambas un extremo empotrado y otro deslizante, el segundo par de vigas estará en voladizo en el Story2, con sólo un extremo de ellas empotrado, y el tercer caso las vigas estarán dispuestas en el Story3, con ambos extremos empotrados.

3.2.1.1 Viga con carga puntual en el centro de 10 [ton].

Mallado en seis elementos y una etiqueta.

En la figura 3.2.1.1.1 se aprecia la disposición de las vigas, sus apoyos, las cargas, el mallado y etiquetado. En el lado izquierdo se dispusieron los elementos frame y en el derecho los elementos shell.

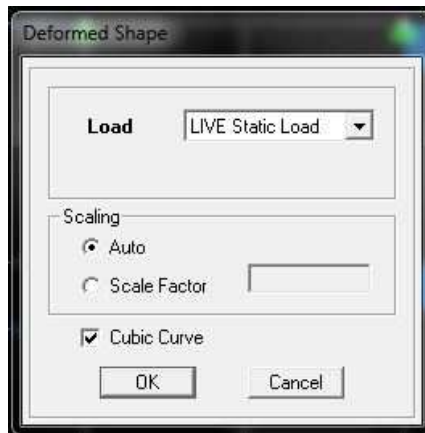
Figura 3.2.1.1.1: Condiciones de ambas modelaciones.



Fuente: Elaboración propia.

Al ejecutar el modelo y chequear que no presente errores, se puede seleccionar para que se muestren las deformaciones producto de la carga ingresada. Se debe ir a “Display”, luego hacer click en “Show Deformed Shape...”, se visualizará una ventana como la que se muestra en la figura 3.2.1.1.2, donde se selecciona un estado de carga o alguna combinación de estas previamente definida.

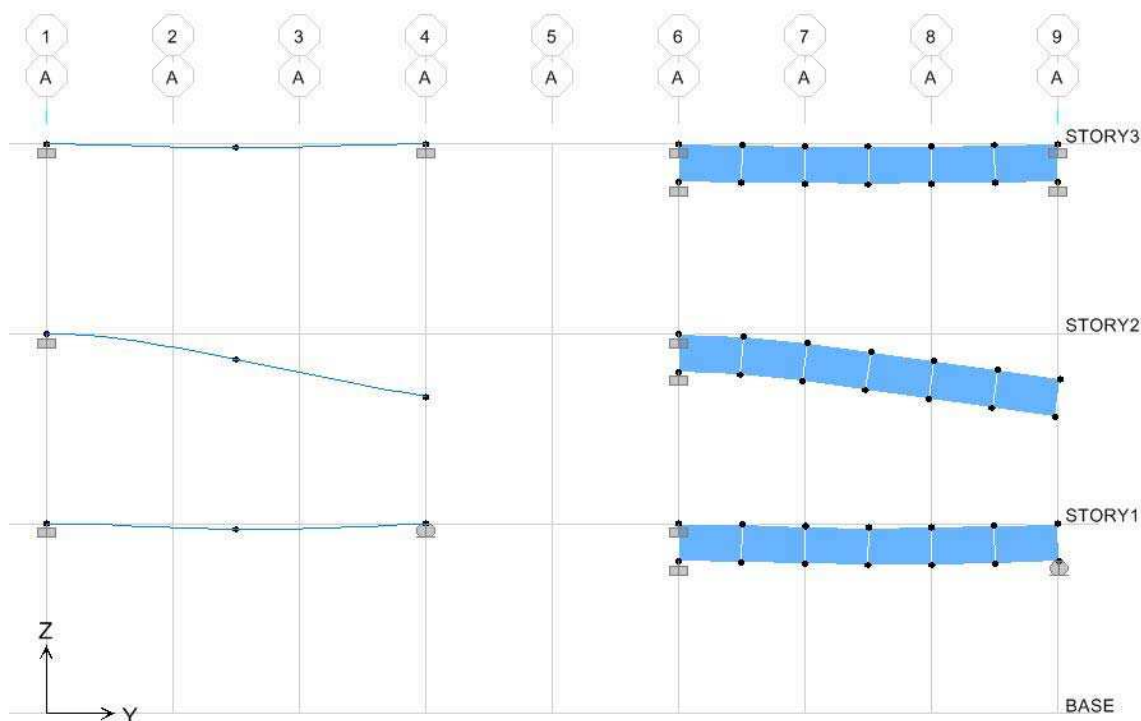
Figura 3.2.1.1.2: Ventana para indicar la deformada.



Fuente: Elaboración propia.

Para este caso (ver figura 3.2.1.1.3) la forma que se aprecia es similar en ambas modelaciones al seleccionar los valores de las deformaciones, estas son mayores en los elementos frame que en los shell. Esto se puede chequear haciendo click con el botón derecho en un nodo de interés, por ejemplo la zona que se aprecie más deformada.

Figura 3.2.1.1.3: Posición deformada de las vigas.



Fuente: Elaboración propia.

Se puede indicar que se muestren los esfuerzos generados en el elemento. Para esto se debe ir a “Display”, luego a “Show Member Forces/Stress Diagram” y hacer click en “Frame/Pier/Spandrel Forces...”, donde se desplegará una ventana como la que se aprecia en la figura 3.2.1.1.4. En esta ventana se puede elegir una carga o alguna combinación de éstas, el tipo de esfuerzos que se desea visualizar, las opciones de presentación (diagrama o valores). Las últimas tres casillas de selección permiten elegir que los resultados se muestren a elementos Frames, Piers o Spandrels.

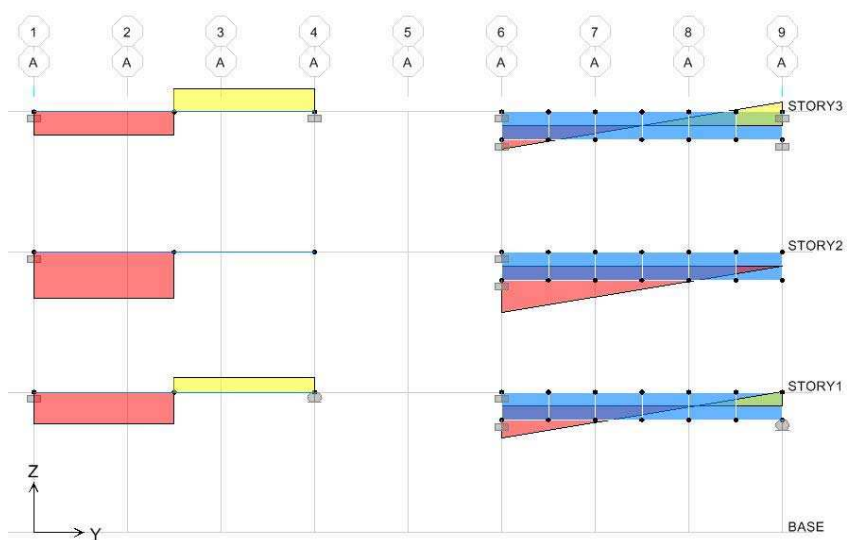
Figura 3.2.1.1.4: Ventana de selección de esfuerzos.



Fuente: Elaboración propia.

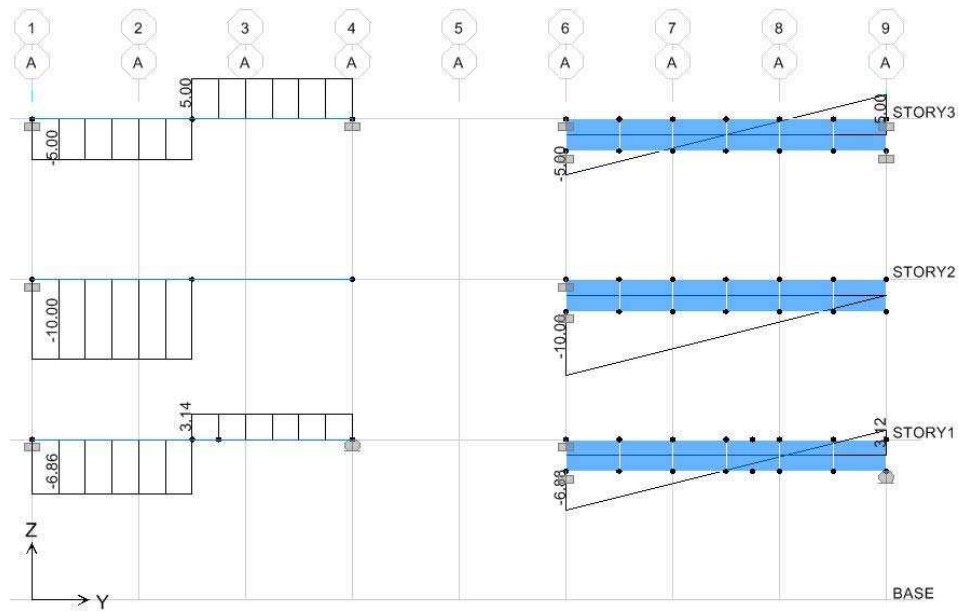
En la figura 3.2.1.1.5 se aprecian los diagramas del esfuerzo de corte, mientras que en la imagen 3.2.1.1.6 se visualizan los valores del esfuerzo de corte.

Figura 3.2.1.1.5: Diagrama del esfuerzo de corte.



Fuente: Elaboración propia.

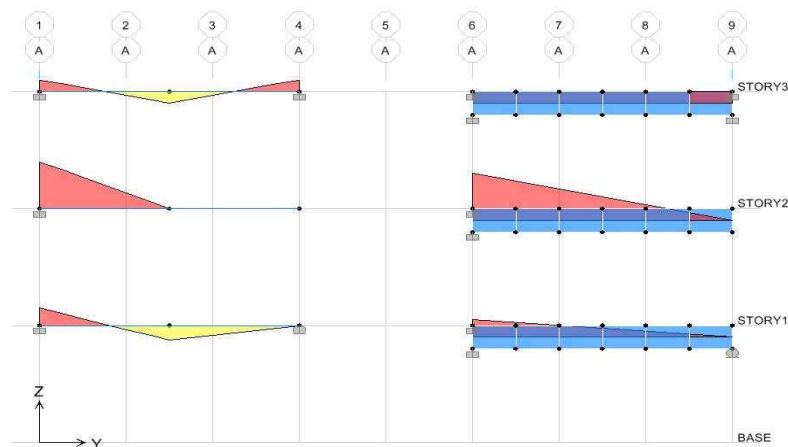
Figura 3.2.1.1.6: Valores del esfuerzo de corte.



Fuente: Elaboración propia.

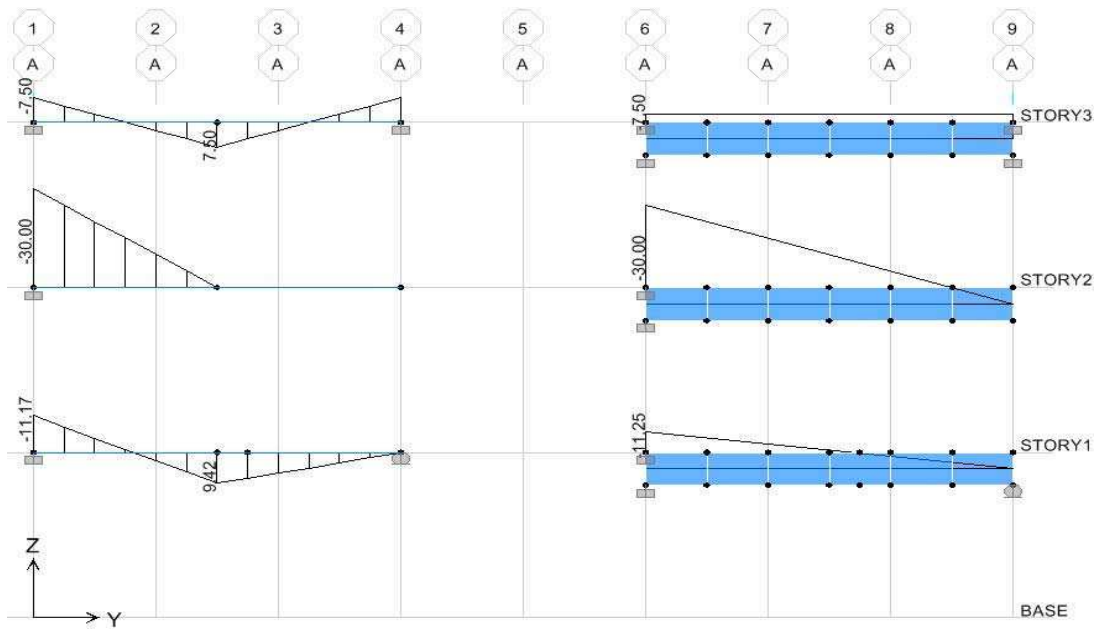
Se puede apreciar tanto en los diagramas como los valores, que los elementos frame representan correctamente los esfuerzos de corte generados en la viga, al comparar con los valores exactos demostrables mediante de análisis estructural. Sin embargo los elementos shell sólo presentan valores similares en los extremos, los que se unen mediante interpolación lineal, comportamiento no adecuado en la mayoría de los casos. Esta situación se repite al analizar los diagramas y valores del momento, como se aprecia en las figuras 3.2.1.1.7 y 3.2.1.1.8.

Figura 3.2.1.1.7: Diagrama de momentos internos.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.1.1.8: Valores de momentos internos.



Fuente: Elaboración propia.

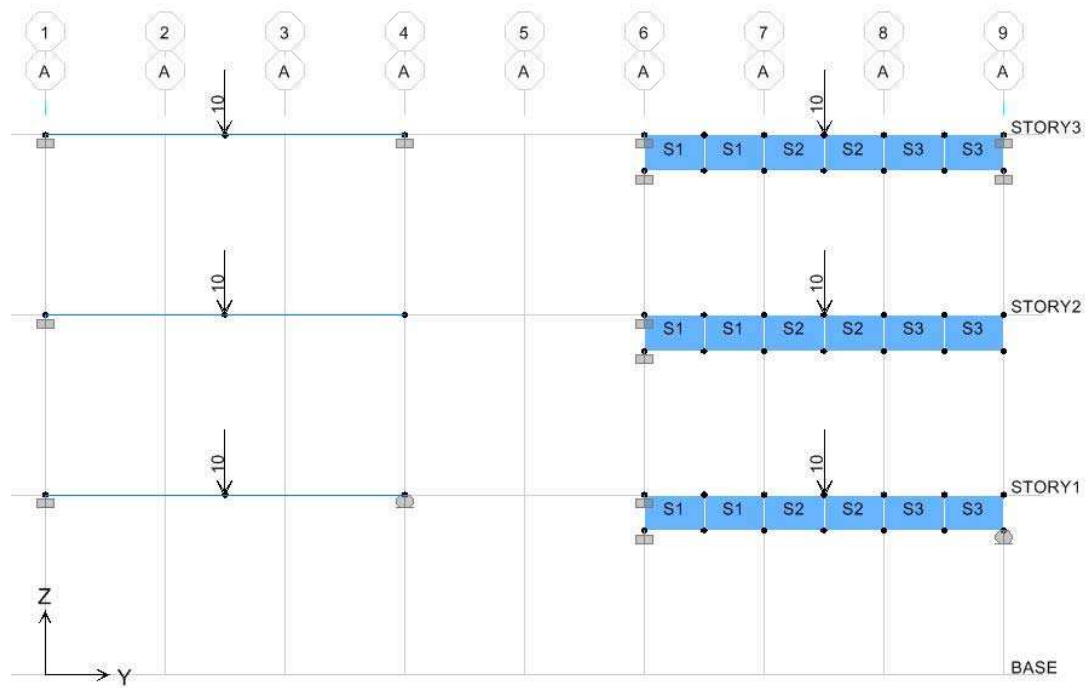
Mallado en seis elementos y tres etiquetas.

En la figura 3.2.1.1.9 se presenta una mejora en el etiquetado de los elementos shell, separando para efectos de análisis tres tramos en cada viga, mientras que los modelos frame se mantienen sin modificaciones.

Los resultados obtenidos sólo mejoran un poco, se presentan en las figuras 3.2.1.1.10 y 3.2.1.1.11 los valores de los esfuerzos de corte en las vigas y el diagrama de distribución de esfuerzos respectivo.

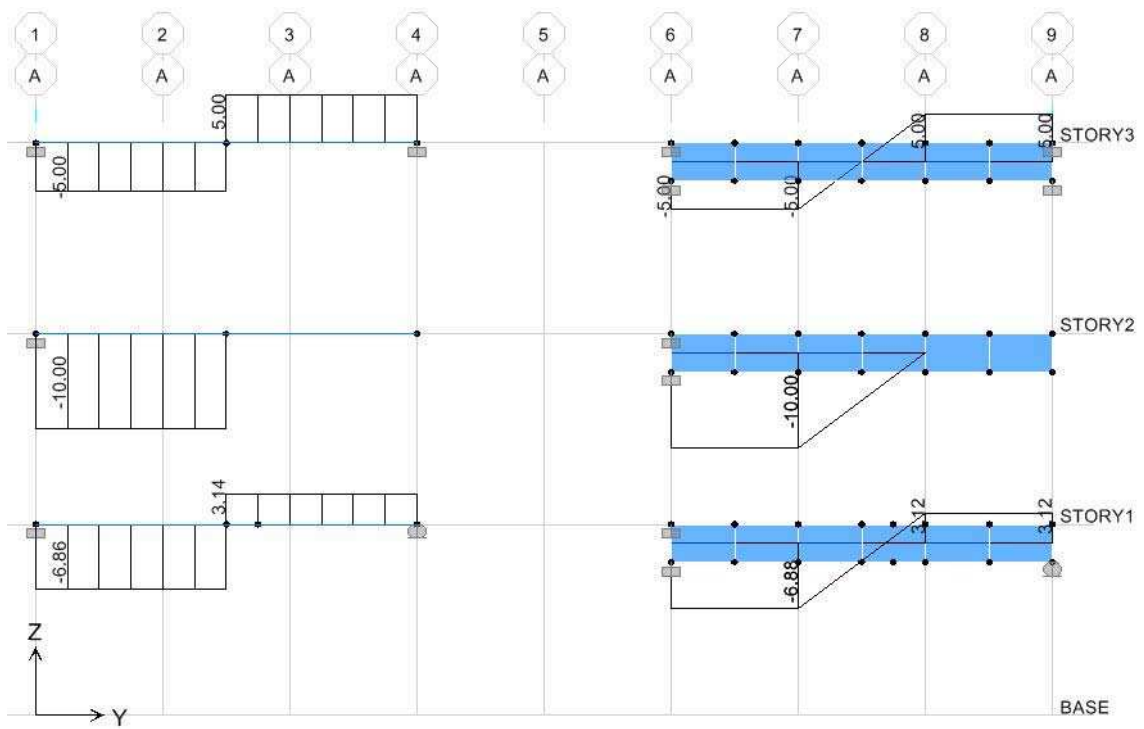
Se observa que el nuevo etiquetado mejora la aproximación respecto de la cantidad de información que obtenemos, por ejemplo se saben los valores a un tercio y a dos tercios de cualquiera de los extremos de las vigas shell.

Figura 3.2.1.1.9: Nuevo etiquetado de elementos shell.



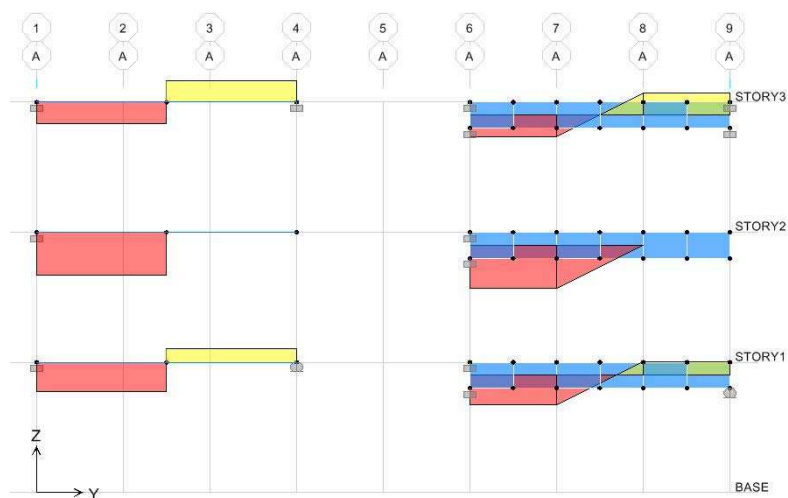
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.1.1.10: Valores del esfuerzo de corte.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.1.1.11: Diagramas del esfuerzo de corte.

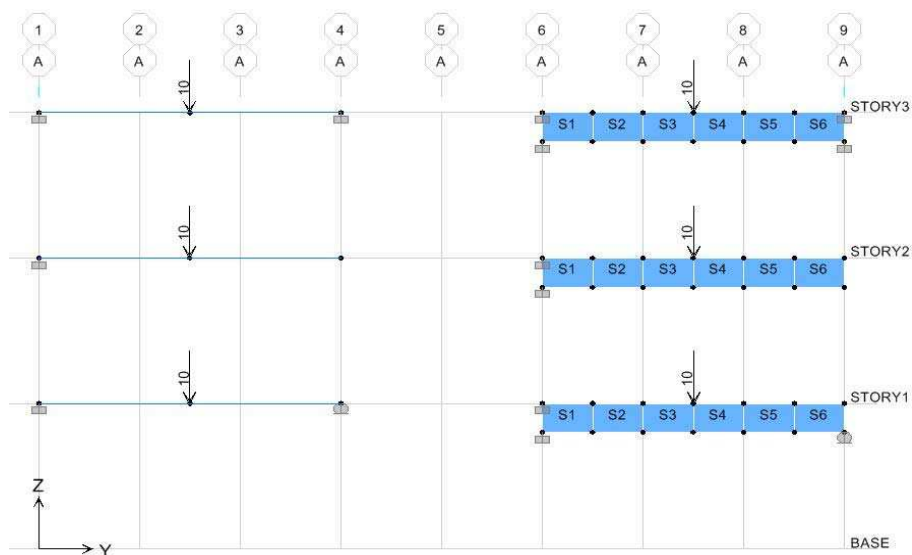


Fuente: Elaboración propia.

Mallado en seis elementos y seis etiquetas.

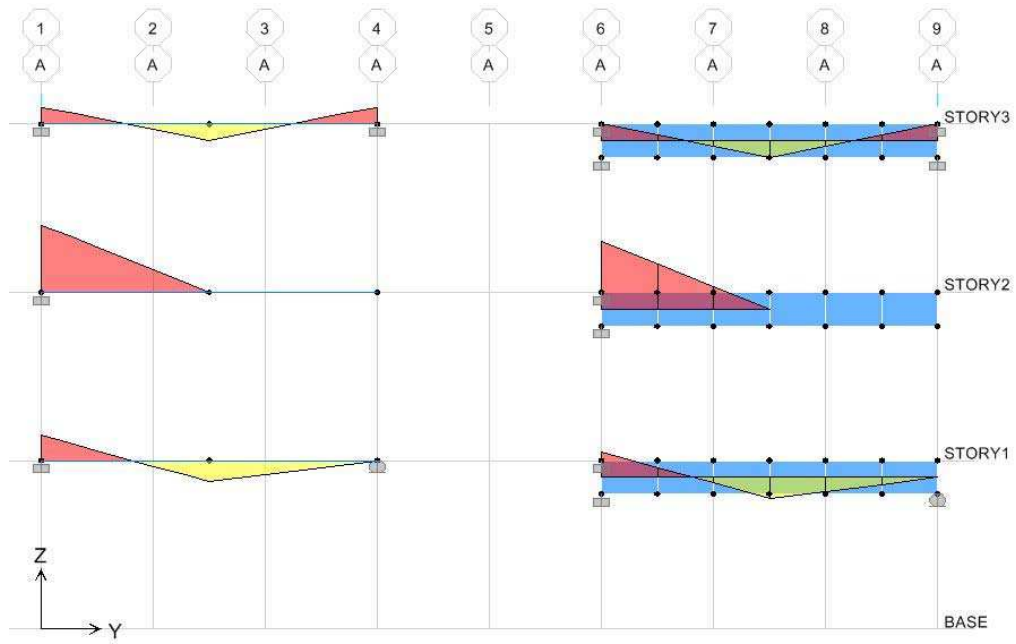
Este cambio en el etiquetado presenta valores aceptables en términos de esfuerzos internos, pero mantiene diferencias considerables respecto de las deformaciones máximas en cada caso. A modo de resumen, se muestran tres figuras de la 3.2.1.1.12 a la 3.2.1.1.14, en las que se visualiza el cambio en el etiquetado, los diagramas y los valores del momento interno en las vigas.

Figura 3.2.1.1.12: Nuevo etiquetado de elementos shell.



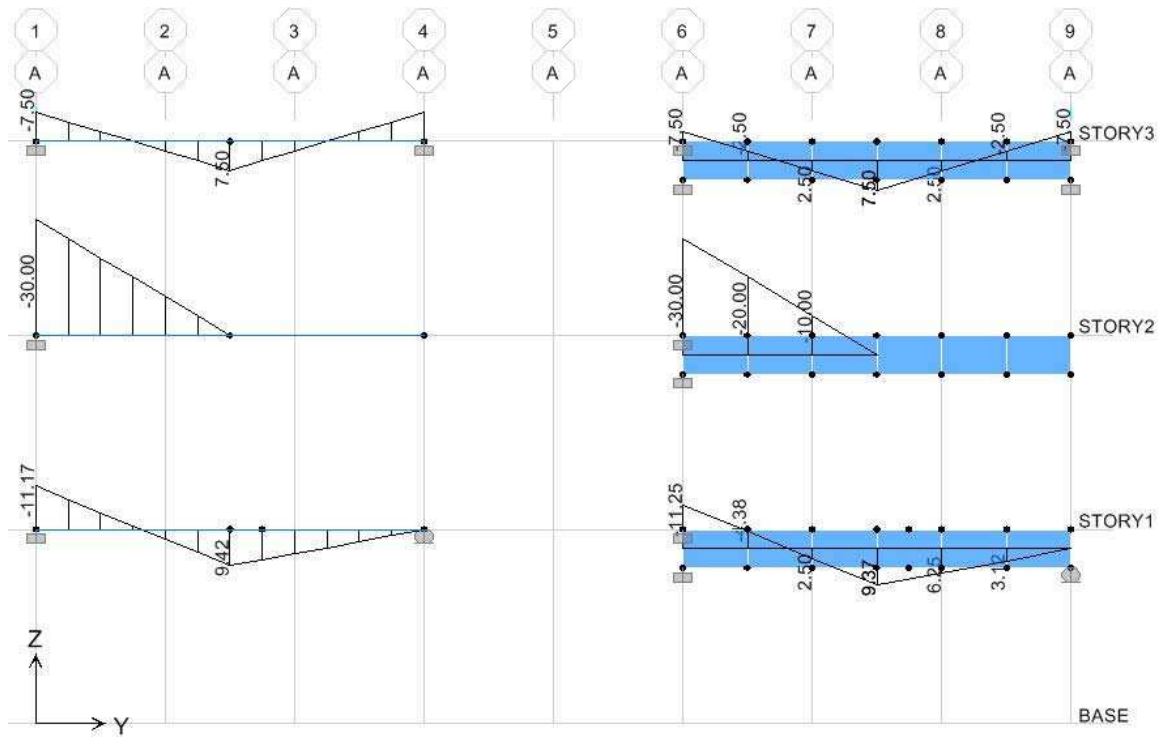
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.1.1.13: Diagramas de momentos internos.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.1.1.14: Valores del momento interno.



Fuente: Elaboración propia.

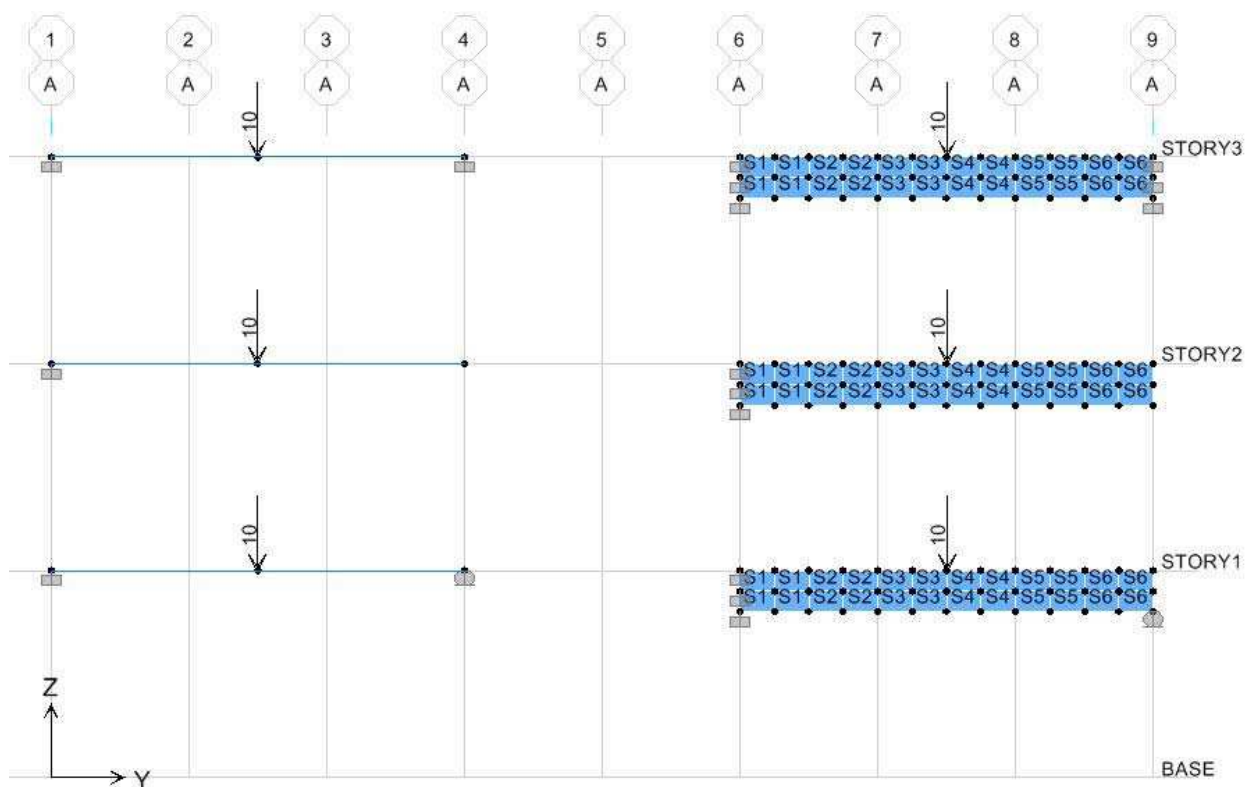
Mallado en 24 elementos y seis etiquetas.

Como última modificación se refinó la malla dividiendo cada elemento en 4, de acuerdo a la figura 3.2.1.1.15, pero conservando el etiquetado, es decir seis etiquetas para cada viga.

Se observa que los resultados tanto de los esfuerzos, como de las deformaciones mejoran considerablemente, por lo que este mallado e etiquetado se conservará para el desarrollo de los casos siguientes. Los diagramas y valores del momento interno se presentan en las figuras 3.2.1.1.16 y 3.2.1.1.17.

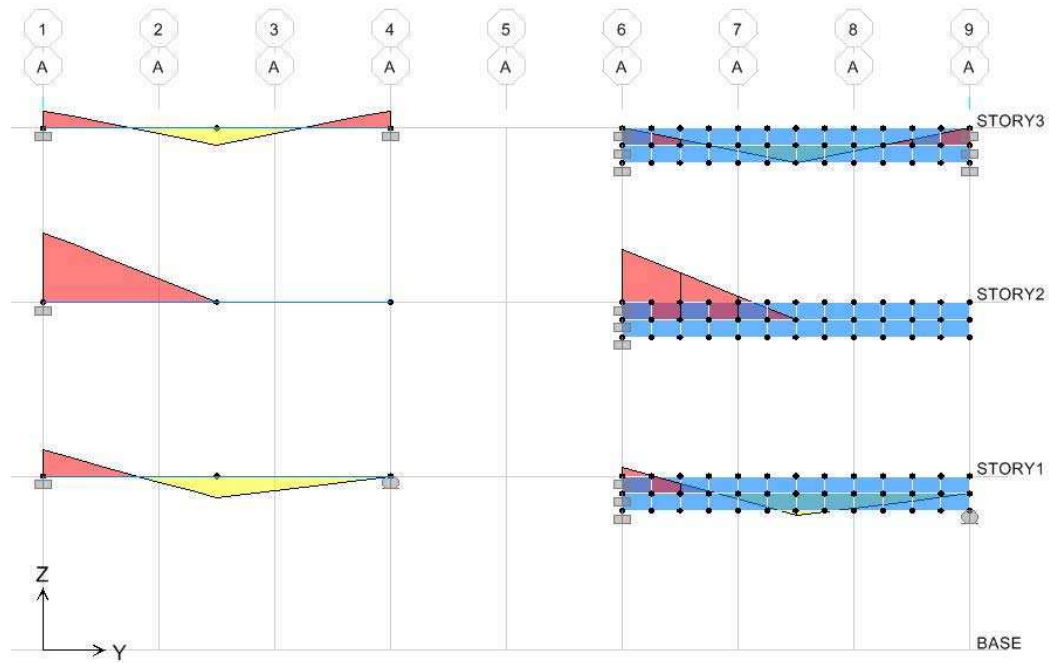
Como los valores de las deformaciones no se presentaron en los casos anteriores para no dificultar el análisis de esfuerzos y aislar el efecto del etiquetado en los elementos shell, se presenta la tabla 3.2.1.1.1 donde se resumen los valores de las deformaciones máximas de cada caso.

Figura 3.2.1.1.15: Nuevo etiquetado de elementos shell.



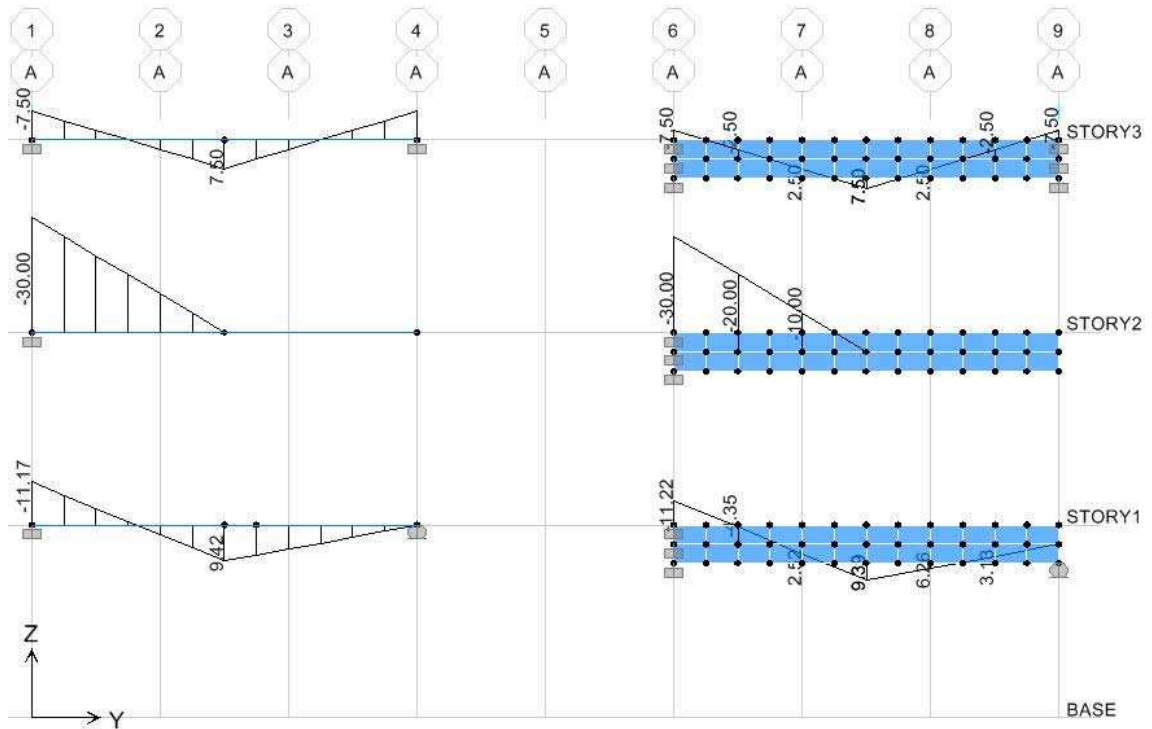
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.1.1.16: Diagramas de momentos internos.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.1.1.17: Valores del momento interno.



Fuente: Elaboración propia.

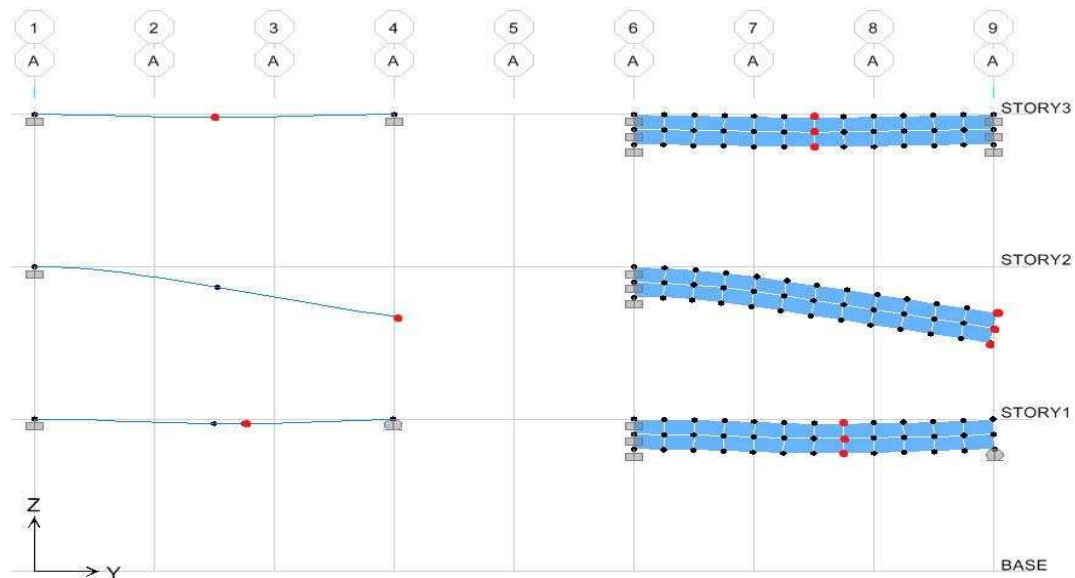
Tabla 3.2.1.1.1: Deformaciones máximas viga central con carga de 10 [ton].

Mallado	Nivel	Ubicación[m]	Deformación en [mm]		Diferencia(%)
			Frame	Shell	
6 elementos y 1 etiqueta	Story3	3	1.38	0.89	55.06
	Story2	6	24.98	17.89	39.63
	Story1	3.5	2.33	1.59	46.54
6 elementos y 3 etiquetas	Story3	3	1.38	0.89	55.06
	Story2	6	24.98	17.89	39.63
	Story1	3.5	2.33	1.59	46.54
6 elementos y 6 etiquetas	Story3	3	1.38	0.89	55.06
	Story2	6	24.98	17.89	39.63
	Story1	3.5	2.33	1.59	46.54
24 elementos y 6 etiquetas	Story3	3	1.38	1.19	15.97
	Story2	6	24.98	22.64	10.34
	Story1	3.5	2.33	2.07	12.56

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que el número de etiquetas no mejora la aproximación de las deformaciones mediante elementos shell, pero un mallado más fino de los elementos si genera mejores resultados. Para que sean comparables ambas modelaciones se promediaron los valores shell de la línea de acción correspondiente al nodo del elemento frame. En la figura 3.2.1.1.18 se muestran en rojo los respectivos nodos seleccionados en cada modelación.

Figura 3.2.1.1.18: Nodos con la deformación máxima.



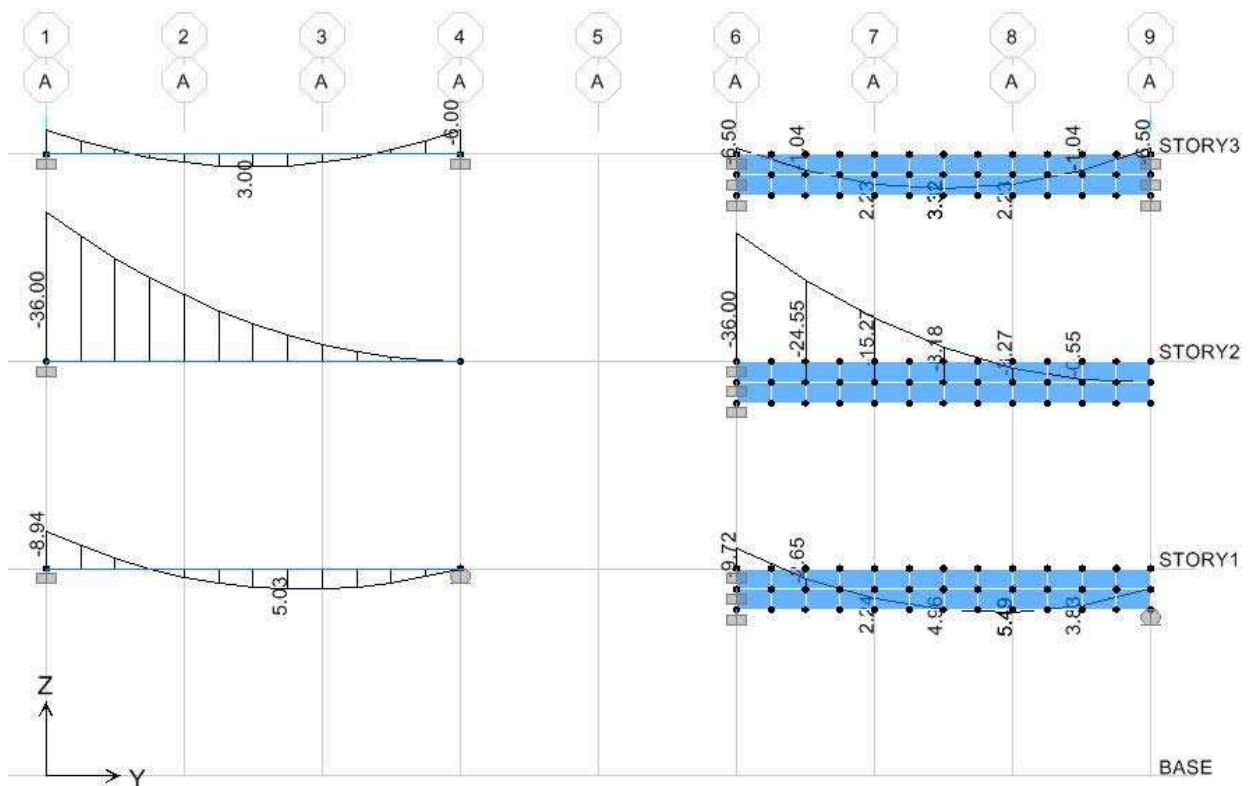
Fuente: Elaboración propia.

interiores de la viga, en este caso son 11 nodos, por lo que la carga puntual en estos será de $12/11 = 1.09$ aproximadamente, pero en el programa se pueden ingresar operaciones, por lo que considerará el valor exacto.

Para la transformación Tipo B se deben considerar los nodos externos, por lo que en este caso el total de nodos serán 13, pero para obtener la carga puntual por nodo se debe considerar uno menos ya que los nodos externos solo reciben la mitad de la carga; por lo que la carga puntual por nodo es $12/12 = 1$ [ton] y los dos nodos externos reciben 0.5[ton] cada uno.

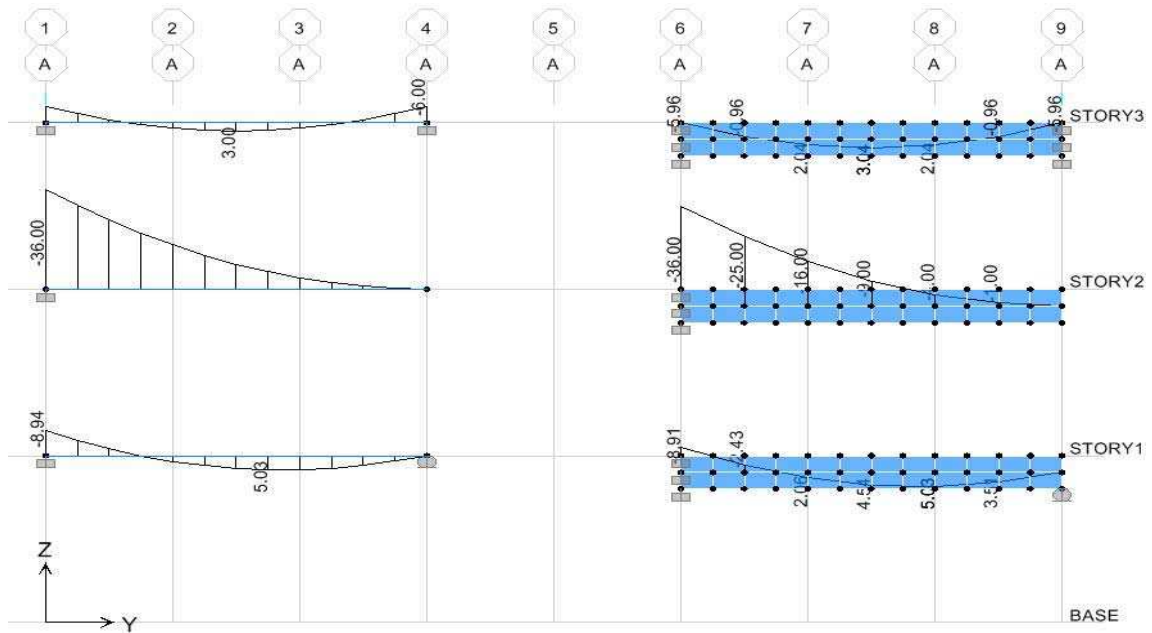
En las figuras 3.2.1.2.2 y 3.2.1.2.3 se presentan los momentos internos para ambas transformaciones, en la que la Tipo B presenta mejores resultados al comparar la modelación shell con la frame.

Figura 3.2.1.2.2: Valores de los momentos internos (Tipo A).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.1.2.3: Valores de los momentos internos (Tipo B).



Fuente: Elaboración propia.

Las deformaciones máximas se presentan en la tabla 3.2.1.2.1, los valores son diferentes al analizar las condiciones de apoyo, pero la transformación Tipo A presenta mejores resultados al evaluar el promedio de las diferencias.

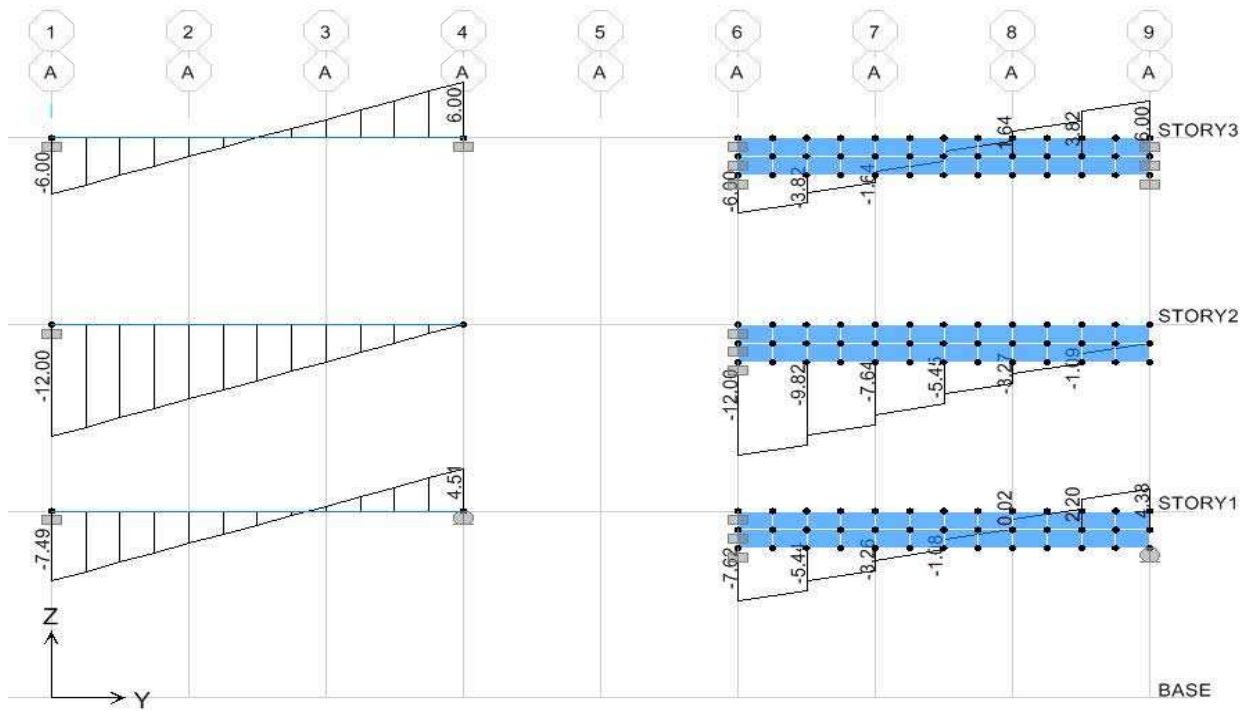
Tabla 3.2.1.2.1: Deformaciones máximas con carga distribuida de 2 [ton/m].

Transformación	Nivel	Ubicación[m]	Deformación en [mm]		Diferencia(%)
			Frame	Shell	
TIPO A	Story3	3	0.83	0.78	6.41
	Story2	6	35.90	31.68	13.32
	Story1	3.5	1.64	1.58	3.80
TIPO B	Story3	3	0.83	0.72	15.28
	Story2	6	35.90	32.65	9.95
	Story1	3.5	1.64	1.45	13.10

Fuente: Elaboración propia.

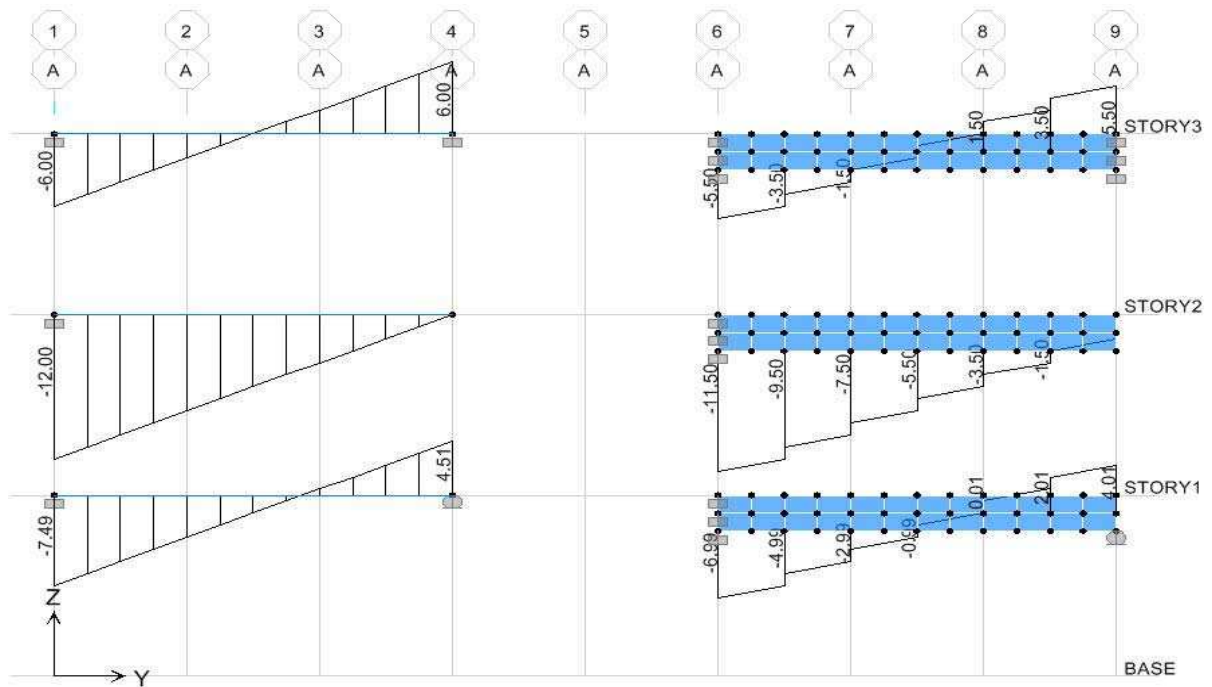
Si analizamos los esfuerzos de corte (ver figuras 3.2.1.2.4 y 3.2.1.2.5), momentos internos y deformaciones se aprecian diferencias que pueden ser considerables, por lo que en estos casos o similares se deberían analizar ambas situaciones y quedarse con los valores más desfavorables antes de diseñar.

Figura 3.2.1.2.4: Valores de los esfuerzos de corte (Tipo A).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.1.2.5: Valores de los esfuerzos de corte (Tipo B).



Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.3 Viga con una carga horizontal de 10 [ton].

Mallado en 24 elementos y seis etiquetas.

En este caso se dispondrá en el centro de la viga una carga horizontal de 10 [ton], para representar una carga sísmica ficticia. Se analizaron esfuerzos y deformaciones determinándose que los modelos frame no estaban considerando el efecto axial que provocaba esta carga.

Para la modelación de elementos frame horizontales, se encontró que el modo por defecto que viene seleccionado, considera el centróide del elemento en su eje longitudinal, pero visualmente la presenta como una viga normal, lo que implica que para cargas axiales en su eje longitudinal no se generara esfuerzos de corte ni momentos internos, situación que no es representativa de una viga normal, como la que hemos utilizado en este caso y los anteriores.

Por lo que si se requiere considerar el efecto axial en elementos frame y se ha desplazado automáticamente o manualmente el centróide, se debe tener la consideración de no tener seleccionada la última casilla en la ventana “Insertion Point...”, ver figura 3.1.2.2, detallada en el apartado 3.1.2 de este capítulo.

En la figura 3.2.1.3.1 se muestra la disposición de las vigas, sus apoyos, las cargas, el mallado y etiquetado. De manera similar a los casos anteriores, en el lado izquierdo se dispusieron los elementos frame y en el derecho los elementos shell. En la tabla 3.2.1.3.1 se muestran las deformaciones máximas de las vigas frame y shell, donde se aprecia que los errores son bastante similares para las tres condiciones de apoyo.

Tabla 3.2.1.3.1: Deformaciones máximas con carga horizontal de 10 [ton].

		Deformación en [mm]		
Nivel	Ubicación[m]	Frame	Shell	Diferencia(%)
Story3	2 y 4	0.058	0.052	11.538
Story2	6	4.445	4.051	9.726
Story1	4	0.160	0.148	8.108

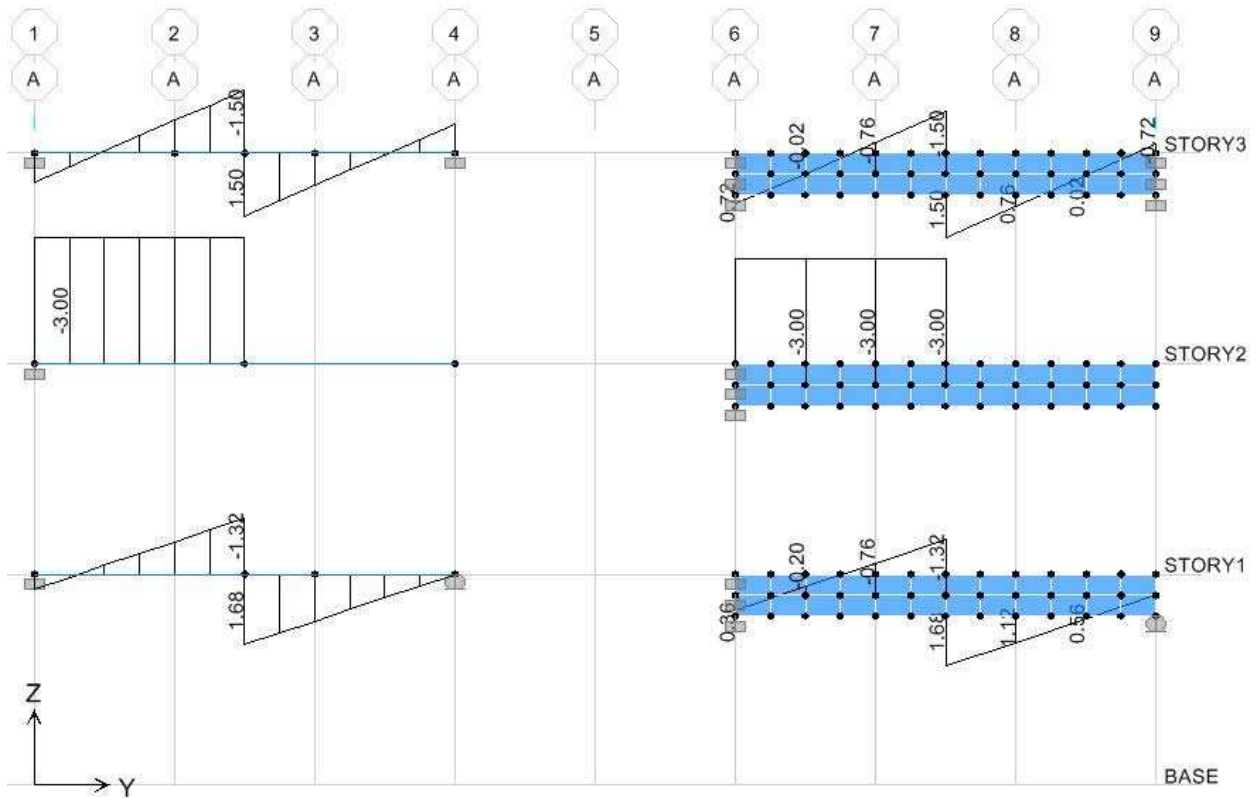
Fuente: Elaboración propia.

[illegible]

En las figuras 3.2.1.3.2 y 3.2.1.3.3 se muestran los diagramas de los momentos internos generados por las cargas y los valores de esfuerzos respectivos.

89

Figura 3.2.1.3.3: Valores de momento.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.2 MODELACIÓN DE UNA VIGA CORTA.

Se procederá de manera similar a los casos anteriores, con la salvedad de que la longitud de la viga cambiará de 6[m] a 2[m], por lo que su relación de aspecto en función de su altura da para categorizarla como una viga corta.

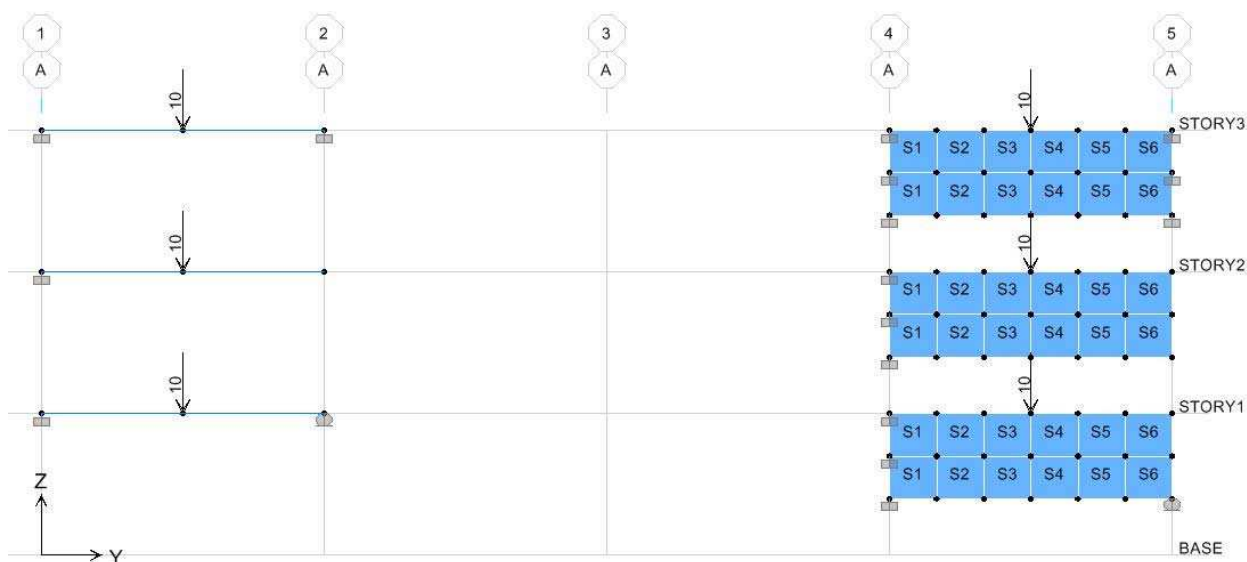
3.2.2.1 Viga con carga puntual en el centro de 10 [ton].

Mallado en 12 elementos y 6 etiquetas.

Las diferencias en el mallado y etiquetado son para prevenir distorsiones en la rigidez de los modelos shell, ya que si se disminuye en exceso el tamaño de los elementos finitos el modelo se vuelve más flexible, más allá del rango aceptable y además provoca inestabilidad en el programa.

Se probaron tamaños de elementos finitos, los cuales al disminuir una de sus longitudes más allá de 10[cm] provocan los efectos no deseados antes descritos. Sin embargo el mallado y etiquetado utilizado entrega valores razonables de esfuerzos y deformaciones, además de permitir que el programa trabaje sin errores.

Figura 3.2.2.1.1: Etiquetado de elementos shell.



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 3.2.2.1.1, se aprecia el etiquetado, las cargas y los apoyos, de forma similar a los casos anteriores se presentarán las deformaciones máximas al final de cada caso, particularmente en este, en la tabla 3.2.2.1.1.

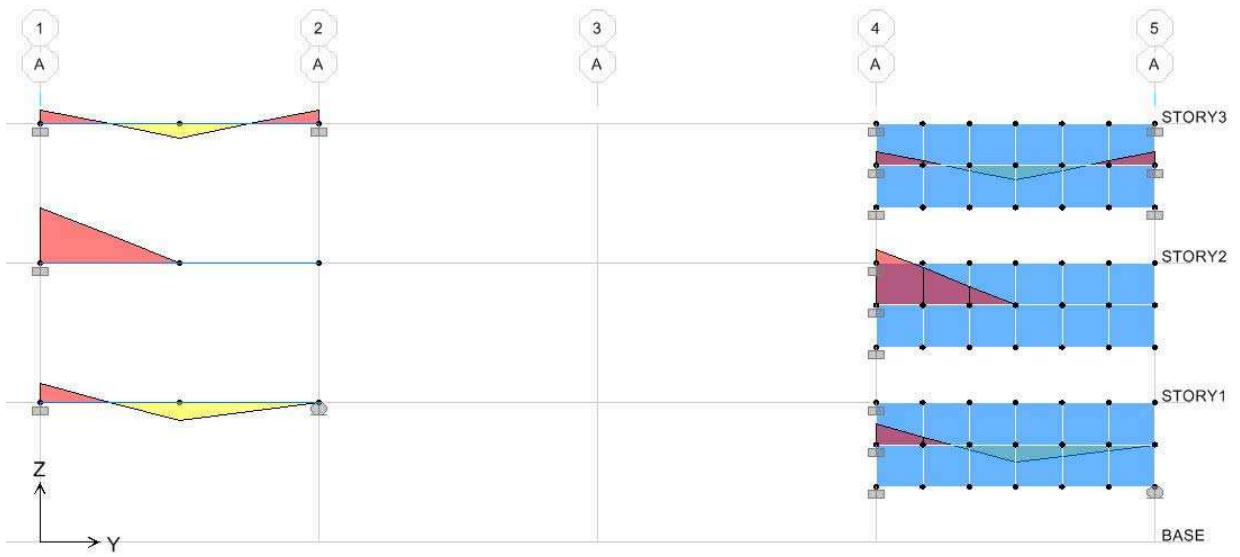
Tabla 3.2.2.1.1: Deformaciones máximas.

Nivel	Ubicación[m]	Deformación en [mm]		Diferencia(%)
		Frame	Shell	
Story3	1	0.093	0.068	36.765
Story2	2	1.009	0.890	13.371
Story1	1	0.134	0.107	25.234

Fuente: Elaboración propia.

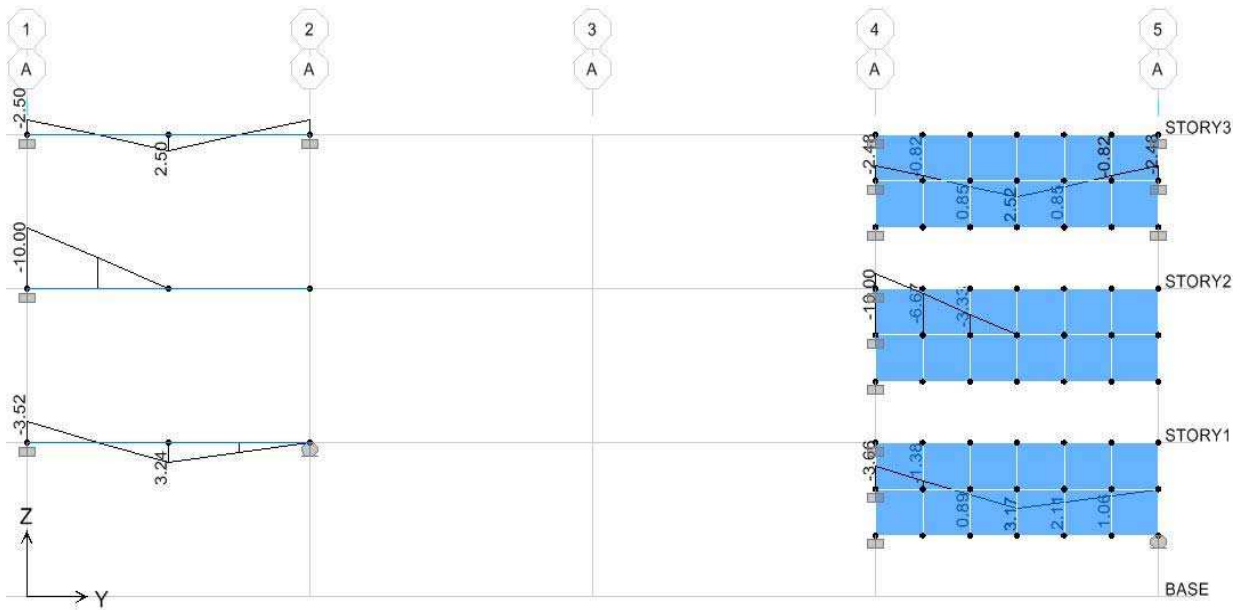
En las figuras 3.2.2.1.2 y 3.2.2.1.3 a modo de ejemplo se muestran respectivamente los diagramas de los momentos internos y los valores de estos.

Figura 3.2.2.1.2: Diagramas de momento.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.2.1.3: Valores de momento.



Fuente: Elaboración propia.

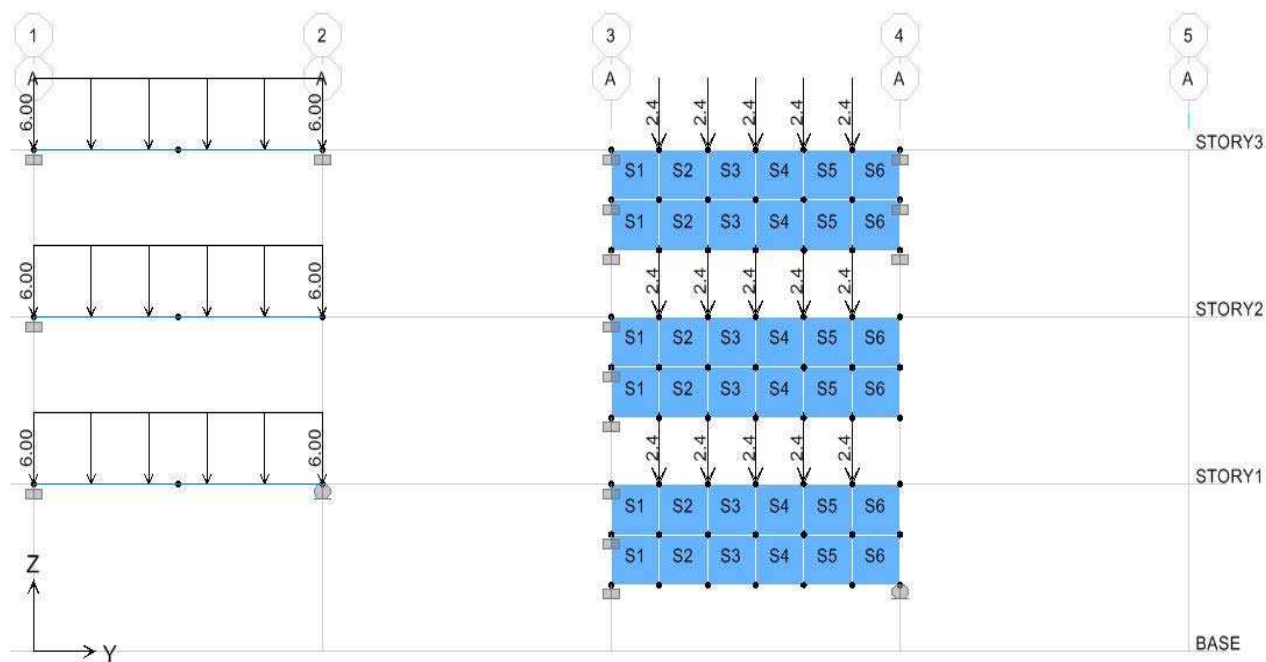
3.2.2.2 Viga con carga uniformemente distribuida de 6 [ton/m].

Mallado en 12 elementos y 6 etiquetas.

Se modificó el valor de la carga distribuida, para mantener la proporción aproximada de la carga total del caso anterior. Se aprecia en los elementos frame que las 6[ton/m] multiplicadas por la longitud de la viga generan una carga total de 12[ton], mismo valor obtenido de sumar las cargas puntuales de los elementos shell.

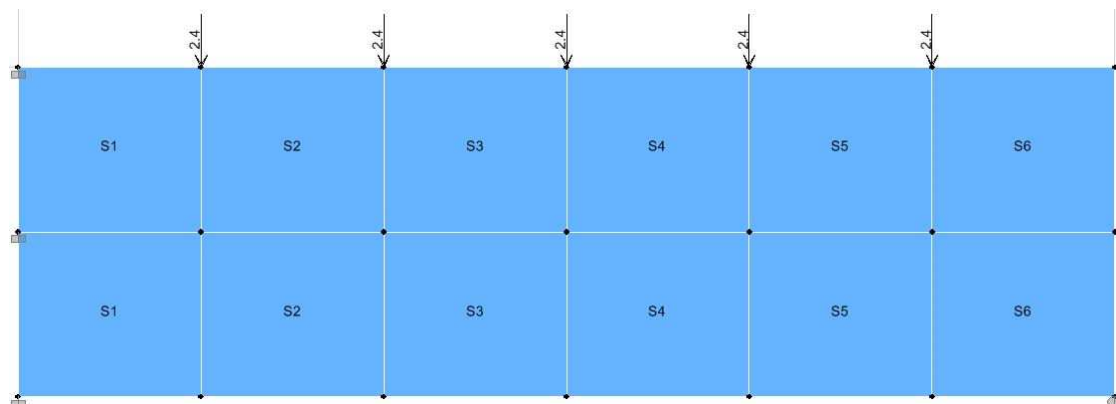
En la figura 3.2.2.2.1, se presenta el mallado y las cargas, mientras que en las figuras 3.2.2.2.2 y 3.2.2.2.3 se muestran dos formas de transformar la carga distribuida en cargas puntuales, procedimiento similar al efectuado en la viga esbelta. El primer tipo es el A, donde se consideran solo los nodos interiores y en el tipo B se consideran también los nodos externos. Los elementos frame modelados no presentan variación en ninguno de los tipos de transformación descritos.

Figura 3.2.2.2.1: Etiquetado de elementos shell.



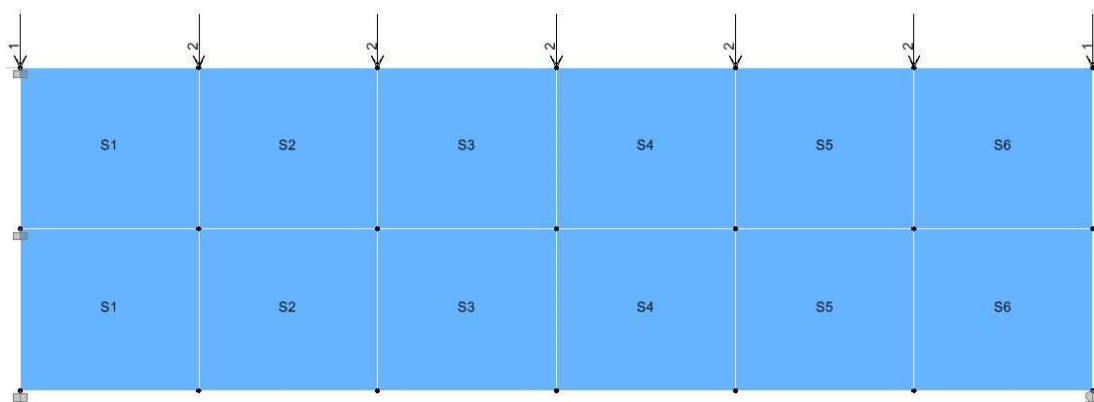
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.2.2.2: Acercamiento de transformación Tipo A.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.2.2.3: Acercamiento de transformación Tipo B.



Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 3.2.2.2.1 se presenta el resumen de las deformaciones máximas en las vigas, donde la transformación Tipo A presenta mejores resultados, salvo en el caso de la viga en voladizo, similar comportamiento que en el caso de la viga esbelta.

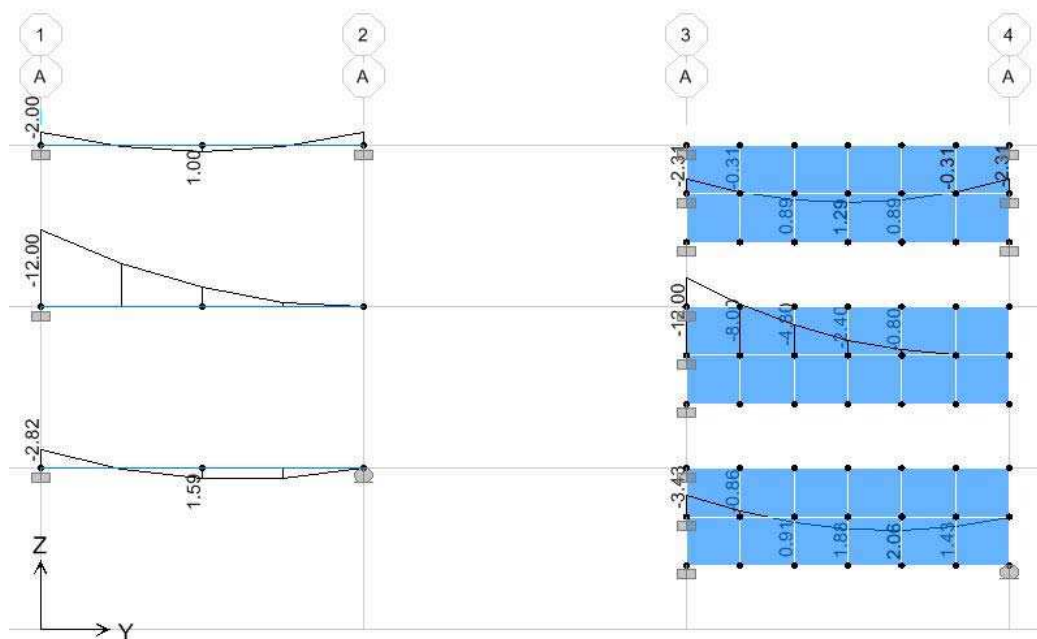
Tabla 3.2.2.2.1: Deformaciones máximas.

Transformación	Nivel	Ubicación[m]	Deformación en [mm]		Diferencia(%)
			Frame	Shell	
TIPO A	Story3	1	0.056	0.050	12.000
	Story2	2	1.431	1.202	19.052
	Story1	1	0.088	0.086	2.326
TIPO B	Story3	1	0.056	0.041	36.585
	Story2	2	1.431	1.279	11.884
	Story1	1	0.088	0.074	18.919

Fuente: Elaboración propia.

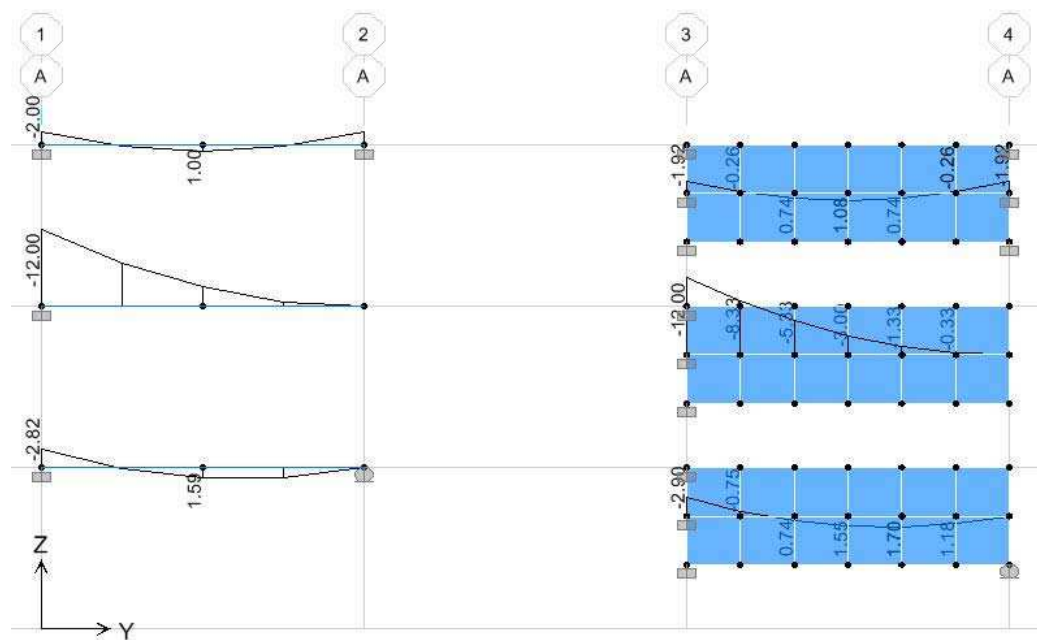
En las figuras 3.2.2.2.4 y 3.2.2.2.5 se presentan el comportamiento de la viga, en términos de los momentos internos para ambas transformaciones.

Figura 3.2.2.2.4: Valores de los momentos internos (Tipo A).



Fuente: Elaboración propia.

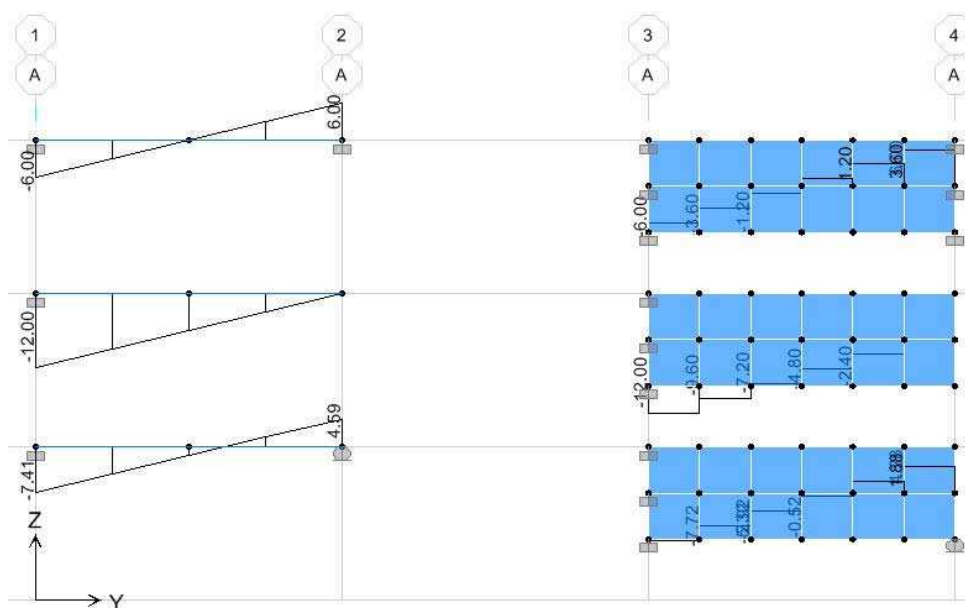
Figura 3.2.2.2.5: Valores de los momentos internos (Tipo B).



Fuente: Elaboración propia.

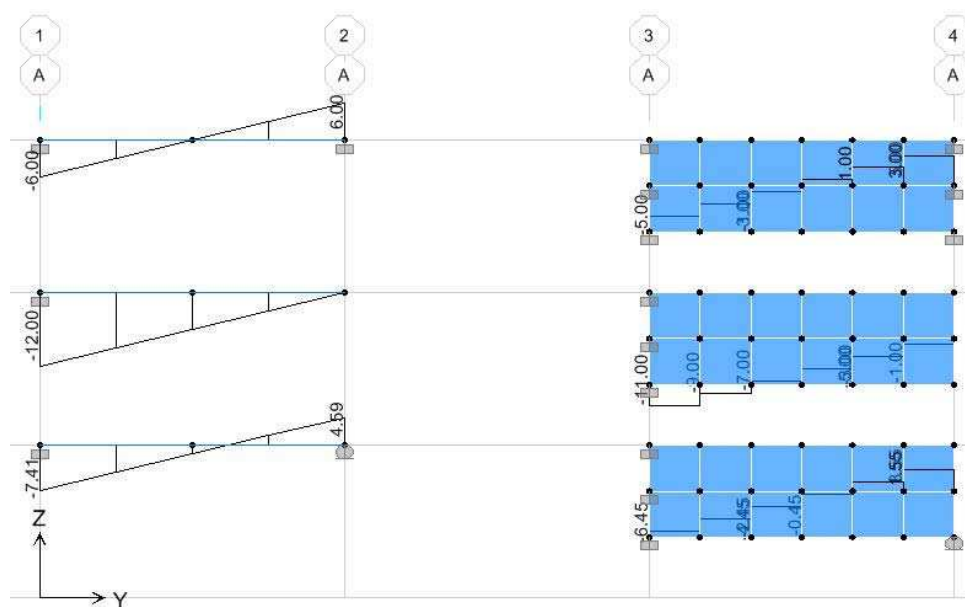
Se visualiza que al igual que el caso de la viga esbelta, la transformación Tipo B obtiene mejores aproximaciones al analizar los valores de los momentos internos, mientras que para los esfuerzos de corte (ver figuras 3.2.2.2.6 y 3.2.2.2.7) se aprecian mejores resultados en el Tipo A.

Figura 3.2.2.2.6: Valores de los esfuerzos de corte (Tipo A).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.2.2.7: Valores de los esfuerzos de corte (Tipo B).



Fuente: Elaboración propia.

3.2.2.3 Viga con una carga horizontal de 10 [ton].

Mallado en 12 elementos y 6 etiquetas.

De manera similar al caso de la viga esbelta, se analizará el efecto de una carga horizontal, para chequear las variaciones que generaría una fuerza sísmica en la viga. En la figura 3.2.2.3.1 se presenta el detalle del etiquetado, mallado y las fuerzas solicitantes, mientras que en la tabla 3.2.2.3.1 se presenta el resumen de las deformaciones máximas para este caso.

Tabla 3.2.2.3.1: Deformaciones máximas.

Nivel	Ubicación[m]	Deformación en [mm]		
		Frame	Shell	Diferencia(%)
Story3	1.5	0.008	0.006	33.333
Story2	2	0.494	0.448	10.268
Story1	1.5	0.013	0.016	23.077

Fuente: Elaboración propia.

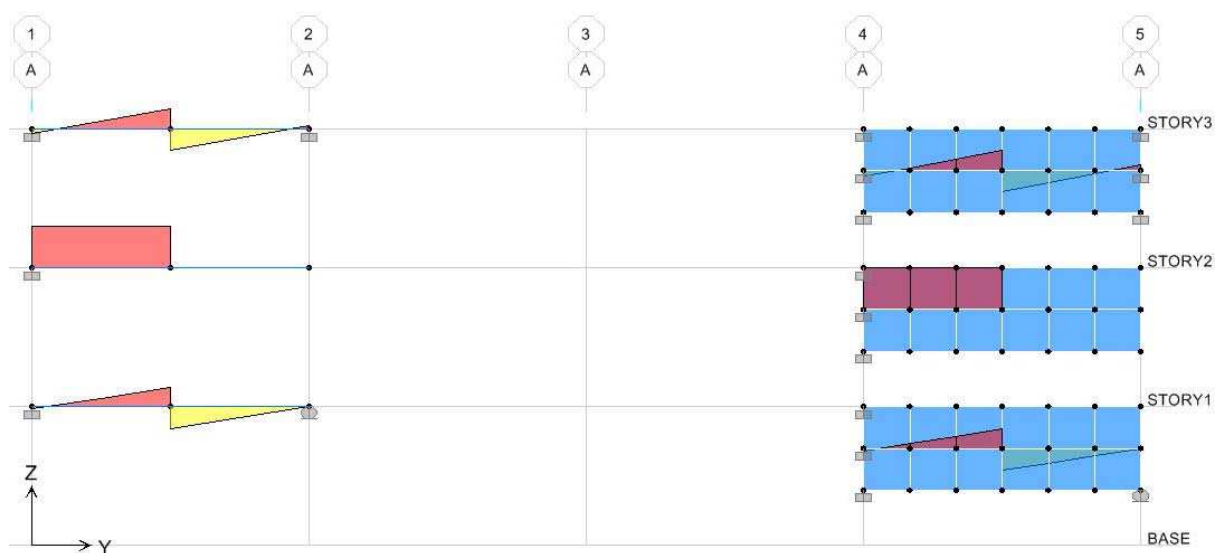
Figura 3.2.2.3.1: Etiquetado de elementos shell.



Fuente: Elaboración propia.

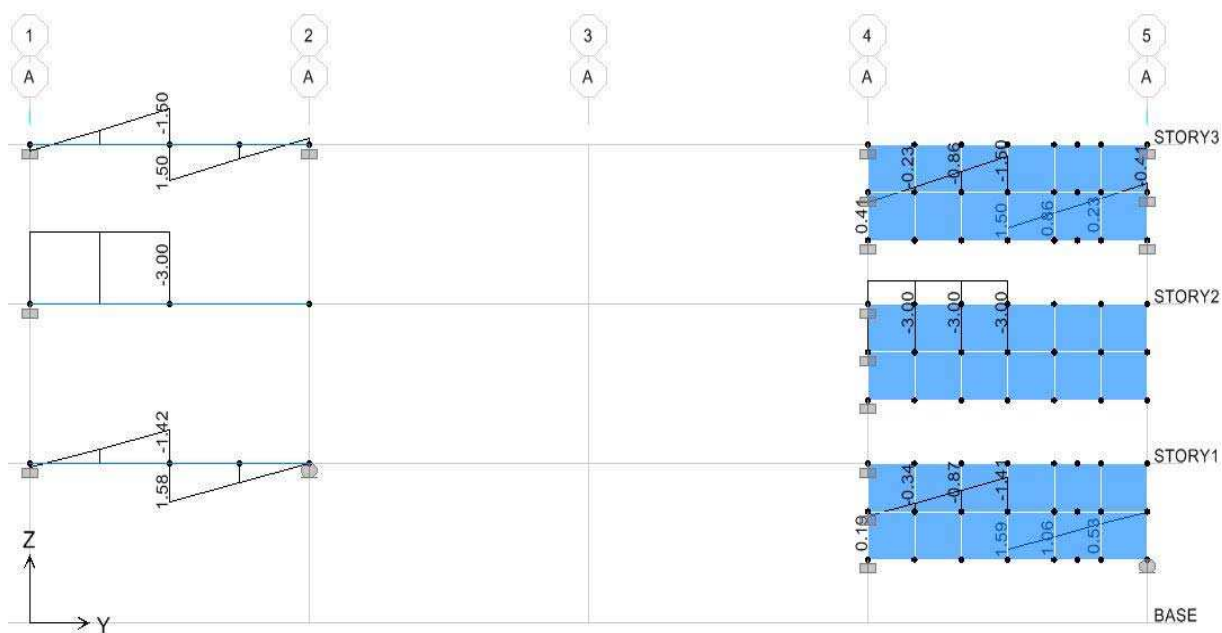
En las figuras 3.2.2.3.2 y 3.2.2.3.3 se presentan el comportamiento de la viga en términos de los momentos internos generados, al igual que los casos anteriores las aproximaciones de los esfuerzos son bastante buenas, en cambio las deformaciones siguen presentando una gran variación

Figura 3.2.2.3.2: Diagramas de momento.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.2.3.3: Valores de momento.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.3 MODELACIÓN DE UN MURO Y UN PILAR.

Se ha revisado en los casos anteriores el efecto de cargas sobre elementos horizontales, sometidos principalmente a esfuerzos de flexión. En este caso se analizarán los elementos verticales, frente a diferentes estados de carga, analizando nuevamente las diferencias o similitudes al representar los casos por ambos tipos de modelaciones.

3.2.3.1 Carga vertical central de 100 [ton].

En la figura 3.2.3.1.1 se presenta el mallado, etiquetado y las cargas para un muro de 6 [m] de largo por 3[m] de alto y 20 [cm] de espesor dispuestos en el Story1. Mientras que en el Story3 se aprecia un pilar de 1[m] de ancho por 3[m] de alto y 20[cm] de espesor. De manera similar a los casos anteriores en el lado izquierdo de las figuras se disponen los elementos frame y en el derecho los elementos shell.

En este caso se dispondrá un mallado con elementos de 50[cm] por 50[cm] para el pilar y el muro, ya que los esfuerzos y deformaciones presentan buen desempeño con ese tamaño de elementos finitos. En la figura 3.2.3.1.2 se presentan los valores del esfuerzo axial, debido a que la disposición de la carga no genera esfuerzos de corte ni momentos internos, mientras que en la tabla 3.2.3.1.1 se resumen los valores de las deformaciones.

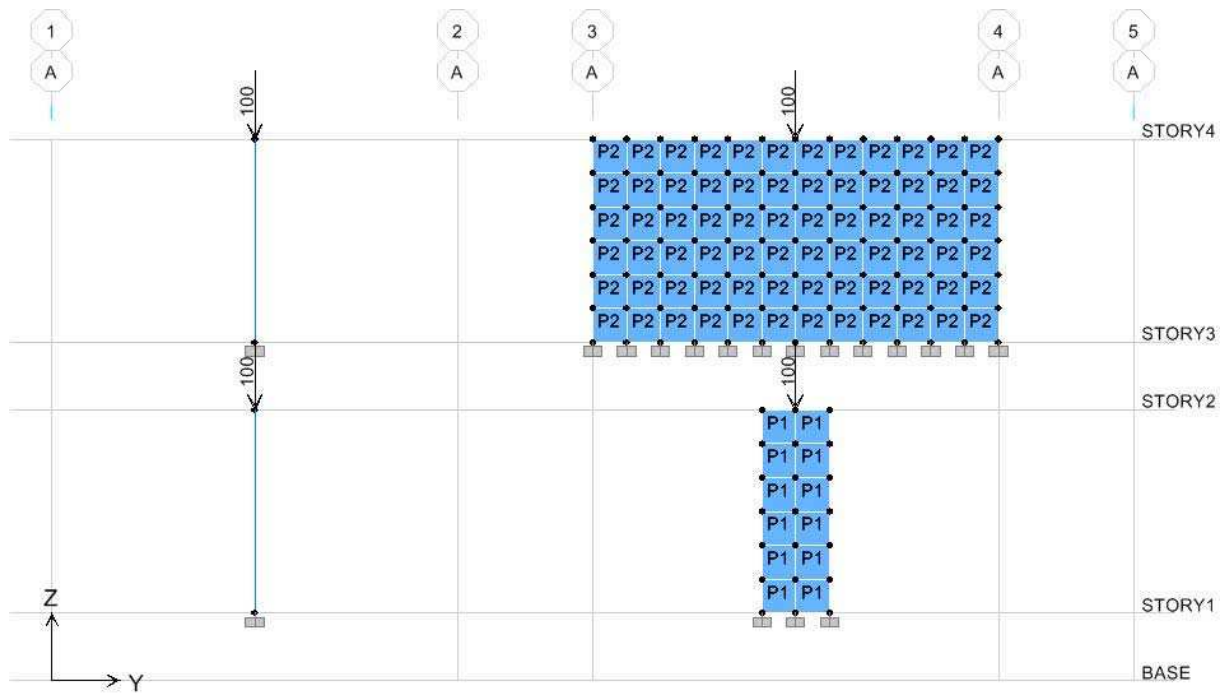
Tabla 3.2.3.1.1: Deformaciones máximas.

		Deformación en [mm] (Eje Z)		
Nivel	Ubicación[m] (Eje Y)	Frame	Shell	Diferencia(%)
Story3	3	0.099	0.112	13.131
Story1	0.5	0.593	0.591	0.338

Fuente: Elaboración propia.

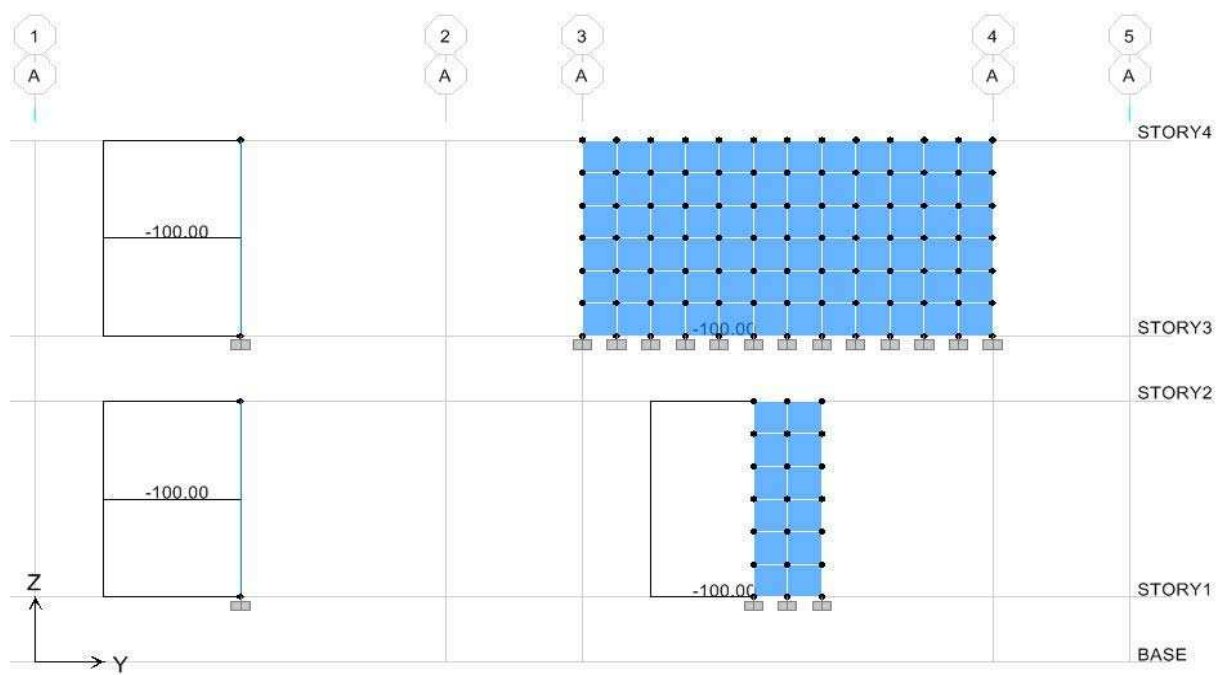
Se aprecia que la deformación en pilares es prácticamente la misma en ambas modelaciones, mientras que en muros sigue siendo considerable.

Figura 3.2.3.1.1: Etiquetado de elementos shell.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.3.1.2: Esfuerzos axiales en los modelos.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.3.2 Carga horizontal de 100 [ton].

En este caso se dispondrá una carga horizontal de 100[ton], tal como se aprecia en la figura 3.2.3.2.1, se observa que los valores del diagrama de momentos siguen presentando excelentes resultados, como los que se aprecian en la figura 3.2.3.2.2.

El caso de una carga distribuida en un pilar presenta el mismo comportamiento que el analizado para el caso de las vigas, es decir, al transformar las cargas distribuidas se deben analizar por lo menos las dos formas, como se detalló en los puntos 3.2.1.2 y 3.2.2.2 para el caso de vigas esbeltas y cortas respectivamente.

De manera similar a los casos anteriores las deformaciones máximas se resumen en la tabla 3.2.3.2.1, donde se aprecia nuevamente que la deformación en pilares es bastante cercana en ambas modelaciones, mientras que en muros sigue siendo considerable. En la tabla 3.2.3.2.2 se aprecian las deformaciones en un muro y pilar producto de una carga horizontal distribuida de 10[ton/m], las diferencias generadas son muy similares a las detalladas para la carga puntual.

Tabla 3.2.3.2.1: Deformaciones máximas carga puntual.

		Deformación en [mm] (Eje Y)		
Nivel	Ubicación[m] (Eje Z)	Frame	Shell	Diferencia(%)
Story3	3	0.383	0.346	10.694
Story1	3	23.042	22.374	2.986

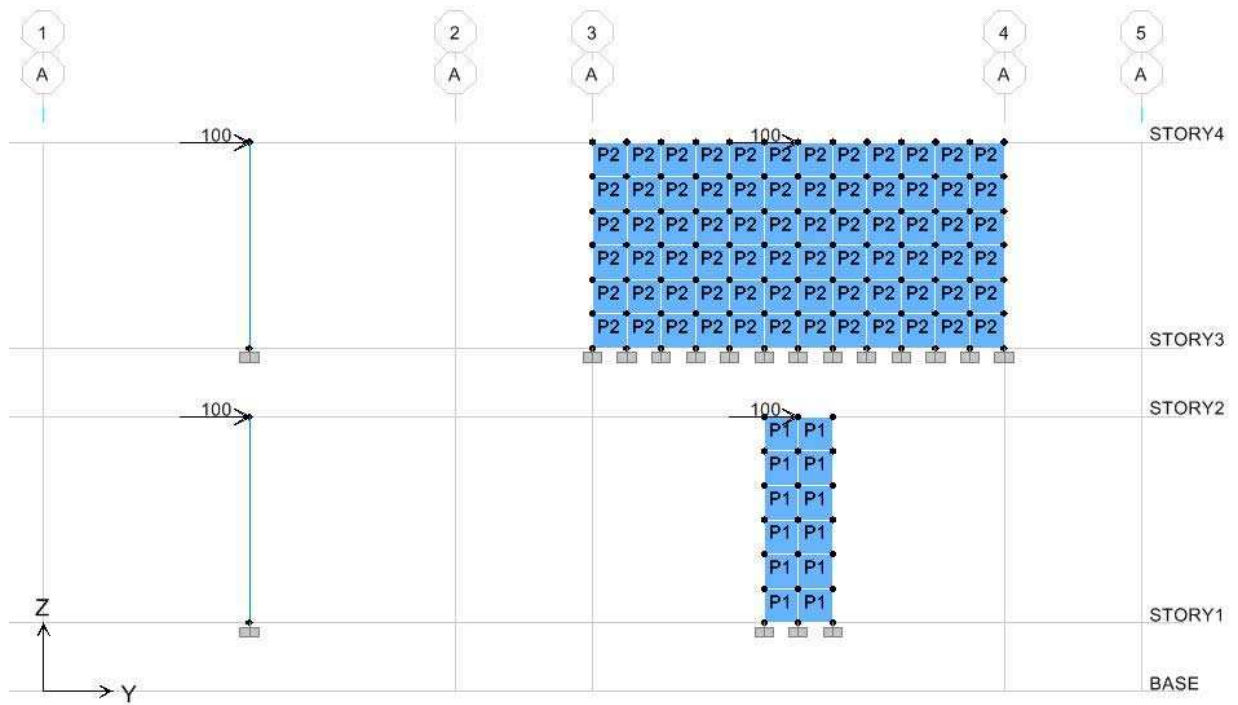
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.3.2.2: Deformaciones máximas carga distribuida.

		Deformación en [mm] (Eje Y)		
Nivel	Ubicación[m] (Eje Z)	Frame	Shell	Diferencia(%)
Story3	3	0.054	0.049	10.204
Story1	3	2.656	2.569	3.387

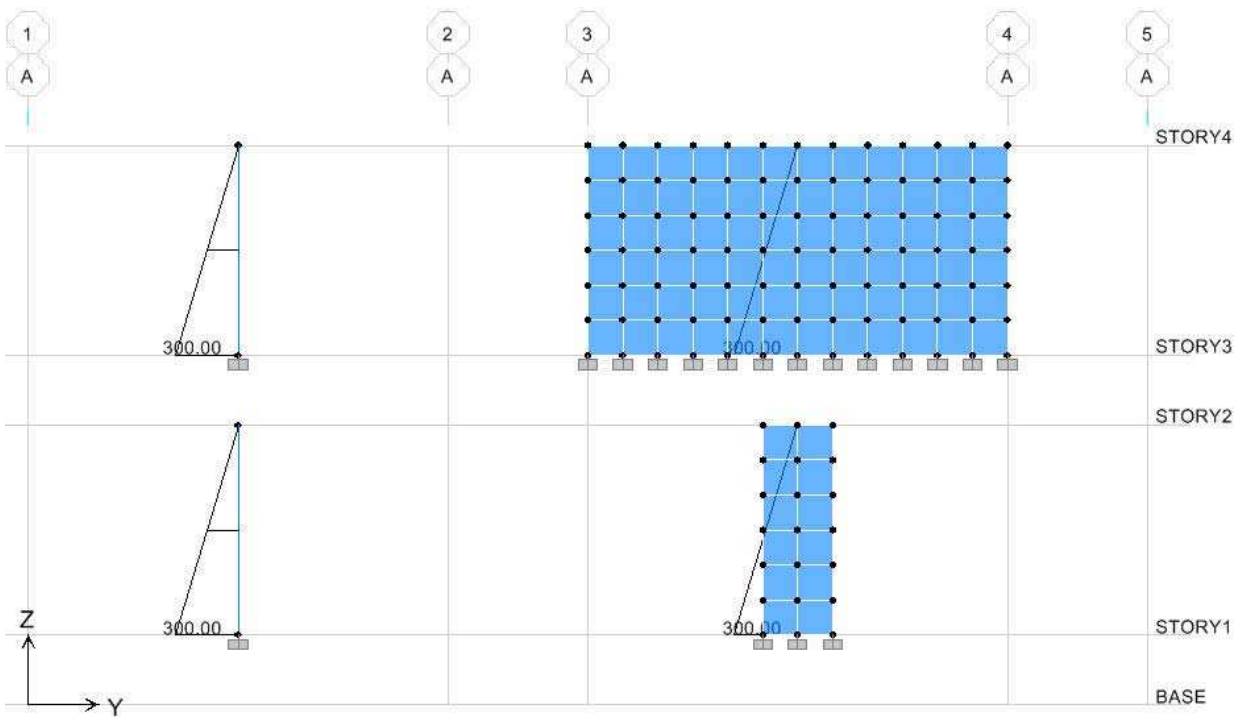
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.3.1.1: Etiquetado de elementos shell.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.3.2.2: Momentos internos en los modelos.



Fuente: Elaboración propia.

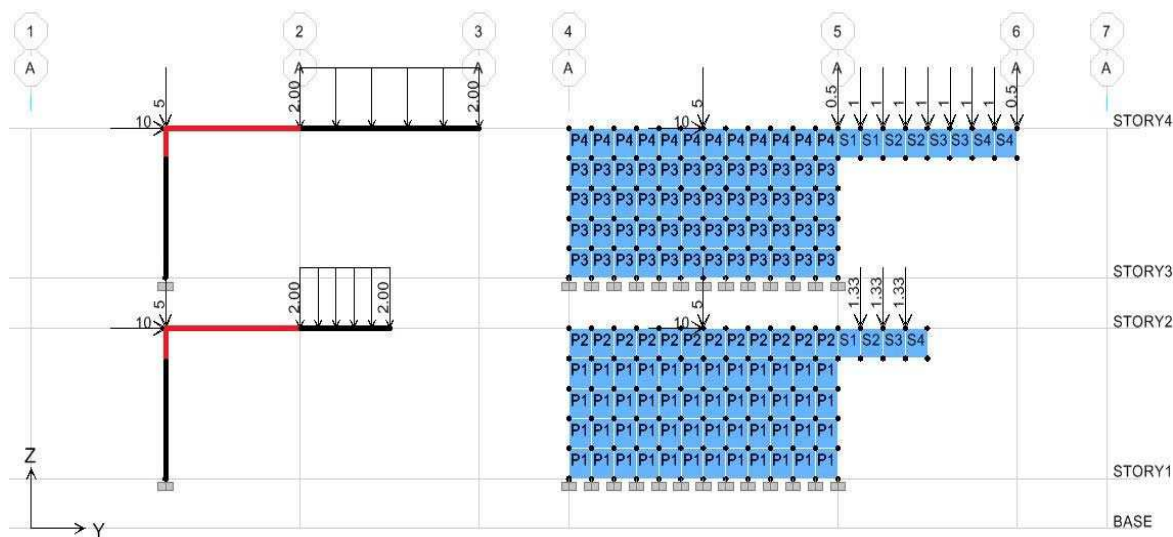
3.2.4 INTERACCIÓN DE MUROS Y PILARES CON VIGAS CORTAS Y ESBELTAS.

3.2.4.1 Un muro y una viga esbelta, un muro y una viga corta.

Se dispone en el Story1 de un muro con las mismas dimensiones de los casos anteriores, adosado a este una viga esbelta de 4[m] de longitud y una sección de 20[cm] por 60[cm], similar a las empleadas. La viga estará sometida a una carga distribuida de 2[ton/m] y el muro estará solicitado por dos cargas puntuales, una horizontal de 10[ton] y una vertical de 5[ton].

En el Story3 se presenta el mismo muro, pero la viga cambia su longitud a 2[m] conservando su sección, para comparar el efecto de una viga corta. La viga y el muro mantendrán las condiciones de carga del párrafo anterior. Para los elementos frame se resalta en rojo la zona de infinita rigidez (Ver figura 3.2.4.1.1).

Figura 3.2.4.1.1: Etiquetado de elementos shell.



Fuente: Elaboración propia.

Para la transformación de la carga distribuida se ocupará el Tipo A en las vigas cortas mientras que el Tipo B se ocupará en las vigas esbeltas, debido a lo observado en los puntos 3.2.1.2 y 3.2.2.2; además los esfuerzos por flexión predominan mayoritariamente por sobre los de corte en vigas esbeltas, caso contrario a lo que sucede en vigas cortas.

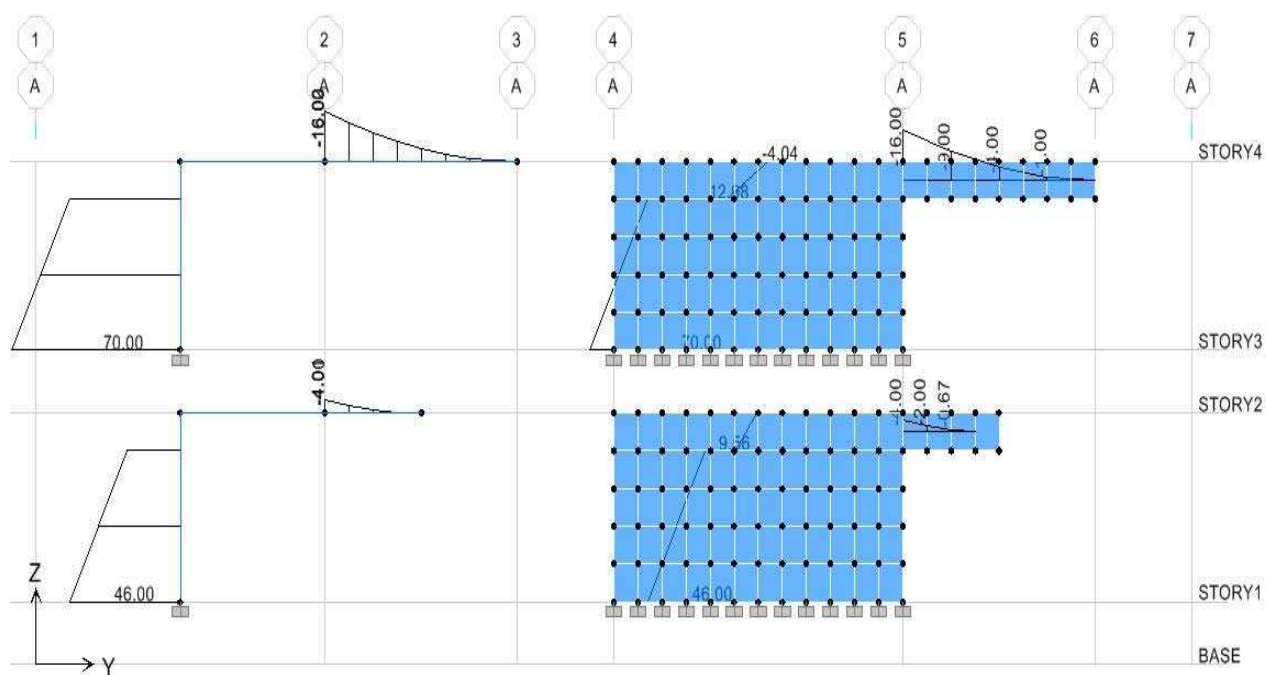
Se observaron diferencias en la zona de influencia de la viga en el muro, por lo que se dispuso de un etiquetado diferente; en esta zona se generan distorsiones que impiden una correcta interpretación de los resultados de los esfuerzos. Los valores de los momentos internos y el corte respectivos se presentan en las figuras 3.2.4.1.2 y 3.2.4.1.3 respectivamente, mientras que las deformaciones máximas se presentan en la tabla 3.2.4.1.1.

Tabla 3.2.4.1.1: Deformaciones máximas extremo libre de la viga (Transformación B - A).

Nivel	Tipo Viga	Deformación en [mm]		Diferencia(%)
		Frame	Shell	
Story3	Esbelta	7.511	7.054	6.479
Story1	Corta	0.559	0.623	11.449

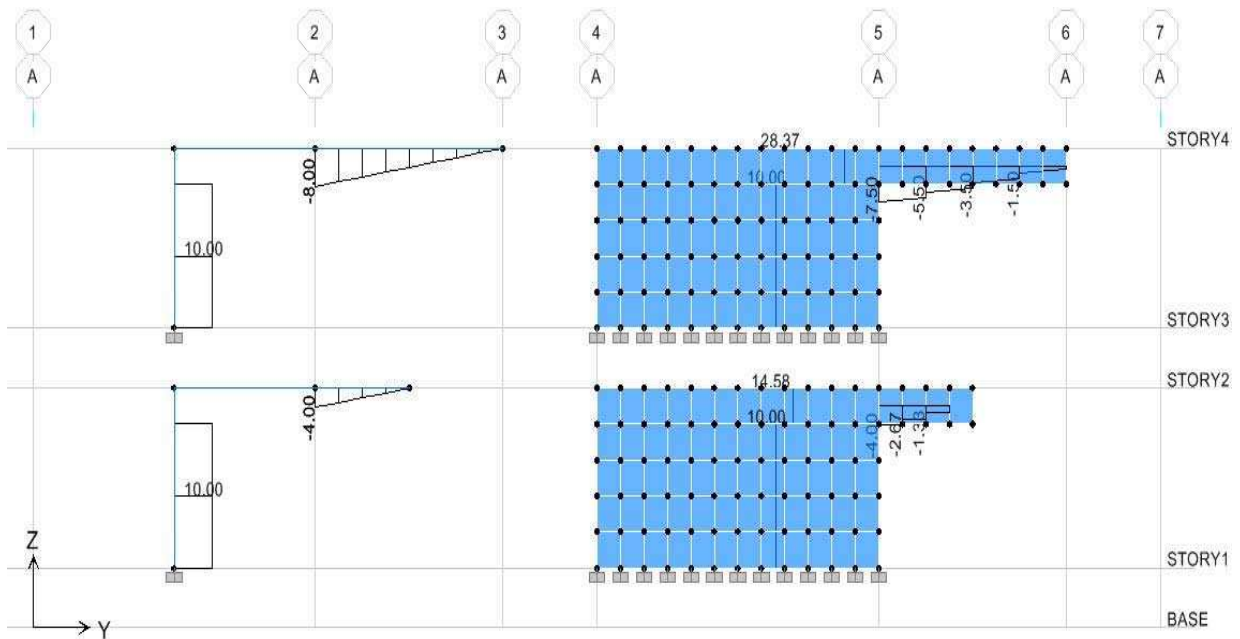
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.4.1.2: Momentos internos en los modelos.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.4.1.3: Valores del esfuerzo de corte en los modelos.



Fuente: Elaboración propia.

Se adjunta la tabla 3.2.4.1.2, donde se invierten las formas de transformar la carga distribuida, confirmando que la elección también es correcta para el caso de las deformaciones.

Tabla 3.2.4.1.2: Deformaciones máximas extremo libre de la viga (Transformación A - B).

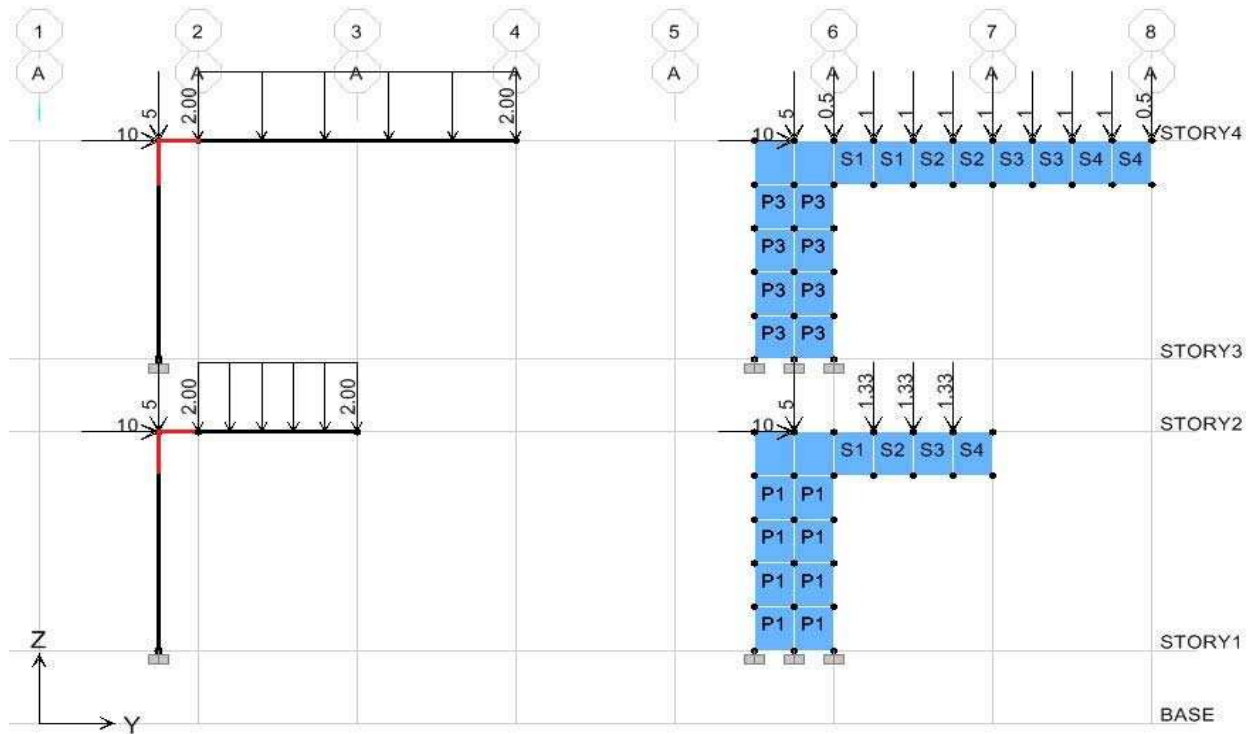
Nivel	Tipo Viga	Deformación en [mm]		Diferencia(%)
		Frame	Shell	
Story3	Esbelta	7.511	6.816	10.197
Story1	Corta	0.559	0.657	17.531

Fuente: Elaboración propia.

3.2.4.2 Un pilar y una viga esbelta, un pilar y una viga corta.

De forma similar al caso anterior, se dispondrá de una viga esbelta y una viga corta adosada esta vez a un pilar de dimensiones 1[m] de ancho por 3[m] de alto y 20[cm] de espesor. Las cargas del muro del punto 3.2.4.1 se aplican de similar manera, con la diferencia de que las cargas puntuales de 5 y 10 [ton] que llegaban al muro se aplicaran en el pilar. Ver detalles en la figura 3.2.4.2.1, donde se resalta en rojo lo cachos rígidos en los elementos frame.

Figura 3.2.4.2.1: Etiquetado de elementos shell.



Fuente: Elaboración propia.

Las deformaciones máximas se presentan en la tabla 3.2.4.2.1, que en este caso particular corresponde al extremo libre de las vigas; se observa que las deformaciones se acercan bastante en comparación al caso del muro con viga. En la figura 3.2.4.2.2 se presenta los valores de los momentos internos generados por las cargas aplicadas.

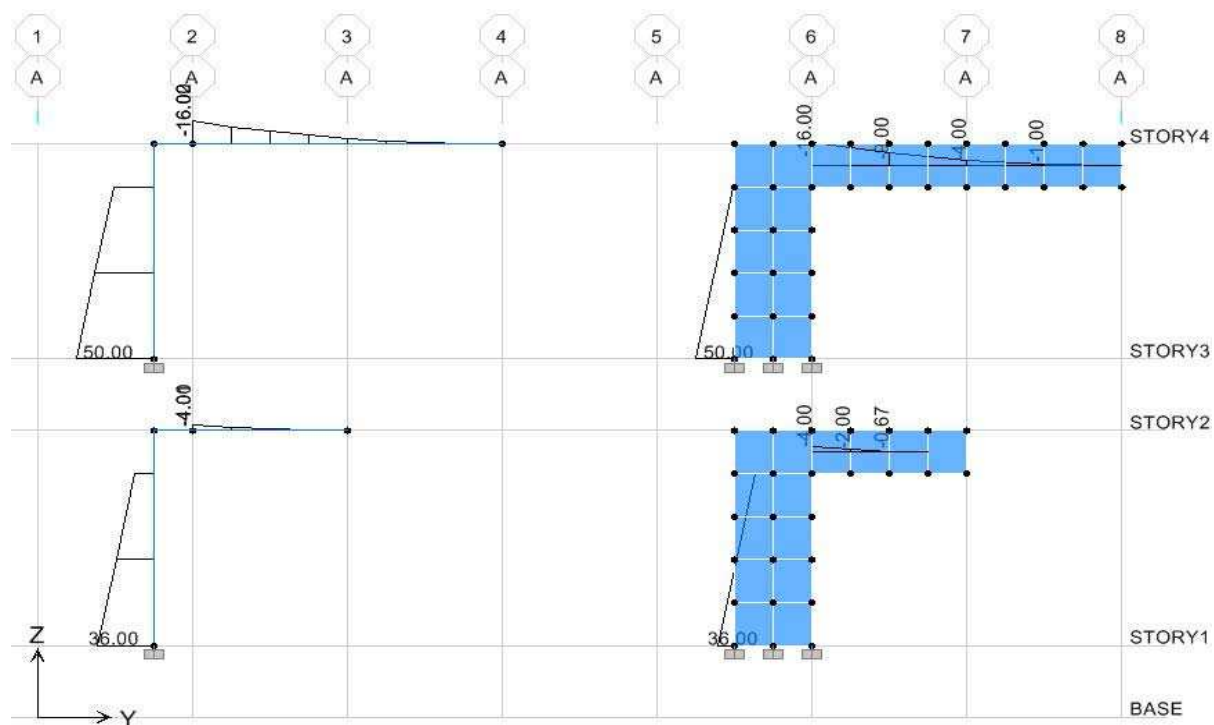
Tabla 3.2.4.2.1: Deformaciones máximas extremo libre de la viga.

Nivel	Tipo Viga	Deformación en [mm]		Diferencia(%)
		Frame	Shell	
Story3	Esbelta	17.017	16.220	4.914
Story1	Corta	3.948	3.963	0.380

Fuente: Elaboración propia.

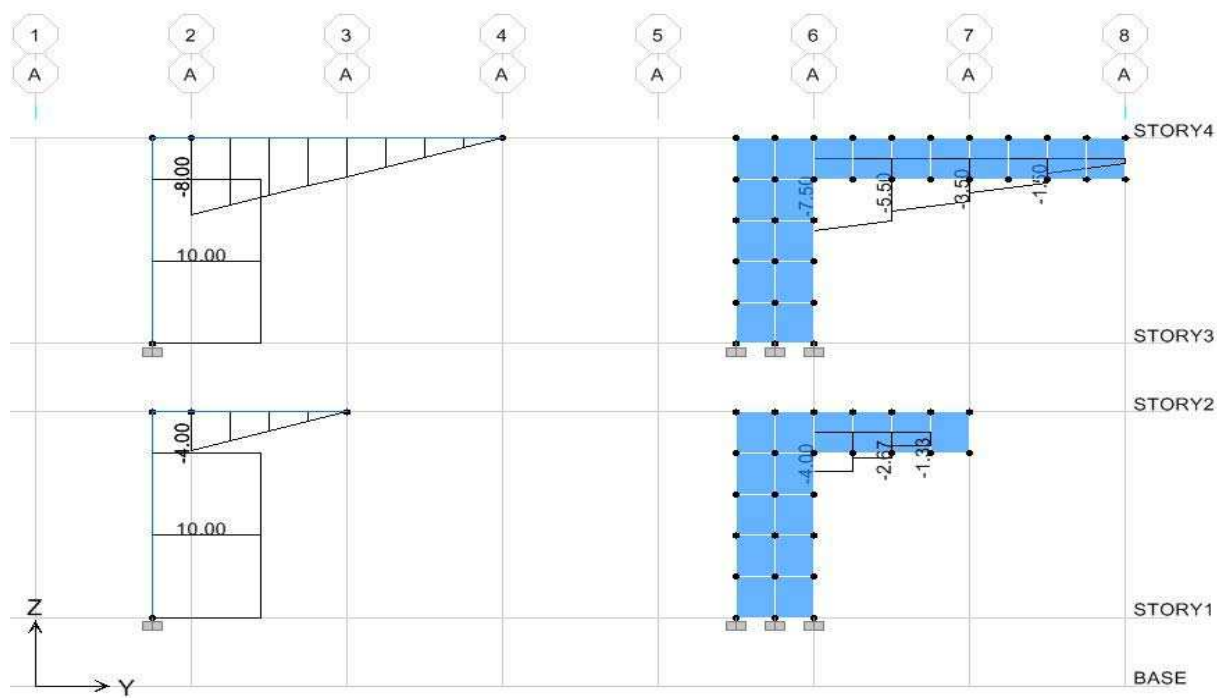
En las figuras 3.2.4.2.3 y 3.2.4.2.4 se presentan los esfuerzos de corte, se disponen en dos imágenes, ya que se traslapaban los valores en los modelos shell, por lo que en la primera imagen se aprecian los valores en las vigas y en la segunda los valores en los pilares.

Figura 3.2.4.2.2: Momentos internos en los modelos.



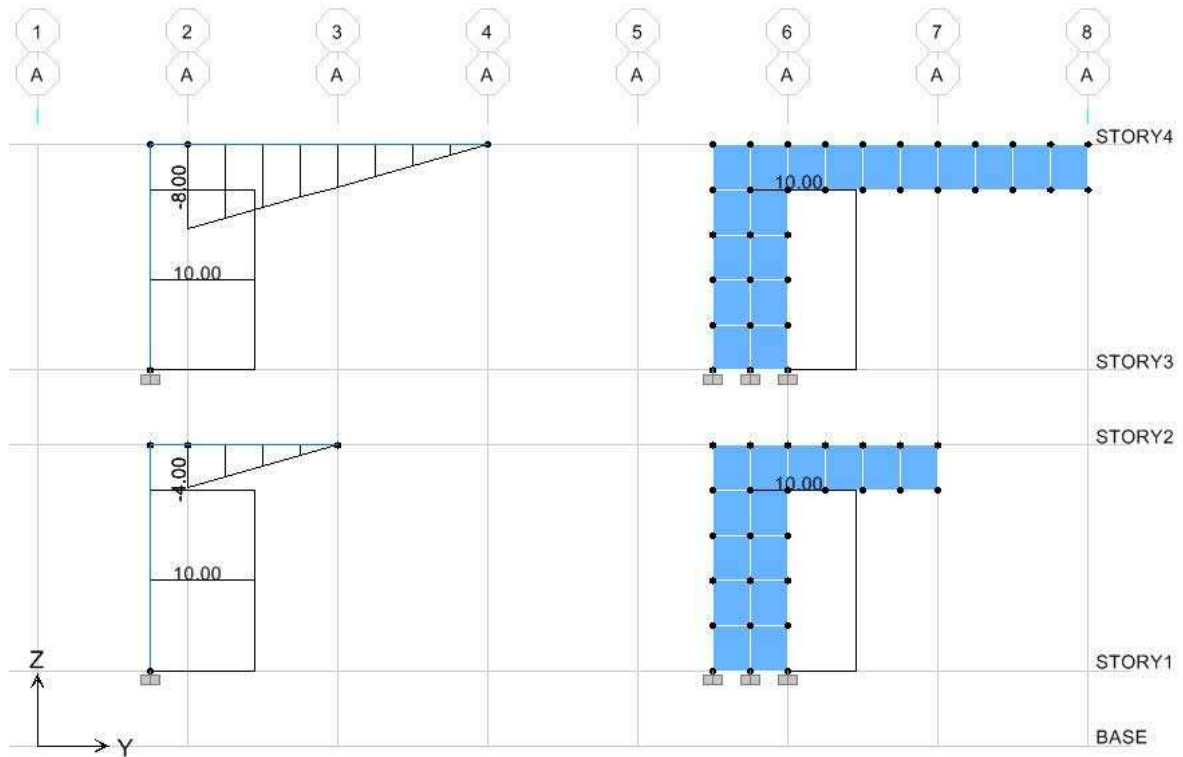
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.4.2.3: Valores del esfuerzo de corte en los modelos (1).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.4.2.3: Valores del esfuerzo de corte en los modelos (2).



Fuente: Elaboración propia.

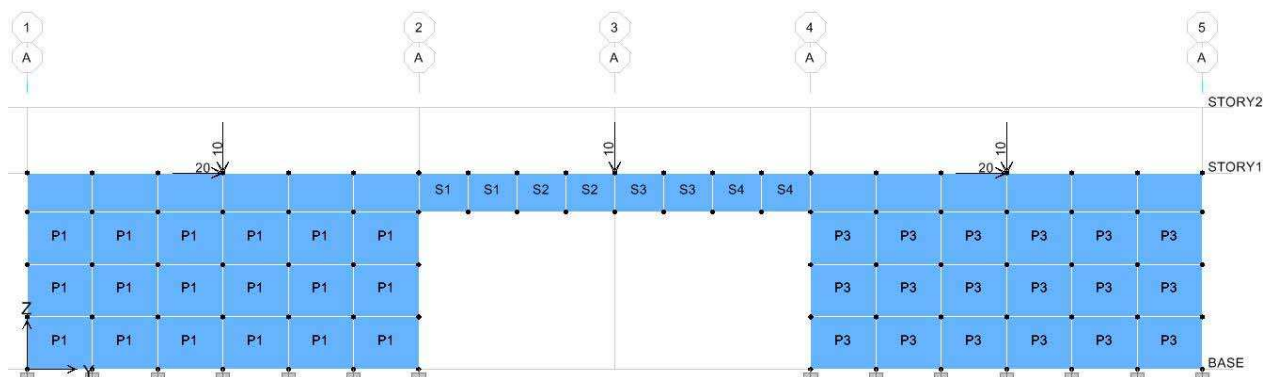
3.2.5 INTERACCIÓN DE MUROS, PILARES Y VIGAS EN UN NIVEL.

3.2.5.1 Dos muros unidos por una viga esbelta y por una viga corta.

Como primera estructura se modeló una viga esbelta acoplando dos muros, efectuando un mallado y etiquetado similar a los casos antes descritos. Sin embargo las diferencias entre las modelaciones frame y shell aumentaron, al analizar esfuerzos y deformaciones.

Se presentan en la figura 3.2.5.1.1 y 3.2.5.1.2 las modelaciones shell y frame respectivas, donde se indican las condiciones de carga, cachos rígidos (destacados en rojo), apoyos, etc. Los muros tienen 6[m] de largo por 3[m] de alto y 20[cm] de espesor, mientras que la viga tiene una sección transversal de 20[cm] por 60[cm] y un largo de 6[m]. Las cargas se dispusieron en la zona central de los elementos, en el caso de los muros 20 [ton] horizontales y 10 [ton] verticales, mientras que la viga sólo está sometida a 10 [ton] verticales.

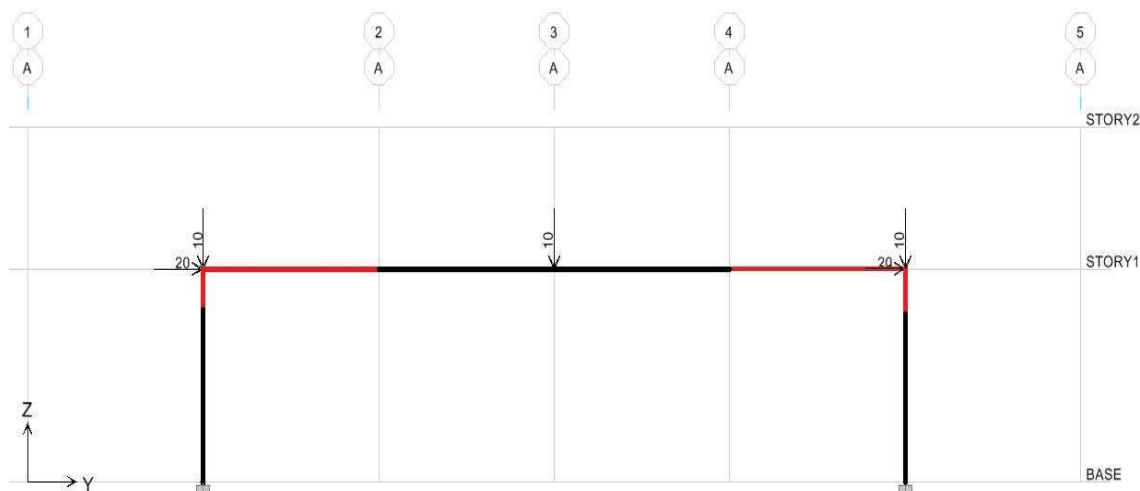
Figura 3.2.5.1.1: Modelo de elementos shell.



Fuente: Elaboración propia.

La modelación frame con cachos rígidos automáticos la llamaremos frame_01, para diferenciarla de las variaciones que se incorporarán, principalmente con las características de los cachos rígidos y las longitudes de penetración.

Figura 3.2.5.1.2: Modelo frame_01.



Fuente: Elaboración propia.

Como primera variante se realizó la reducción de los cachos rígidos, de acuerdo a lo planteado en el capítulo II de este trabajo. Se consideró aplicar una penetración de un 25% de la altura de la viga en el muro o pilar; análogamente para el caso de pilares y muros se determinó de la misma manera, es decir, un 25% del ancho del muro o pilar penetrando en la viga.

Tabla 3.2.5.1.1: Diferencias de los esfuerzos de flexión.

Elemento	Ubicación		Shell	Frame_01	Diferencia		Diferencia
	Eje Y	Eje Z			(%)	Frame_02	(%)
Muro 1	3	0	73.47	81.03	10.29	80.79	9.96
	3	2.4	32.59	33.93	4.11	33.69	3.38
Viga	6	3	6.68	7.25	8.53	6.95	4.04
	9	3	8.12	7.59	6.98	7.90	2.78
	12	3	7.08	7.57	6.92	7.25	2.40
Muro 2	15	0	45.74	38.32	19.36	38.61	18.47
	15	2.4	9.38	10.65	13.54	10.29	9.70

Fuente: Elaboración propia.

Se aprecia en la tabla 3.2.5.1.2 los esfuerzos de corte en [ton], donde las diferencias en la viga son mínimas, mientras que para los muros son similares al comportamiento de los esfuerzos de flexión. Las coordenadas de los elementos están en coordenadas locales, que para el caso de las vigas tiene su origen en el extremo izquierdo y para el caso de los muros está en la parte inferior de estos.

Tabla 3.2.5.1.2: Diferencias de los esfuerzos de corte.

Elemento	Ubicación		Shell	Frame_01	Diferencia		Diferencia
	Inicio	Fin			(%)	Frame_02	(%)
Muro 1	0	2.4	17.03	19.61	15.15	19.63	15.27
Viga	3	6	4.93	4.95	0.41	4.95	0.41
	6	9	5.07	5.05	0.40	5.05	0.40
Muro 2	0	2.4	22.97	20.39	12.65	20.37	12.76

Fuente: Elaboración propia.

La presentación de resultados para los esfuerzos axiales es idéntica a la del corte, como se muestra en la figura 3.2.5.1.3, donde las mayores diferencias están en la viga, pero al ser esbelta los esfuerzos axiales son muy bajos y no controlan su diseño.

Tabla 3.2.5.1.3: Diferencias de los esfuerzos axiales.

Elemento	Ubicación		Shell	Frame_01	Diferencia		Diferencia
	Inicio	Fin			(%)	Frame_02	(%)
Muro 1	0	2.4	14.93	14.95	0.13	14.95	0.13
Viga	3	9	2.97	0.39	661.54	0.37	702.70
Muro 2	0	2.4	15.07	15.05	0.13	15.05	0.13

Fuente: Elaboración propia.

Respecto de las deformaciones se analizó el punto central de la viga, ya que este es el punto que más se flexiona, ver los valores respectivos en tabla 3.2.5.1.4. A pesar de que las diferencias porcentuales se ven considerables, los valores se presentan en milímetros, por lo que no se puede concluir que en los modelos sucesivos estos porcentajes se mantengan.

Tabla 3.2.5.1.4: Deformaciones verticales en el centro de la viga.

Elemento	Ubicación		Shell	Frame_01	Diferencia		Frame_02	Diferencia	
	Eje Y	Eje Z			(%)			(%)	
Viga	9	3	1.281001	1.543880	20.52		1.722679	34.48	

Fuente: Elaboración propia.

Para evitar perturbaciones no deseadas, las modelaciones se realizaron en archivos diferentes. Por lo que además de esfuerzos y deformaciones se pueden comparar los periodos de vibración de los modelos, parámetro no evaluado en los casos más simples pero que sí se seguirá evaluando, ya que indica si las modelaciones representan o no a una misma estructura.

El periodo fundamental es similar para el caso frame_01 y con leves diferencias para la modelación frame_02, en ambos casos corresponde al primer modo de vibración y se acumula más del 90% de la masa de la estructura. Los valores de los periodos y las masas acumuladas se presentan en las tablas 3.2.5.1.5 y 3.2.5.1.6.

Tabla 3.2.5.1.5: Periodos principales de la estructura.

Modo	Shell	Frame_01	Diferencia		Frame_02	Diferencia	
			(%)			(%)	
1	0.009205	0.009235	0.33		0.010007	8.71	

Fuente: Elaboración propia.

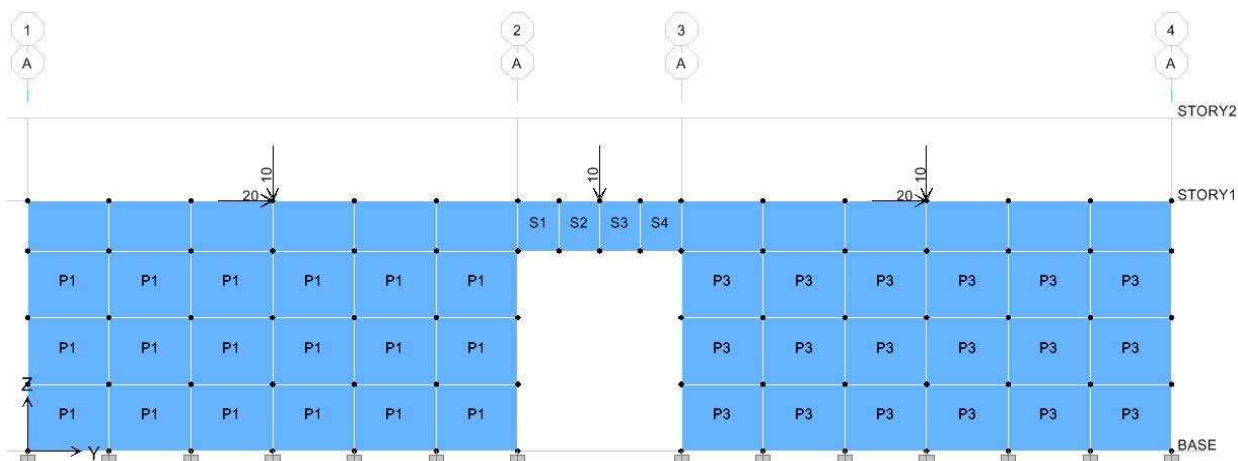
Tabla 3.2.5.1.6: Porcentaje de masa asociada al modo principal.

Modo	Shell	Frame_01	Diferencia		Frame_02	Diferencia	
			(%)			(%)	
1	96.1460	92.9834	3.40		93.9422	2.35	

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de la viga corta acoplando dos muros se probaron las mismas modificaciones anteriores, el modelo shell_02 se muestra en la figura 3.2.5.1.4, donde se aprecia que los muros mantienen sus dimensiones al igual que los valores de las cargas, mientras que el largo de la viga cambia de los 6[m] a 2[m], conservando su sección transversal.

Figura 3.2.5.1.4: Modelo Shel_02.



Fuente: Elaboración propia.

Las modelaciones frame respectivas se llamarán frame_03 y frame_04, para diferenciarlas de los casos anteriores. Los valores absolutos de los esfuerzos obtenidos se resumen en las tablas 3.2.5.1.7 a la 3.2.5.1.9.

Tabla 3.2.5.1.7: Diferencias de los esfuerzos de flexión.

Elemento	Ubicación		Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
	Eje Y	Eje Z					
Muro 1	3	0	67.99	73.48	8.07	73.82	8.57
	3	2.4	25.90	26.50	2.32	26.79	3.44
Viga	6	3	1.34	1.70	26.87	1.54	14.93
	7	3	3.10	2.61	18.77	2.92	6.16
	8	3	2.47	3.08	24.70	2.62	6.07
Muro 2	11	0	47.49	41.00	15.83	41.84	13.50
	11	2.4	6.42	8.02	24.92	7.13	11.06

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.1.8: Diferencias de los esfuerzos de corte.

Elemento	Ubicación				Diferencia		Diferencia
	Inicio	Fin	Shell_02	Frame_03	(%)	Frame_04	
Muro 1	0	2.4	17.54	19.58	11.63	19.60	11.74
Viga	3	4	4.43	4.31	2.78	4.46	0.68
	4	5	5.57	5.69	2.15	5.54	0.54
Muro 2	0	2.4	22.46	20.42	9.99	20.40	10.10

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.1.9: Diferencias de los esfuerzos axiales.

Elemento	Ubicación				Diferencia		Diferencia
	Inicio	Fin	Shell_02	Frame_03	(%)	Frame_04	
Muro 1	0	2.4	14.43	14.31	0.84	14.46	0.21
Viga	3	5	2.46	0.42	485.71	0.40	515.00
Muro 2	0	2.4	15.57	15.69	0.77	15.54	0.19

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que el comportamiento no sufre cambios significativos al cambiar la viga esbelta a corta, además el diseño de esta última es controlado principalmente por el corte, donde las diferencias son inferiores al 1% para la modelación que considera la reducción de cachos rígidos.

Los valores de las deformaciones, periodos y porcentaje de masas asociadas a este se muestran en las tablas 3.2.5.1.10 a la 3.2.5.1.12. El comportamiento de los valores sigue siendo muy semejante al caso de la viga esbelta acoplando dos muros.

Tabla 3.2.5.1.10: Deformaciones verticales en el centro de la viga.

Elemento	Ubicación				Diferencia		Diferencia
	Eje Y	Eje Z	Shell_02	Frame_03	(%)	Frame_04	
Viga	7	3	0.116579	0.136747	17.30	0.167077	43.32

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.1.11: Periodos principales de la estructura.

Modo			Diferencia		Diferencia
	Shell_02	Frame_03	(%)	Frame_04	
1	0.008270	0.008139	1.61	0.008882	7.40

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.1.12: Porcentaje de masa asociada al modo principal.

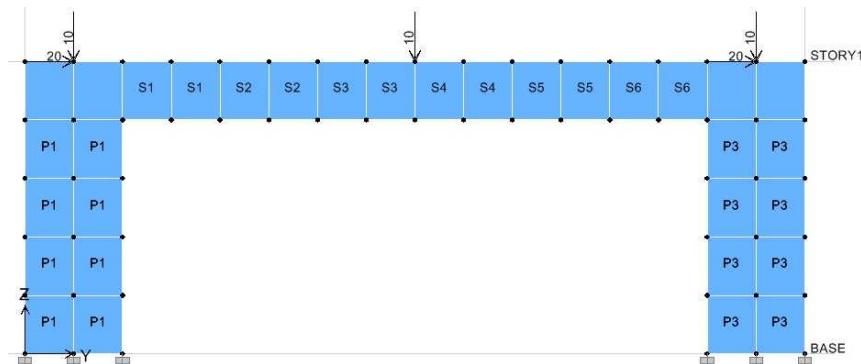
Modo	Shell_02	Frame_03	Diferencia	Frame_04	Diferencia
			(%)		(%)
1	99.1471	99.6969	0.55	99.7830	0.64

Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.2 Dos pilares unidos por una viga esbelta y por una viga corta.

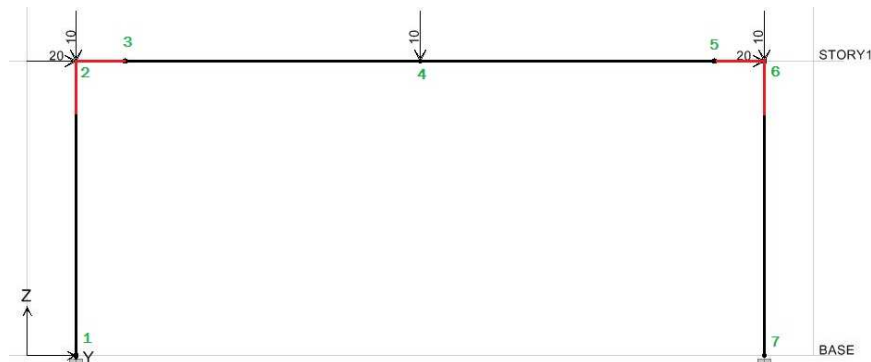
En este caso se dispone de dos pilares de 1[m] de ancho, 20[cm] de espesor y 3[m] de alto cada uno, acoplados por una viga de sección transversal de 20[cm] de ancho por 60[cm] de alto, con un largo de 6[m]. Las cargas son las mismas que las utilizadas en el caso anterior, como se aprecia en la figura 3.2.5.2.1. También se incorporó la reducción de los cachos rígidos, obteniéndose dos modelos frame que se compararon con el modelo shell respectivo.

Figura 3.2.5.2.1: Modelo de elementos shell_01.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.5.2.2: Modelo de elementos frame_01.



Fuente: Elaboración propia.

En este caso la nomenclatura será similar al anterior, es decir el modelo shell de la viga esbelta que acopla dos pilares será shell_01, y los modelos frame respectivos serán del frame_01 y frame_02. El resumen de los valores absolutos de los esfuerzos, se presentan en las tablas 3.2.5.2.1 a la 3.2.5.2.3.

Tabla 3.2.5.2.1: Diferencias de los esfuerzos axiales.

Elemento	Ubicación				Diferencia			Diferencia
	Inicio	Fin	Shell_01	Frame_01	(%)	Frame_02	(%)	(%)
Muro 1	0	2.4	10.40	10.84	4.23	11.22	7.88	
Viga	0.5	6.5	4.56	4.50	1.33	4.29	6.29	
Muro 2	0	2.4	19.60	19.16	2.30	18.78	4.37	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.2.2: Diferencias de los esfuerzos de corte.

Elemento	Ubicación				Diferencia			Diferencia
	Inicio	Fin	Shell_01	Frame_01	(%)	Frame_02	(%)	(%)
Muro 1	0	2.4	15.44	15.50	0.39	15.71	1.75	
Viga	0.5	3.5	0.40	0.84	110.00	1.22	205.00	
	3.5	6.5	9.60	9.16	4.80	8.78	9.34	
Muro 2	0	2.4	24.56	24.50	0.24	24.29	1.11	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.2.3: Diferencias de los esfuerzos de flexión.

Elemento	Ubicación				Diferencia			Diferencia
	Eje Y	Eje Z	Shell_01	Frame_01	(%)	Frame_02	(%)	(%)
Muro 1	0.5	0	40.64	42.82	5.36	44.23	8.83	
	0.5	2.4	3.58	5.61	56.70	6.54	82.68	
Viga	1	3	7.25	5.46	32.78	4.79	51.36	
	4	3	8.44	7.99	5.63	8.45	0.12	
	7	3	20.38	19.48	4.62	17.89	13.92	
Muro 2	7.5	0	47.12	48.08	2.04	49.31	4.65	
	7.5	2.4	11.81	10.71	10.27	8.99	31.37	

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de la flexión se aprecia que hay zonas de los pilares que presentan grandes diferencias, sin embargo los valores máximos que controlan el diseño del elemento presentan las menores diferencias. Este comportamiento se repite en el caso del corte en la viga, mientras que las diferencias de los esfuerzos axiales se mantienen inferiores al 5% para el modelo frame_01.

Se muestran en las tablas 3.2.5.2.4 a la 3.2.5.2.6 los valores de las deformaciones, periodos y porcentaje de masas asociadas a estos. La principales diferencias siguen presentándose en las deformaciones, sin embargo la mayor de estas no supera los 6 [mm].

Tabla 3.2.5.2.4: Deformaciones verticales en el centro de la viga.

Elemento	Ubicación		Shell_01	Frame_01	Diferencia		Diferencia
	Eje Y	Eje Z			(%)	Frame_02	(%)
Viga	3	3	1.906531	2.327646	22.09	2.523202	32.35

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.2.5: Periodos principales de la estructura.

Modo	Shell_01	Frame_01	Diferencia		Diferencia
			(%)	Frame_02	(%)
1	0.028765	0.032633	13.45	0.033621	16.88

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.2.6: Porcentaje de masa asociada al modo principal.

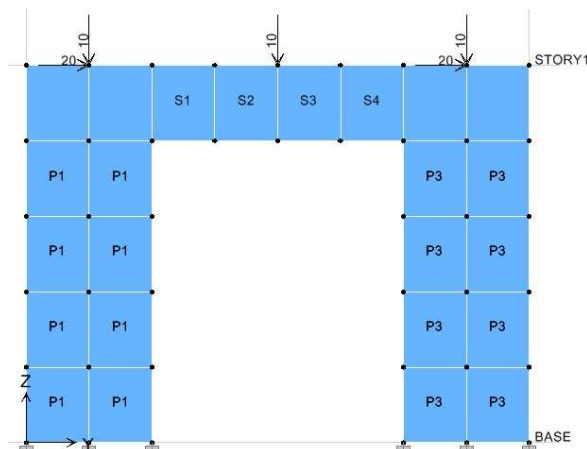
Modo	Shell_01	Frame_01	Diferencia		Diferencia
			(%)	Frame_02	(%)
1	99.4111	99.9993	0.59	99.9984	0.59

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de la viga corta acoplado dos pilares se probaron las mismas modificaciones anteriores, el modelo se muestra en la figura 3.2.5.2.3, donde se aprecia que los pilares mantienen sus dimensiones al igual que los valores de las cargas, mientras que el largo de la viga cambia de los 6[m] a 2[m], conservando su sección transversal.

Para la nomenclatura será similar al anterior, es decir el modelo shell de la viga corta será shell_02, y los modelos frame de comparación serán el frame_03 y frame_04. El resumen de los valores absolutos de los esfuerzos, se presentan en las tablas 3.2.5.2.7 a la 3.2.5.2.9, apreciándose mejores resultados que el caso de la viga esbelta acoplado dos pilares.

Figura 3.2.5.2.3: Modelo de elementos shell_02.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.2.7: Diferencias de los esfuerzos de flexión.

Elemento	Ubicación		Shell_02	Frame_03	Diferencia		Diferencia
	Eje Y	Eje Z			(%)	Frame_04	(%)
Muro 1	0.5	0	32.80	33.06	0.79	36.55	11.43
	0.5	2.4	10.02	9.77	2.56	6.75	48.44
Viga	1	3	15.37	15.12	1.65	13.28	15.74
	2	3	3.35	3.11	7.72	3.52	5.07
	3	3	18.67	18.90	1.23	16.25	14.89
Muro 2	7.5	0	36.14	35.91	0.64	39.16	8.36
	7.5	2.4	17.03	17.26	1.35	13.54	25.78

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.2.8: Diferencias de los esfuerzos de corte.

Elemento	Ubicación		Shell_02	Frame_03	Diferencia		Diferencia
	Inicio	Fin			(%)	Frame_04	(%)
Muro 1	0	2.4	17.84	17.85	0.06	18.04	1.12
Viga	0.5	2	12.02	12.01	0.08	9.76	23.16
	2	3.5	22.02	22.01	0.05	19.76	11.44
Muro 2	0	2.4	22.16	22.15	0.05	21.96	0.91

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.2.9: Diferencias de los esfuerzos axiales.

Elemento	Ubicación		Shell_02	Frame_03	Diferencia		Diferencia
	Inicio	Fin			(%)	Frame_04	(%)
Muro 1	0	2.4	2.02	2.01	0.50	0.24	741.67
Viga	0.5	3.5	2.16	2.15	0.47	1.96	10.20
Muro 2	0	2.4	32.02	32.01	0.03	29.76	7.59

Fuente: Elaboración propia.

Se muestran en las tablas 3.2.5.2.10 a la 3.2.5.2.12 los valores de las deformaciones, periodos y porcentaje de masas asociadas a estos. Las diferencias porcentuales prácticamente no presentan variación con respecto a la viga esbelta acoplando dos pilares.

Tabla 3.2.5.2.10: Deformaciones verticales en el centro de la viga.

Elemento	Ubicación				Diferencia			Diferencia
	Eje Y	Eje Z	Shell_02	Frame_03	(%)	Frame_04		(%)
Viga	2	3	0.351668	0.433315	23.22	0.469248		33.44

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.2.11: Periodos principales de la estructura.

Modo			Diferencia			Diferencia
	Shell_02	Frame_03	(%)	Frame_04		(%)
1	0.019113	0.020606	7.81	0.022626		18.38

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.5.2.12: Porcentaje de masa asociada al modo principal.

Modo			Diferencia			Diferencia
	Shell_02	Frame_03	(%)	Frame_04		(%)
1	99.6201	99.9997	0.38	99.9839		0.37

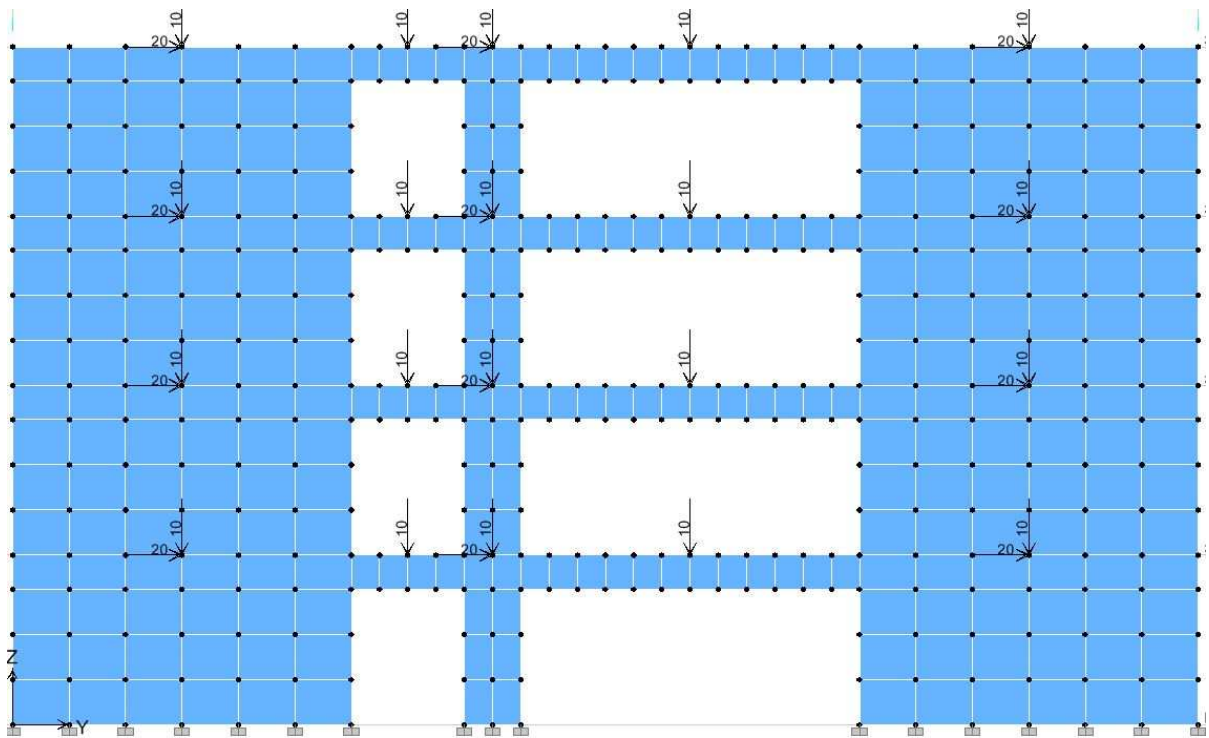
Fuente: Elaboración propia.

3.2.6 INTERACCIÓN DE MUROS, PILARES Y VIGAS EN VARIOS NIVELES.

3.2.6.1 Dos muros y un pilar unidos por una viga esbelta y por una viga corta.

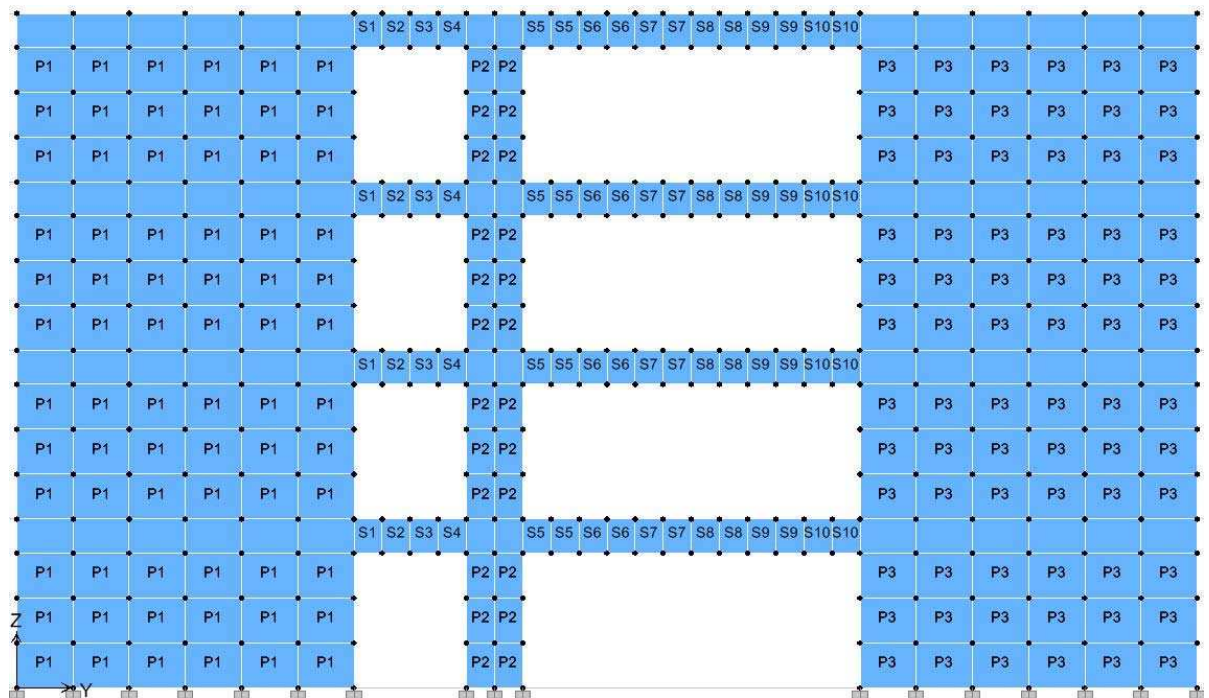
Se analizó el efecto de tener varios niveles en un modelo para lo cual se dispuso de muros, pilares y vigas en altura como parte de una misma estructura. Se utilizó muros en los extremos los cuales están unidos a pilares centrales mediante vigas cortas y esbeltas como se aprecia en la figura 3.2.6.1.1, donde también se muestran las cargas utilizadas, los apoyos y el mallado; mientras que en la figura 3.2.6.1.2 se presenta el mismo modelo sin las cargas, pero con el etiquetado. Se separó en dos imágenes para evitar superposición de información y la nomenclatura continuará como la utilizada en los casos anteriores, es decir, el modelo shell se llamará shell_01 y los modelos frame serán el frame_01 y frame_02.

Figura 3.2.6.1.1: Modelo de elementos shell_01 (Cargas).



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.6.1.2: Modelo de elementos shell_01 (Etiquetado).

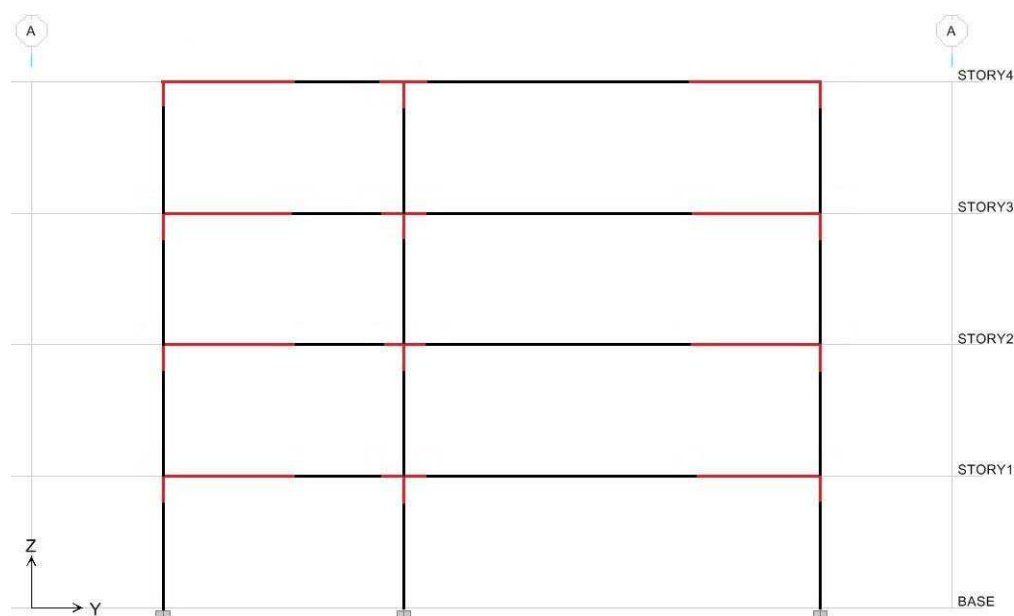


Fuente: Elaboración propia.

Para el análisis de los resultados se presentarán los valores máximos de los esfuerzos por elemento, para el caso de las deformaciones se mostrarán los valores centrales en las vigas. Finalmente se tabularán los valores de los periodos y el porcentaje de masa asociado. No se consideraron en los esfuerzos, valores que no fueran los máximos, para evitar que las tablas crecieran en demasía, además de que estos controlan el diseño del elemento respectivo.

En la figura 3.2.6.1.3 se aprecia el modelo frame_01, donde se indican principalmente los cachos rígidos en rojo, mientras que en color negro se muestra la sección del elemento sin intervención. Se ocultaron en la imagen las cargas para que no se interpongan con los cachos rígidos.

Figura 3.2.6.1.3: Modelo de elementos frame_01.



Fuente: Elaboración propia

El modelo frame_01 de la figura anterior muestra los cachos rígidos automáticos, que corresponden a la zona interpuesta de vigas, pilares y muros. Respecto de los cachos rígidos manuales (caso frame_02) se obtuvieron como la resta de esta zona con las penetraciones respectivas. En el caso de las vigas la penetración es de 15[cm] y los pilares 25[cm], mientras que los muros presentan penetración completa, es decir, sin cachos rígidos.

Los valores máximos en valor absoluto de los esfuerzos de flexión, corte y axiales se presentan en las tablas 3.2.6.1.1 a la 3.2.6.1.3 respectivamente, donde se aprecia que al evaluar los esfuerzos de flexión, las diferencias se mantienen en un rango aceptable, con excepción de los pilares, situación que se repite para los esfuerzos de corte. Para los esfuerzos axiales los resultados son mucho mejores en los pilares, pero crecen principalmente en los muros del borde izquierdo.

La nomenclatura de muros, pilares y vigas se presenta en la figura 3.2.6.1.4 y la abreviación en las tablas se realizó de acuerdo a la siguiente forma, Muro 1 se indica como M1, Pilar 1 como P1, Viga 1 como V1, correspondientes al primer nivel de la estructura y de forma análoga para los niveles restantes.

Figura 3.2.6.1.4: Nomenclatura de elementos Shell y Frame.



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.2.6.1.1: Diferencias de los esfuerzos de flexión.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_02	Diferencia
			(%)		(%)
M1	770.26	823.37	6.90	819.80	6.43
M2	446.77	484.88	8.53	479.29	7.28
M3	211.01	233.76	10.78	228.99	8.52
M4	67.68	75.26	11.20	72.56	7.21
V1	12.29	9.96	23.39	8.95	37.32
V2	11.76	9.16	28.38	8.80	33.64
V3	10.89	8.51	27.97	8.37	30.11
V4	7.54	7.21	4.58	7.16	5.31
P1	13.41	12.65	6.01	13.22	1.44
P2	3.79	1.34	182.84	1.04	264.42
P3	5.96	2.63	126.62	2.95	102.03
P4	4.56	2.46	85.37	2.70	68.89
V5	12.37	10.90	13.49	10.63	16.37
V6	14.31	12.29	16.44	12.03	18.95
V7	15.27	13.07	16.83	12.76	19.67
V8	14.13	13.23	6.80	12.84	10.05
M5	744.20	767.11	3.08	769.23	3.36
M6	427.22	446.64	4.55	448.23	4.92
M7	196.11	207.49	5.80	208.64	6.39
M8	54.62	57.86	5.93	58.45	7.01

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.6.1.2: Diferencias de los esfuerzos de corte.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_02	Diferencia
			(%)		(%)
M1	115.74	116.77	0.89	116.89	0.99
M2	86.95	87.75	0.92	87.68	0.84
M3	54.70	55.95	2.29	55.78	1.97
M4	24.90	26.43	6.14	26.16	5.06
V1	14.68	11.82	24.20	11.27	30.26
V2	14.63	11.55	26.67	11.59	26.23
V3	13.74	11.00	24.91	11.28	21.81
V4	10.62	9.86	7.71	10.25	3.61
P1	7.00	5.95	17.65	5.73	22.16
P2	2.98	0.88	238.64	0.86	246.51
P3	4.44	1.88	136.17	1.97	125.38
P4	3.67	1.76	108.52	1.99	84.42
V5	6.76	6.23	8.51	6.24	8.33
V6	7.35	6.64	10.69	6.66	10.36
V7	7.67	6.89	11.32	6.89	11.32
V8	7.37	6.93	6.35	6.90	6.81
M5	117.26	117.27	0.01	117.38	0.10
M6	90.08	91.37	1.43	91.45	1.52
M7	60.87	62.16	2.12	62.25	2.27
M8	31.43	31.81	1.21	31.85	1.34

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.6.1.3: Diferencias de los esfuerzos axiales.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia (%)	Frame_02	Diferencia (%)
M1	26.33	35.77	35.85	35.61	35.24
M2	21.01	27.58	31.27	26.88	27.94
M3	15.64	19.13	22.31	18.48	18.16
M4	9.38	10.14	8.10	9.75	3.94
V1	8.80	9.02	2.50	9.20	4.55
V2	12.25	11.80	3.81	11.91	2.85
V3	9.79	9.53	2.73	9.62	1.77
V4	4.90	6.43	31.22	6.16	25.71
P1	104.52	97.54	7.16	97.69	6.99
P2	76.60	71.95	6.46	72.67	5.41
P3	49.32	47.04	4.85	47.73	3.33
P4	23.24	22.93	1.35	23.34	0.43
V5	7.18	5.90	21.69	5.93	21.08
V6	9.21	9.21	0.00	9.20	0.11
V7	9.43	10.35	9.76	10.40	10.29
V8	11.43	11.81	3.32	11.85	3.67
M5	69.15	66.69	3.69	66.70	3.67
M6	52.39	50.47	3.80	50.45	3.85
M7	35.05	33.83	3.61	33.79	3.73
M8	17.37	16.93	2.60	16.90	2.78

Fuente: Elaboración propia.

Las deformaciones verticales se evaluaron en el centro de las vigas y los valores en milímetros se muestran en la tabla 3.2.6.1.4, con mejores resultados para el caso de la modelación frame_01, especialmente en las vigas cortas.

Tabla 3.2.6.1.4: Deformaciones verticales en el centro de la viga.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia (%)	Frame_02	Diferencia (%)
V1	0.569648	0.589809	3.54	0.669163	17.47
V2	1.004123	1.024263	2.01	1.122927	11.83
V3	1.227309	1.252639	2.06	1.359169	10.74
V4	1.331867	1.362517	2.30	1.474758	10.73
V5	1.260639	1.771281	40.51	1.917531	52.11
V6	1.300650	1.797626	38.21	1.924629	47.97
V7	1.425541	1.903783	33.55	2.024542	42.02
V8	1.609379	1.951870	21.28	2.062618	28.16

Fuente: Elaboración propia.

Los periodos principales y el porcentaje de masas respectivas se presentan en las tablas 3.2.6.1.5 y 3.2.6.1.6. En este caso son necesarios dos periodos para acumular más del 90% de la masa de la estructura.

Tabla 3.2.6.1.5: Periodos principales de la estructura.

Modo	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_04	Diferencia
			(%)		(%)
1	0.054739	0.054127	1.13	0.058784	7.39
3	0.014703	0.014954	1.71	0.016483	12.11

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.6.1.6: Porcentaje de masa asociada al modo respectivo.

Modo	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_04	Diferencia
			(%)		(%)
1	74.9173	75.7119	1.06	75.1029	0.25
3	20.2810	17.4233	16.40	18.7791	8.00

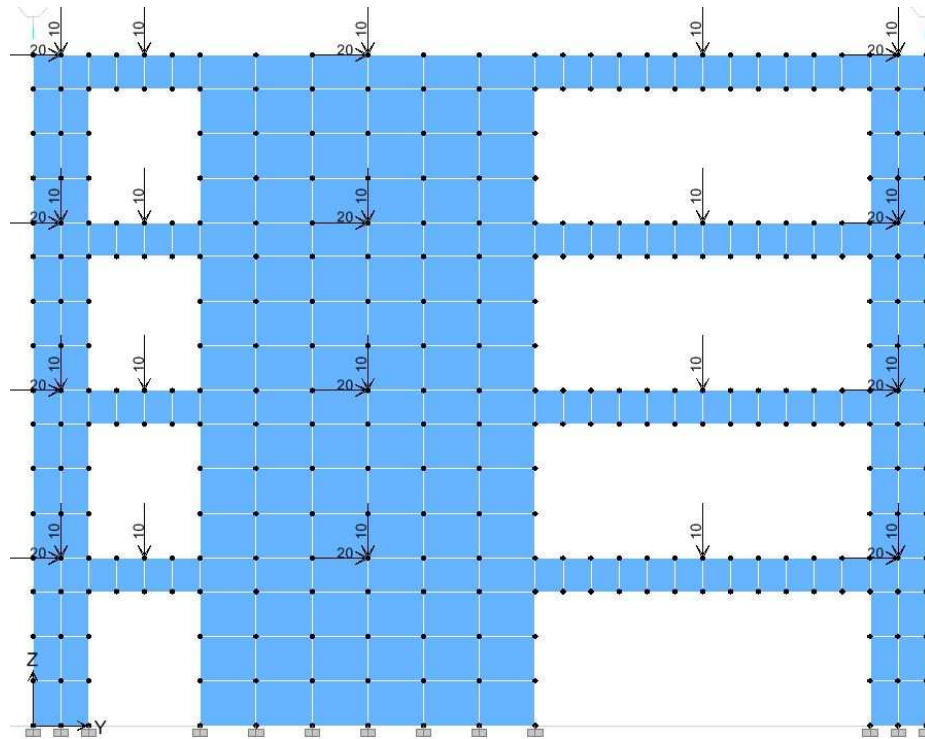
Fuente: Elaboración propia.

Como las principales diferencias de esfuerzos se presentan en el pilar, en el punto 3.2.6.2 se analizará el caso de dos pilares y un muro acoplados por vigas cortas y esbeltas, para comparar si las diferencias siguen siendo de consideración en los pilares.

3.2.6.2 Dos pilares y un muro unidos por una viga esbelta y por una viga corta.

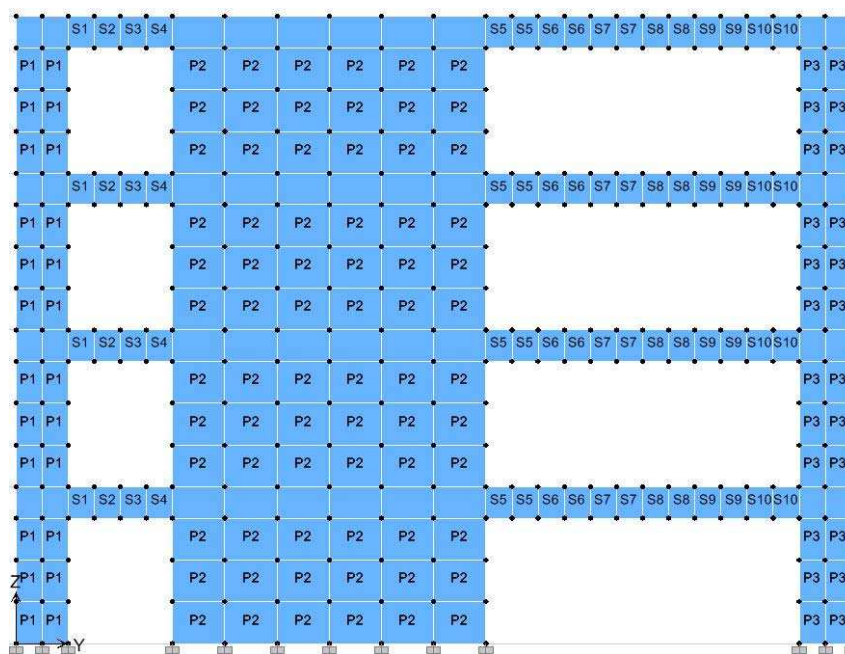
El segundo caso a analizar se invirtió la posición de los muros con los pilares, conservando las vigas, así como también las cargas, mallado y etiquetado. La modelación shell se denominó como shell_02, mientras que los modelos frame se les asignó los nombres frame_03 y frame_04. En las figuras 3.2.6.2.1 y 3.2.6.2.2 donde se presenta el modelo shell_02 con cargas sin etiquetas y sin cargas con etiquetas respectivamente.

Figura 3.2.6.2.1: Modelo de elementos shell_02 (Cargas).



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.2.6.2.2: Modelo de elementos shell_02 (Etiquetado).

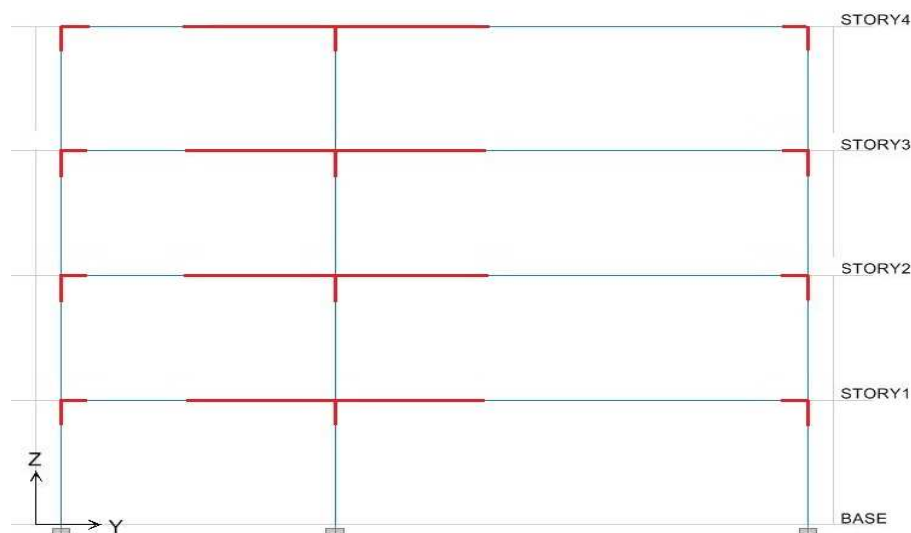


Fuente: Elaboración propia

En la figura 3.2.6.2.3 se presenta el modelo frame_01 indicando en rojo los cachos rígidos. Se ocultaron en la imagen las cargas para que no se interpongan con los cachos rígidos.

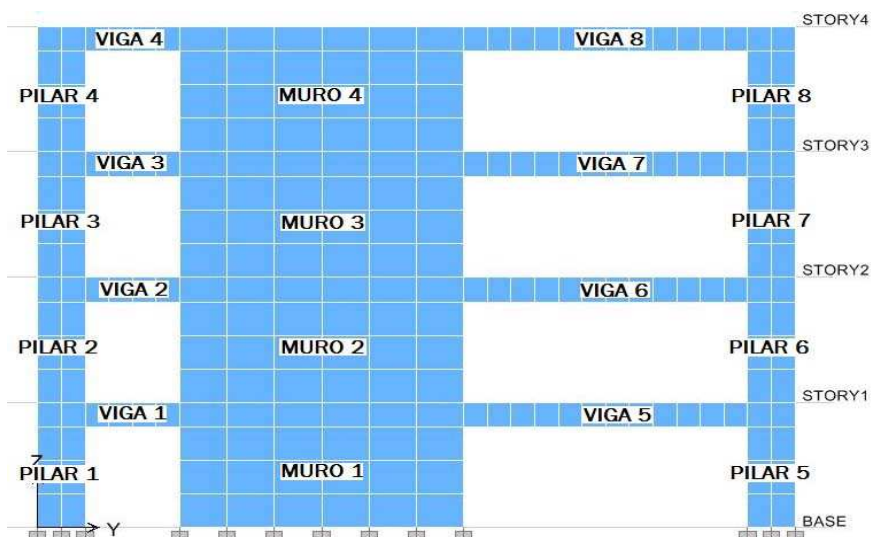
Análogamente al caso anterior los nombres de muros, pilares y vigas se presentan en la figura 3.2.6.2.4 y se ocuparán en forma resumida en las tablas de esfuerzos, por ejemplo el Pilar 1 se abrevia como P1, Muro 1 como M1, Viga 1 como V1, etc.

Figura 3.2.6.2.3: Modelo de elementos frame_01.



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.2.6.2.4: Nomenclatura de muros, pilares y vigas.



Fuente: Elaboración propia

Para los valores de esfuerzos de flexión, corte y axiales se consideraron sólo los valores máximos por elemento, plasmados en las tablas 3.2.6.2.1 a la 3.2.6.2.3 respectivamente.

Al evaluar los esfuerzos de flexión se observa que las diferencias disminuyeron considerablemente para el caso de los pilares al comparar las diferencias del caso anterior, mientras que para los muros y vigas no se ven cambios significativos.

Las diferencias de los esfuerzos de corte en los pilares también muestran una gran disminución, mientras que para muros y vigas esbeltas no se ven diferencias apreciables con el caso anterior, las vigas cortas mejoraron levemente sus diferencias en promedio.

En los esfuerzos axiales se aprecia que las diferencias en los pilares aumentaron considerablemente, mientras que los demás elementos muestran mejores resultados al comparar con el caso anterior, con diferencias que no superan el 12%.

Tabla 3.2.6.2.1: Diferencias de los esfuerzos de flexión.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_02	Diferencia
			(%)		(%)
P1	21.64	21.89	1.16	22.95	6.05
P2	9.08	7.06	28.61	5.43	67.22
P3	11.20	8.22	36.25	7.70	45.45
P4	10.37	11.58	11.67	10.34	0.29
V1	22.51	17.76	26.75	15.94	41.22
V2	26.69	21.43	24.55	19.85	34.46
V3	26.42	22.10	19.55	20.59	28.31
V4	18.00	20.02	11.22	18.89	4.94
M1	1197.76	1291.64	7.84	1317.80	10.02
M2	649.17	715.56	10.23	733.59	13.00
M3	261.53	295.19	12.87	306.56	17.22
M4	60.46	63.20	4.53	68.04	12.54
V5	14.87	12.86	15.63	12.52	18.77
V6	15.00	13.08	14.68	12.95	15.83
V7	14.97	12.91	15.96	12.80	16.95
V8	13.02	11.88	9.60	11.66	11.66
P5	23.80	23.29	2.19	24.79	4.16
P6	5.53	4.92	12.40	4.18	32.30
P7	5.28	5.13	2.92	4.71	12.10
P8	8.91	7.82	13.94	7.62	16.93

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.6.2.2: Diferencias de los esfuerzos de corte.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_02	Diferencia
			(%)		(%)
P1	11.84	11.18	5.90	10.65	11.17
P2	7.22	5.05	42.97	4.44	62.61
P3	9.30	6.66	39.64	6.01	54.74
P4	7.85	7.43	5.65	6.88	14.10
V1	25.70	21.46	19.76	19.72	30.32
V2	29.17	24.31	19.99	22.85	27.66
V3	28.86	24.72	16.75	23.34	23.65
V4	20.69	21.93	5.99	20.92	1.11
M1	216.08	217.64	0.72	218.14	0.95
M2	169.34	171.91	1.52	172.39	1.80
M3	106.44	109.71	3.07	110.29	3.62
M4	46.55	48.15	3.44	48.66	4.53
V5	7.43	6.65	11.73	6.65	11.73
V6	7.59	6.82	11.29	6.90	10.00
V7	7.58	6.81	11.31	6.89	10.01
V8	7.13	6.54	9.02	6.60	8.03
P5	12.08	11.18	8.05	11.22	7.66
P6	3.44	3.04	13.16	3.16	8.86
P7	4.26	3.63	17.36	3.70	15.14
P8	5.60	4.42	26.70	4.46	25.56

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.6.2.3: Diferencias de los esfuerzos axiales.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_02	Diferencia
			(%)		(%)
P1	24.42	12.42	96.62	6.83	257.54
P2	18.72	10.96	70.80	7.11	163.29
P3	9.55	6.65	43.61	4.26	124.18
P4	0.69	1.93	179.71	0.92	33.33
V1	15.38	13.87	10.89	13.80	11.45
V2	22.08	21.61	2.17	21.57	2.36
V3	18.55	20.77	11.97	20.86	12.45
V4	12.15	12.57	3.46	13.12	7.98
M1	154.68	145.59	6.24	139.79	10.65
M2	116.41	110.78	5.08	106.72	9.08
M3	74.84	73.30	2.10	70.77	5.75
M4	33.56	35.39	5.45	34.32	2.26
V5	11.36	11.86	4.40	11.94	5.11
V6	20.82	20.59	1.12	20.53	1.41
V7	21.33	20.79	2.60	20.77	2.70
V8	14.40	15.58	8.19	15.54	7.92
P5	69.74	66.83	4.35	67.04	4.03
P6	52.30	50.18	4.22	50.39	3.79
P7	34.71	33.36	4.05	33.49	3.64
P8	17.13	16.54	3.57	16.60	3.19

Fuente: Elaboración propia.

Se muestra en la tabla 3.2.6.2.4 los valores de las deformaciones, con diferencias más acentuadas en la viga corta, a comparar con el caso anterior, sin embargo estas diferencias disminuyen en altura. Para el caso de las vigas esbeltas las diferencias se redujeron a valores inferiores al 17%.

Los periodos y porcentaje de masa asociado se muestran en las tablas 3.2.6.2.5 y 3.2.6.2.6, para este caso el 90% de la masa de la estructura se obtiene al acumular los tres modos principales de vibración.

Tabla 3.2.6.2.4: Deformaciones verticales en el centro de la viga.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_02	Diferencia
			(%)		(%)
V1	0.229885	0.095033	141.90	0.136541	68.36
V2	0.480384	0.346956	38.46	0.407102	18.00
V3	0.533592	0.415698	28.36	0.475906	12.12
V4	0.490930	0.487714	0.66	0.548473	11.72
V5	1.555916	1.811939	16.45	2.085691	34.05
V6	2.152354	2.421921	12.52	2.716998	26.23
V7	2.372814	2.714513	14.40	3.015570	27.09
V8	2.730634	2.941950	7.74	3.262799	19.49

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.6.2.5: Periodos principales de la estructura.

Modo	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_04	Diferencia
			(%)		(%)
1	0.057834	0.058894	1.83	0.064081	10.80
2	0.017398	0.019319	11.04	0.020531	18.01
5	0.011393	0.013042	14.47	0.013655	19.85

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.6.2.6: Porcentaje de masa asociada al modo principal.

Modo	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_04	Diferencia
			(%)		(%)
1	76.1152	76.6787	0.74	76.1616	0.06
2	16.0271	11.3203	41.58	13.7077	16.92
5	2.5097	3.6024	43.54	2.4852	0.99

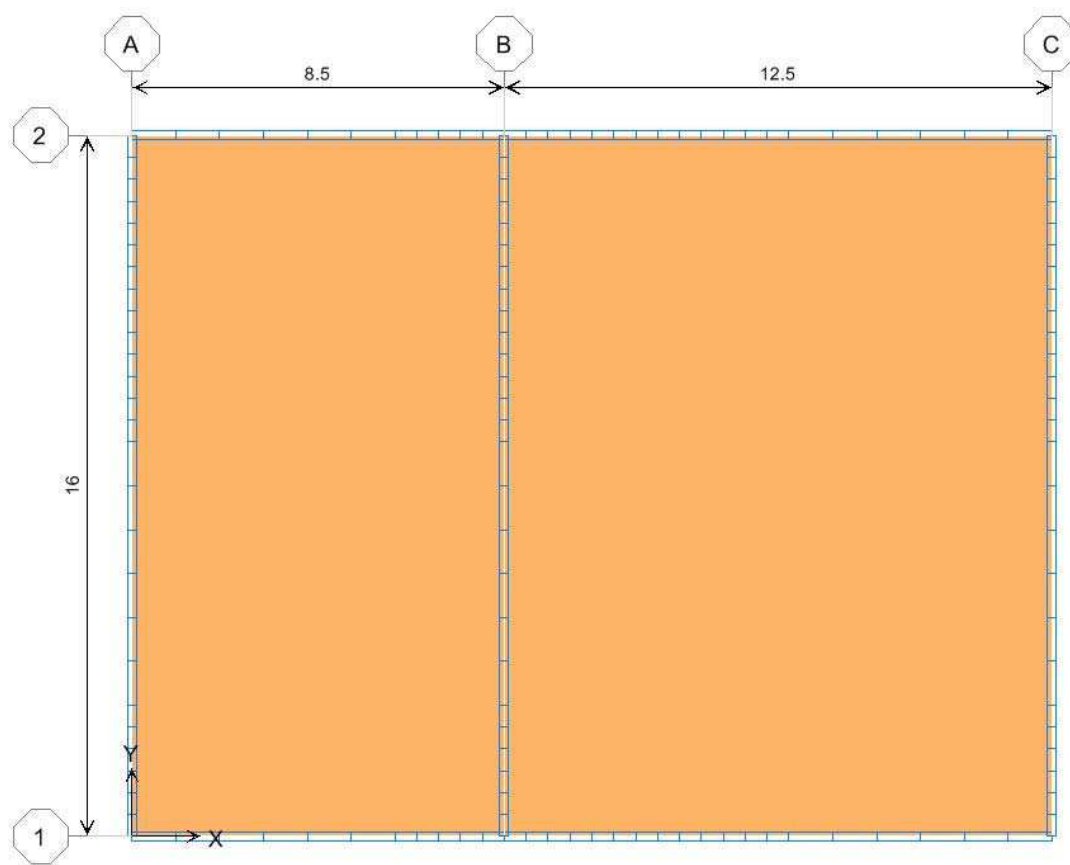
Fuente: Elaboración propia.

3.2.7 MODELACIÓN DE ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES.

Con las dos elevaciones del punto 3.2.6 se formó una estructura tridimensional de 4 niveles. En el eje X se dispusieron tres elevaciones (A, B y C) con la forma utilizada en el punto 3.2.6.2, mientras que en el eje Y se utilizaron dos elevaciones (1 y 2) con la geometría del punto 3.2.6.1. Las distancias entre los ejes se aprecian en la planta tipo de la figura 3.2.7.1, así como también la disposición de las elevaciones.

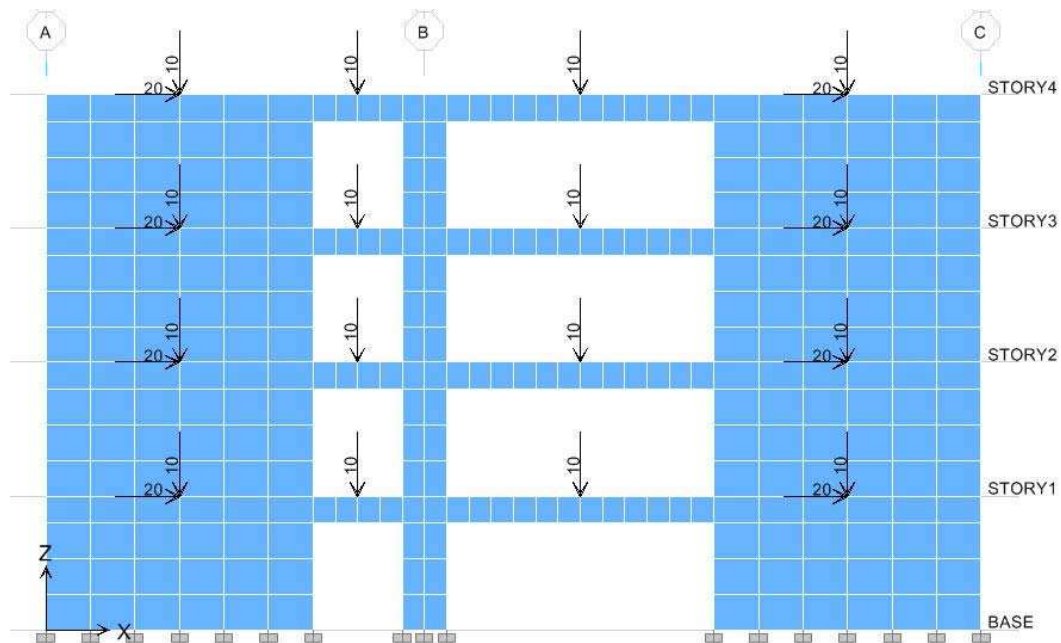
Respecto de las cargas se presentan en el modelo Shell_01 mediante las figuras 3.2.7.2 y 3.2.7.3, aunque el etiquetado no se incluyó para evitar que obstruyera la visualización de las cargas, sin embargo se utilizó el mismo criterio utilizado hasta ahora. Se incorporaron cargas puntuales también similares, y se agregó una carga de $0.25 \text{ [ton/m}^2\text{]}$ sobre las losas.

Figura 3.2.7.1: Planta tipo modelo Shell_01.



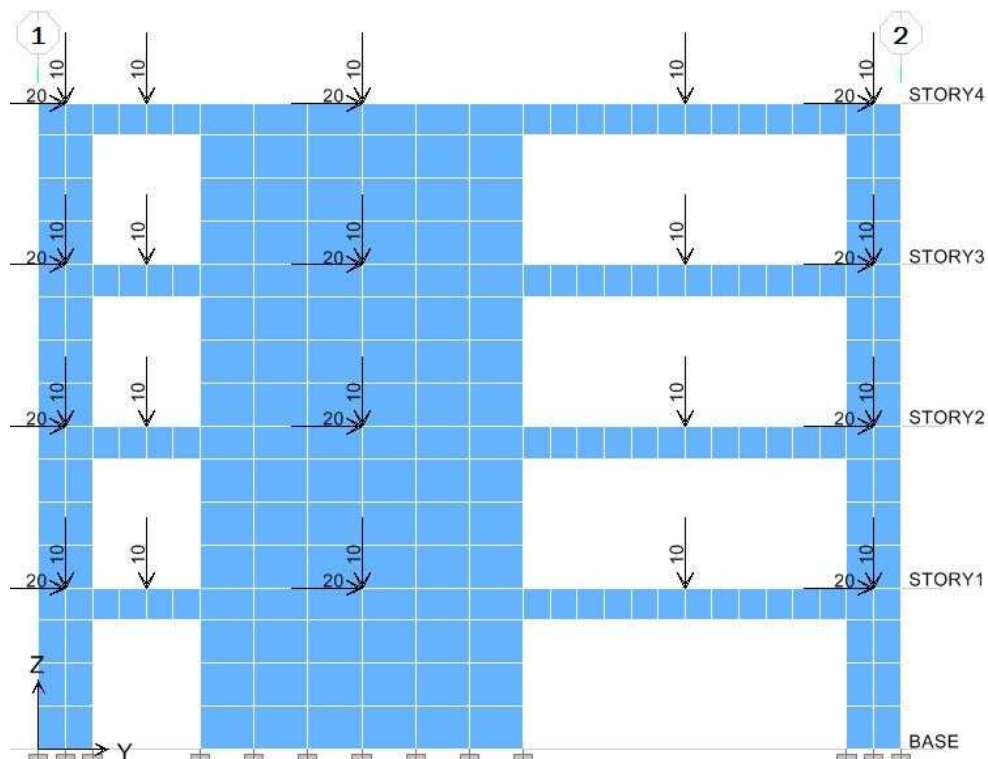
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.7.2: Elevaciones 1 y 2 del modelo Shell_01.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.7.3: Elevaciones A, B y C del modelo Shell_01.



Fuente: Elaboración propia.

Para la modelación frame se utilizaron los mismos criterios que para las modelaciones bidimensionales, con la salvedad de que en los encuentros de muros se debió incorporar vigas rígidas en ambos muros, proyectadas desde el eje del muro al borde de conexión con el otro muro, de modo de representar el vínculo entre ambos y respetar de mejor manera las compatibilidades verticales en los encuentros de estos elementos.

Para la asignación de cachos rígidos se utilizó la forma automática y la manual vista en los casos anteriores. Para las losas se asignó diafragmas de área en cada nivel de piso, ya que cumplen las condiciones descritas en el punto 2.1.4 del capítulo II de este trabajo.

Al correr los modelos se encontró que las diferencias aumentaban, principalmente porque el programa cambiaba arbitrariamente la longitud de los cachos rígidos en las vigas, independientemente de la forma asignada (manual o automática).

Se buscó un procedimiento alternativo que permitiera incorporar los cachos rígidos, sin que el programa altere las dimensiones ingresadas. El procedimiento obtenido se basa en utilizar una sección general con características de viga rígida, la cual es utilizada reemplazando la zona rígida del elemento.

Las condiciones de viga rígida están principalmente determinadas por su área, inercia y área de corte, valores que deben ser lo suficientemente elevados para transmitir los esfuerzos, pero no excesivos ya que generan errores en los modelos, por lo que mediante prueba y error se modificaron los parámetros geométricos y resistentes de la viga rígida, hasta obtener valores que permitan representar adecuadamente esta zona de rigidez.

Se muestra en la figuras 3.2.7.4 a la 3.2.7.6 los parámetros finales asignados a la viga rígida, donde la sensibilidad de estos es tal que cualquier cambio origina errores o bien no genera cambios significativos de esfuerzos y deformaciones.

Figura 3.2.7.4: Propiedades generales sección rígida.

The 'General Section' dialog box contains the following fields and controls:

- Section Name:** A text box containing 'RIGIDA'.
- Properties:** A button labeled 'Section Properties...'.
- Property Modifiers:** A button labeled 'Set Modifiers...'.
- Material:** A dropdown menu showing 'H30'.
- Dimensions:**
 - Depth (t3):** A text box containing '50'.
 - Width (t2):** A text box containing '0.1'.
- Grid:** A coordinate grid with a vertical axis labeled '2' and a horizontal axis labeled '3'.
- Display Color:** A checkbox with a red square indicator.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.7.5: Propiedades especiales sección rígida.

The 'Property Data' dialog box displays the following properties for the 'RIGIDA' section:

Section Name		RIGIDA	
Properties			
Cross-section (axial) area	5	Section modulus about 3 axis	41.6667
Torsional constant	0.0166	Section modulus about 2 axis	0.0833
Moment of Inertia about 3 axis	1041.6667	Plastic modulus about 3 axis	62.5
Moment of Inertia about 2 axis	4.167E-03	Plastic modulus about 2 axis	0.125
Shear area in 2 direction	50	Radius of Gyration about 3 axis	14.4338
Shear area in 3 direction	50	Radius of Gyration about 2 axis	0.0289

Buttons: 'OK' and 'Cancel' at the bottom.

Fuente: Elaboración propia.

A pesar de que las propiedades podrían obtenerse en una viga rectangular de grandes dimensiones, se deben definir en una sección general e indicar las propiedades una a una, debido a que las áreas necesarias para dar rigidez suficiente generan errores si se ingresa de la forma estándar.

Debido a que los tramos rígidos de las vigas están al interior de muros y pilares, estos no deben tener masa ni peso para no sumar cargas inexistentes en el modelo, como se aprecia en la figura 3.2.7.6.

Figura 3.2.7.6: Factores de modificación sección rígida.

Analysis Property Modification Factors

Property Modifiers	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	0
Weight	0

OK Cancel

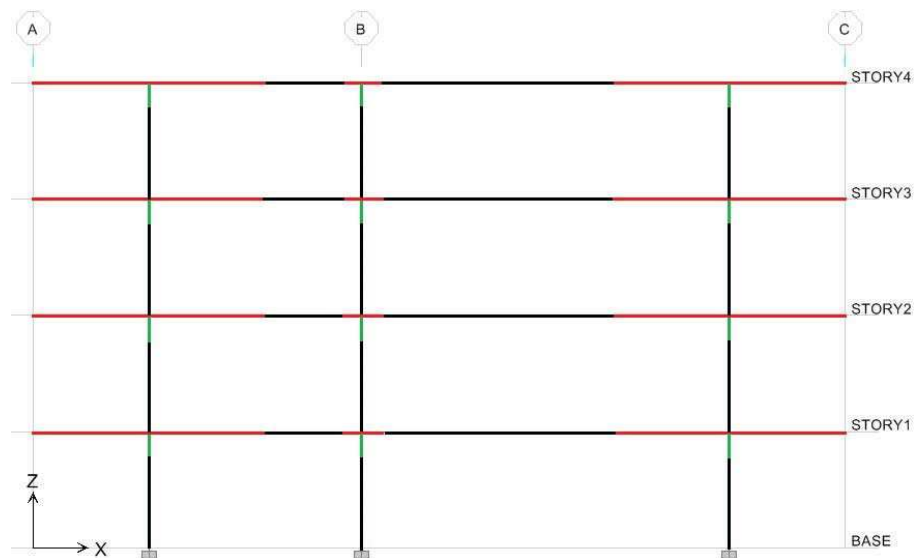
Fuente: Elaboración propia.

Se procedió a dividir las vigas en los puntos de encuentro con el muro o pilar, la zona que se genera al interior de este último se asigna como viga rígida, mientras que a muros y pilares se asignó de forma manual indicando la longitud del extremo rígido, que en este caso es de 0.6 [m], ya que las vigas poseen esa altura.

Como ejemplo se presenta la elevación 1 del modelo Frame_01 en la figura 3.2.7.7, donde se aprecia en rojo las vigas rígidas, en verde los tramos de cachos rígidos de muros y pilares, y en negro los tramos sin intervención. La nomenclatura de vigas, pilares y muros se definió de acuerdo a la figura 3.2.7.8.

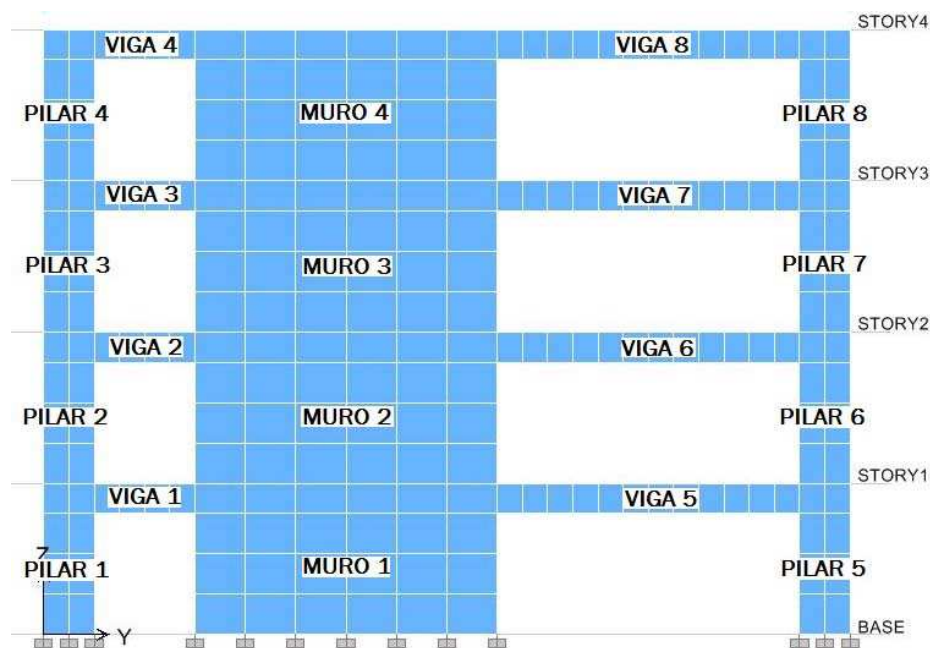
De forma similar a los casos bidimensionales se incluyó un segundo modelo, Frame_02, con penetración de los elementos del 25%, reduciéndose así la longitud de los cachos rígidos y flexibilizándose la estructura.

Figura 3.2.7.7: Elevación 1 modelo Frame_01.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.7.8: Nomenclatura de vigas, pilares y muros elevación B.



Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 3.2.7.1 se muestran las deformaciones en el punto central de las vigas de la elevación “B” para no extender la presentación del caso, mientras que en las tablas 3.2.7.2 a la 3.2.7.4 se presentan en valor absoluto los esfuerzos máximos de la elevación “B”.

Tabla 3.2.7.1: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevación B.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_02	Diferencia
			(%)		(%)
Viga 1	0.023179	0.033528	44.65	0.010120	129.04
Viga 2	0.032409	0.038139	17.68	0.017337	86.94
Viga 3	0.115473	0.110028	4.95	0.057417	101.11
Viga 4	0.173519	0.128535	35.00	0.072793	138.37
Viga 5	1.188005	1.346715	13.36	1.480065	24.58
Viga 6	1.622017	1.767237	8.95	1.913419	17.97
Viga 7	1.810281	1.986469	9.73	2.136004	17.99
Viga 8	2.024850	2.192152	8.26	2.369449	17.02

Fuente: Elaboración propia.

Las deformaciones se acercan bastante para las vigas esbeltas en la modelación frame_01, es decir, las vigas 5, 6, 7, 8; pero no en lo referente a las vigas cortas. En la modelación frame_02 las diferencias aumentan para todos los casos.

Tabla 3.2.7.2: Diferencias de los esfuerzos de flexión elevación B.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_02	Diferencia
			(%)		(%)
Pilar 1	18.76	18.97	1.12	20.32	8.32
Pilar 2	13.70	16.38	19.56	14.52	5.99
Pilar 3	13.18	16.31	23.75	14.55	10.39
Pilar 4	12.44	17.45	40.27	15.62	25.56
Viga 1	15.31	14.02	9.20	13.60	12.57
Viga 2	17.37	16.86	3.02	16.37	6.11
Viga 3	15.96	16.39	2.69	15.78	1.14
Viga 4	12.24	14.18	15.85	13.54	10.62
Muro 1	893.06	1016.71	13.85	1032.05	15.56
Muro 2	421.85	482.28	14.32	493.81	17.06
Muro 3	127.22	152.67	20.00	162.83	27.99
Muro 4	70.87	73.83	4.18	69.80	1.53
Viga 5	10.02	8.70	15.17	8.46	18.44
Viga 6	10.38	9.45	9.84	9.21	12.70
Viga 7	9.91	9.23	7.37	8.90	11.35
Viga 8	8.79	7.94	10.71	7.49	17.36
Pilar 5	17.88	18.79	5.09	20.24	13.20
Pilar 6	12.00	14.52	21.00	13.11	9.25
Pilar 7	11.41	14.74	29.18	13.45	17.88
Pilar 8	15.20	19.24	26.58	17.54	15.39

Fuente: Elaboración propia.

Se aprecia que en las vigas la aproximación es más cercana que para muros y pilares, lo cual es beneficioso ya que la flexión generalmente es la que controla el diseño de las vigas. Las variaciones mejoraron respecto a lo observado en el modelo bidimensional, pero siguen siendo importantes si analizamos los pilares. El promedio de las diferencias del modelo frame_01 es de un 14.64%, mientras que en el frame_02 es de 12.92%.

Tabla 3.2.7.3: Diferencias de los esfuerzos de corte elevación B.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_02	Diferencia
			(%)		(%)
Pilar 1	20.26	13.15	54.07	12.94	56.57
Pilar 2	17.63	13.68	28.87	13.56	30.01
Pilar 3	16.81	13.43	25.17	13.28	26.58
Pilar 4	14.94	13.40	11.49	13.06	14.40
Viga 1	30.32	22.47	34.94	21.89	38.51
Viga 2	34.43	26.32	30.81	25.66	34.18
Viga 3	32.06	25.44	26.02	24.59	30.38
Viga 4	26.14	21.56	21.24	20.61	26.83
Muro 1	199.14	209.33	5.12	210.60	5.75
Muro 2	146.65	150.72	2.78	151.20	3.10
Muro 3	88.21	91.56	3.80	92.14	4.46
Muro 4	26.89	28.93	7.59	30.12	12.01
Viga 5	13.30	10.07	32.08	9.92	34.07
Viga 6	13.44	10.77	24.79	10.60	26.79
Viga 7	12.62	10.59	19.17	10.35	21.93
Viga 8	13.34	9.58	39.25	9.29	43.60
Pilar 5	18.08	12.92	39.94	12.84	40.81
Pilar 6	13.60	12.43	9.41	12.60	7.94
Pilar 7	12.84	11.99	7.09	12.08	6.29
Pilar 8	15.82	14.22	11.25	14.00	13.00

Fuente: Elaboración propia.

Las diferencias para el caso del corte son de importancia, a excepción de los muros donde el promedio sólo alcanza el 4.82%. Pero el caso de las vigas 1, 2, 3 y 4 las diferencias superan el 20% y el diseño al tratarse de vigas cortas podría eventualmente estar controlado por el esfuerzo de corte, por lo que al término de la presentación de este caso se analizarán modelos más pequeños, para aislar y buscar elementos o condiciones que estén interfiriendo negativamente en las modelaciones.

Tabla 3.2.7.4: Diferencias de los esfuerzos axiales elevación B.

Elemento	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_02	Diferencia
			(%)		(%)
Pilar 1	43.51	27.54	57.99	28.25	54.02
Pilar 2	23.27	13.73	69.48	13.91	67.29
Pilar 3	20.16	9.15	120.33	9.15	120.33
Pilar 4	13.60	2.12	541.51	1.49	812.75
Viga 1	48.58	27.90	74.12	26.57	82.84
Viga 2	56.51	37.01	52.69	35.40	59.63
Viga 3	51.31	36.68	39.89	34.82	47.36
Viga 4	38.68	33.99	13.80	32.28	19.83
Muro 1	282.84	267.73	5.64	266.64	6.08
Muro 2	210.96	202.25	4.31	201.33	4.78
Muro 3	136.44	132.75	2.78	132.04	3.33
Muro 4	64.94	64.41	0.82	64.12	1.28
Viga 5	45.62	36.65	24.47	35.05	30.16
Viga 6	46.95	40.66	15.47	39.10	20.08
Viga 7	44.54	39.36	13.16	37.18	19.80
Viga 8	37.85	31.52	20.08	28.47	32.95
Pilar 5	72.06	61.05	18.03	61.31	17.53
Pilar 6	62.74	49.52	26.70	50.16	25.08
Pilar 7	44.65	33.37	33.80	34.42	29.72
Pilar 8	35.25	20.94	68.34	22.69	55.35

Fuente: Elaboración propia.

Las mayores diferencias en el esfuerzo axial se generan en los pilares donde el efecto axial podría controlar el diseño de estos elementos. Los periodos y las masas asociadas a estos se presentan en las tablas 3.2.7.5 a la 3.2.7.7 respectivamente. Se resaltan en naranja los periodos principales de traslación en X e Y.

Tabla 3.2.7.5: Periodos principales de la estructura.

Modo	Shell_01	Frame_01	Diferencia	Frame_02	Diferencia
			(%)		(%)
1	0.163385	0.168423	3.08	0.182191	11.51
2	0.153856	0.152604	0.82	0.164197	6.72
3	0.110247	0.114297	3.67	0.123713	12.21
4	0.047492	0.047360	0.28	0.052602	10.76
5	0.042918	0.041917	2.39	0.046652	8.70
6	0.032754	0.032971	0.66	0.036657	11.92
7	0.025764	0.025437	1.29	0.028613	11.06
8	0.023135	0.022575	2.48	0.025409	9.83
9	0.019412	0.019217	1.01	0.021727	11.93
10	0.018074	0.018064	0.06	0.020332	12.49
11	0.017686	0.017283	2.33	0.019549	10.53
12	0.013830	0.013872	0.30	0.015690	13.45

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.6: Porcentaje de masa asociada traslacional eje X.

Modo	Shell_01	Frame_01	Diferencia (%)	Frame_02	Diferencia (%)
1	1.2385	0.3922	215.78	0.2564	383.03
2	75.4951	77.3257	2.42	77.5228	2.69
3	0.9266	0.5856	58.23	0.4294	115.79
4	0.0166	0.0085	95.29	0.0076	118.42
5	18.2024	17.7909	2.31	17.8456	2.00
6	0.0005	0.0033	560.00	0.0042	740.00
7	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
8	3.4860	3.2952	5.79	3.3302	4.68
9	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
10	0.0018	0.0055	205.56	0.0055	205.56
11	0.6315	0.5920	6.67	0.5970	5.78
12	0.0011	0.0012	9.09	0.0013	18.18

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.7: Porcentaje de masa asociada traslacional eje Y.

Modo	Shell_01	Frame_01	Diferencia (%)	Frame_02	Diferencia (%)
1	77.7093	78.6982	1.27	78.6968	1.27
2	1.3494	0.4365	209.14	0.2907	364.19
3	0.0148	0.0169	14.19	0.0277	87.16
4	16.4556	16.6617	1.25	16.7006	1.49
5	0.0074	0.0027	174.07	0.0024	208.33
6	0.0191	0.0220	15.18	0.0227	18.85
7	3.7023	3.5080	5.54	3.5949	2.99
8	0.0000	0.0001	0.00	0.0001	0.00
9	0.7323	0.6443	13.66	0.6541	11.96
10	0.0082	0.0081	1.23	0.0085	3.66
11	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
12	0.0016	0.0015	6.67	0.0016	0.00

Fuente: Elaboración propia.

Se podría indicar que la modelación frame_01 se aproxima de mejor manera a la modelación shell, es decir, la reducción de los cachos rígidos no mejora los resultados, salvo levemente al evaluar el promedio de los valores en flexión, además se observa que los periodos principales y las masas asociadas a estos (destacados en naranja), presentan diferencia menores al 4%.

El segundo modelo tridimensional analizado consta de muros, vigas cortas y esbeltas con dimensiones de los elementos idénticas a las utilizadas hasta ahora. Se dejó de lado los pilares para analizar si el efecto de estos era el que impedía que los esfuerzos se acerquen de mejor manera entre las modelaciones shell y frame. Por simplicidad se dispusieron elevaciones sólo en los bordes de la estructura.

Se observó además que algunos elementos disminuían o aumentan las diferencias al ir subiendo de piso, por lo cual se desarrollará un tercer modelo de 8 niveles en base a muros y vigas que incluirá una elevación en el centro de la estructura, de forma similar al primer modelo tridimensional. Finalmente se realizará un cuarto modelo en base a pilares y vigas con 8 niveles y con una elevación central, sin incluir el efecto de muros, abarcando de esta manera las dos configuraciones principales de edificios.

El modelo shell se llamará shell_02 para diferenciarlo del caso anterior y siguiendo la misma secuencia los modelos frame serán el frame_03 y frame_04. No se utilizarán cargas puntuales, ya que sólo se cargarán las losas con carga muerta igual a $0.05 \text{ [ton/m}^2\text{]}$ y carga viva de $0.2 \text{ [ton/m}^2\text{]}$, ambas en dirección gravitacional; el efecto de cargas horizontales se evaluará mediante un análisis sísmico estático y modal espectral.

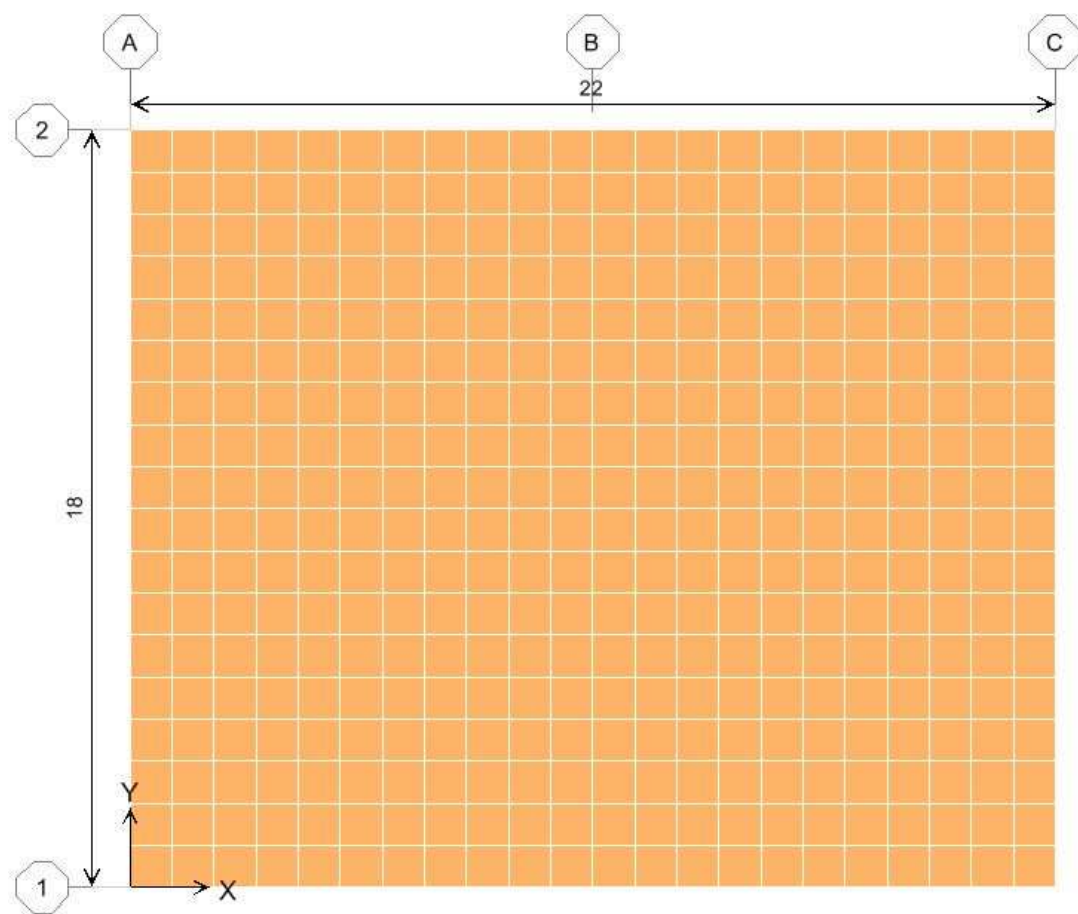
Para la comparación de los esfuerzos en los elementos se analizarán los estados puros, es decir, carga muerta (D), carga viva (L), sismo en X (S_x) y sismo en Y (S_y), estos últimos ingresados de forma estática y espectral.

Se evaluó la sensibilidad del mallado manual con el automático, no presentando diferencias de consideración pero si en la visualización de esfuerzos y deformaciones en las vigas, por lo que el mallado manual de muros se simplificó y el de vigas se conservó. Luego cada elemento se malló de manera automáticamente con un tamaño máximo de 0.5 [m] en cada dirección, al igual que para la losa, sin embargo esta última no se malló manualmente.

El mallado automático de la losa tipo se muestra en la figura 3.2.7.9, en las figuras 3.2.7.10 y 3.2.7.11 se aprecia el mallado manual y automático respectivo de las elevaciones 1 y 2, además de incluir en esta última la nomenclatura para las tablas de esfuerzos y deformaciones. De forma análoga, el mallado de las elevaciones A y C se presenta en la figuras 3.2.7.12 y 3.2.7.13.

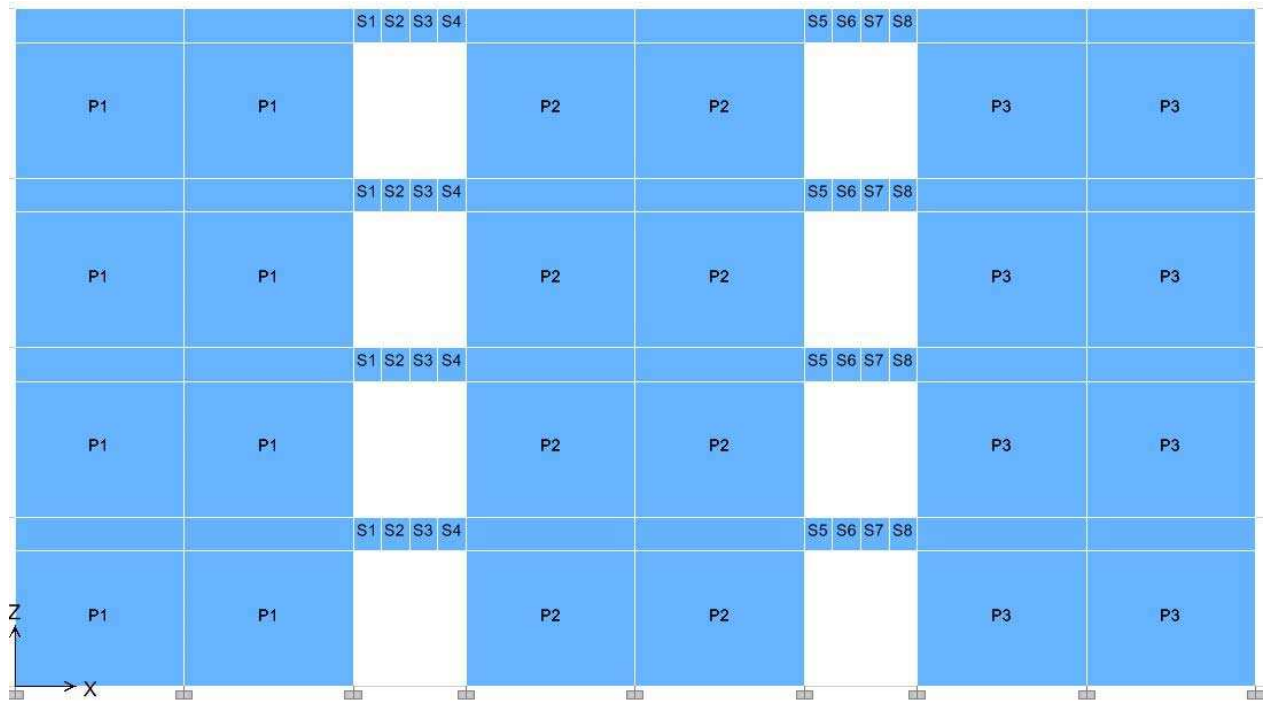
Como observación las etiquetas de piers y sapndrels de la figura 3.2.7.10 corresponden a la elevación 1, y sólo comparte similitud con la elevación 2 la forma y el mallado, ya que una misma etiqueta no pueden utilizarse en distintas elevaciones. Esta situación es análoga a la figura 3.2.7.12 donde se presenta el etiquetado de la elevación A, a pesar de que la configuración del mallado corresponde a las elevaciones A y C.

Figura 3.2.7.9: Mallado automático losa tipo y sus dimensiones.



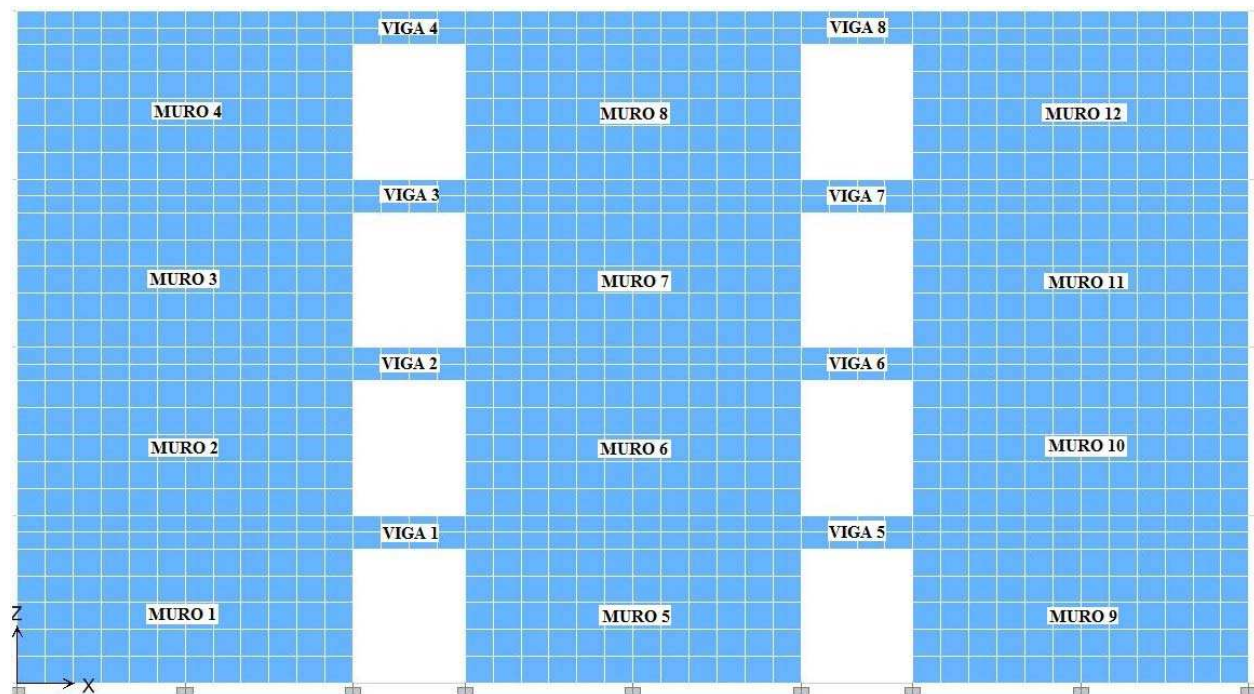
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.7.10: Mallado manual elevaciones 1 y 2, más el etiquetado elevación 1.



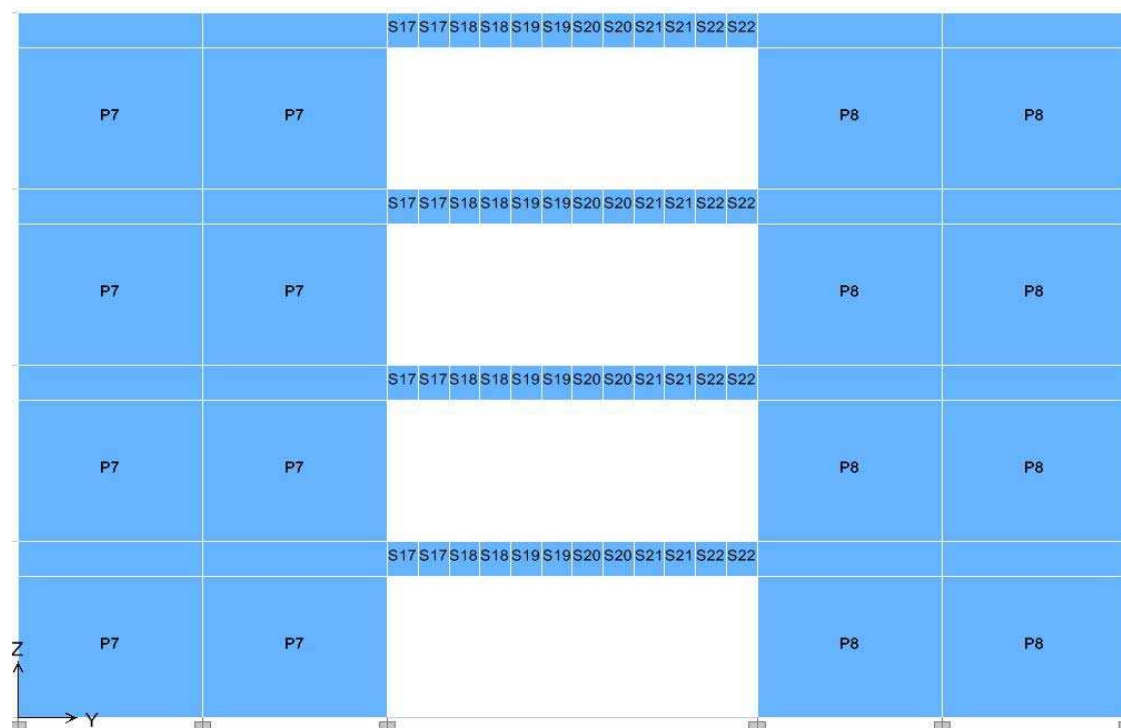
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.7.11: Mallado automático elevaciones 1 y 2, más los nombres de vigas y muros elevación 1.



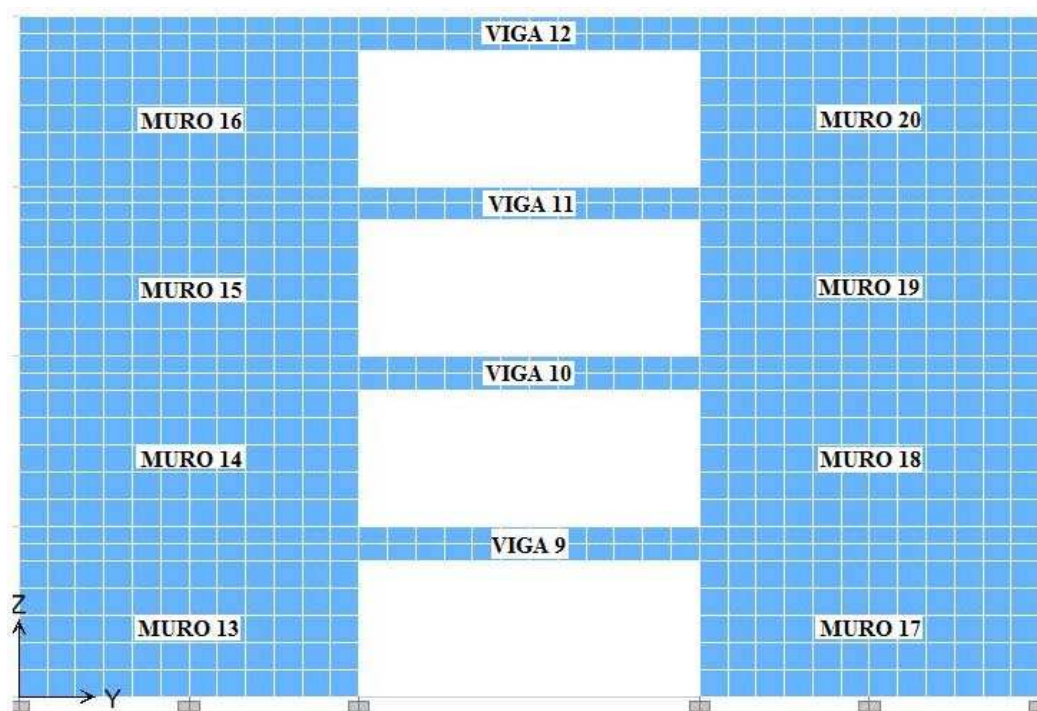
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.7.12: Mallado manual elevaciones A y C, más el etiquetado elevación A.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.2.7.13: Mallado automático elevaciones A y C, más los nombres de vigas y muros elevación A.



Fuente: Elaboración propia.

En el Anexo B se presentan las tablas de esfuerzos de las elevaciones 1 y A, ya que al ser una estructura simétrica los valores de las elevaciones 2 y C son los mismos que para las elevaciones 1 y A respectivamente.

Al analizar los esfuerzos de flexión se observa que en promedio la diferencia entre la modelación shell_02 y frame_03 es inferior al 20% para el peso propio y la sobrecarga, mientras que la reducción de cachos rígidos del modelo frame_04 no mejora los resultados, salvo en algunos elementos, sin embargo esta reducción no es significativa y además concentra los errores en algunos elementos, mientras que la modelación frame_03 los errores se reparten de forma más homogénea.

Para el caso sísmico, se analizaron las dos direcciones principales, obteniéndose que las diferencias de los momentos máximos son menores al 20% si vienen producto del sismo en la dirección principal del elemento, salvo los muros del último piso producto del sismo en dirección del eje Y donde la diferencia entre las modelaciones es de un 66.69%, sin embargo para estos elementos el momento máximo se produce por la carga muerta, con sólo un 13.70% de diferencia.

Al analizar los esfuerzos de corte, se aprecia que las diferencias entre las modelaciones aumentan por sobre el 30% en promedio para la carga muerta y viva. Sin embargo el corte máximo se genera para casi todos los elementos por el sismo en su dirección principal, donde las diferencias en promedio alcanzan un 2.64% y 2.12% para el sismo en X e Y respectivamente. Respecto de las vigas esbeltas de las elevaciones A y B el corte máximo lo produce la carga muerta, con una diferencia promedio entre las modelaciones de un 16.10% (Frame_03) y 15.48% (Frame_04)

Las diferencias entre las modelaciones al analizar los esfuerzos axiales para prácticamente todos los elementos, no superan el 8% en promedio para las cargas vivas y muertas. En el caso de los sismos las diferencias aumentan considerablemente, pero los valores máximos son muy pequeños si los comparamos con los generados por las cargas estáticas. Las diferencias más importantes están en las vigas esbeltas, sin embargo la carga axial en estos elementos no controla el diseño.

Debido a que el análisis sísmico del edificio que se presentará en el capítulo siguiente se realizará de acuerdo a la normativa chilena vigente, no se puede efectuar de forma estática ya que el edificio posee más de 4 pisos. Por lo que se realizó un análisis dinámico modal espectral para comparar si los promedios de las diferencias de esfuerzos en las modelaciones mejoraban.

Para los esfuerzos de flexión se obtuvieron mejoras leves en gran parte de los casos, ya que sólo el sismo en el eje Y para las elevaciones A y C provocó un aumento de las diferencias. Para el esfuerzo de corte las diferencias aumentaron, pero muy poco si la dirección del sismo coincidía con la dirección principal del elemento, mientras que en sentido inverso las diferencias se acercaban. Esta última situación se repite al revisar los esfuerzos axiales.

Al analizar los mayores esfuerzos en los elementos, la modelación frame entrega valores superiores a los obtenidos por la modelación shell para la mayor parte de los casos. A pesar de que algunos valores máximos de la modelación frame son menores a la shell, las diferencias no superan 10%, con excepción de la flexión de las vigas cortas de las elevaciones 1 y 2, sin embargo al ser vigas sísmicas el diseño estaría controlado por el corte con diferencias menores al 7%

En las tablas 3.2.7.8 a la 3.2.7.10 se presentan los periodos y las masas asociadas a estos, presentándose diferencias muy pequeñas en los dos periodos principales asociados a cada eje, los que acumulan más del 90% de la masa de la estructura en cada caso.

Tabla 3.2.7.8: Periodos principales de la estructura.

Modo	Shell_02	Frame_03	Diferencia	Frame_04	Diferencia
			(%)		(%)
1	0.138008	0.135692	1.71	0.144725	4.87
2	0.097875	0.095232	2.78	0.104532	6.80
4	0.039529	0.038217	3.43	0.042473	7.45
5	0.030577	0.029621	3.23	0.033057	8.11

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.9: Porcentaje de masa asociada traslacional eje X.

Modo	Shell_02	Frame_03	Diferencia	Frame_04	Diferencia
			(%)		(%)
2	79.8808	82.6290	3.44	82.5747	3.37
5	14.1313	13.8241	2.22	13.8323	2.16

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.10: Porcentaje de masa asociada traslacional eje Y.

Modo	Shell_02	Frame_03	Diferencia	Frame_04	Diferencia
			(%)		(%)
1	76.4161	78.6704	2.95	78.9027	3.25
4	17.3744	17.6222	1.43	17.3820	0.04

Fuente: Elaboración propia.

Para la deformación se evaluó en el centro de las vigas, la carga que produce las mayores deformaciones verticales es la carga muerta, los valores en milímetros se muestran en la tabla 3.2.7.11, donde la modelación frame sin reducción de cachos rígidos presenta los mejores resultados de aproximación a la modelación shell, con un comportamiento más cercano en vigas esbeltas que en vigas cortas.

Tabla 3.2.7.11: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevaciones 1 y A.

Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia	Frame_04	Diferencia
			(%)		(%)
Viga 1	0.136176	0.168646	23.84	0.177417	30.29
Viga 2	0.249589	0.277730	11.27	0.288330	15.52
Viga 3	0.321629	0.348901	8.48	0.361466	12.39
Viga 4	0.376997	0.387560	2.80	0.406780	7.90
Viga 5	0.136176	0.168646	23.84	0.177417	30.29
Viga 6	0.249589	0.277730	11.27	0.288330	15.52
Viga 7	0.321629	0.348901	8.48	0.361466	12.39
Viga 8	0.376997	0.387560	2.80	0.406780	7.90
Viga 9	0.569159	0.624697	9.76	0.716238	25.84
Viga 10	0.666988	0.736928	10.49	0.837855	25.62
Viga 11	0.726967	0.809103	11.30	0.918390	26.33
Viga 12	0.871949	0.866971	0.57	1.006267	15.40

Fuente: Elaboración propia.

Como paso siguiente se evaluó que sucede al aumentar el número de pisos para la misma configuración de muros y vigas, llevando la estructura a 8 niveles. Se incluyó una elevación central en el eje B, idéntica a las elevaciones A y C del caso anterior.

Los esfuerzos máximos para prácticamente todos los elementos y niveles se obtienen producto de los esfuerzos sísmicos espectrales en la dirección principal del elemento, es decir, para las elevaciones numéricas se generan producto del sismo en dirección X, mientras que en las elevaciones con letras se consiguen con el sismo en la dirección Y.

Por lo anterior se presentan tabulados en el anexo C los valores absolutos de los esfuerzos producto del sismo en la dirección principal del elemento.

Los mejores resultados se obtuvieron con la modelación frame sin reducción de cachos rígidos, por lo que el análisis se centrará en esta, sin embargo la presentación de los valores en el anexo C incluirá la comparación de ambas modelaciones frame con la modelación shell.

En el caso de la flexión, las diferencias en muros disminuyeron especialmente en aquellos que están unidos por vigas esbeltas. Para las vigas cortas aumentaron levemente las diferencias, el promedio pasó de un 12.92% a un 15.35%. En las vigas esbeltas, se obtuvieron las menores diferencias, con un promedio de 7.19%.

Al analizar los esfuerzos de corte, la excelente similitud entre las modelaciones shell y frame se mantiene en todos los elementos con una diferencia promedio que no supera el 4%.

Se incluye para la carga axial el análisis del sismo en ambos ejes, ya que los esfuerzos máximos no quedan definidos por la dirección principal del elemento, como sucede para los esfuerzos de flexión y de corte. Sin embargo no se incluyó el efecto del sismo en X para la elevación B, ya que los valores eran inferiores a 0.01 [ton].

Las diferencias de los esfuerzos axiales en muros se redujeron considerablemente en aquellos acoplados por vigas esbeltas, mientras que para muros unidos por vigas cortas las diferencias en promedio se mantienen. Respecto de las vigas cortas las diferencias disminuyen, y en las vigas esbeltas aumentan levemente.

Respecto de los periodos y masas asociadas las diferencias siguen siendo pequeñas para los modos principales de traslación, que en este caso se necesitan 3 modos por eje para acumular más del 90% de la masa de la estructura, como se aprecia en las figuras 3.2.7.12 a la 3.2.7.14.

Tabla 3.2.7.12: Periodos principales de la estructura.

Modo	Shell_03	Frame_05	Diferencia	Frame_06	Diferencia
			(%)		(%)
1	0.308311	0.297026	3.80	0.313503	1.68
2	0.226028	0.217854	3.75	0.238492	5.51
4	0.077253	0.074273	4.01	0.080900	4.72
5	0.067992	0.065631	3.60	0.072599	6.78
7	0.037126	0.035646	4.15	0.039540	6.50
8	0.035919	0.034802	3.21	0.038895	8.29

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.13: Porcentaje de masa asociada traslacional eje X.

Modo	Shell_03	Frame_05	Diferencia	Frame_06	Diferencia
			(%)		(%)
1	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
2	75.9875	77.8961	2.51	77.9362	2.56
4	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
5	14.2076	13.9018	2.20	13.7529	3.31
7	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
8	4.7892	4.6240	3.57	4.6758	2.43

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.14: Porcentaje de masa asociada traslacional eje Y.

Modo	Shell_03	Frame_05	Diferencia	Frame_06	Diferencia
			(%)		(%)
1	70.1058	71.7431	2.34	71.8442	2.48
2	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
4	19.1631	19.0405	0.64	19.0140	0.78
5	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
7	5.5346	5.5097	0.45	5.4576	1.41
8	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00

Fuente: Elaboración propia.

El caso de las deformaciones en el punto central de las vigas, se efectuó analizando el efecto de la carga muerta, para poder comparar con el caso anterior; los valores absolutos se presentan en la tabla 3.2.7.15.

Para vigas esbeltas y cortas hay una considerable disminución de diferencias porcentuales entre la modelación shell y frame sin reducción de cachos rígidos. Además al ir aumentando el número de pisos de la estructura las diferencias se hacen más pequeñas, de igual forma como se detalló para la estructura de 4 niveles. Las celdas en color verde indican que la modelación frame entrega valores mayores que la modelación shell y si sucede lo contrario se muestran en naranja.

Tabla 3.2.7.15: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevaciones 1 y 2.

Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia	Frame_06	Diferencia
			(%)		(%)
V1	0.198126	0.236081	19.16	0.237966	20.11
V2	0.392485	0.434509	10.71	0.435181	10.88
V3	0.560585	0.606465	8.18	0.606318	8.16
V4	0.701692	0.750268	6.92	0.749665	6.84
V5	0.814664	0.864772	6.15	0.863845	6.04
V6	0.898931	0.949250	5.60	0.947941	5.45
V7	0.953483	1.003316	5.23	1.001654	5.05
V8	0.986597	1.027922	4.19	1.027117	4.11
V9	0.198126	0.236081	19.16	0.237966	20.11
V10	0.392485	0.434509	10.71	0.435181	10.88
V11	0.560585	0.606465	8.18	0.606318	8.16
V12	0.701692	0.750268	6.92	0.749665	6.84
V13	0.814664	0.864772	6.15	0.863845	6.04
V14	0.898931	0.949250	5.60	0.947941	5.45
V15	0.953483	1.003316	5.23	1.001654	5.05
V16	0.986597	1.027922	4.19	1.027117	4.11

Fuente: Elaboración propia.

Las deformaciones de las elevaciones de borde (A y C) son diferentes de la elevación central (B), por lo que se presentan en dos tablas distintas 3.2.7.16 y 3.2.7.17. Sin embargo las diferencias siguen siendo pequeñas.

Tabla 3.2.7.16: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevaciones A y C.

Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia	Frame_06	Diferencia
			(%)		(%)
V17	0.547576	0.598346	9.27	0.659860	20.51
V18	0.738593	0.800224	8.34	0.865375	17.17
V19	0.903287	0.965544	6.89	1.032203	14.27
V20	1.038852	1.099665	5.85	1.166975	12.33
V21	1.147436	1.205447	5.06	1.273324	10.97
V22	1.230907	1.284753	4.37	1.353943	10.00
V23	1.284304	1.339426	4.29	1.412079	9.95
V24	1.371297	1.377881	0.48	1.462264	6.63

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.17: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevación B.

Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia	Frame_06	Diferencia
			(%)		(%)
V25	1.318575	1.239800	6.35	1.393246	5.66
V26	1.583774	1.540598	2.80	1.717844	8.47
V27	1.806854	1.773878	1.86	1.968429	8.94
V28	1.985700	1.956049	1.52	2.163576	8.96
V29	2.127484	2.097829	1.41	2.316168	8.87
V30	2.237383	2.206486	1.40	2.435615	8.86
V31	2.311259	2.287269	1.05	2.529043	9.42
V32	2.470542	2.358424	4.75	2.624174	6.22

Fuente: Elaboración propia.

En el último modelo tridimensional analizado se cambiaron todos los muros por pilares y se conservaron las vigas y las solicitaciones. Se presenta en la imagen 3.2.7.14 la elevación 1 en el lado derecho, mientras que en el lado izquierdo la elevación A.

Figura 3.2.7.14: Mallado automático de elevaciones 1 y A.



Fuente: Elaboración propia

El análisis de esfuerzos se presentará de forma análoga al caso anterior, es decir, se mostrarán tabulados en el anexo D los valores absolutos de los esfuerzos provenientes de la sollicitación sísmica en la dirección principal del elemento y así tener una base común para comparar el efecto de los pilares en una estructura de hormigón armado.

La nomenclatura sigue la secuencia del caso anterior, es decir, la modelación shell se llama shell_04 y los modelos frame son frame_07 y frame_08, manteniéndose la tendencia de que la reducción de cachos rígidos no mejora las aproximaciones a la modelación shell, al analizar esfuerzos, deformaciones y periodos principales de la estructura.

Al evaluar los esfuerzos de flexión se identifica claramente que las diferencias promedio entre la modelación shell y frame empeoran para todos los elementos, si comparamos los resultados del caso anterior. Sin embargo las diferencias se reparten más homogéneamente en altura al comparar los pilares con los muros.

Para el caso del corte la aproximación de la modelación frame sin reducción de cachos rígidos sigue mostrando buenos resultados para todos los elementos, aunque con un leve aumento en las vigas cortas de la elevación B.

Las diferencias de esfuerzos axiales en pilares aumentaron, principalmente en aquellos unidos por vigas cortas, sin embargo para vigas cortas y esbeltas las aproximaciones entre la modelación shell y frame son más cercanas, menores al 15% en promedio.

Se aprecia que las deformaciones en el centro de las vigas producto de la carga muerta siguen generando excelentes resultados, como se muestra en las tablas 3.2.7.18 a la 3.2.7.20. Esta condición se repite al evaluar los periodos principales y sus masas asociadas, las que se resumen en las tablas 3.2.7.21 a la 3.2.7.23 con tres modos por eje.

Tabla 3.2.7.18: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevaciones A y C.

Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia	Frame_08	Diferencia
			(%)		(%)
V17	0.385806	0.448047	16.13	0.484493	25.58
V18	0.574372	0.635557	10.65	0.674275	17.39
V19	0.741500	0.805419	8.62	0.845035	13.96
V20	0.880654	0.945508	7.36	0.985951	11.96
V21	0.991872	1.056988	6.56	1.098062	10.71
V22	1.076592	1.141088	5.99	1.182801	9.87
V23	1.123307	1.186772	5.65	1.228132	9.33
V24	1.196898	1.264633	5.66	1.323004	10.54

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.19: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevación B.

Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia	Frame_08	Diferencia
			(%)		(%)
V25	0.624395	0.665590	6.60	0.725864	16.25
V26	0.826746	0.871857	5.46	0.939801	13.67
V27	1.008620	1.054102	4.51	1.125477	11.59
V28	1.156830	1.203008	3.99	1.277549	10.44
V29	1.274335	1.320520	3.62	1.397562	9.67
V30	1.363786	1.407982	3.24	1.486724	9.01
V31	1.411410	1.458217	3.32	1.539828	9.10
V32	1.516246	1.565888	3.27	1.667393	9.97

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.20: Deformaciones verticales en el centro de cada viga, elevaciones 1 y 2.

Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia	Frame_08	Diferencia
			(%)		(%)
V1	0.211774	0.239155	12.93	0.242709	14.61
V2	0.413941	0.445778	7.69	0.451830	9.15
V3	0.585396	0.622301	6.30	0.631059	7.80
V4	0.727176	0.767839	5.59	0.778834	7.10
V5	0.839584	0.883061	5.18	0.895831	6.70
V6	0.922994	0.968510	4.93	0.982667	6.47
V7	0.977009	1.022811	4.69	1.037246	6.17
V8	1.004398	1.047856	4.33	1.062969	5.83
V9	0.211774	0.239155	12.93	0.242709	14.61
V10	0.413941	0.445778	7.69	0.451830	9.15
V11	0.585396	0.622301	6.30	0.631059	7.80
V12	0.727176	0.767839	5.59	0.778834	7.10
V13	0.839584	0.883061	5.18	0.895831	6.70
V14	0.922994	0.968510	4.93	0.982667	6.47
V15	0.977009	1.022811	4.69	1.037246	6.17
V16	1.004398	1.047856	4.33	1.062969	5.83

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.21: Periodos principales de la estructura.

Modo	Shell_04	Frame_07	Diferencia	Frame_08	Diferencia
			(%)		(%)
1	0.489531	0.487248	0.47	0.520073	6.24
2	0.395153	0.405495	2.62	0.435346	10.17
4	0.148947	0.150009	0.71	0.160559	7.80
5	0.118404	0.121165	2.33	0.132874	12.22
7	0.076931	0.079574	3.44	0.085565	11.22
8	0.061675	0.063771	3.40	0.070820	14.83

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.22: Porcentaje de masa asociada traslacional eje X.

Modo	Shell_04	Frame_07	Diferencia	Frame_08	Diferencia
			(%)		(%)
1	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
2	74.9819	76.8635	2.51	77.6126	3.51
4	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
5	15.0490	15.4216	2.48	14.6142	2.98
7	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
8	4.2290	3.9647	6.67	3.9446	7.21

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.2.7.23: Porcentaje de masa asociada traslacional eje Y.

Modo	Shell_04	Frame_07	Diferencia	Frame_08	Diferencia
			(%)		(%)
1	76.5184	78.9473	3.17	78.9524	3.18
2	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
4	11.8259	11.9705	1.22	11.8390	0.11
5	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00
7	4.6544	4.3384	7.28	4.3972	5.85
8	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.00

Fuente: Elaboración propia.

Por todo lo anterior se puede concluir que la modelación pseudo tridimensional con compatibilidades verticales permite representar de buena manera estructuras de hormigón armado mediante elementos frame, ya que los esfuerzos generados por solicitaciones que controlan el diseño de los elementos resistentes son muy similares a los obtenidos por la modelación shell. Además la forma en que se distribuyen los esfuerzos al interior de los elementos resistentes es prácticamente idéntica para todos los tipos de esfuerzos, es decir, para un mismo punto de un elemento resistente, valores negativos en el modelo shell también son negativos en el modelo frame y viceversa.

CAPITULO IV: CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DEL EDIFICIO.

4.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES.

4.1.1 ANTECEDENTES.

El edificio a analizar, será el “Conjunto Walker Martínez”, el cual se encuentra en ejecución, al momento de presentar el proyecto. Está ubicado en Avenida Walker Martínez N° 3342 al 3350, Comuna de La Florida, Santiago. El nombre original se modificó y actualmente se comercializa como “Edificio Bonavista” por la “Inmobiliaria Tarragona” para uso residencial. La ejecución del proyecto se encuentra a cargo de la “Constructora del Sol”, con fecha de entrega para el segundo semestre del año 2014. En la figura 4.1.1.1 se aprecia un render del proyecto.

Figura 4.1.1.1: Render Edificio Bonavista.



Fuente: Tarragona Inmobiliaria (2014).

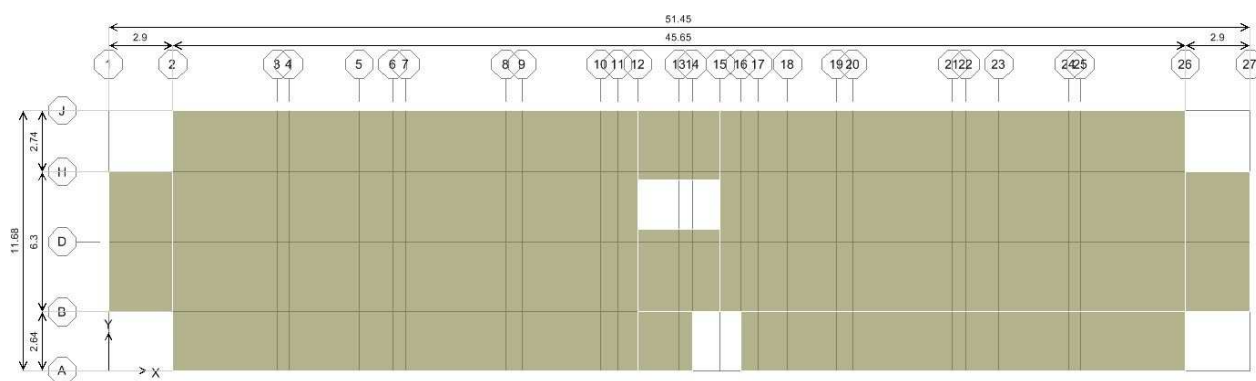
4.1.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO.

El “Conjunto Walker Martínez” es un edificio de 11 pisos estructurado en base a muros de hormigón armado más un piso subterráneo, con losa de fundación como cimiento de la estructura. Esta estructuración es la más común en Chile, debido principalmente al excelente comportamiento sísmico, ya que los muros presentan una gran resistencia a las deformaciones y prácticamente se llevan toda la carga horizontal del edificio, por lo que usualmente son llamados muros de cortante, aunque no necesariamente su diseño este controlado por los esfuerzos de corte, Meneses (2006).

4.1.3 TIPOLOGÍA DE LA ESTRUCTURA.

La forma principal de la planta es rectangular, pero con relación de aspecto muy elevada, sin embargo la disposición de muros es bastante regular en torno a los ejes centrales, de tal manera de disminuir la distancia entre el centro de rigidez y el centro de masa de la planta, atenuando de esta forma los esfuerzos en los muros más extremos del edificio. Se aprecia en la figura 4.1.3.1 la forma de la losa más característica del edificio, correspondiente a los pisos 3 al 10; el efecto de la excentricidad de la planta afectaría principalmente a los ejes 1 y 27, amplificando los esfuerzos producto del sismo.

Figura 4.1.3.1: Forma de la planta pisos 3 al 10.



Fuente: Elaboración propia.

La modelación de las losas se realizará asumiendo diafragma semi-rígido (flexible) en el plano de cada planta del edificio, ya que a pesar de conformar un diafragma, la relación de aspecto entre la longitud mayor y menor de la losa es mayor a 2.5, Tena (2007). Se considerará sólo el vano de la caja de ascensores, ya que la posición de las escaleras y otros vanos no se incluyeron en el análisis del anteproyecto del edificio.

La altura característica de los pisos es 2.52 [m], con excepción del primer piso que mide 2.67 [m] y el nivel subterráneo con 2.35 [m]. Las direcciones principales de análisis serán X e Y, concordantes con los ejes resistentes de los elementos estructurales del edificio. El espesor de las losas es de 14 [cm], mientras que en muros y vigas es de 20 [cm].

En la zona central del edificio se presentan una serie de muros no estructurales de hormigón armado, los que se incluyen como parte de la modelación, debido a la contribución como carga muerta que generan en las losas.

4.1.4 INFORMACIÓN RECOPIADA.

Se obtuvieron los planos de forma del edificio “Conjunto Walker Martínez”, que incluyen plantas y elevaciones del anteproyecto, se presentan en el anexo E para evitar perder la continuidad del análisis. Algunas condiciones especiales no detalladas en los planos pero incluidas en el análisis, es la existencia de una futura piscina en el último piso por lo que se considerará una carga muerta de 475 [kg/m²] distribuida sobre esta losa, valor sugerido por Alejandro Niño Solís, Ingeniero Civil Ms. Diseño y Cálculo de Edificios, quien también facilitó los planos antes mencionados.

El valor de carga muerta del último nivel también incluye el peso de la estructura de techumbre, aunque no se considerará el análisis, ya que no se consiguió la información necesaria para incluirla en los modelos y su presencia no es gravitante con respecto al desempeño estructural del edificio.

4.2 MODELOS DESARROLLADOS EN ETABS.

4.2.1 CONDICIONES GENERALES.

Para análisis del edificio “Conjunto Walker Martínez” en Etabs se ocuparán las mismas condiciones del capítulo anterior, es decir, se realizarán dos modelos uno utilizando exclusivamente elementos shell para los elementos resistentes del edificio y un segundo modelo mediante el uso de elementos frame, con excepción de la losa, implementada como elemento shell.

Como se explicó en el punto 4.1.3, en la zona central del edificio se presentan una serie de muros de hormigón armado no estructural, que se incluyeron en ambos modelos como vigas nulas con cargas uniformemente distribuidas, cuyo valor es equivalente al peso de estos muros. Las vigas nulas se definieron como elementos frame de peso cero y con un elevado módulo de elasticidad, para esta última condición se debió definir un nuevo material como se aprecia en la figura 4.2.1.1; las características frame de la viga nula se presentan en las figuras 4.2.1.2 y 4.2.1.3.

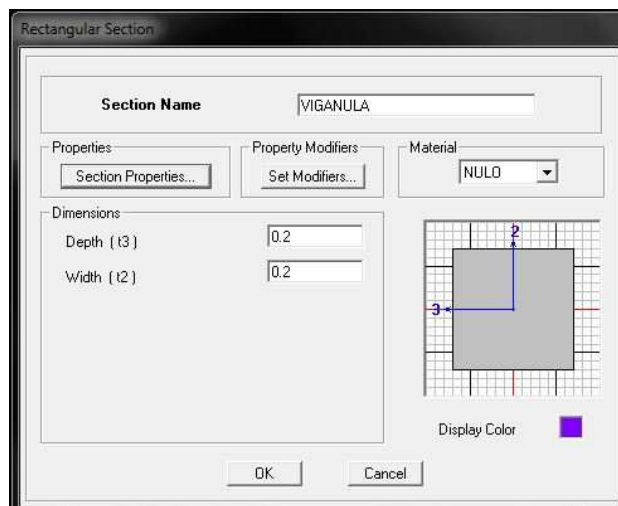
Como observación se destaca el hecho de que no se puede utilizar la viga nula frame que viene por defecto en el programa, ya que no permite el traspaso de cargas y sólo se puede ocupar en los modelos como elemento para mallar losas. De igual forma como se explicó para el caso de la viga rígida los módulos de elasticidad no pueden ser excesivamente elevados ya que generan errores en el traspaso de cargas entre los elementos.

Figura 4.2.1.1: Material Nulo.

Material Property Data	
Material Name	NULO
Type of Material	☒ Isotropic ☐ Orthotropic
Display Color	Color: [Magenta Box]
Type of Design	Design: None
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	0.
Weight per unit Volume	0.
Modulus of Elasticity	20000000.
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	7692307.7
Design Property Data	
OK Cancel	

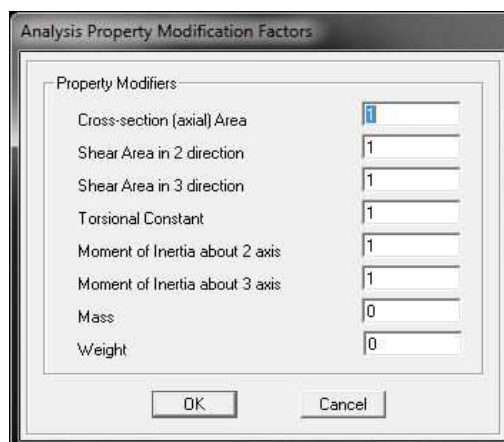
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2.1.2: Características viga nula.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2.1.3: Factores viga nula.



Fuente: Elaboración propia.

4.2.2 MODELO MEDIANTE ELEMENTOS SHELL EN ETABS (M.E.F).

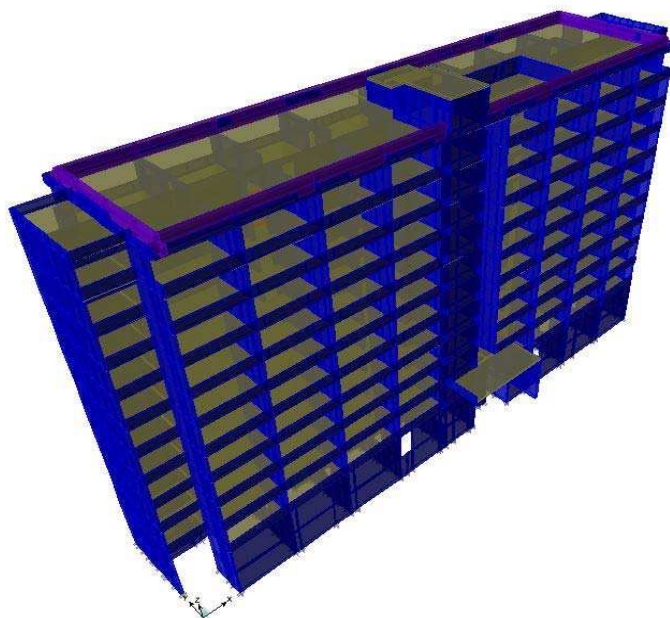
La elaboración del modelo shell se desarrolló sin mayores inconvenientes, hasta comenzar con el mallado del edificio, debido a que se debieron revisar y corregir las conexiones en cada nodo, debido a la aparición de varias advertencias al analizar el modelo. Estas advertencias las realiza el programa al identificar desconexiones entre nodos que generan pérdidas de cargas considerables, afectando las interpretaciones que se pueden hacer de los periodos de la estructura y los esfuerzos al interior de los elementos.

Como se explicó en el capítulo 3 de este trabajo, los problemas de mallado se resuelven iterativamente dividiendo los muros manualmente principalmente en intersecciones con otros elementos y zonas de vanos. Estas divisiones generan nodos extras en las losas, por las que se deben pasar líneas nulas paralelas a los ejes resistentes de la estructura, con lo que se consigue un reordenamiento del mallado automático de la losa y la conexión de estos nuevos nodos. El procedimiento es iterativo, ya que al trazar las líneas nulas en la losa, se generan nodos en otras elevaciones de muros, los que deben subdividirse manualmente y los pasos vuelven a repetirse.

Al obtener un modelo sin advertencias, se realizó un mallado automático con tamaño máximo de 1 [m], ya que la utilización de tamaños más pequeños no genera cambios significativos en el modelo, y el proceso de análisis y resultados se ejecuta en menor tiempo, ya que elementos finitos más pequeños originan más información e incógnitas a resolver.

Respecto del etiquetado, se realizó sólo en aquellos elementos que se presentarán en la etapa de análisis estructural, al comparar los modelos. El modelo 3D se muestra en la figura 4.2.2.1, plantas y elevaciones del modelo shell se presentan en el anexo F de este trabajo.

Figura 4.2.2.1: Modelo Shell en 3D.



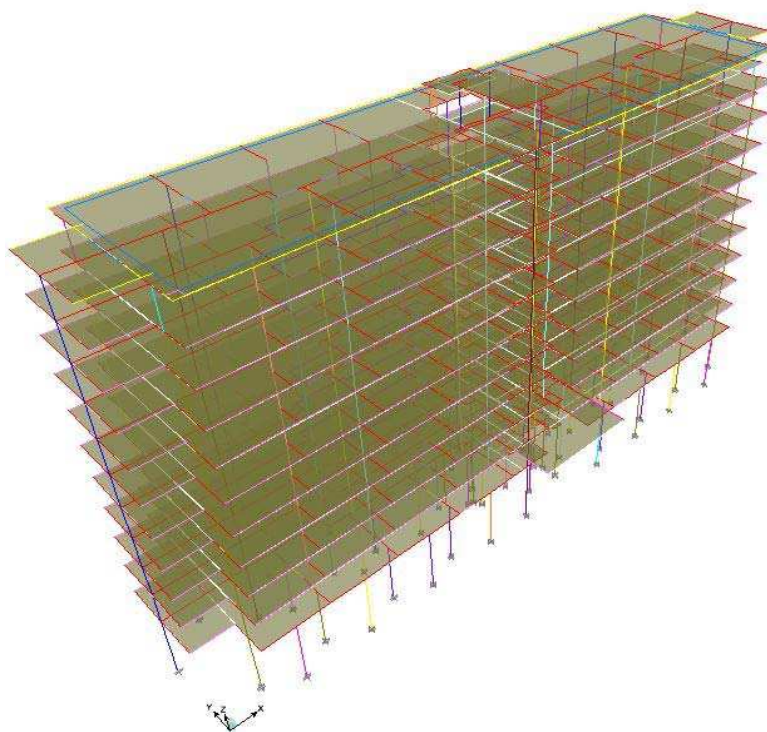
Fuente: Elaboración propia.

4.2.3 MODELO MEDIANTE ELEMENTOS FRAME (M.P.T.C.V).

La realización del modelo frame presentó algunos inconvenientes debido a la complejidad del edificio, generando algunas condiciones particulares no analizadas en los casos del capítulo 3. Estas condiciones particulares se pueden agrupar en dos casos, la primera hace referencia a vigas de fundación que acoplan dos muros y la segunda son vigas dispuestas sobre un muro o bajo este; se detallan en los puntos 4.2.3.1 y 4.2.3.2.

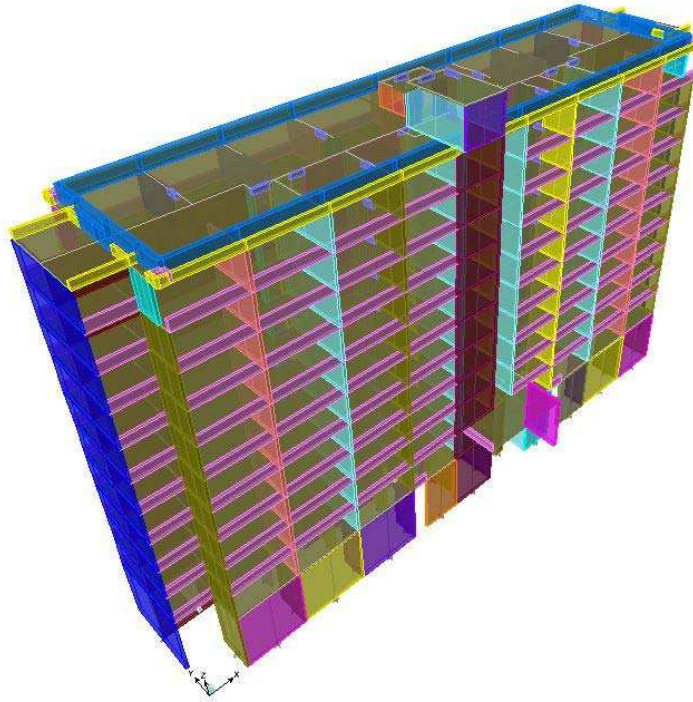
Con relación a las zonas de rigidez, se utilizaron las condiciones sin penetración, debido a que presentó mejores resultados en la aproximación de los modelos shell y de igual forma como se realizó en los modelos tridimensionales se incluyó vigas rígidas para representar los encuentros de muros perpendiculares entre sí, dispuestas en los niveles de piso. El modelo frame se aprecia en la figura 4.2.3.1, mientras en la figura 4.2.3.2 se muestra el modelo frame extruido, es decir, se visualizan las tres dimensiones de cada elemento.

Figura 4.2.3.1: Modelo Frame en 3D.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2.3.2: Modelo Frame en 3D extruido.



Fuente: Elaboración propia.

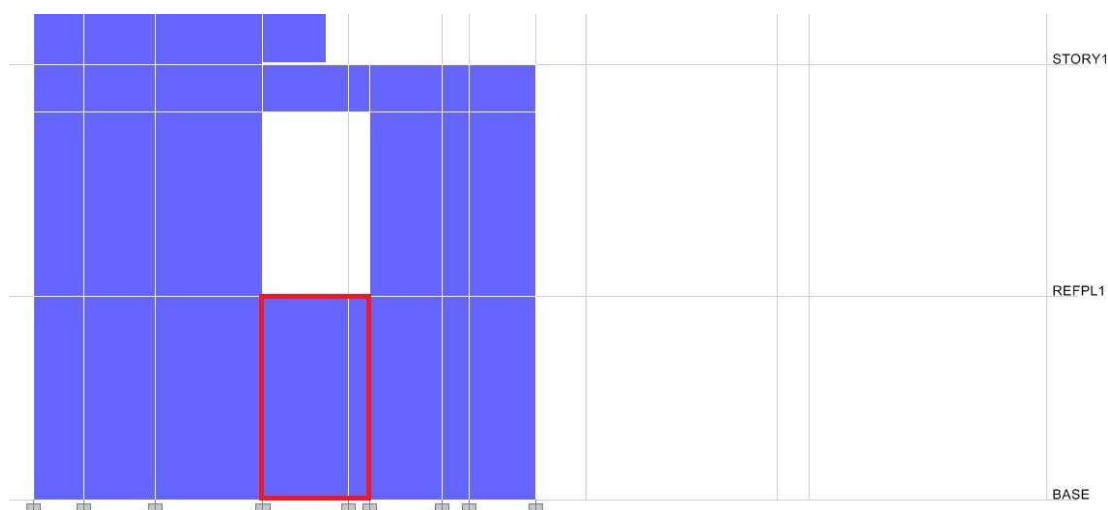
Respecto del mallado, como se mencionó anteriormente, es automático para los elementos frame, por lo que sólo se debió trazar líneas nulas en la losa, en los nodos que no quedaron conectados luego del mallado de esta. Este proceso es bastante más rápido, así como también para el análisis de los datos y la entrega de resultados. Plantas y elevaciones del modelo frame se presentan en el anexo G de este trabajo.

4.2.3.1 Vigas de fundación que acoplan muros.

Estas vigas no generan fuerzas sísmicas ya que descargan directamente al cimiento, sin embargo acoplan muros que permiten que se comporten como uno sólo. Al no estar en un nivel de piso se podrían modelar como una viga normal, semi-invertida o invertida si se define en la base; el efecto rigidizante genera una zona infinitamente rígida en los muros acoplados de altura igual a la altura de la viga.

Se evaluó el efecto de incorporar o no la viga al modelo, no generando cambios como elemento pero si la zona de rigidez proyectada en los muros, por lo que se asignó rigidez a los muros del primer nivel que presentaban vigas de fundación, por ejemplo en la figura 4.2.3.1.1 se presenta parte de la elevación 3 del modelo shell, marcado en rojo la viga de fundación. En las figuras 4.2.3.1.2 y 4.2.3.1.3 se muestra la misma zona del modelo frame con y sin extrusión respectivamente.

Figura 4.2.3.1.1: Elevación 3 modelo shell.



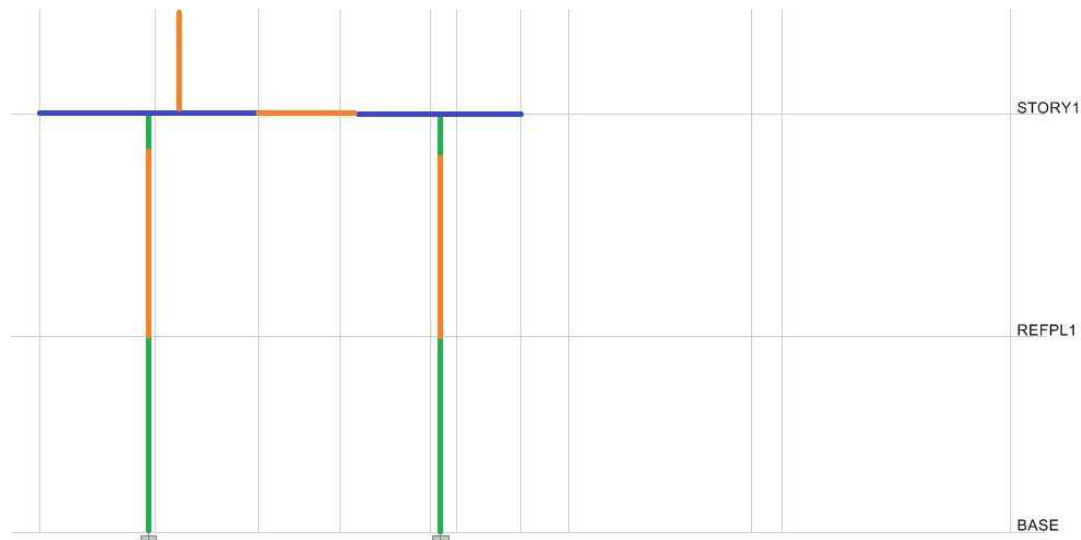
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2.3.1.2: Elevación 3 modelo frame extruido.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2.3.1.3: Elevación 3 modelo frame sin extrusión.



Fuente: Elaboración propia.

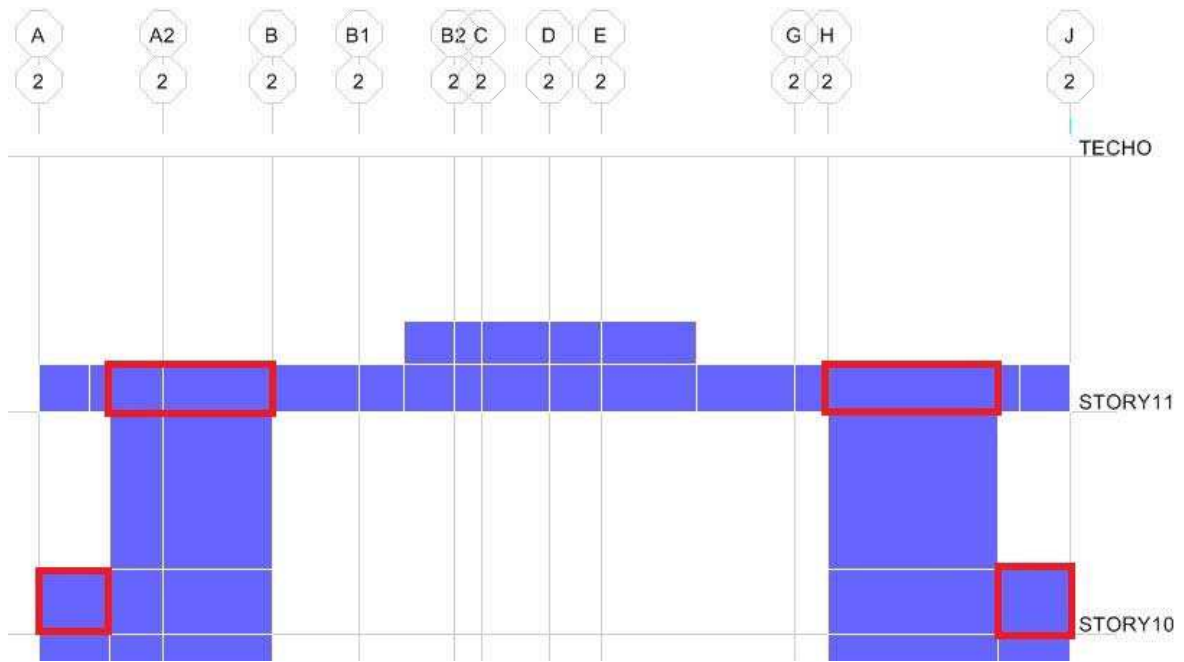
En esta última figura se aprecia en verde los tramos rígidos de los pilares, en azul las vigas rígidas y en naranja los tramos sin intervención.

4.2.3.2 Vigas sobre o bajo muros.

Esta disposición de vigas interfiere cuando están presentes en muros conectados perpendicularmente, debido a que la unión de estos debe representarse mediante una zona infinitamente rígida y no una viga que sólo transfiera parte de la carga. Como solución se modeló la unión de los muros con vigas rígidas, y el efecto de una viga sobre o bajo estos muros se incorporó como carga distribuida de valor equivalente al peso de la viga.

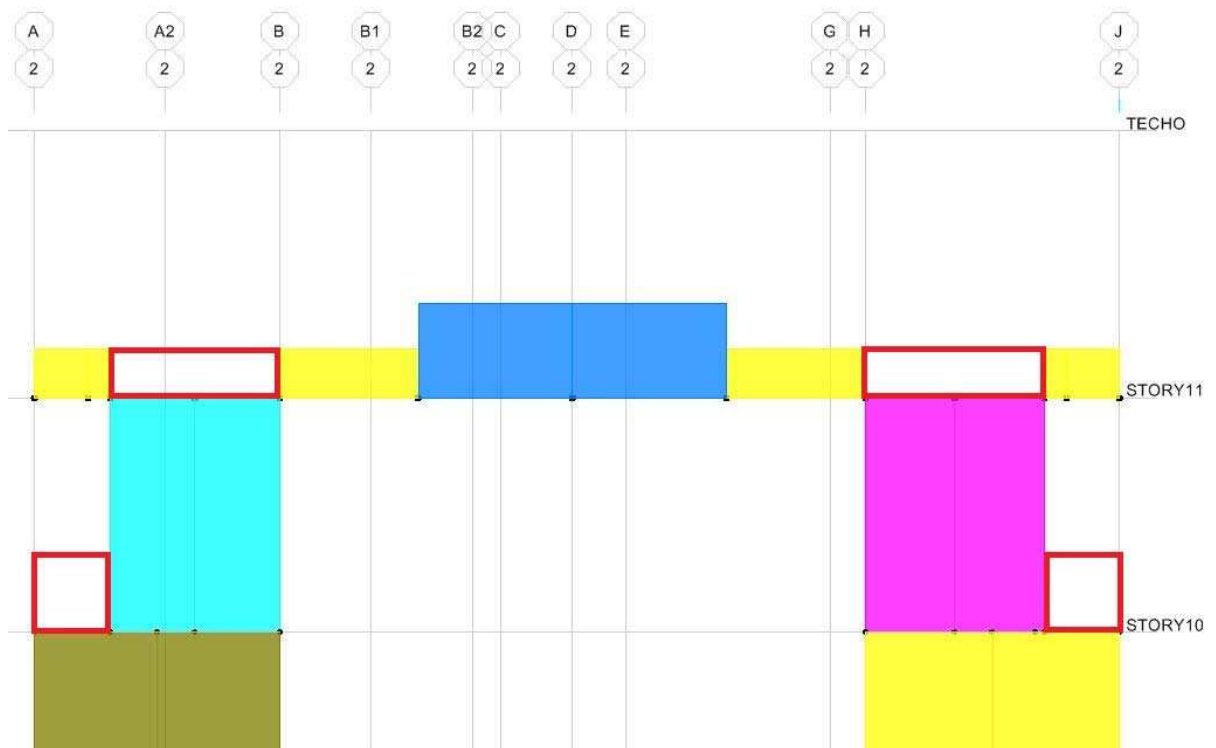
Como ejemplo se muestra de forma similar al caso anterior, las figuras 4.2.3.2.1 a la 4.2.3.2.3, donde se aprecia parte de la elevación 2 de los modelos, con la zona de interés marcada en rojo.

Figura 4.2.3.2.1: Elevación 2 modelo shell.



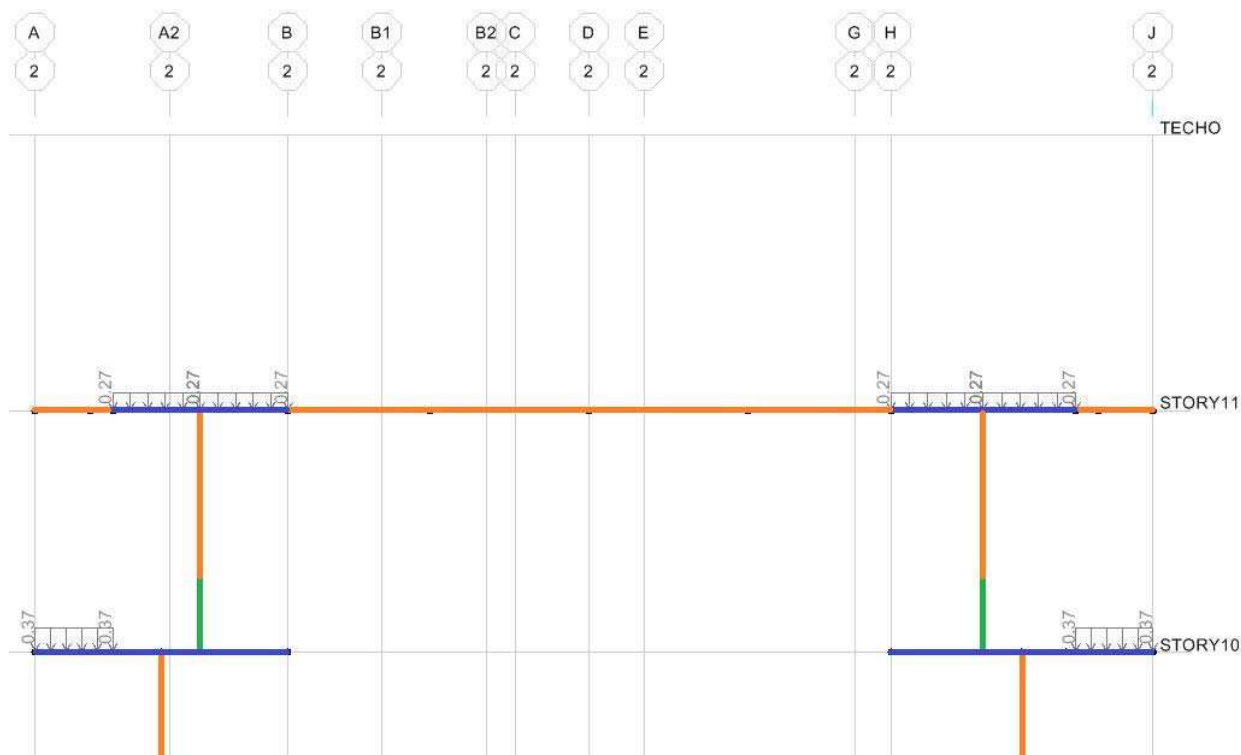
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2.3.2.2: Elevación 2 modelo frame extruido.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2.3.2.3: Elevación 2 modelo frame sin extrusión.



Fuente: Elaboración propia.

4.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Se realizará un análisis estructural lineal tridimensional en ambos modelos mediante Etabs Nonlinear versión 9.7.4, no considerando alteraciones de segundo orden como el efecto P-delta, ya que involucraría un análisis no lineal de las estructuras, escapando de los alcances propuestos para este trabajo;

No obstante lo anterior, el efecto P-delta en estructuras rígidas conformadas por muros de hormigón armado como elementos resistentes son bastantes pequeños y pueden ser despreciables en gran parte de los casos, Bustos (2003). Como excepción se pueden mencionar estructuras que presentan elevada esbeltez en altura, situación que no se da en el edificio “Conjunto Walker Martínez”.

Luego de analizar los modelos se contrastan algunos parámetros globales de la estructura, por ejemplo, los periodos en ambas direcciones de análisis, desplazamientos por piso, corte por piso, entre otros. Además se evalúan las similitudes de los esfuerzos internos y deformaciones de algunos elementos resistentes del edificio.

4.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

4.3.1.1 Materiales y propiedades.

Los elementos estructurales del edificio se consideraron en hormigón armado con calidades de hormigón H-30 y acero de refuerzo A630, también llamado A630-420H. Las propiedades necesarias para el análisis se muestran en la figura 4.3.1.1.1, en unidades de [ton] y [m]. Se consideró la elasticidad dinámica del hormigón debido al tipo de análisis sísmico realizado.

Figura 4.3.1.1.1: Valores de propiedades hormigón armado.

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It contains several sections for defining material properties:

- Material Name:** A text field containing "H30DINAMICO".
- Display Color:** A section with a "Color" label and an empty color selection box.
- Type of Material:** Two radio buttons, "Isotropic" (which is selected) and "Orthotropic".
- Type of Design:** A section with a "Design" label and a dropdown menu currently set to "Concrete".
- Analysis Property Data:** A list of input fields for material analysis properties:
 - Mass per unit Volume: 0.25
 - Weight per unit Volume: 2.5
 - Modulus of Elasticity: 3290900.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 1.170E-05
 - Shear Modulus: 1371208.33
- Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009):** A list of input fields for design properties:
 - Specified Conc Comp Strength, f'_c : 2500.
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 42000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 42000.
 - A checkbox for "Lightweight Concrete" is unchecked.
 - Below the checkbox is a label "Shear Strength Reduc. Factor" followed by an empty input field.

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Fuente: Elaboración propia.

4.3.1.2 Solicitaciones.

Se consideró para el análisis la carga muerta, el peso propio de la estructura más 50 [kg-f/m²] como sobre-losa y/o terminaciones. La sobrecarga de uso, de acuerdo a la norma NCh 1537.Of2009 se estimó en 200 [kg-f/m²] para los espacios transitables y 120 [kg-f/m²] para techos con acceso sólo para mantención, por ejemplo el techo de la caja de ascensores.

Los efectos de las cargas de viento y nieve no fueron consideradas en el análisis, ya que los esfuerzos generados son inferiores a los obtenidos del análisis sísmico que será detallado en el punto 4.3.2.

4.3.2 ANÁLISIS SÍSMICO.

El análisis sísmico a utilizar será el modal-espectral según normativa chilena vigente, NCh 433.Of1996 Modificada en 2009 y los Decretos Supremos N° 60 y 61, publicados el 13 de Diciembre de 2011 en el Diario Oficial; en adelante se mencionará sólo en forma abreviada como NCh 433. Los parámetros para el análisis sísmico se determinaron de acuerdo al emplazamiento del edificio y su uso residencial, como se aprecia en la tabla 4.3.2.1.

Se considerará un 50% el efecto de la sobrecarga, de acuerdo al punto 5.5.1 de la norma NCh 433 debido a que se contempla la implementación de una piscina en el último nivel, lo que eventualmente podría generar aglomeración de personas. Como se mencionó anteriormente se condicionaron las losas de los diferentes niveles mediante diafragma semi-rígido, debido a la relación de aspecto que presenta.

Una gran ventaja del programa Etabs es que permite la inclusión de la torsión accidental de manera simple al poder definir el porcentaje de desplazamiento del centro de masa para el análisis modal-espectral, así como también la forma en que distribuirá los esfuerzos en altura por el método CQC, respetando la normativa vigente.

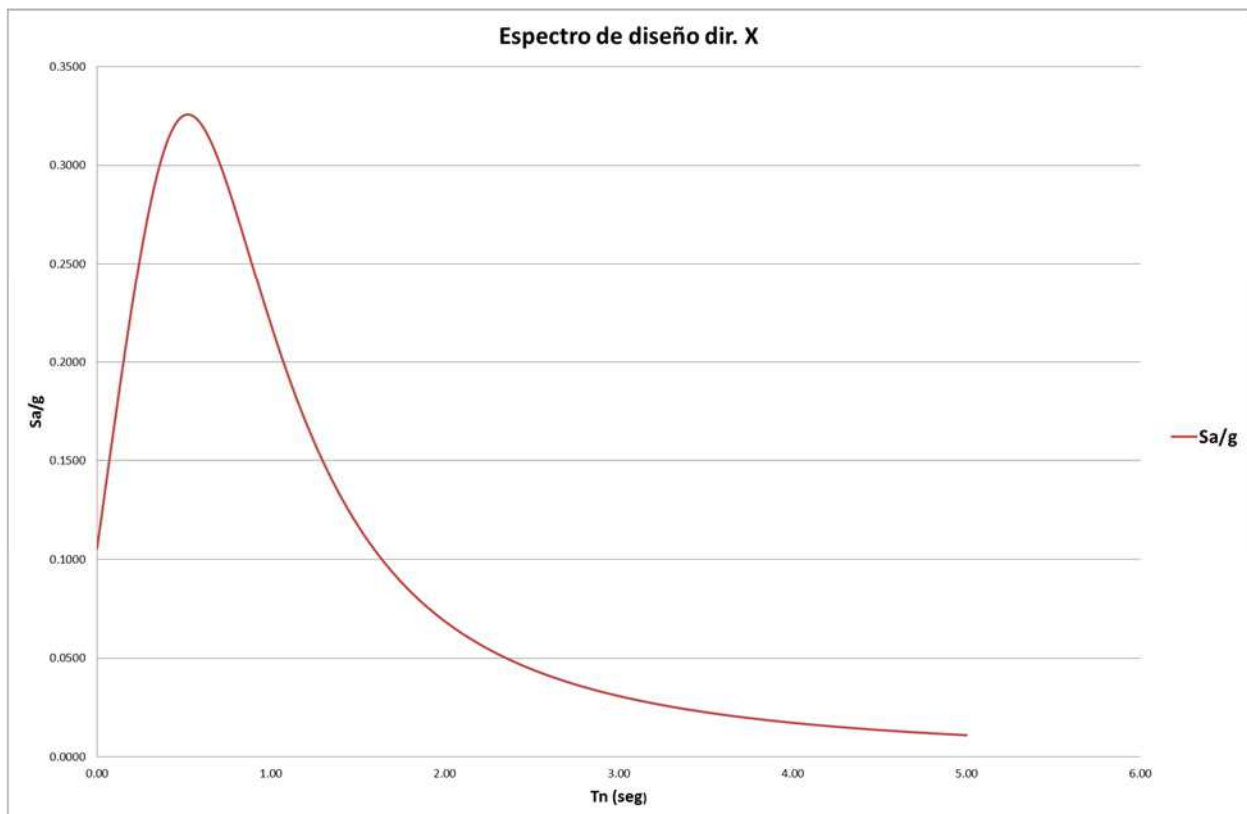
Tabla 4.3.2.1: Parámetros Sísmicos y Normativos.

Parámetros Sísmicos y Normativos			
Categoría del edificio	II	S	1.2
Zona sísmica	2	To	0.75
Tipo de suelo	D	T'	0.85
Ro	11	n	1.8
R	7	p	1
I	1	Cmax	0.126
Ao/g	0.3	Cmin	0.06

Fuente: Elaboración propia.

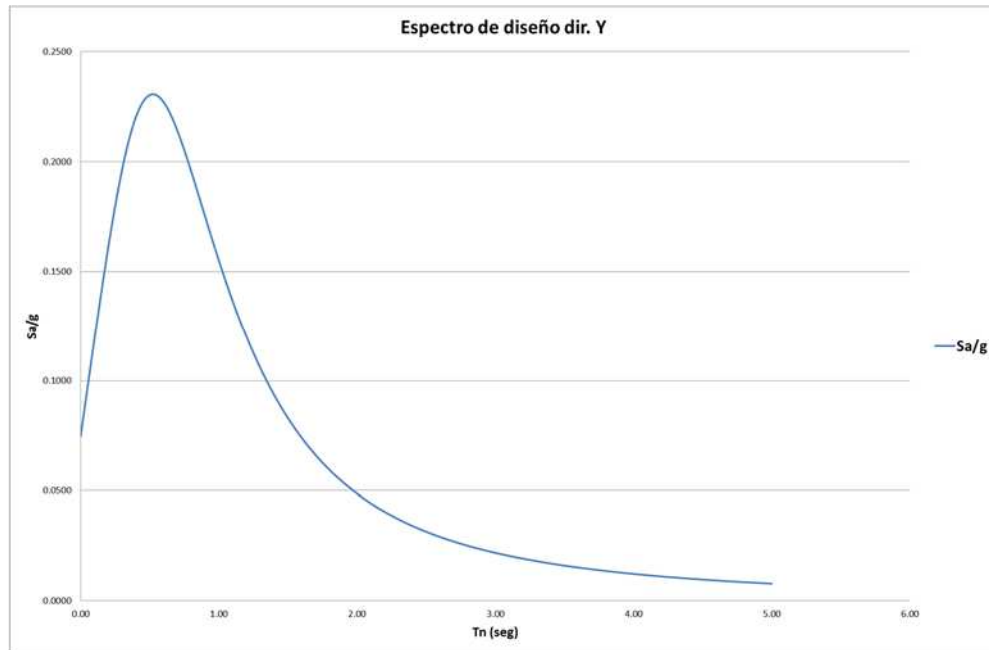
Los espectros de diseño se elaboraron de acuerdo a la norma NCh 433, los valores tabulados se ingresaron directamente en Etabs en los modelos respectivos, las gráficas en ambas direcciones de análisis para cada uno de los modelos se presentan en los gráficos 4.3.2.1 al 4.3.2.4. Los valores numéricos con los que se elaboraron estas gráficas se presentan en el anexo H.

Gráfico 4.3.2.1: Espectro de diseño en la dirección X, modelo frame.



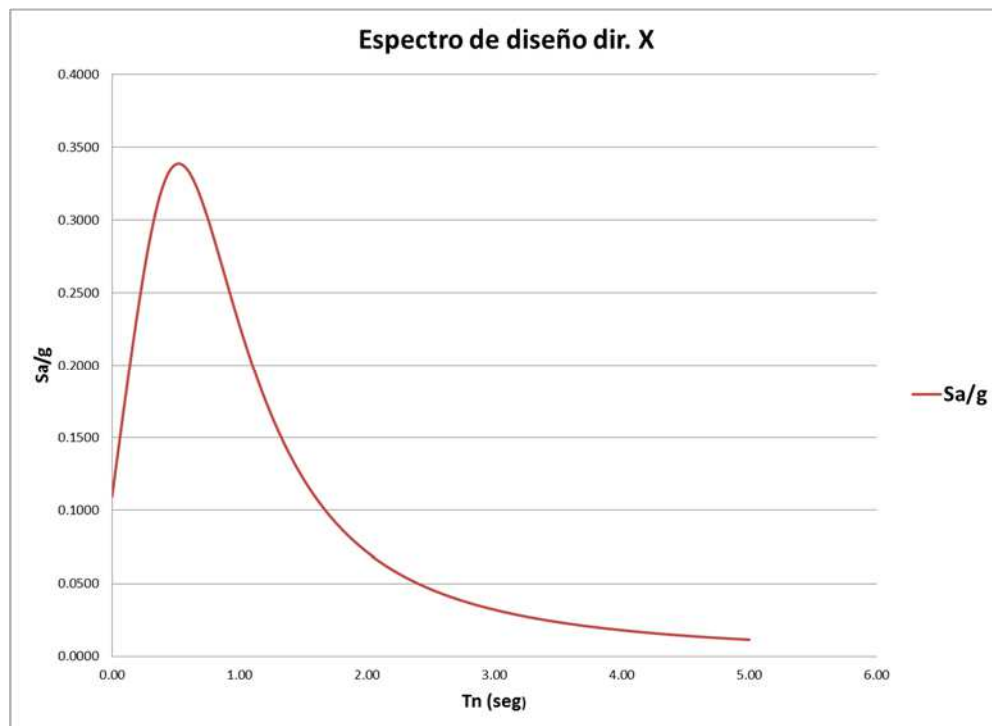
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 4.3.2.2: Espectro de diseño en la dirección Y, modelo frame.



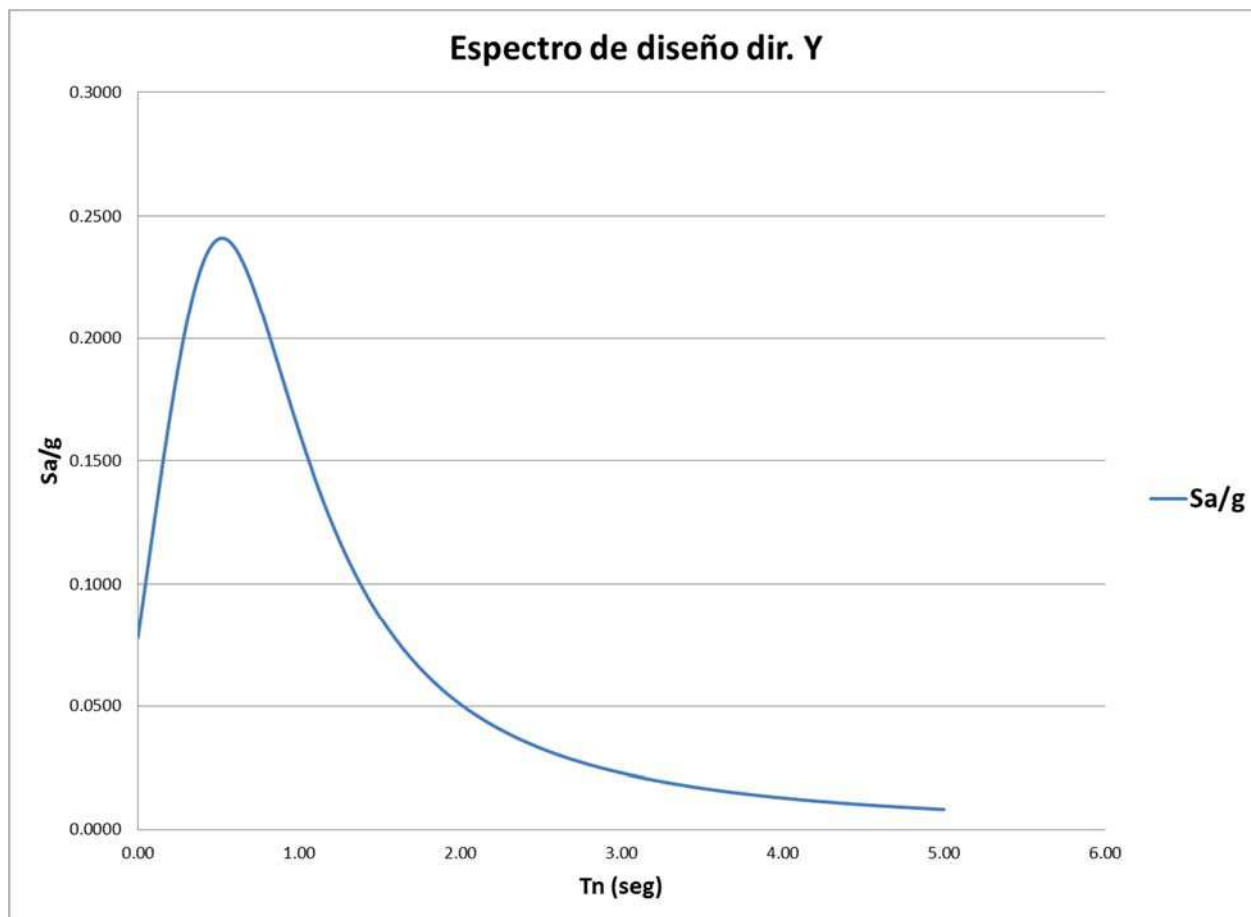
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 4.3.2.3: Espectro de diseño en la dirección X, modelo shell.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 4.3.2.4: Espectro de diseño en la dirección Y, modelo shell.



Fuente: Elaboración propia.

Como el corte basal en ambas direcciones de análisis sísmico resultó mayor que el corte máximo, se ajustaron los parámetros del análisis espectral hasta igualar el corte basal con el corte máximo, de acuerdo a norma NCh 433. Los valores del corte máximo obtenidos para ambas modelaciones se presentan en la tabla 4.3.2.2.

Tabla 4.3.2.2: Valores del corte máximo en ambas modelaciones.

Corte Máximo [Tonf]	
Frame	Shell
804.30	804.78

Fuente: Elaboración propia.

4.4 COMPARACIÓN CUANTITATIVA Y CUALITATIVA DE AMBOS MODELOS.

4.4.1 PARAMETROS SISMICOS.

Como primer parámetro en comparación se presentan los periodos naturales de vibración, de los cuales se muestran sólo los trece primeros, ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, ya que son los necesarios para que la suma de las masas en las dos direcciones de análisis sea mayor al 90% de la masa total.

En las tablas 4.4.1.1 y 4.4.1.2 se aprecia la similitud para los periodos fundamentales para ambas direcciones de análisis y también para el caso rotacional. De forma similar a los casos de estructuras idealizadas, las masas asociadas a los periodos principales de vibración también son similares al comparar ambas modelaciones. En la tabla 4.4.1.3 se presentan las diferencias porcentuales de los tres primeros modos, con diferencias menores al 9%.

Tabla 4.4.1.1: Periodos de vibración modelo frame.

Modos	Periodos	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.439471	0.0094	68.6036	0.0094	68.6036	0.0046	0.0046
2	0.423794	0.8971	0.0014	0.9065	68.6050	68.7195	68.7242
3	0.232009	76.6558	0.0075	77.5623	68.6126	0.6653	69.3895
4	0.097086	0.0078	18.0002	77.5701	86.6128	0.0575	69.4469
5	0.096058	0.2284	0.2316	77.7985	86.8444	17.4142	86.8611
6	0.094451	0.0104	1.2220	77.8089	88.0665	0.7990	87.6602
7	0.073191	13.4529	0.0138	91.2619	88.0802	0.1582	87.8184
8	0.067638	0.4846	0.0001	91.7465	88.0804	0.0167	87.8350
9	0.045108	0.2919	0.3794	92.0384	88.4597	5.7474	93.5824
10	0.04472	0.0004	6.5158	92.0387	94.9755	0.3498	93.9322
11	0.044119	0.0144	0.0002	92.0532	94.9757	0.2125	94.1447
12	0.041238	3.5282	0.0289	95.5814	95.0046	0.4503	94.5950
13	0.039595	0.0809	0.0017	95.6623	95.0062	0.0055	94.6005

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.1.2: Periodos de vibración modelo shell.

Modos	Periodos	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.403951	0.0032	68.0324	0.0032	68.0324	0.6124	0.6124
2	0.400106	0.9466	0.5456	0.9499	68.5780	67.4559	68.0682
3	0.216087	74.9391	0.0135	75.8889	68.5916	0.6868	68.7551
4	0.098947	0.0043	0.0439	75.8933	68.6354	0.0519	68.8070
5	0.093084	0.0568	12.3642	75.9501	80.9996	5.4068	74.2138
6	0.092519	0.2216	5.7531	76.1717	86.7527	11.2993	85.5131
7	0.069139	8.2432	0.0020	84.4149	86.7547	0.0972	85.6103
8	0.067921	0.0173	0.0007	84.4321	86.7554	0.0068	85.6170
9	0.066709	4.9377	0.0298	89.3699	86.7852	0.0892	85.7062
10	0.045362	0.0105	0.0024	89.3804	86.7876	0.0013	85.7075
11	0.043388	0.0600	1.7682	89.4404	88.5558	4.0188	89.7263
12	0.043247	0.1481	4.2614	89.5885	92.8173	1.6819	91.4082
13	0.040312	0.4321	0.0909	90.0206	92.9081	0.0011	91.4093

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.1.3: Diferencias porcentuales periodos de vibración.

Modos	Periodos		Diferencia %
	Frame	Shell	
1	0.439471	0.403951	8.793
2	0.423794	0.400106	5.920
3	0.232009	0.216087	7.368

Fuente: Elaboración propia.

Otro parámetro de interés en el análisis sísmico es la excentricidad por pisos, se presentan en las tablas 4.4.1.4 y 4.4.1.5 los valores porcentuales de los modelos frame y shell respectivamente. Como se analizó en el punto 4.1.3 el efecto de disminuir al mínimo la excentricidad de la planta principalmente en la dirección más larga, queda mejor representado en la modelación shell, ya que los valores de los centros de masa y centros de rigidez por piso prácticamente coinciden, mientras que en la modelación frame se acercan en promedio al 1%. Para la dirección corta las excentricidades son más elevadas en ambas modelaciones.

Tabla 4.4.1.4: Excentricidades por piso modelo frame.

Story	Diaphragm	Bx	By	XCM	YCM	XCR	YCR	Exc. en X (%)	Exc. en Y (%)
STORY1	D1	51.45	11.68	25.764	5.25	25.097	4.707	1.296	4.649
STORY2	D2	51.45	11.68	25.824	5.454	26.311	4.706	0.947	6.404
STORY3	D3	51.45	11.68	25.701	5.733	25.109	4.705	1.151	8.801
STORY4	D4	51.45	11.68	25.701	5.733	25.108	4.705	1.153	8.801
STORY5	D5	51.45	11.68	25.701	5.733	25.107	4.704	1.155	8.810
STORY6	D6	51.45	11.68	25.701	5.733	25.107	4.704	1.155	8.810
STORY7	D7	51.45	11.68	25.701	5.733	25.107	4.704	1.155	8.810
STORY8	D8	51.45	11.68	25.701	5.733	25.108	4.703	1.153	8.818
STORY9	D9	51.45	11.68	25.701	5.733	25.109	4.703	1.151	8.818
STORY10	D10	51.45	11.68	25.701	5.733	25.111	4.703	1.147	8.818
STORY11	D11	51.45	11.68	25.787	5.739	25.775	6.353	0.023	5.257

Fuente: Elaboración propia.

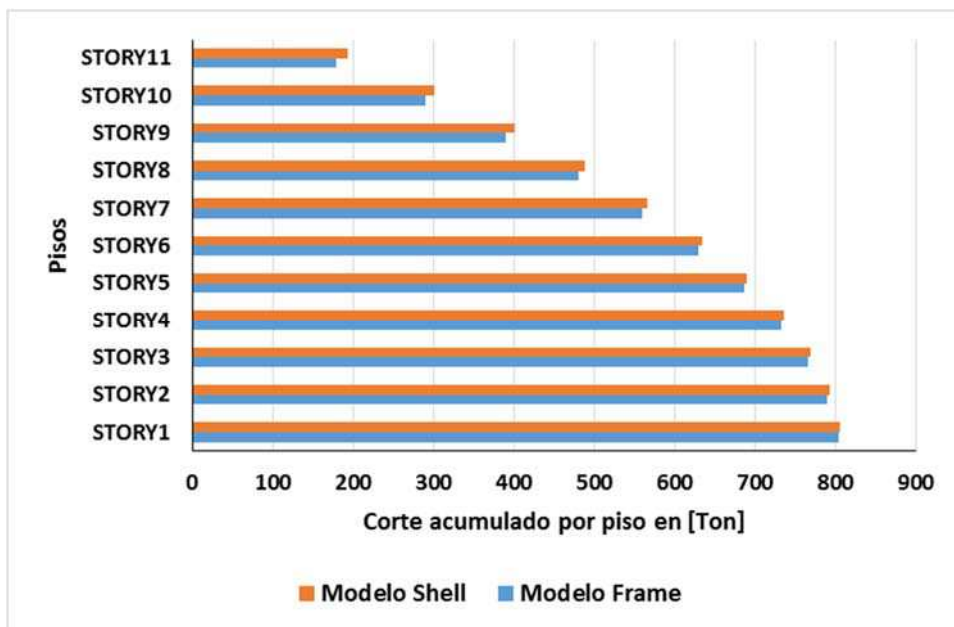
Tabla 4.4.1.5: Excentricidades por piso modelo shell.

Story	Diaphragm	Bx	By	XCM	YCM	XCR	YCR	Exc. en X (%)	Exc. en Y (%)
STORY1	D1	51.45	11.68	25.765	5.561	25.731	4.709	0.066	7.295
STORY2	D2	51.45	11.68	25.761	5.54	25.733	4.709	0.054	7.115
STORY3	D3	51.45	11.68	25.696	5.79	25.732	4.709	0.070	9.255
STORY4	D4	51.45	11.68	25.701	5.796	25.732	4.709	0.060	9.307
STORY5	D5	51.45	11.68	25.701	5.796	25.732	4.709	0.060	9.307
STORY6	D6	51.45	11.68	25.701	5.796	25.732	4.709	0.060	9.307
STORY7	D7	51.45	11.68	25.701	5.796	25.732	4.709	0.060	9.307
STORY8	D8	51.45	11.68	25.701	5.796	25.732	4.709	0.060	9.307
STORY9	D9	51.45	11.68	25.701	5.796	25.732	4.709	0.060	9.307
STORY10	D10	51.45	11.68	25.701	5.795	25.732	4.709	0.060	9.298
STORY11	D11	51.45	11.68	25.761	5.752	25.731	5.01	0.058	6.353

Fuente: Elaboración propia.

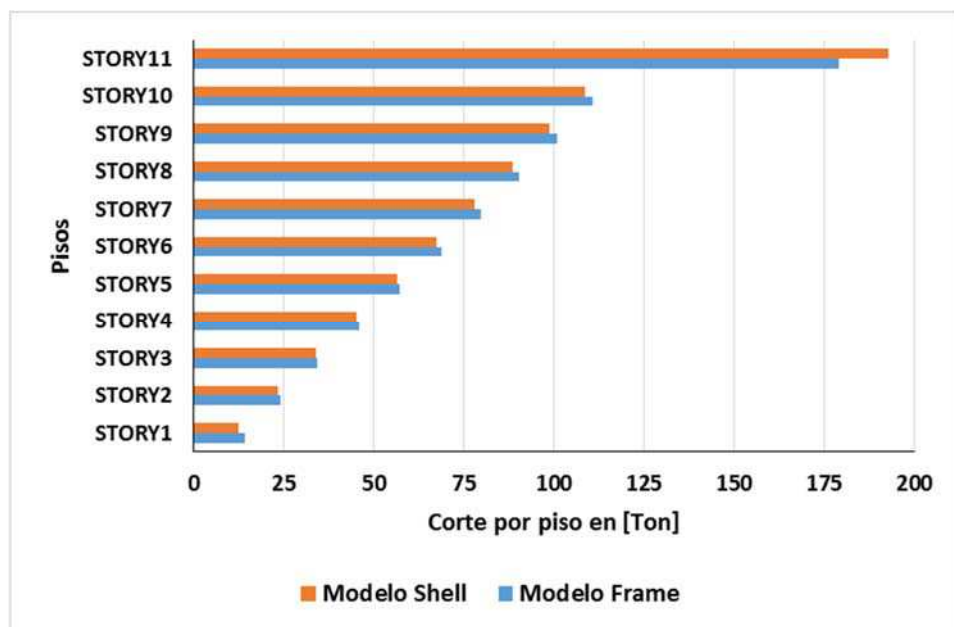
Para evaluar el comportamiento global de los esfuerzos en la estructura, se presentan en forma esquemática en los gráficos 4.4.1.1 al 4.4.1.8 los cortes por piso, corte acumulativo por piso, torsión por piso y torsión acumulativa por piso, para ambas direcciones de análisis sísmico; donde se aprecia el comportamiento similar entre las dos modelaciones, tanto en los valores como en la forma de distribución en altura. Los valores de las gráficas para el caso del corte están en [ton] y la torsión en [ton*m].

Gráfico 4.4.1.1: Corte acumulado por piso en dirección X.



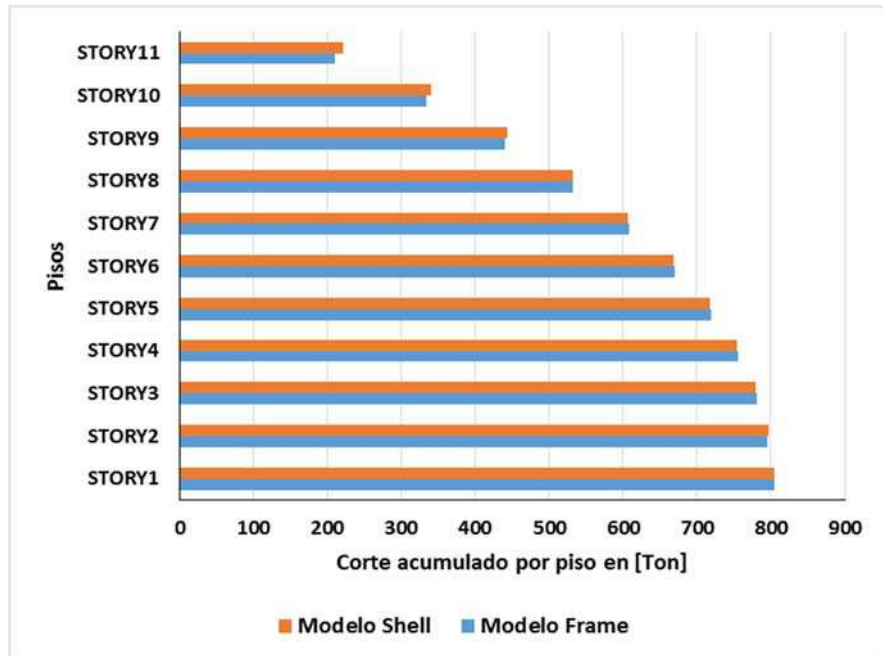
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 4.4.1.2: Corte por piso en dirección X.



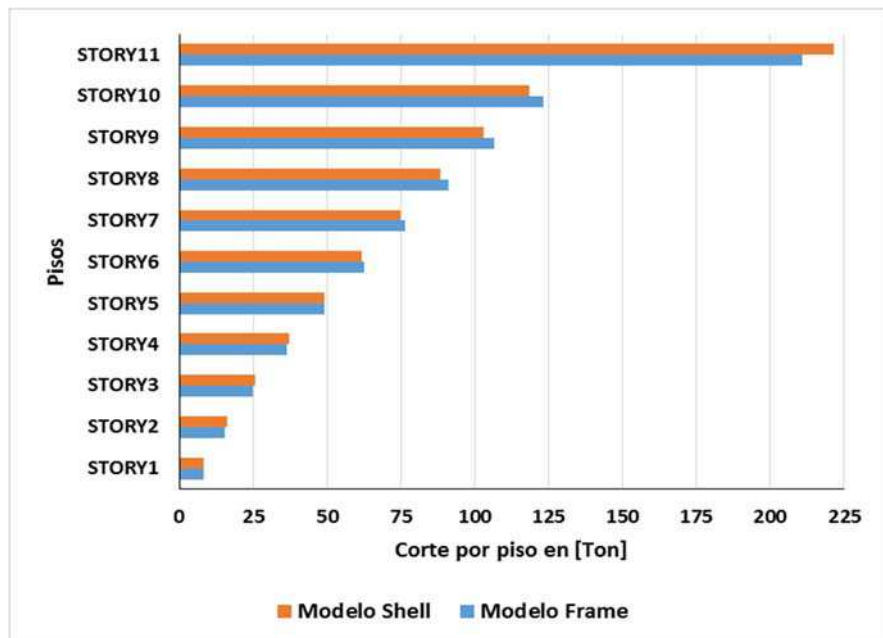
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 4.4.1.3: Corte acumulado por piso en dirección Y.



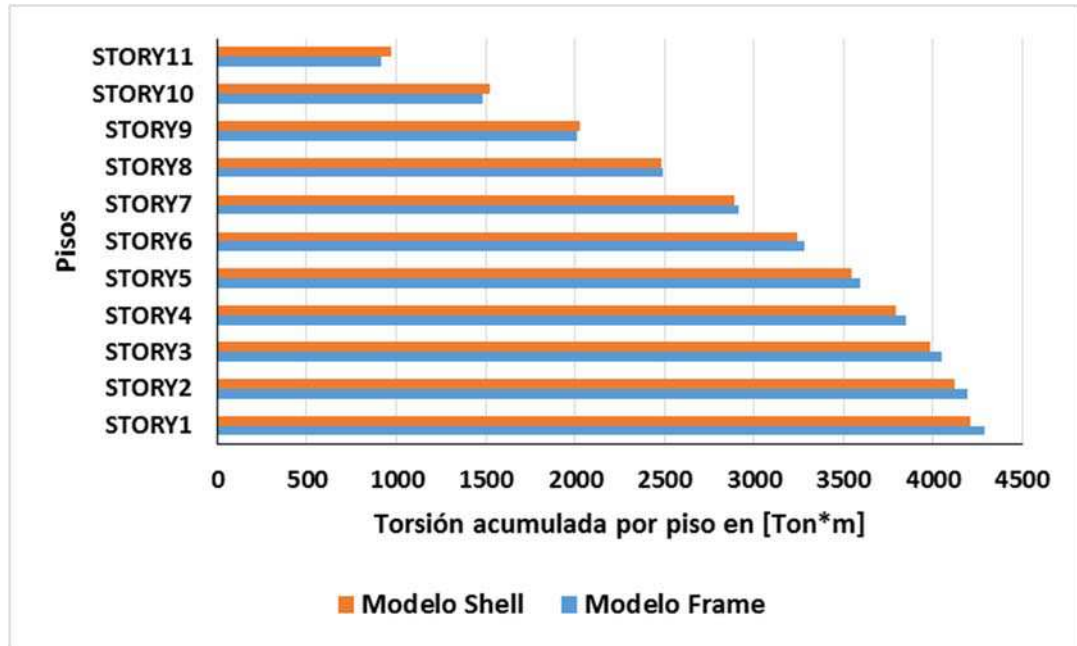
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 4.4.1.4: Corte por piso en dirección Y.



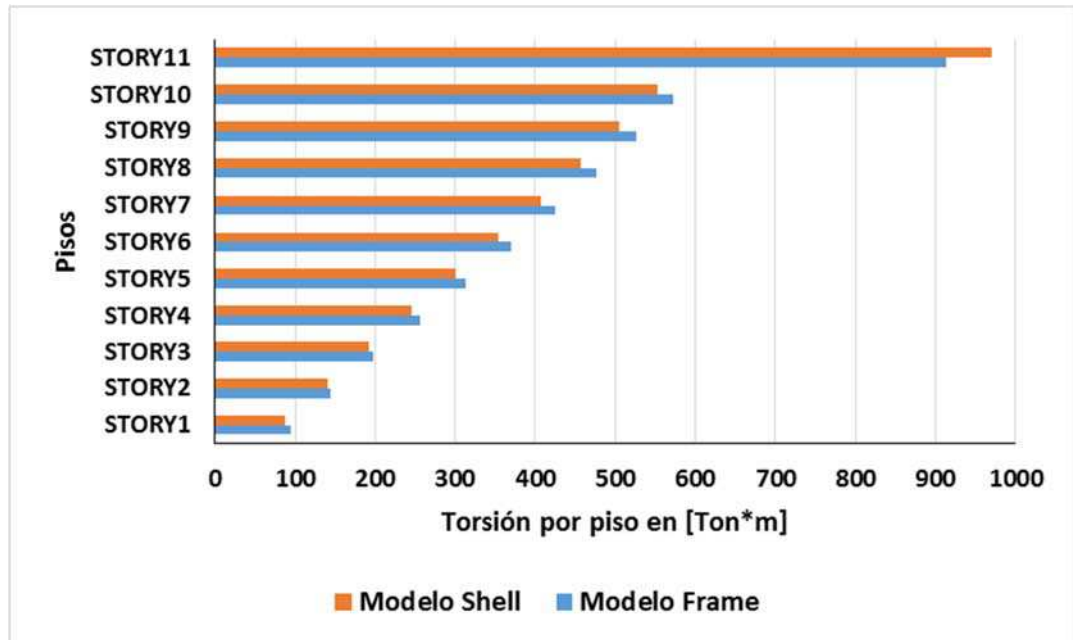
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 4.4.1.5: Torsión acumulada por piso en dirección X.



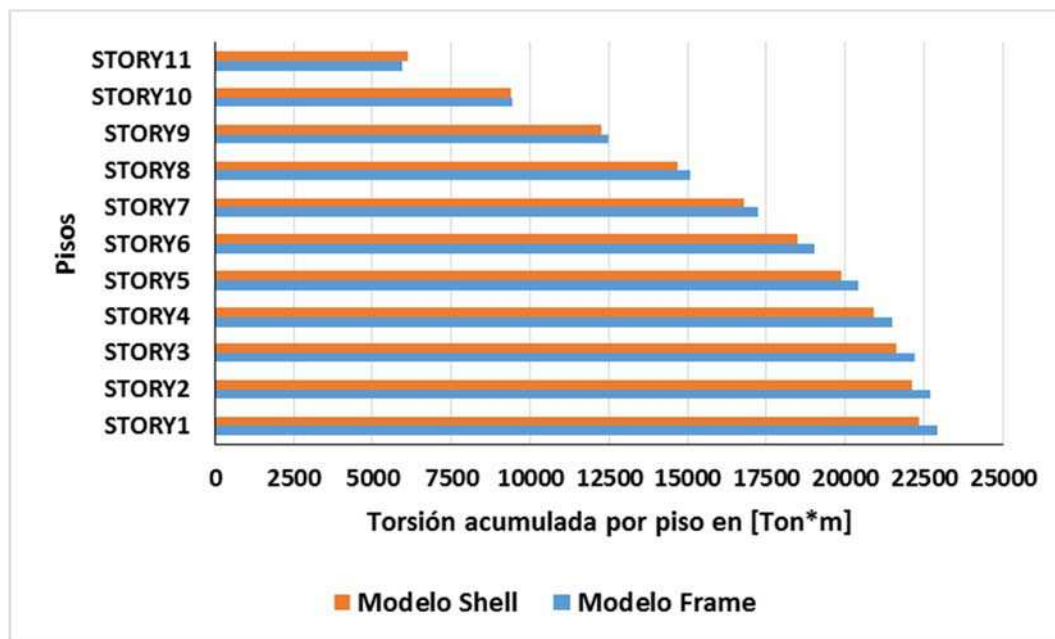
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 4.4.1.6: Torsión por piso en dirección X.



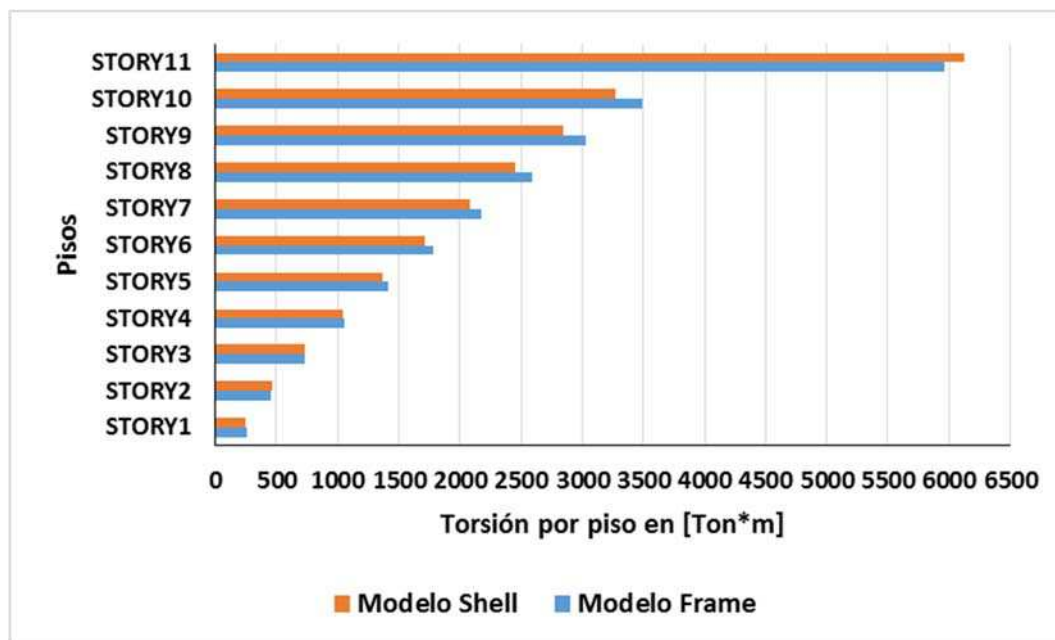
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 4.4.1.7: Torsión acumulada por piso en dirección Y.



Fuente: Elaboración propia.

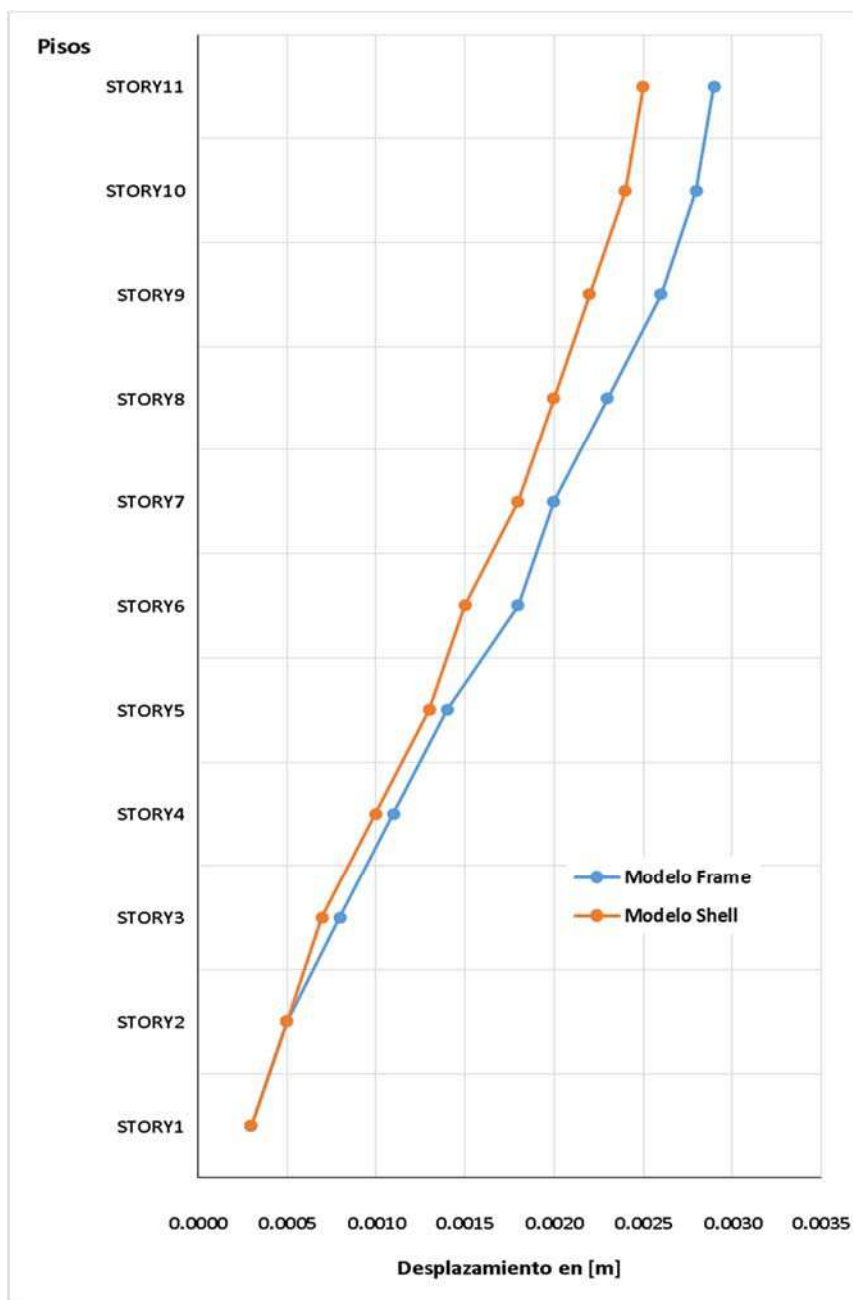
Gráfico 4.4.1.8: Torsión por piso en dirección Y.



Fuente: Elaboración propia.

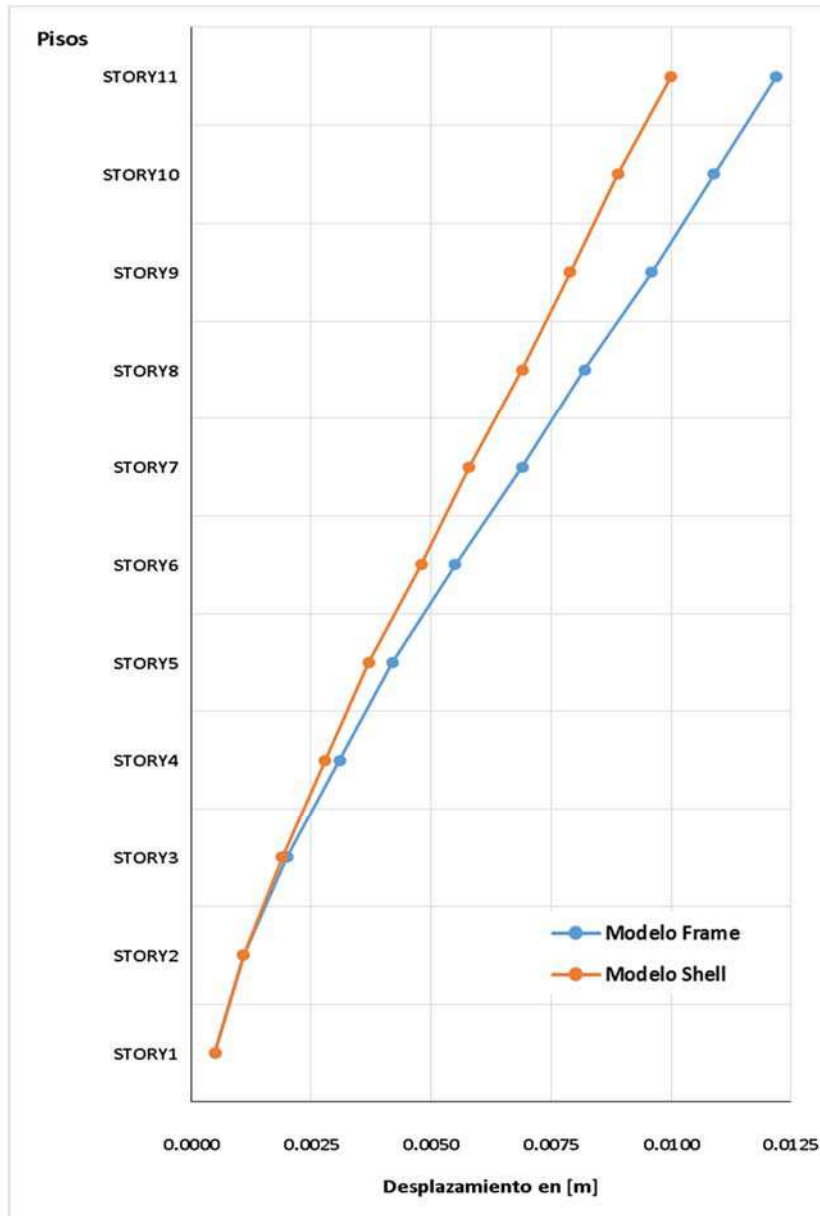
Con el objeto de evaluar las deformaciones en la estructura producto de las fuerzas sísmicas, se presentan en forma esquemática las gráficas de los desplazamientos por pisos, medido en los centros de masas en cada una de las direcciones de análisis, de tal manera de poder chequear si se cumple o no, por ejemplo con el punto 5.9.2 de la norma NCh 433. Ver gráficos 4.4.1.9 y 4.4.1.10.

Gráfico 4.4.1.9: Desplazamiento horizontal por piso, dirección X.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 4.4.1.10: Desplazamiento horizontal por piso, dirección Y.



Fuente: Elaboración propia.

Al comparar ambas modelaciones no se aprecian diferencias de consideración, es decir, se podría ocupar la modelación frame para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura en función de los parámetros globales de la estructura. En el último punto se analizan esfuerzos y deformaciones en detalle, aislando algunos elementos del edificio, por ejemplo vigas esbeltas, vigas cortas, muros y pilares.

4.4.2 ESFUERZOS Y DEFORMACIONES.

4.4.2.1 Análisis de muros.

Para evaluar esfuerzos y deformaciones en muros se utilizaron los valores obtenidos de la elevación 1, debido principalmente a que en él se generan los mayores esfuerzos sísmicos, producto del efecto de la torsión.

En las tablas 4.4.2.1.1 a la 4.4.2.1.3 se aprecian los esfuerzos axiales, de corte y momento máximos por piso, incluyendo las diferencias porcentuales que se generan entre ambas modelaciones. Las tablas del lado izquierdo corresponden al sismo en dirección X y en lado derecho al sismo en dirección Y.

De igual forma al capítulo 3, los mejores resultados en muros se presentan en los esfuerzos de corte y en flexión, sin embargo las particularidades de un edificio real generan que el promedio de estas diferencias sea mayor que en estructuras simétricas y sin diferencias por piso.

Tabla 4.4.2.1.1: Esfuerzos axiales en dirección X e Y.

Esfuerzos axiales [Ton]				Esfuerzos axiales [Ton]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	1.79	5.61	213.41	STORY11	0.88	3.58	306.82
STORY10	2.53	6.26	147.43	STORY10	0.66	0.96	45.45
STORY9	6.22	4.43	40.41	STORY9	1.41	1.91	35.46
STORY8	14.84	11.21	32.38	STORY8	2.40	3.72	55.00
STORY7	27.67	25.29	9.41	STORY7	3.17	5.70	79.81
STORY6	44.26	43.95	0.71	STORY6	3.95	7.87	99.24
STORY5	64.21	66.44	3.47	STORY5	4.73	10.07	112.90
STORY4	86.90	92.00	5.87	STORY4	6.24	12.10	93.91
STORY3	111.17	119.16	7.19	STORY3	7.71	14.06	82.36
STORY2	135.29	143.46	6.04	STORY2	8.37	18.64	122.70
STORY1	181.63	164.96	10.11	STORY1	16.04	58.66	265.71
Promedio			43.31	Promedio			118.12

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.2.1.2: Esfuerzos de corte en dirección X e Y.

Esfuerzos de corte [Ton]				Esfuerzos de corte [Ton]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	1.38	1.21	14.05	STORY11	2.78	2.99	7.55
STORY10	2.85	3.07	7.72	STORY10	11.62	15.07	29.69
STORY9	4.93	5.55	12.58	STORY9	22.01	28.20	28.12
STORY8	6.87	7.86	14.41	STORY8	30.77	38.92	26.49
STORY7	8.69	9.89	13.81	STORY7	38.17	47.32	23.97
STORY6	10.44	11.68	11.88	STORY6	44.80	54.06	20.67
STORY5	12.11	13.11	8.26	STORY5	50.80	58.85	15.85
STORY4	13.49	13.71	1.63	STORY4	55.42	59.80	7.90
STORY3	13.94	12.50	11.52	STORY3	56.37	53.02	6.32
STORY2	12.14	8.60	41.16	STORY2	49.49	35.87	37.97
STORY1	11.29	10.24	10.25	STORY1	20.61	17.05	20.88
Promedio			13.39	Promedio			20.49

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.2.1.3: Esfuerzos de flexión en dirección X e Y.

Flexión en [Ton*m]				Flexión en [Ton*m]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	8.311	8.583	3.27	STORY11	34.631	40.196	16.07
STORY10	13.187	15.491	17.47	STORY10	55.325	69.338	25.33
STORY9	16.200	16.514	1.94	STORY9	60.119	65.568	9.06
STORY8	14.887	15.189	2.03	STORY8	43.092	77.188	79.12
STORY7	16.881	30.386	80.00	STORY7	77.750	160.034	105.83
STORY6	29.660	51.233	72.73	STORY6	141.067	260.960	84.99
STORY5	47.139	76.322	61.91	STORY5	218.673	375.395	71.67
STORY4	68.455	103.639	51.40	STORY4	308.277	494.787	60.50
STORY3	91.760	128.949	40.53	STORY3	403.255	601.129	49.07
STORY2	112.111	145.830	30.08	STORY2	488.015	670.144	37.32
STORY1	152.222	158.062	3.84	STORY1	673.223	739.391	9.83
Promedio			33.20	Promedio			49.89

Fuente: Elaboración propia.

Para contrastar las deformaciones en los muros de la elevación 1, se presentan los valores horizontales por piso, obtenidos para cada dirección de análisis sísmico y de similar manera que al evaluar los esfuerzos se incluye la diferencia porcentual entre las modelaciones. Ver tablas 4.4.2.1.4 y 4.4.2.1.5.

Tabla 4.4.2.1.4: Deformaciones horizontales por piso, sismo dirección X.

	Deformación horizontal eje X en [mm]			Deformación horizontal eje Y en [mm]		
PISOS	FRAME	SHELL	Diferencia (%)	FRAME	SHELL	Diferencia (%)
STORY11	2.9286	2.5519	14.76	3.2872	2.7513	19.48
STORY10	2.7416	2.3787	15.26	2.9556	2.4851	18.93
STORY9	2.5297	2.1923	15.39	2.6144	2.2113	18.23
STORY8	2.2899	1.9866	15.27	2.2634	1.9290	17.34
STORY7	2.0239	1.7609	14.93	1.9063	1.6403	16.21
STORY6	1.7364	1.5178	14.40	1.5495	1.3495	14.82
STORY5	1.4344	1.2617	13.69	1.2016	1.0626	13.08
STORY4	1.1268	0.9987	12.83	0.8736	0.7876	10.91
STORY3	0.8252	0.7367	12.01	0.5792	0.5349	8.28
STORY2	0.5436	0.4856	11.94	0.3344	0.3173	5.39
STORY1	0.2971	0.2561	15.99	0.1554	0.1504	3.34
		Promedio	14.22		Promedio	13.27

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.2.1.5: Deformaciones horizontales por piso, sismo dirección Y.

	Deformación horizontal eje X en [mm]			Deformación horizontal eje Y en [mm]		
PISOS	FRAME	SHELL	Diferencia (%)	FRAME	SHELL	Diferencia (%)
STORY11	0.2410	0.3189	32.33	15.7283	12.4871	25.96
STORY10	0.2395	0.2943	22.88	14.1142	11.2592	25.36
STORY9	0.2267	0.2719	19.96	12.4554	9.9970	24.59
STORY8	0.2069	0.2462	18.99	10.7537	8.6998	23.61
STORY7	0.1828	0.2174	18.91	9.0304	7.3795	22.37
STORY6	0.1564	0.1862	19.03	7.3190	6.0568	20.84
STORY5	0.1289	0.1534	19.03	5.6615	4.7595	18.95
STORY4	0.1017	0.1202	18.15	4.1086	3.5226	16.64
STORY3	0.0760	0.0876	15.32	2.7205	2.3890	13.88
STORY2	0.0531	0.0584	10.00	1.5657	1.4113	10.94
STORY1	0.0349	0.0527	51.11	0.7113	0.6508	9.30
		Promedio	22.34		Promedio	19.31

Fuente: Elaboración propia.

4.4.2.2 Análisis de pilares.

Para evaluar esfuerzos y deformaciones se procedió de similar manera que en el punto anterior, los esfuerzos obtenidos de los pilares de la elevación 5 son los que se presentan en las tablas 4.4.2.2.1 a la 4.4.2.2.3, con los valores máximos por piso tanto axiales, de corte y flexión, incluyendo además las diferencias porcentuales que se generan entre ambas modelaciones. De forma análoga a los muros, las tablas del lado izquierdo corresponden al sismo en dirección X y en lado derecho al sismo en dirección Y.

Los pilares presentan las mayores diferencias al contrastar los esfuerzos por piso en cada dirección de análisis sísmico, sin embargo la diferencia en el corte del primer nivel dispara la diferencia promedio de la estructura completa, es decir, al excluir los valores de este nivel, el promedio quedaría en un rango aceptable.

Tabla 4.4.2.2.1: Esfuerzos axiales en dirección X e Y.

Esfuerzos axiales [Ton]				Esfuerzos axiales [Ton]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	3.02	3.95	30.79	STORY11	3.40	5.32	56.47
STORY10	3.72	2.84	30.99	STORY10	2.54	3.42	34.65
STORY9	4.28	3.11	37.62	STORY9	3.85	2.74	40.51
STORY8	4.29	2.78	54.32	STORY8	5.20	1.97	163.96
STORY7	3.76	1.78	111.24	STORY7	6.68	1.11	501.80
STORY6	5.19	1.29	302.33	STORY6	8.29	0.84	886.90
STORY5	7.88	3.49	125.79	STORY5	10.09	1.82	454.40
STORY4	11.58	6.94	66.86	STORY4	12.34	3.40	262.94
STORY3	17.04	12.46	36.76	STORY3	15.38	6.45	138.45
STORY2	33.08	32.09	3.09	STORY2	26.34	22.85	15.27
STORY1	22.03	3.08	615.26	STORY1	13.89	4.16	233.89
Promedio			128.64	Promedio			253.57

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.2.2.2: Esfuerzos de corte en dirección X e Y.

Esfuerzos de corte [Ton]				Esfuerzos de corte [Ton]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	3.43	3.63	5.83	STORY11	5.48	7.65	39.60
STORY10	3.11	3.11	0.00	STORY10	6.40	7.67	19.84
STORY9	3.49	3.32	5.12	STORY9	6.77	8.09	19.50
STORY8	3.78	3.58	5.59	STORY8	7.21	8.46	17.34
STORY7	4.02	3.78	6.35	STORY7	7.52	8.67	15.29
STORY6	4.18	3.89	7.46	STORY6	7.67	8.67	13.04
STORY5	4.24	3.88	9.28	STORY5	7.60	8.40	10.53
STORY4	4.20	3.74	12.30	STORY4	7.27	7.80	7.29
STORY3	4.02	3.89	3.34	STORY3	6.50	7.09	9.08
STORY2	6.72	8.31	23.66	STORY2	7.16	9.87	37.85
STORY1	11.68	1.97	492.89	STORY1	9.96	1.99	400.50
Promedio			51.98	Promedio			53.62

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.2.2.3: Esfuerzos de flexión en dirección X e Y.

Flexión en [Ton*m]				Flexión en [Ton*m]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	1.756	4.982	183.71	STORY11	4.091	10.090	146.64
STORY10	1.645	3.938	139.39	STORY10	4.729	9.749	106.15
STORY9	1.813	4.230	133.31	STORY9	5.110	10.199	99.59
STORY8	1.952	4.552	133.20	STORY8	5.518	10.743	94.69
STORY7	2.065	4.797	132.30	STORY7	5.848	11.088	89.60
STORY6	2.137	4.919	130.18	STORY6	6.054	11.174	84.57
STORY5	2.158	4.885	126.37	STORY5	6.098	10.932	79.27
STORY4	2.139	4.727	120.99	STORY4	5.959	10.300	72.85
STORY3	1.855	5.063	172.94	STORY3	5.421	9.712	79.16
STORY2	4.754	13.024	173.96	STORY2	6.338	15.709	147.85
STORY1	5.158	6.649	28.91	STORY1	4.613	5.634	22.13
Promedio			134.11	Promedio			92.96

Fuente: Elaboración propia.

Las deformaciones por piso en ambas modelaciones presentan un mejor comportamiento que los esfuerzos, es decir, el promedio de las diferencias porcentuales entre las modelaciones se mantienen por debajo del 20%. Los valores por piso para dirección de análisis sísmico se presentan en las tablas 4.4.2.2.4 y 4.4.2.2.5.

Tabla 4.4.2.2.4: Deformaciones horizontales por piso, sismo dirección X.

Deformación horizontal eje X en [mm]				Deformación horizontal eje Y en [mm]		
PISOS	FRAME	SHELL	Diferencia (%)	FRAME	SHELL	Diferencia (%)
STORY11	2.9169	2.4908	17.11	1.7532	1.4347	22.20
STORY10	2.7353	2.3467	16.56	1.5851	1.3027	21.68
STORY9	2.5249	2.1685	16.44	1.4067	1.1632	20.94
STORY8	2.2859	1.9668	16.22	1.2211	1.0178	19.98
STORY7	2.0204	1.7441	15.84	1.0306	0.8681	18.73
STORY6	1.7332	1.5039	15.25	0.8387	0.7162	17.11
STORY5	1.4313	1.2508	14.43	0.6500	0.5655	14.94
STORY4	1.1236	0.9905	13.44	0.4704	0.4199	12.03
STORY3	0.8214	0.7296	12.59	0.3068	0.2844	7.88
STORY2	0.5379	0.4715	14.09	0.1682	0.1648	2.06
STORY1	0.2826	0.2153	31.26	0.0728	0.0733	0.62
Promedio			16.66	Promedio		14.38

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.2.2.5: Deformaciones horizontales por piso, sismo dirección Y.

	Deformación horizontal eje X en [mm]			Deformación horizontal eje Y en [mm]		
PISOS	FRAME	SHELL	Diferencia (%)	FRAME	SHELL	Diferencia (%)
STORY11	0.1854	0.1685	10.06	14.1443	11.3227	24.92
STORY10	0.1918	0.1813	5.79	12.6999	10.2232	24.23
STORY9	0.1843	0.1733	6.38	11.1873	9.0774	23.24
STORY8	0.1700	0.1601	6.22	9.6378	7.8967	22.05
STORY7	0.1516	0.1440	5.28	8.0742	6.6966	20.57
STORY6	0.1309	0.1261	3.85	6.5260	5.4971	18.72
STORY5	0.1091	0.1069	2.11	5.0281	4.3233	16.30
STORY4	0.0872	0.0868	0.46	3.6218	3.2045	13.02
STORY3	0.0661	0.0667	0.83	2.3571	2.1759	8.33
STORY2	0.0469	0.0472	0.53	1.2959	1.2792	1.31
STORY1	0.0308	0.0245	25.97	0.555	0.5765	3.87
		Promedio	6.13		Promedio	16.05

Fuente: Elaboración propia.

4.4.2.3 Análisis de vigas cortas.

De forma análoga a los casos anteriores se comparan esfuerzos y deformaciones, para este punto en particular, las vigas cortas de la elevación 4. Los esfuerzos máximos obtenidos en estos elementos se presentan en las tablas 4.4.2.3.1 a la 4.4.2.3.3, incluyendo además las diferencias porcentuales que se generan entre ambas modelaciones. Las tablas del lado izquierdo corresponden al sismo en dirección X y en lado derecho al sismo en dirección Y, para esfuerzos y deformaciones.

Tabla 4.4.2.3.1: Esfuerzos axiales en dirección X e Y.

Esfuerzos axiales [Ton]				Esfuerzos axiales [Ton]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	1.15	1.34	16.52	STORY11	6.91	11.20	62.08
STORY10	1.59	2.31	45.28	STORY10	10.47	18.01	72.02
STORY9	1.98	2.97	50.00	STORY9	13.05	22.12	69.50
STORY8	2.36	3.55	50.42	STORY8	15.38	25.39	65.08
STORY7	2.71	4.02	48.34	STORY7	17.35	27.74	59.88
STORY6	2.99	4.35	45.48	STORY6	18.81	29.11	54.76
STORY5	3.16	4.50	42.41	STORY5	19.57	29.26	49.51
STORY4	3.13	4.35	38.98	STORY4	19.19	27.60	43.82
STORY3	2.96	3.77	27.36	STORY3	18.08	23.10	27.77
STORY2	3.08	2.49	23.69	STORY2	18.78	13.76	36.48
Promedio			38.85	Promedio			54.09

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.2.3.2: Esfuerzos de corte en dirección X e Y.

Esfuerzos de corte [Ton]				Esfuerzos de corte [Ton]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	1.10	0.89	23.60	STORY11	7.13	7.15	0.28
STORY10	1.75	1.46	19.86	STORY10	11.68	11.35	2.91
STORY9	2.23	1.92	16.15	STORY9	14.72	14.29	3.01
STORY8	2.66	2.29	16.16	STORY8	17.28	16.38	5.49
STORY7	3.02	2.58	17.05	STORY7	19.29	17.83	8.19
STORY6	3.30	2.78	18.71	STORY6	20.71	18.67	10.93
STORY5	3.45	2.87	20.21	STORY5	21.38	18.76	13.97
STORY4	3.43	2.79	22.94	STORY4	21.07	17.78	18.50
STORY3	3.22	2.44	31.97	STORY3	19.63	15.14	29.66
STORY2	2.89	1.59	81.76	STORY2	17.59	9.27	89.75
Promedio			26.84	Promedio			18.27

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.2.3.3: Esfuerzos de flexión en dirección X e Y.

Flexión en [Ton*m]				Flexión en [Ton*m]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	0.276	0.293	6.16	STORY11	1.786	2.341	31.08
STORY10	0.453	0.491	8.39	STORY10	3.020	3.799	25.79
STORY9	0.579	0.646	11.57	STORY9	3.832	4.803	25.34
STORY8	0.692	0.771	11.42	STORY8	4.509	5.512	22.24
STORY7	0.788	0.869	10.28	STORY7	5.043	6.003	19.04
STORY6	0.862	0.938	8.82	STORY6	5.420	6.287	16.00
STORY5	0.904	0.967	6.97	STORY5	5.603	6.319	12.78
STORY4	0.902	0.939	4.10	STORY4	5.539	5.994	8.21
STORY3	0.852	0.821	3.78	STORY3	5.195	5.108	1.70
STORY2	0.769	0.538	42.94	STORY2	4.681	3.140	49.08
Promedio			11.44	Promedio			21.13

Fuente: Elaboración propia.

La tendencia revisada en muros y pilares del edificio real de conservar el comportamiento analizado en estructuras idealizadas del capítulo 3, continúa al evaluar las diferencias porcentuales de los esfuerzos en vigas cortas, es decir, promedios bajos para el caso del corte y la flexión en este tipo de elementos.

Los valores por piso de las deformaciones verticales máximas en las vigas cortas de la elevación 4 se presentan en [mm] y se incluye la diferencia porcentual entre las modelaciones, ver tabla 4.4.2.3.4.

Tabla 4.4.2.3.4: Deformaciones verticales por piso, sismo X e Y.

Deformación vertical máxima en [mm]				Deformación vertical máxima en [mm]			
PISOS	FRAME	SHELL	Diferencia (%)	PISOS	FRAME	SHELL	Diferencia (%)
STORY11	0.1721	0.1337	28.72	STORY11	1.1195	0.8364	33.85
STORY10	0.1681	0.1300	29.31	STORY10	1.0852	0.8101	33.96
STORY9	0.1633	0.1260	29.60	STORY9	1.0419	0.7783	33.87
STORY8	0.1580	0.1213	30.26	STORY8	0.9917	0.7396	34.09
STORY7	0.1515	0.1172	29.27	STORY7	0.9318	0.6943	34.21
STORY6	0.1437	0.1155	24.42	STORY6	0.8607	0.6417	34.13
STORY5	0.1400	0.1121	24.89	STORY5	0.7788	0.5926	31.42
STORY4	0.1312	0.1053	24.60	STORY4	0.6894	0.5439	26.75
STORY3	0.1164	0.0938	24.09	STORY3	0.5997	0.4833	24.08
STORY2	0.0962	0.0770	24.94	STORY2	0.5223	0.4014	30.12
Promedio			27.01	Promedio			31.65

Fuente: Elaboración propia.

4.4.2.4 Análisis de vigas esbeltas.

Finalmente se contrastan los esfuerzos y deformaciones en vigas esbeltas, se presentan en las tablas 4.4.2.4.1 a la 4.4.2.4.3 los esfuerzos máximos axiales, de corte y flexión por piso, obtenidos en las vigas de la elevación J, entre los ejes 24 y 26. Las tablas del lado izquierdo corresponden al sismo en dirección X y en lado derecho al sismo en dirección Y. Se incluyen además las diferencias porcentuales que se generan entre ambas modelaciones.

Las menores diferencias porcentuales se obtuvieron al evaluar los esfuerzos de flexión, conservando la tendencia de las estructuras idealizadas vistas en el capítulo 3. Esta situación es favorable debido a que usualmente el diseño de las vigas esbeltas está controlado por la flexión.

Tabla 4.4.2.4.1: Esfuerzos axiales en dirección X e Y.

Esfuerzos axiales [Ton]				Esfuerzos axiales [Ton]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	0.41	0.52	26.83	STORY11	1.24	1.39	12.10
STORY10	1.02	2.08	103.92	STORY10	5.87	12.85	118.91
STORY9	0.99	2.06	108.08	STORY9	5.49	12.55	128.60
STORY8	1.03	1.98	92.23	STORY8	5.29	12.20	130.62
STORY7	1.15	1.87	62.61	STORY7	5.15	11.76	128.35
STORY6	1.23	1.76	43.09	STORY6	4.99	11.16	123.65
STORY5	1.29	1.63	26.36	STORY5	4.77	10.37	117.40
STORY4	1.33	1.47	10.53	STORY4	4.44	9.31	109.68
STORY3	1.31	1.25	4.80	STORY3	3.89	7.84	101.54
STORY2	1.19	1.02	16.67	STORY2	3.28	6.17	88.11
STORY1	0.82	1.30	58.54	STORY1	3.04	7.19	136.51
Promedio			50.33	Promedio			108.68

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.2.4.2: Esfuerzos de corte en dirección X e Y.

Esfuerzos de corte [Ton]				Esfuerzos de corte [Ton]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	0.20	0.23	15.00	STORY11	0.53	0.73	37.74
STORY10	0.13	0.32	146.15	STORY10	1.02	2.27	122.55
STORY9	0.10	0.33	230.00	STORY9	1.12	2.27	102.68
STORY8	0.15	0.34	126.67	STORY8	1.11	2.25	102.70
STORY7	0.19	0.36	89.47	STORY7	1.10	2.20	100.00
STORY6	0.23	0.37	60.87	STORY6	1.11	2.10	89.19
STORY5	0.27	0.37	37.04	STORY5	1.10	1.96	78.18
STORY4	0.30	0.35	16.67	STORY4	1.08	1.75	62.04
STORY3	0.32	0.32	0.00	STORY3	1.02	1.48	45.10
STORY2	0.35	0.28	25.00	STORY2	0.92	1.17	27.17
STORY1	0.23	0.24	4.35	STORY1	0.88	0.98	11.36
Promedio			68.29	Promedio			70.79

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.4.2.4.3: Esfuerzos de flexión en dirección X e Y.

Flexión en [Ton*m]				Flexión en [Ton*m]			
Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)	Pisos	Shell	Frame	Diferencia (%)
STORY11	0.158	0.237	50.00	STORY11	0.872	1.406	61.24
STORY10	0.233	0.473	103.00	STORY10	2.015	3.488	73.10
STORY9	0.341	0.488	43.11	STORY9	2.151	3.544	64.76
STORY8	0.425	0.487	14.59	STORY8	2.189	3.518	60.71
STORY7	0.507	0.499	1.60	STORY7	2.190	3.422	56.26
STORY6	0.578	0.535	8.04	STORY6	2.147	3.250	51.37
STORY5	0.635	0.553	14.83	STORY5	2.060	3.001	45.68
STORY4	0.677	0.548	23.54	STORY4	1.933	2.672	38.23
STORY3	0.704	0.513	37.23	STORY3	1.778	2.270	27.67
STORY2	0.723	0.474	52.53	STORY2	1.649	1.841	11.64
STORY1	0.469	0.352	33.24	STORY1	1.355	1.470	8.49
		Promedio	34.70			Promedio	45.38

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 4.4.2.4.4 se presentan los valores máximos en [mm] de las deformaciones verticales en las vigas de cada nivel. De forma análoga la tabla del lado izquierdo corresponde al sismo en dirección X y en lado derecho al sismo en dirección Y, también se incluyen las diferencias porcentuales entre las modelaciones.

Tabla 4.4.2.4.4: Deformaciones verticales por piso.

Deformación vertical máxima en [mm]				Deformación vertical máxima en [mm]			
PISOS	FRAME	SHELL	Diferencia (%)	PISOS	FRAME	SHELL	Diferencia (%)
STORY11	0.4986	0.4409	13.09	STORY11	2.9950	2.3260	28.76
STORY10	0.5057	0.4454	13.54	STORY10	3.0406	2.3427	29.79
STORY9	0.5097	0.4503	13.19	STORY9	3.0580	2.3595	29.60
STORY8	0.5071	0.4505	12.56	STORY8	3.0324	2.3520	28.93
STORY7	0.4964	0.4447	11.63	STORY7	2.9571	2.3121	27.90
STORY6	0.4767	0.4318	10.40	STORY6	2.8270	2.2342	26.53
STORY5	0.4469	0.4106	8.84	STORY5	2.6368	2.1128	24.80
STORY4	0.4062	0.3801	6.87	STORY4	2.3817	1.9433	22.56
STORY3	0.3534	0.3398	4.00	STORY3	2.0576	1.7242	19.34
STORY2	0.2871	0.2910	1.36	STORY2	1.6623	1.4667	13.34
STORY1	0.2049	0.2539	23.91	STORY1	1.1924	1.2919	8.34
		Promedio	10.85			Promedio	23.63

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES.

5.1 ANÁLISIS EN ESTRUCTURAS IDEALIZADAS.

La modelación en Etabs con elementos frame condicionada por el M.P.T.C.V, en estructuras tridimensionales de hormigón armado mostró un comportamiento muy similar al utilizar elementos shell basada en el M.E.F, sin embargo el M.P.T.C.V es levemente más flexible al contrastar algunos parámetros globales de la estructura.

Las diferencias de esfuerzos y deformaciones varían entre los elementos resistentes de las estructuras, obteniéndose mejores resultados en estructuras en base a muros que al conformarse con pilares, sin embargo la forma de esta distribución es prácticamente idéntica, es decir, para un mismo elemento valores negativos en el modelo shell (M.E.F) también son negativos en el modelo frame (M.P.T.C.V) y viceversa.

Los valores de las solicitaciones que eventualmente controlarían el diseño de los elementos estructurales analizados, vigas, pilares y muros, presentan entre ambas modelaciones diferencias más pequeñas que al evaluar otras solicitaciones.

Se debe definir un elemento frame con propiedades de cacho rígido para la correcta transmisión de esfuerzos, debido a que en estructuras tridimensionales de hormigón armado, el programa Etabs genera variaciones aleatorias en las longitudes de rigidez de elementos horizontales al correr el modelo, provocando alteraciones en los parámetros globales de la estructura y también al evaluar esfuerzos y deformaciones en los elementos resistentes que la componen.

La reducción de cachos rígidos del M.P.T.C.V en modelos bidimensionales mejora las diferencias con el M.E.F, al contrastar los parámetros globales, esfuerzos y deformaciones en los distintos elementos. Este escenario no se repite en estructuras tridimensionales, por lo que no es adecuado reducir las zonas de rigidez.

Respecto de la reducción del tiempo en la elaboración del M.P.T.C.V, no se obtienen mayores diferencias con el M.E.F, sin embargo, los tiempos de compilado de datos y entrega de resultados son mucho menores al utilizar elementos frame, lo que permite un ahorro considerable de tiempo.

5.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL EDIFICIO WALKER MARTÍNEZ.

Las singularidades de un edificio real, no alteran las conclusiones obtenidas respecto de los parámetros globales de una estructura, es decir, ambos métodos presentan resultados muy similares en términos de los esfuerzos y deformaciones totales, la distribución del corte en altura, periodos de vibración de la estructura, entre otros.

Con respecto a esfuerzos internos y deformaciones para los elementos estructurales analizados, el promedio de las diferencias entre las modelaciones aumentan al comparar los valores obtenidos en estructuras idealizadas.

Por todo lo anterior se podría emplear indistintamente la modelación con elementos shell (área) o el M.P.T.C.V mediante elementos frame (línea) en estructuras de hormigón armado

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- BELTRÁN, F. 1999. Teoría general del método de los elementos finitos. Departamento de mecánica estructural y construcciones industriales - ETS Ingenieros Industriales de Madrid. Madrid, España, s.e. 145 p.
- BONELLI, P. 2007. Modelación estructural. Diseño sísmico de muros - Comparación de las disposiciones de algunos códigos de diseño sísmico. ACHISINA. (Disponible en: http://www.academia.edu/7760297/Diseno_de_Muros_ETABS. Consultado el: 23 de septiembre de 2014).
- BUSTOS V., A.I. 2003. Análisis comparativo de la respuesta sísmica entre edificios en altura de acero en base a marcos de momento y marcos arriostrados en el núcleo y en base a marcos de momento y núcleo de hormigón armado. Tesis Ing. Civil Obras Civiles. Valdivia, Univ. Austral de Chile, Fac. Cien. Ing. 109 p.
- CARRILLO L., W. J.; S. ALCOCER; R. URIBE. 2009. Comportamiento dinámico y cuasi-estático de sistemas estructurales de muros de concreto con aberturas. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Puebla, México. 16 p.
- CARRILLO L., W. J. 2009. Estimación de los periodos naturales de vibración de viviendas de baja altura con muros de concreto. Ciencia e Ingeniería Neogranadina. 19(1): 39-54.
- CELIGÜETA L., J. T. 2011. Método de los elementos finitos para análisis estructural. 4 ed. San Sebastián, España, UNICOPIA. 274 p.
- CORZO V., K. R. 2005. Diseño de un modelo estructural con el programa ETABS. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Univ. San Carlos de Guatemala, Fac. Ing. 184 p.

- CSI. 2005. ETABS versión 9. Software de diseño integral para edificaciones. California, U.S., s.e. 242 p.
- DEL BUSTO, H.; J. GRASES; J. IGLESIAS; Y. ISHIYAMA; J. QUIROZ; H. SCALETTI; D. STEWART; R. TORRES. 1989. Análisis de riesgo en el diseño de hospitales en zonas sísmicas. Organización Panamericana de la Salud. Washington D.C., U.S., s.e. 130 p.
- GUENDELMAN B., T. 2004. Análisis estático y dinámico de estructuras. Santiago, Chile. s.e. 1(3): 1-15.
- GUENDELMAN B., T. 2004. Análisis estático y dinámico de estructuras. Santiago, Chile. s.e. 1(12): 1-36.
- GUENDELMAN B., T. 2007. Modelos y métodos de análisis y diseño de edificios. Seminario Modelación ACHISINA. 29 p.
- GUENDELMAN B., T.; J. LINDENBERG. 2011, Dic. Evolución del diseño sísmico de edificios. Procedimientos y normativa. (Disponible en: <http://www.framestudio.cl/clientes/iec/publicaciones/publicaciones-tecnicas/023.pdf>. Consultado el: 10 de noviembre de 2014).
- HERNÁNDEZ, E. 2008, Feb. Manual de aplicación del programa ETABS v9. (Disponible en: <http://administraciondeobras.files.wordpress.com/2013/01/manual-de-etabs-en-espac3b1ol.pdf>. Consultado el: 05 de diciembre de 2013).
- HURTADO G., J. E. 2002. Introducción al análisis estructural por elementos finitos. Manizales, Colombia, Univ. Nac. De Colombia Sede Manizales. 159p.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN. 2009. Diseño sísmico de edificios (NCh 433.Of1996 Modificada en 2009). 2 ed. Santiago, Chile. 43 p.

- LOPEZ, M. 2005. Diseño de muros de cortante en edificios altos. Tesis Ing. Civil. México D.F., Inst. Politécnico Nacional, Esc. Sup. de Ing. y Arq. 226 p.
- MENDOZA, J. 2007. Instrucciones de uso programa ETABS v. 8. (Disponible en: <http://civilgeeks.com/2010/11/02/manual-de-uso-etabs/>. Consultado el: 05 de diciembre de 2013).
- MENESES, P. 2006. Análisis de edificios de hormigón armado en base a pórticos planos acoplados a muros de altura parcial. Tesis Ing. Civil Obras Civiles. Valdivia, Univ. Austral de Chile, Fac. Cien. Ing. 109 p.
- NIÑO S., A. 2012. Planos de forma edificio “Conjunto Walker Martínez”. Valdivia, Chile. MADLAN – Ingeniería Estructural y Obras Civiles. (Comunicación personal).
- NÚÑEZ G., E. 1995. Estudio comparativo de tres métodos de análisis para estructuras a base de marcos y muros de corte, sujetas a cargas laterales. Tesis Ing. Civil. Ciudad de Guatemala, Univ. Mariano Gálvez de Guatemala, Fac. Ing. Civil. 122 p.
- ORTEGA C., M.; J. BRAVO; J. RUIZ. 1997. Informática industrial. (Disponible en: books.google.cl/books?isbn=8489492778. Consultado el: 20 de octubre de 2014).
- PADILLA H., E. H. 2014. Modelación y análisis estructural de edificios de hormigón armado: Comparación de estructuras de baja, media y gran altura estructurados en base a muros, según NCh 433 mod.2009 y Decretos Supremos N°60 y N°61. Tesis Ing. Civil Obras Civiles. Valdivia, Univ. Austral de Chile, Fac. Cien. Ing. 167 p.
- PAIZ J., J. C.; J. QUINTANILLA. 2009. Guía para el análisis y diseño estructural de edificios a base de un sistema interactuante de marcos de concreto reforzado y paredes de mampostería de bloque de concreto empleando software computacional. Tesis Ing. Civil. Ciudad Universitaria, El Salvador, Univ. de El Salvador, Fac. Multidisciplinaria Oriental. 471 p.

PAZ, M. 1992. Dinámica estructural. Teoría y cálculo. Traducido de la tercera edición en lengua inglesa por el propio autor. Barcelona, España, Reverté. 648 p.

POWELL, G. H. 2013, sep. 14. Modeling of coupling beams in shear walls. (Disponible en: <https://wiki.csiamerica.com/display/perform/Modeling+of+coupling+beams+in+shear+walls>. Consultado el: 13 de octubre de 2014).

REPÚBLICA DE CHILE. 2011, dic. 13. DS N° 60 (V. y U.), que aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga decreto N° 118, de 2010. Diario Oficial de la república de Chile. 135(320.108): 1-8. (Cuerpo I)

REPÚBLICA DE CHILE. 2011, dic. 13. DS N° 61 (V. y U.), que aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto N° 117, de 2010. Diario Oficial de la república de Chile. 135(320.108): 8-12. (Cuerpo I)

SALINAS B., R. ¿2013?. Fundamentos del análisis dinámico de estructuras. (Disponible en: <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc2177/doc2177.htm>. Consultado el: 12 de noviembre de 2014).

TARRAGONA INMOBILIARIA. ¿2004?. (Disponible en: <http://www.tarragonachile.cl/index.html>. Consultado el: 25 de noviembre de 2014).

TAVERAS M., M. A. 2008. Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral. Tesis Maestro Ing. Civil. México D.F., UNAM, Inst. Ing. 93 p.

TENA C., A. 2007. Análisis de estructuras con métodos matriciales. México D.F., México, Limusa. 560 p.

TENA C., A.; G. RIVERA; J. VERGARA. 2011. Estimación de la rigidez lateral elástica de muros con aberturas. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. 11(2): 135-162.

ZIENKIEWICZ, O. C.; R. L. TAYLOR. 1994. El método de los elementos finitos. 4 ed. Madrid, España, McGraw-Hill. Vol. 1, 650 p.

ANEXO A.

COMANDOS BARRA DE HERRAMIENTAS ETABS.

Se detallan los botones de los comandos de cada una de las barras de herramientas de Etabs, como se aprecia en la figura A.1y A.2.

Figura A.1
Botones de los comandos de las barras de herramientas de Etabs.

Define	Draw
Definir propiedades del material	Seleccionar Objeto
Definir secciones de elementos frame (vigas y columnas)	Desplazar y modificar elementos
Definir secciones de muros o losas	Dibujar objetos lineales
Definir funciones de espectro de respuesta	Dibujar objetos lineales en regiones
Definir funciones Tiempo-Historia	Dibujar columnas en regiones
Definir estados de carga estática	Dibujar vigas secundarias en regiones en planta
Definir casos de espectro de respuesta	Crear diagonales en regiones en elevaciones
Definir casos Tiempo-Historia	Dibujar áreas irregulares
Definir combinaciones de carga	Dibujar áreas rectangulares
Definir masa sísmica	Dibujar áreas con clic
	Dibujar muros en planta
Main	Dibujar muros en regiones en planta
Nuevo modelo	
Abrir archivo .EDB existente	Display
Guardar modelo	Mostrar modelo indeformado
Imprimir gráficos	Mostrar modelo deformado
Imprimir tablas de datos	Mostrar formas modales
Deshacer	Mostrar diagrama de esfuerzos
Rehacer	Mostrar diagrama de energía y trabajo virtual
Refresh	Mostrar trazos Tiempo-Historia
Bloquear / Desbloquear modelo	Mostar curva estática de pushover
Correr análisis	
Correr análisis de la secuencia de construcción	Point and joint assigns
Correr análisis estático no lineal	Asignar diafragma rígido de punto
Zoom área	Asignar conexiones especiales
Zoom todo	Asignar restricciones de apoyos
Zoom anterior	Asignar fuerza o momento puntual

Fuente: Mendoza (2007).

Figura A.2

Botones de los comandos de las barras de herramientas de Etabs.

	Acercamiento		
	Alejamiento		Shell and area assigns
	Desplazamiento con el mouse		Asignar muro o losa
	Vista en 3 dimensiones		Asignar vanos
	Vista en planta		Asignar diafragma rígido de área
	Vista en elevación (por ejes)		Asignar ejes locales
	Rotar vista 3D		Asignar etiqueta de Pier
	Activar / Desactivar perspectiva		Asignar etiqueta de Spandrel
	Mover uno hacia arriba en una lista		Asignar carga uniforme
	Mover uno hacia abajo en una lista		
	Contraer / descontraer elementos		
	Fijar opciones para ver el modelo		Frame and line assigns
	Asignar nombres de grupo		Asignar sección frame
			Asignar restricciones del frame
	Select		Define rigidez por penetración (cacho rígido)
	Selecciona todo		Asignar ejes locales del frame
	Selección anterior		Asignar carga distribuida del frame
	Limpiar selecciones		
	Seleccionar usando línea de intersección		Design
			Diseño en acero
	Snap		Diseño en concreto
	Calzar con puntos		Diseño de vigas compuestas
	Calzar con puntos medios o extremos		Diseño de viguetas
	Calzar con intersecciones		Diseño de muros de corte
	Calzar con perpendicular		
	Calzar con líneas y bordes		
	Calzar con la grilla invisible		

Fuente: Mendoza (2007).

ANEXO B.

TABLAS DE ESFUERZOS ELEVACIONES 1 Y A.

Tabla B.1

Esfuerzos máximos de flexión para la carga muerta y la carga viva, elevación 1.

Carga Muerta (D)						Carga Viva (L)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 1	25.72	33.74	31.18	34.17	32.85	Muro 1	9.01	12.00	33.19	12.11	34.41
Muro 2	19.14	22.58	17.97	20.54	7.31	Muro 2	6.71	8.11	20.86	7.35	9.54
Muro 3	19.53	22.90	17.26	21.58	10.50	Muro 3	6.88	8.23	19.62	7.72	12.21
Muro 4	29.79	35.01	17.52	39.32	31.99	Muro 4	10.57	12.50	18.26	13.98	32.26
Viga 1	0.63	0.80	26.98	0.64	1.59	Viga 1	0.19	0.27	42.11	0.21	10.53
Viga 2	1.03	1.16	12.62	0.92	11.96	Viga 2	0.34	0.40	17.65	0.31	9.68
Viga 3	1.19	1.37	15.13	1.08	10.19	Viga 3	0.40	0.47	17.50	0.37	8.11
Viga 4	1.49	1.36	9.56	0.97	53.61	Viga 4	0.52	0.47	10.64	0.33	57.58
Muro 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Muro 6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Muro 7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Muro 8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 5	0.63	0.80	26.98	0.64	1.59	Viga 5	0.19	0.27	42.11	0.21	10.53
Viga 6	1.03	1.16	12.62	0.92	11.96	Viga 6	0.34	0.40	17.65	0.31	9.68
Viga 7	1.19	1.37	15.13	1.08	10.19	Viga 7	0.40	0.47	17.50	0.37	8.11
Viga 8	1.49	1.36	9.56	0.97	53.61	Viga 8	0.52	0.47	10.64	0.33	57.58
Muro 9	25.72	33.74	31.18	34.17	32.85	Muro 9	9.01	12.00	33.19	12.11	34.41
Muro 10	19.14	22.58	17.97	20.54	7.31	Muro 10	6.71	8.11	20.86	7.35	9.54
Muro 11	19.53	22.90	17.26	21.58	10.50	Muro 11	6.88	8.23	19.62	7.72	12.21
Muro 12	29.79	35.01	17.52	39.32	31.99	Muro 12	10.57	12.50	18.26	13.98	32.26

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.2

Esfuerzos máximos de flexión para la carga muerta y la carga viva, elevación A.

Carga Muerta (D)						Carga Viva (L)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 13	50.57	57.88	14.46	56.79	12.30	Muro 13	17.24	19.92	15.55	19.57	13.52
Muro 14	36.11	42.51	17.72	39.02	8.06	Muro 14	12.23	14.58	19.22	13.41	9.65
Muro 15	33.80	41.52	22.84	38.69	14.47	Muro 15	11.47	14.25	24.24	13.32	16.13
Muro 16	48.10	54.69	13.70	57.25	19.02	Muro 16	16.51	18.86	14.23	19.86	20.29
Viga 9	3.15	3.53	12.06	3.41	8.25	Viga 9	1.01	1.16	14.85	1.12	10.89
Viga 10	3.13	3.50	11.82	3.37	7.67	Viga 10	1.00	1.15	15.00	1.11	11.00
Viga 11	3.00	3.48	16.00	3.33	11.00	Viga 11	0.95	1.14	20.00	1.10	15.79
Viga 12	3.76	3.52	6.82	3.42	9.94	Viga 12	1.23	1.16	6.03	1.13	8.85
Muro 17	50.57	57.88	14.46	56.79	12.30	Muro 17	17.24	19.92	15.55	19.57	13.52
Muro 18	36.11	42.51	17.72	39.02	8.06	Muro 18	12.23	14.58	19.22	13.41	9.65
Muro 19	33.80	41.52	22.84	38.69	14.47	Muro 19	11.47	14.25	24.24	13.32	16.13
Muro 20	48.10	54.69	13.70	57.25	19.02	Muro 20	16.51	18.86	14.23	19.86	20.29

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.3

Esfuerzos máximos de flexión para sismo estático en X e Y, elevación 1.

Sismo estático eje X (Sx)

Sismo estático eje Y (Sy)

Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 1	92.93	103.08	10.92	107.97	16.18	Muro 1	38.90	40.26	3.50	39.84	2.42
Muro 2	49.57	60.58	22.21	66.53	34.21	Muro 2	11.42	22.38	95.97	19.63	71.89
Muro 3	23.38	31.87	36.31	37.42	60.05	Muro 3	2.58	12.68	391.47	16.86	553.49
Muro 4	15.74	21.33	35.51	17.85	13.41	Muro 4	5.75	14.84	158.09	18.70	225.22
Viga 1	1.98	1.69	17.16	1.59	24.53	Viga 1	0.07	0.12	71.43	0.18	157.14
Viga 2	2.62	2.29	14.41	2.14	22.43	Viga 2	0.10	0.06	66.67	0.12	20.00
Viga 3	2.68	2.33	15.02	2.14	25.23	Viga 3	0.20	0.18	11.11	0.10	100.00
Viga 4	2.29	2.11	8.53	1.91	19.90	Viga 4	0.23	0.24	4.35	0.16	43.75
Muro 5	109.74	108.97	0.71	115.38	5.14	Muro 5	8.98	9.10	1.34	9.58	6.68
Muro 6	55.23	54.47	1.40	59.16	7.12	Muro 6	4.83	4.94	2.28	5.18	7.25
Muro 7	25.42	27.60	8.58	28.61	12.55	Muro 7	2.61	2.77	6.13	2.96	13.41
Muro 8	29.40	33.23	13.03	29.72	1.09	Muro 8	3.01	3.51	16.61	2.99	0.67
Viga 5	1.98	1.69	17.16	1.59	24.53	Viga 5	0.34	0.26	30.77	0.18	88.89
Viga 6	2.62	2.29	14.41	2.14	22.43	Viga 6	0.59	0.51	15.69	0.39	51.28
Viga 7	2.68	2.33	15.02	2.14	25.23	Viga 7	0.73	0.66	10.61	0.53	37.74
Viga 8	2.29	2.11	8.53	1.91	19.90	Viga 8	0.70	0.69	1.45	0.55	27.27
Muro 9	92.93	103.08	10.92	107.97	16.18	Muro 9	27.25	39.37	44.48	38.41	40.95
Muro 10	49.57	60.58	22.21	66.53	34.21	Muro 10	8.81	24.85	182.07	21.00	138.37
Muro 11	23.38	31.87	36.31	37.42	60.05	Muro 11	6.63	21.34	221.87	26.81	304.37
Muro 12	15.74	21.33	35.51	17.85	13.41	Muro 12	8.51	19.90	133.84	24.85	192.01

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.4

Esfuerzos máximos de flexión para sismo estático en X e Y, elevación A.

Sismo estático eje X (Sx)

Sismo estático eje Y (Sy)

Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 13	12.84	20.11	56.62	19.98	55.61	Muro 13	167.66	187.02	11.55	183.85	9.66
Muro 14	1.56	10.72	587.18	13.08	738.46	Muro 14	96.83	117.92	21.78	117.12	20.95
Muro 15	5.26	14.22	170.34	17.51	232.89	Muro 15	49.09	66.23	34.92	67.50	37.50
Muro 16	5.16	11.47	122.29	14.30	177.13	Muro 16	17.23	28.72	66.69	31.16	80.85
Viga 9	0.06	0.06	0.00	0.06	0.00	Viga 9	1.04	0.88	18.18	0.85	22.35
Viga 10	0.08	0.09	12.50	0.09	12.50	Viga 10	1.55	1.38	12.32	1.31	18.32
Viga 11	0.09	0.10	11.11	0.10	11.11	Viga 11	1.76	1.61	9.32	1.50	17.33
Viga 12	0.09	0.10	11.11	0.09	0.00	Viga 12	1.76	1.65	6.67	1.53	15.03
Muro 17	26.82	25.01	7.24	25.07	6.98	Muro 17	167.66	187.02	11.55	183.85	9.66
Muro 18	7.70	11.42	48.31	10.17	32.08	Muro 18	96.83	117.92	21.78	117.12	20.95
Muro 19	0.82	6.98	751.22	9.36	1041.46	Muro 19	49.09	66.23	34.92	67.50	37.50
Muro 20	3.55	8.02	125.92	10.06	183.38	Muro 20	17.23	28.72	66.69	31.16	80.85

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.5

Esfuerzos máximos de flexión para sismo espectral en X e Y, elevación 1.

Sismo Espectral eje X (STX)						Sismo Espectral eje Y (STY)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 1	89.91	100.22	11.47	105.17	16.97	Muro 1	36.46	40.46	10.97	39.97	9.63
Muro 2	47.85	58.72	22.72	64.77	35.36	Muro 2	9.88	24.96	152.63	21.09	113.46
Muro 3	20.13	27.66	37.41	32.93	63.59	Muro 3	6.45	20.78	222.17	26.14	305.27
Muro 4	14.29	18.49	29.39	15.62	9.31	Muro 4	9.10	19.01	108.90	23.30	156.04
Viga 1	1.90	1.63	16.56	1.54	23.38	Viga 1	0.25	0.20	25.00	0.14	78.57
Viga 2	2.50	2.18	14.68	2.03	23.15	Viga 2	0.46	0.41	12.20	0.30	53.33
Viga 3	2.44	2.12	15.09	1.94	25.77	Viga 3	0.58	0.55	5.45	0.43	34.88
Viga 4	1.97	1.87	5.35	1.69	16.57	Viga 4	0.56	0.58	3.57	0.46	21.74
Muro 5	105.79	106.01	0.21	112.41	6.26	Muro 5	4.85	6.12	26.19	6.46	33.20
Muro 6	53.40	52.83	1.08	57.54	7.75	Muro 6	2.33	2.85	22.32	3.01	29.18
Muro 7	28.07	30.54	8.80	25.76	8.97	Muro 7	1.33	1.84	38.35	1.50	12.78
Muro 8	26.54	30.36	14.39	27.29	2.83	Muro 8	1.38	1.98	43.48	1.69	22.46
Viga 5	1.90	1.63	16.56	1.54	23.38	Viga 5	0.25	0.20	25.00	0.14	78.57
Viga 6	2.50	2.18	14.68	2.03	23.15	Viga 6	0.46	0.41	12.20	0.30	53.33
Viga 7	2.44	2.12	15.09	1.94	25.77	Viga 7	0.58	0.55	5.45	0.43	34.88
Viga 8	1.97	1.87	5.35	1.69	16.57	Viga 8	0.56	0.58	3.57	0.46	21.74
Muro 9	89.91	100.22	11.47	105.17	16.97	Muro 9	36.46	40.46	10.97	39.97	9.63
Muro 10	47.85	58.72	22.72	64.77	35.36	Muro 10	9.88	24.96	152.63	21.09	113.46
Muro 11	20.13	27.66	37.41	32.93	63.59	Muro 11	6.45	20.78	222.17	26.14	305.27
Muro 12	14.29	18.49	29.39	15.62	9.31	Muro 12	9.10	19.01	108.90	23.30	156.04

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.6

Esfuerzos máximos de flexión para sismo espectral en X e Y, elevación A.

Sismo Espectral eje X (STX)						Sismo Espectral eje Y (STY)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 13	23.57	23.89	1.36	24.00	1.82	Muro 13	180.14	203.72	13.09	200.97	11.56
Muro 14	5.71	11.16	95.45	11.07	93.87	Muro 14	105.24	130.75	24.24	131.00	24.48
Muro 15	4.74	13.24	179.32	16.40	245.99	Muro 15	50.40	70.35	39.58	72.61	44.07
Muro 16	5.44	10.41	91.36	12.71	133.64	Muro 16	13.41	25.29	88.59	27.92	108.20
Viga 9	0.04	0.04	0.00	0.04	0.00	Viga 9	1.14	0.97	17.53	0.93	22.58
Viga 10	0.04	0.06	50.00	0.06	50.00	Viga 10	1.71	1.51	13.25	1.42	20.42
Viga 11	0.05	0.06	20.00	0.06	20.00	Viga 11	1.90	1.72	10.47	1.60	18.75
Viga 12	0.04	0.06	50.00	0.06	50.00	Viga 12	1.82	1.75	4.00	1.62	12.35
Muro 17	23.58	23.89	1.31	24.00	1.78	Muro 17	180.14	203.72	13.09	200.97	11.56
Muro 18	5.72	11.16	95.10	11.07	93.53	Muro 18	105.24	130.75	24.24	131.00	24.48
Muro 19	4.74	13.24	179.32	16.40	245.99	Muro 19	50.40	70.35	39.58	72.61	44.07
Muro 20	5.44	10.41	91.36	12.71	133.64	Muro 20	13.41	25.29	88.59	27.92	108.20

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.7

Esfuerzos máximos de corte para la carga muerta y la carga viva, elevación 1.

Carga Muerta (D)						Carga Viva (L)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 1	4.09	5.38	31.54	4.77	16.63	Muro 1	1.45	1.91	31.72	1.69	16.55
Muro 2	8.90	10.86	22.02	11.21	25.96	Muro 2	3.16	3.87	22.47	3.98	25.95
Muro 3	11.05	13.45	21.72	14.28	29.23	Muro 3	3.96	4.81	21.46	5.09	28.54
Muro 4	14.63	17.18	17.43	19.19	31.17	Muro 4	5.26	6.15	16.92	6.84	30.04
Viga 1	1.48	2.41	62.84	2.15	45.27	Viga 1	0.41	0.78	90.24	0.69	68.29
Viga 2	2.37	3.20	35.02	2.79	17.72	Viga 2	0.74	1.07	44.59	0.92	24.32
Viga 3	2.57	3.68	43.19	3.14	22.18	Viga 3	0.82	1.24	51.22	1.04	26.83
Viga 4	3.86	3.70	4.32	3.00	28.67	Viga 4	1.30	1.25	4.00	1.00	30.00
Muro 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Muro 6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Muro 7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Muro 8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Viga 5	1.48	2.41	62.84	2.15	45.27	Viga 5	0.41	0.78	90.24	0.69	68.29
Viga 6	2.37	3.20	35.02	2.79	17.72	Viga 6	0.74	1.07	44.59	0.92	24.32
Viga 7	2.57	3.68	43.19	3.14	22.18	Viga 7	0.82	1.24	51.22	1.04	26.83
Viga 8	3.86	3.70	4.32	3.00	28.67	Viga 8	1.30	1.25	4.00	1.00	30.00
Muro 9	4.09	5.38	31.54	4.77	16.63	Muro 9	1.45	1.91	31.72	1.69	16.55
Muro 10	8.90	10.86	22.02	11.21	25.96	Muro 10	3.16	3.87	22.47	3.98	25.95
Muro 11	11.05	13.45	21.72	14.28	29.23	Muro 11	3.96	4.81	21.46	5.09	28.54
Muro 12	14.63	17.18	17.43	19.19	31.17	Muro 12	5.26	6.15	16.92	6.84	30.04

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.8

Esfuerzos máximos de corte para la carga muerta y la carga viva, elevación A.

Carga Muerta (D)						Carga Viva (L)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 13	9.63	9.24	4.22	7.93	21.44	Muro 13	3.27	3.18	2.83	2.73	19.78
Muro 14	18.67	19.23	3.00	19.32	3.48	Muro 14	6.37	6.61	3.77	6.65	4.40
Muro 15	22.42	24.24	8.12	25.32	12.93	Muro 15	7.67	8.32	8.47	8.71	13.56
Muro 16	28.32	29.65	4.70	32.35	14.23	Muro 16	9.74	10.19	4.62	11.16	14.58
Viga 9	6.36	7.38	16.04	7.37	15.88	Viga 9	1.99	2.41	21.11	2.40	20.60
Viga 10	6.37	7.35	15.38	7.32	14.91	Viga 10	2.00	2.39	19.50	2.39	19.50
Viga 11	5.95	7.32	23.03	7.28	22.35	Viga 11	1.86	2.39	28.49	2.37	27.42
Viga 12	8.18	7.44	9.95	7.52	8.78	Viga 12	2.66	2.43	9.47	2.46	8.13
Muro 17	9.63	9.24	4.22	7.93	21.44	Muro 17	3.27	3.18	2.83	2.73	19.78
Muro 18	18.67	19.23	3.00	19.32	3.48	Muro 18	6.37	6.61	3.77	6.65	4.40
Muro 19	22.42	24.24	8.12	25.32	12.93	Muro 19	7.67	8.32	8.47	8.71	13.56
Muro 20	28.32	29.65	4.70	32.35	14.23	Muro 20	9.74	10.19	4.62	11.16	14.58

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.9

Esfuerzos máximos de corte para sismo estático en X e Y, elevación 1.

Sismo estático eje X (Sx)

Sismo estático eje Y (Sy)

Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 1	31.30	31.32	0.06	31.36	0.19	Muro 1	4.60	3.48	32.18	2.62	75.57
Muro 2	27.41	27.41	0.00	27.67	0.95	Muro 2	10.76	9.35	15.08	9.41	14.35
Muro 3	21.88	21.72	0.74	22.03	0.69	Muro 3	11.80	10.55	11.85	10.90	8.26
Muro 4	14.42	14.13	2.05	14.35	0.49	Muro 4	11.52	10.58	8.88	10.92	5.49
Viga 1	3.90	3.65	6.85	3.42	14.04	Viga 1	0.13	0.18	38.46	0.29	123.08
Viga 2	5.15	4.97	3.62	4.62	11.47	Viga 2	0.17	0.04	325.00	0.14	21.43
Viga 3	5.30	5.05	4.95	4.63	14.47	Viga 3	0.38	0.29	31.03	0.11	245.45
Viga 4	4.60	4.56	0.88	4.10	12.20	Viga 4	0.46	0.43	6.98	0.25	84.00
Muro 5	29.53	29.80	0.91	29.80	0.91	Muro 5	2.37	2.42	2.11	2.41	1.69
Muro 6	25.15	25.67	2.07	25.12	0.12	Muro 6	2.15	2.25	4.65	2.12	1.42
Muro 7	21.06	21.91	4.04	21.26	0.95	Muro 7	2.04	2.19	7.35	2.03	0.49
Muro 8	15.75	16.94	7.56	16.41	4.19	Muro 8	1.73	1.95	12.72	1.79	3.47
Viga 5	3.90	3.65	6.85	3.42	14.04	Viga 5	0.62	0.48	29.17	0.29	113.79
Viga 6	5.15	4.97	3.62	4.62	11.47	Viga 6	1.14	1.00	14.00	0.72	58.33
Viga 7	5.30	5.05	4.95	4.63	14.47	Viga 7	1.43	1.33	7.52	1.03	38.83
Viga 8	4.60	4.56	0.88	4.10	12.20	Viga 8	1.42	1.41	0.71	1.09	30.28
Muro 9	31.30	31.32	0.06	31.36	0.19	Muro 9	10.34	9.23	12.03	8.31	24.43
Muro 10	27.41	27.41	0.00	27.67	0.95	Muro 10	16.71	15.31	9.14	15.37	8.72
Muro 11	21.88	21.72	0.74	22.03	0.69	Muro 11	17.23	16.01	7.62	16.37	5.25
Muro 12	14.42	14.13	2.05	14.35	0.49	Muro 12	15.76	14.87	5.99	15.21	3.62

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.10

Esfuerzos máximos de corte para sismo estático en X e Y, elevación A.

Sismo estático eje X (Sx)

Sismo estático eje Y (Sy)

Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 13	6.88	6.16	11.69	5.73	20.07	Muro 13	39.35	39.50	0.38	39.51	0.41
Muro 14	9.77	8.92	9.53	9.19	6.31	Muro 14	33.72	34.01	0.86	33.97	0.74
Muro 15	9.11	8.36	8.97	8.84	3.05	Muro 15	26.84	27.12	1.04	27.09	0.93
Muro 16	7.30	6.67	9.45	7.11	2.67	Muro 16	18.14	18.47	1.82	18.41	1.49
Viga 9	0.07	0.05	40.00	0.04	75.00	Viga 9	1.00	0.94	6.38	0.88	13.64
Viga 10	0.09	0.08	12.50	0.07	28.57	Viga 10	1.43	1.47	2.80	1.36	5.15
Viga 11	0.09	0.09	0.00	0.08	12.50	Viga 11	1.60	1.71	6.87	1.57	1.91
Viga 12	0.09	0.09	0.00	0.08	12.50	Viga 12	1.73	1.75	1.16	1.60	8.12
Muro 17	1.86	1.04	78.85	0.56	232.14	Muro 17	39.35	39.50	0.38	39.51	0.41
Muro 18	5.20	4.32	20.37	4.49	15.81	Muro 18	33.72	34.01	0.86	33.97	0.74
Muro 19	5.30	4.58	15.72	4.94	7.29	Muro 19	26.84	27.12	1.04	27.09	0.93
Muro 20	4.81	4.27	12.65	4.60	4.57	Muro 20	18.14	18.47	1.82	18.41	1.49

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.11

Esfuerzos máximos de corte para sismo espectral en X e Y, elevación 1.

Sismo Espectral eje X (STX)						Sismo Espectral eje Y (STY)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 1	30.18	30.68	1.66	30.71	1.76	Muro 1	9.20	8.51	8.11	7.59	21.21
Muro 2	27.69	27.77	0.29	28.04	1.26	Muro 2	15.58	14.43	7.97	14.48	7.60
Muro 3	21.26	20.73	2.56	21.04	1.05	Muro 3	15.70	14.69	6.88	15.01	4.60
Muro 4	11.33	10.39	9.05	10.57	7.19	Muro 4	13.68	13.10	4.43	13.40	2.09
Viga 1	3.75	3.53	6.23	3.31	13.29	Viga 1	0.46	0.35	31.43	0.24	91.67
Viga 2	4.91	4.72	4.03	4.38	12.10	Viga 2	0.88	0.78	12.82	0.52	69.23
Viga 3	4.84	4.60	5.22	4.21	14.96	Viga 3	1.13	1.09	3.67	0.81	39.51
Viga 4	3.95	4.02	1.77	3.62	9.12	Viga 4	1.13	1.18	4.42	0.90	25.56
Muro 5	28.64	29.18	1.89	29.19	1.92	Muro 5	1.37	1.75	27.74	1.75	27.74
Muro 6	25.63	26.05	1.64	25.59	0.16	Muro 6	1.15	1.47	27.83	1.39	20.87
Muro 7	20.65	21.02	1.79	20.46	0.93	Muro 7	0.96	1.25	30.21	1.15	19.79
Muro 8	12.77	13.23	3.60	12.76	0.08	Muro 8	0.68	0.91	33.82	0.82	20.59
Viga 5	3.75	3.53	6.23	3.31	13.29	Viga 5	0.46	0.35	31.43	0.24	91.67
Viga 6	4.91	4.72	4.03	4.38	12.10	Viga 6	0.88	0.78	12.82	0.52	69.23
Viga 7	4.84	4.60	5.22	4.21	14.96	Viga 7	1.13	1.09	3.67	0.81	39.51
Viga 8	3.95	4.02	1.77	3.62	9.12	Viga 8	1.13	1.18	4.42	0.90	25.56
Muro 9	30.18	30.68	1.66	30.71	1.76	Muro 9	9.20	8.51	8.11	7.59	21.21
Muro 10	27.69	27.77	0.29	28.04	1.26	Muro 10	15.58	14.43	7.97	14.48	7.60
Muro 11	21.26	20.73	2.56	21.04	1.05	Muro 11	15.70	14.69	6.88	15.01	4.60
Muro 12	11.33	10.39	9.05	10.57	7.19	Muro 12	13.68	13.10	4.43	13.40	2.09

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.12

Esfuerzos máximos de corte para sismo espectral en X e Y, elevación A.

Sismo Espectral eje X (STX)						Sismo Espectral eje Y (STY)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 13	5.85	5.48	6.75	5.04	16.07	Muro 13	44.12	44.91	1.79	44.99	1.97
Muro 14	8.79	8.15	7.85	8.40	4.64	Muro 14	40.38	40.93	1.36	40.99	1.51
Muro 15	7.88	7.27	8.39	7.71	2.20	Muro 15	31.80	31.77	0.09	31.81	0.03
Muro 16	5.81	5.34	8.80	5.74	1.22	Muro 16	17.73	17.45	1.60	17.40	1.90
Viga 9	0.05	0.03	66.67	0.03	66.67	Viga 9	1.10	1.03	6.80	0.96	14.58
Viga 10	0.05	0.04	25.00	0.04	25.00	Viga 10	1.57	1.60	1.91	1.48	6.08
Viga 11	0.05	0.05	0.00	0.04	25.00	Viga 11	1.74	1.83	5.17	1.67	4.19
Viga 12	0.04	0.05	25.00	0.04	0.00	Viga 12	1.78	1.86	4.49	1.69	5.33
Muro 17	5.85	5.48	6.75	5.04	16.07	Muro 17	44.12	44.91	1.79	44.99	1.97
Muro 18	8.79	8.15	7.85	8.40	4.64	Muro 18	40.38	40.93	1.36	40.99	1.51
Muro 19	7.88	7.27	8.39	7.71	2.20	Muro 19	31.80	31.77	0.09	31.81	0.03
Muro 20	5.81	5.34	8.80	5.74	1.22	Muro 20	17.73	17.45	1.60	17.40	1.90

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.13

Esfuerzos máximos axiales para la carga muerta y la carga viva, elevación 1.

Carga Muerta (D)						Carga Viva (L)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 1	105.50	106.20	0.66	103.64	1.79	Muro 1	24.62	24.93	1.26	23.98	2.67
Muro 2	81.07	81.94	1.07	79.81	1.58	Muro 2	19.14	19.48	1.78	18.70	2.35
Muro 3	54.89	55.22	0.60	53.53	2.54	Muro 3	13.05	13.20	1.15	12.59	3.65
Muro 4	27.50	27.03	1.74	25.76	6.75	Muro 4	6.55	6.42	2.02	5.97	9.72
Viga 1	2.92	2.13	37.09	1.83	59.56	Viga 1	0.90	0.75	20.00	0.62	45.16
Viga 2	3.81	3.70	2.97	2.72	40.07	Viga 2	1.27	1.31	3.15	1.00	27.00
Viga 3	4.25	4.64	9.18	3.63	17.08	Viga 3	1.48	1.65	11.49	1.32	12.12
Viga 4	3.83	4.45	16.19	3.38	13.31	Viga 4	1.38	1.58	14.49	1.23	12.20
Muro 5	177.82	171.64	3.60	174.69	1.79	Muro 5	50.72	48.48	4.62	49.45	2.57
Muro 6	131.47	126.73	3.74	129.45	1.56	Muro 6	37.35	35.64	4.80	36.53	2.24
Muro 7	86.85	83.62	3.86	85.62	1.44	Muro 7	24.61	23.44	4.99	24.11	2.07
Muro 8	43.35	41.55	4.33	42.46	2.10	Muro 8	12.28	11.63	5.59	11.92	3.02
Viga 5	2.92	2.13	37.09	1.83	59.56	Viga 5	0.90	0.75	20.00	0.62	45.16
Viga 6	3.81	3.70	2.97	2.72	40.07	Viga 6	1.27	1.31	3.15	1.00	27.00
Viga 7	4.25	4.64	9.18	3.63	17.08	Viga 7	1.48	1.65	11.49	1.32	12.12
Viga 8	3.83	4.45	16.19	3.38	13.31	Viga 8	1.38	1.58	14.49	1.23	12.20
Muro 9	105.50	106.20	0.66	103.64	1.79	Muro 9	24.62	24.93	1.26	23.98	2.67
Muro 10	81.07	81.94	1.07	79.81	1.58	Muro 10	19.14	19.48	1.78	18.70	2.35
Muro 11	54.89	55.22	0.60	53.53	2.54	Muro 11	13.05	13.20	1.15	12.59	3.65
Muro 12	27.50	27.03	1.74	25.76	6.75	Muro 12	6.55	6.42	2.02	5.97	9.72

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.14

Esfuerzos máximos axiales para la carga muerta y la carga viva, elevación A.

Carga Muerta (D)						Carga Viva (L)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 13	119.39	121.78	2.00	123.35	3.32	Muro 13	29.35	30.03	2.32	30.49	3.88
Muro 14	88.55	90.04	1.68	91.21	3.00	Muro 14	21.89	22.10	0.96	22.43	2.47
Muro 15	58.58	59.87	2.20	60.83	3.84	Muro 15	14.68	14.68	0.00	14.96	1.91
Muro 16	29.27	30.64	4.68	31.59	7.93	Muro 16	7.61	7.57	0.53	7.87	3.42
Viga 9	11.75	16.99	44.60	15.79	34.38	Viga 9	3.75	5.61	49.60	5.22	39.20
Viga 10	11.38	16.77	47.36	15.50	36.20	Viga 10	3.64	5.53	51.92	5.12	40.66
Viga 11	10.92	16.61	52.11	15.26	39.74	Viga 11	3.50	5.47	56.29	5.03	43.71
Viga 12	12.21	16.72	36.94	15.50	26.95	Viga 12	4.00	5.52	38.00	5.12	28.00
Muro 17	119.39	121.78	2.00	123.35	3.32	Muro 17	29.35	30.03	2.32	30.49	3.88
Muro 18	88.55	90.04	1.68	91.21	3.00	Muro 18	21.89	22.10	0.96	22.43	2.47
Muro 19	58.58	59.87	2.20	60.83	3.84	Muro 19	14.68	14.68	0.00	14.96	1.91
Muro 20	29.27	30.64	4.68	31.59	7.93	Muro 20	7.61	7.57	0.53	7.87	3.42

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.15

Esfuerzos máximos axiales para sismo estático en X e Y, elevación 1.

Sismo estático eje X (Sx)

Sismo estático eje Y (Sy)

Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 1	16.50	9.70	70.10	12.31	34.04	Muro 1	49.88	43.44	14.83	45.76	9.00
Muro 2	9.43	2.59	264.09	4.29	119.81	Muro 2	35.89	28.72	24.97	30.03	19.51
Muro 3	3.80	1.48	156.76	0.71	435.21	Muro 3	21.11	15.14	39.43	15.47	36.46
Muro 4	3.18	2.75	15.64	2.76	15.22	Muro 4	8.61	4.56	88.82	4.12	108.98
Viga 1	6.58	7.76	17.93	7.35	11.70	Viga 1	0.47	0.72	53.19	1.03	119.15
Viga 2	8.80	10.51	19.43	9.85	11.93	Viga 2	0.46	0.54	17.39	0.81	76.09
Viga 3	9.03	10.66	18.05	9.81	8.64	Viga 3	0.73	1.06	45.21	0.75	2.74
Viga 4	7.65	9.74	27.32	8.82	15.29	Viga 4	0.77	1.34	74.03	1.02	32.47
Muro 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 5	6.08	5.84	4.11	3.85	57.92
Muro 6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 6	5.47	5.45	0.37	3.81	43.57
Muro 7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 7	4.02	4.18	3.98	3.06	31.37
Muro 8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 8	2.00	2.21	10.50	1.64	21.95
Viga 5	6.58	7.76	17.93	7.35	11.70	Viga 5	1.32	1.41	6.82	1.10	20.00
Viga 6	8.80	10.51	19.43	9.85	11.93	Viga 6	2.12	2.60	22.64	2.12	0.00
Viga 7	9.03	10.66	18.05	9.81	8.64	Viga 7	2.54	3.29	29.53	2.73	7.48
Viga 8	7.65	9.74	27.32	8.82	15.29	Viga 8	2.36	3.41	44.49	2.81	19.07
Muro 9	16.50	9.70	70.10	12.31	34.04	Muro 9	58.27	49.96	16.63	53.20	9.53
Muro 10	9.43	2.59	264.09	4.29	119.81	Muro 10	41.39	32.22	28.46	34.11	21.34
Muro 11	3.80	1.48	156.76	0.71	435.21	Muro 11	24.00	16.38	46.52	16.97	41.43
Muro 12	3.18	2.75	15.64	2.76	15.22	Muro 12	9.58	4.43	116.25	4.00	139.50

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.16

Esfuerzos máximos axiales para sismo estático en X e Y, elevación A.

Sismo estático eje X (Sx)

Sismo estático eje Y (Sy)

Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 13	36.78	31.13	18.15	32.31	13.83	Muro 13	44.82	37.62	19.14	39.47	13.55
Muro 14	25.51	19.72	29.36	20.21	26.22	Muro 14	31.92	24.15	32.17	25.10	27.17
Muro 15	14.30	9.80	45.92	9.69	47.57	Muro 15	18.51	12.15	52.35	12.26	50.98
Muro 16	5.38	2.59	107.72	2.12	153.77	Muro 16	7.37	3.12	136.22	2.59	184.56
Viga 9	0.44	0.47	6.82	0.49	11.36	Viga 9	5.46	6.49	18.86	6.26	14.65
Viga 10	0.55	0.68	23.64	0.70	27.27	Viga 10	8.58	10.16	18.41	9.67	12.70
Viga 11	0.56	0.75	33.93	0.75	33.93	Viga 11	9.92	11.80	18.95	11.10	11.90
Viga 12	0.50	0.74	48.00	0.74	48.00	Viga 12	9.81	12.14	23.75	11.31	15.29
Muro 17	27.29	22.91	19.12	23.70	15.15	Muro 17	44.82	37.62	19.14	39.47	13.55
Muro 18	18.89	14.50	30.28	14.81	27.55	Muro 18	31.92	24.15	32.17	25.10	27.17
Muro 19	10.51	7.20	45.97	7.09	48.24	Muro 19	18.51	12.15	52.35	12.26	50.98
Muro 20	3.94	1.93	104.15	1.58	149.37	Muro 20	7.37	3.12	136.22	2.59	184.56

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.17

Esfuerzos máximos axiales para sismo espectral en X e Y, elevación 1.

Sismo Espectral eje X (STX)						Sismo Espectral eje Y (STY)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 1	14.77	8.78	68.22	11.15	32.47	Muro 1	55.74	48.40	15.17	51.33	8.59
Muro 2	8.19	1.91	328.80	3.37	143.03	Muro 2	39.51	30.88	27.95	32.43	21.83
Muro 3	2.93	2.56	14.45	2.05	42.93	Muro 3	22.08	14.93	47.89	15.26	44.69
Muro 4	3.06	3.02	1.32	2.95	3.73	Muro 4	8.02	3.92	104.59	3.52	127.84
Viga 1	6.33	7.51	18.64	7.11	12.32	Viga 1	1.03	1.14	10.68	0.87	18.39
Viga 2	8.41	9.98	18.67	9.34	11.06	Viga 2	1.68	2.14	27.38	1.69	0.60
Viga 3	8.25	9.73	17.94	8.92	8.12	Viga 3	2.02	2.76	36.63	2.25	11.39
Viga 4	6.58	8.60	30.70	7.80	18.54	Viga 4	1.88	2.90	54.26	2.38	26.60
Muro 5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 5	5.94	5.71	4.03	3.75	58.40
Muro 6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 6	5.34	5.34	0.00	3.74	42.78
Muro 7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 7	3.92	4.14	5.61	3.05	28.52
Muro 8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Muro 8	1.94	2.21	13.92	1.65	17.58
Viga 5	6.33	7.51	18.64	7.11	12.32	Viga 5	1.03	1.14	10.68	0.87	18.39
Viga 6	8.41	9.98	18.67	9.34	11.06	Viga 6	1.68	2.14	27.38	1.69	0.60
Viga 7	8.25	9.73	17.94	8.92	8.12	Viga 7	2.02	2.76	36.63	2.25	11.39
Viga 8	6.59	8.60	30.50	7.80	18.36	Viga 8	1.88	2.90	54.26	2.38	26.60
Muro 9	14.77	8.78	68.22	11.15	32.47	Muro 9	55.74	48.40	15.17	51.33	8.59
Muro 10	8.19	1.91	328.80	3.37	143.03	Muro 10	39.51	30.88	27.95	32.43	21.83
Muro 11	2.93	2.56	14.45	2.05	42.93	Muro 11	22.08	14.93	47.89	15.26	44.69
Muro 12	3.06	3.02	1.32	2.95	3.73	Muro 12	8.02	3.92	104.59	3.52	127.84

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B.18

Esfuerzos máximos axiales para sismo espectral en X e Y, elevación A.

Sismo Espectral eje X (STX)						Sismo Espectral eje Y (STY)					
Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)	Elemento	Shell_02	Frame_03	Diferencia (%)	Frame_04	Diferencia (%)
Muro 13	33.53	28.69	16.87	29.73	12.78	Muro 13	53.13	45.43	16.95	47.57	11.69
Muro 14	22.93	17.65	29.92	17.98	27.53	Muro 14	37.53	28.64	31.04	29.57	26.92
Muro 15	12.09	8.06	50.00	7.87	53.62	Muro 15	20.84	13.54	53.91	13.47	54.71
Muro 16	3.93	1.80	118.33	1.44	172.92	Muro 16	7.44	3.02	146.36	2.45	203.67
Viga 9	0.30	0.34	13.33	0.37	23.33	Viga 9	5.98	7.11	18.90	6.84	14.38
Viga 10	0.31	0.46	48.39	0.49	58.06	Viga 10	9.47	11.07	16.90	10.50	10.88
Viga 11	0.27	0.47	74.07	0.48	77.78	Viga 11	10.69	12.66	18.43	11.85	10.85
Viga 12	0.22	0.44	100.00	0.44	100.00	Viga 12	10.14	12.88	27.02	11.96	17.95
Muro 17	33.53	28.69	16.87	29.73	12.78	Muro 17	53.13	45.43	16.95	47.57	11.69
Muro 18	22.92	17.65	29.86	17.98	27.47	Muro 18	37.53	28.64	31.04	29.57	26.92
Muro 19	12.09	8.06	50.00	7.87	53.62	Muro 19	20.84	13.54	53.91	13.47	54.71
Muro 20	3.93	1.80	118.33	1.44	172.92	Muro 20	7.44	3.02	146.36	2.45	203.67

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO C.

ESFUERZOS SÍSMICOS EN ESTRUCTURA A BASE DE MUROS.

Se detallan los esfuerzos en valor absoluto de la estructura de 8 niveles formado por muros, vigas esbeltas y vigas cortas, como se aprecia en la figuras C.1 a la C.8. Las celdas en color verde indican que la modelación frame entrega valores mayores que la modelación shell, mientras que si sucede lo contrario se muestran en naranja.

Tabla C.1

Esfuerzos máximos de flexión para sismo espectral en Y, elevaciones A, B y C.

Elevaciones A y C						Elevación B					
Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia (%)	Frame_06	Diferencia (%)	Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia (%)	Frame_06	Diferencia (%)
M25	372.50	410.92	10.31	395.78	6.25	M41	346.04	381.02	10.11	362.52	4.76
M26	269.20	312.68	16.15	302.37	12.32	M42	258.94	304.11	17.44	295.72	14.20
M27	194.05	233.82	20.49	229.17	18.10	M43	190.74	232.72	22.01	231.27	21.25
M28	133.42	166.34	24.67	166.62	24.88	M44	133.55	168.40	26.10	171.80	28.64
M29	82.93	108.15	30.41	111.97	35.02	M45	85.02	112.08	31.83	118.58	39.47
M30	42.29	59.87	41.57	65.45	54.76	M46	45.62	65.01	42.50	72.80	59.58
M31	35.55	44.56	25.34	38.62	8.64	M47	33.78	40.55	20.04	36.02	6.63
M32	29.55	32.07	8.53	28.19	4.82	M48	30.78	29.81	3.25	25.05	22.87
V17	2.19	2.13	2.82	2.06	6.31	V25	2.06	2.08	0.97	1.97	4.57
V18	3.88	3.66	6.01	3.52	10.23	V26	3.81	3.63	4.96	3.42	11.40
V19	5.05	4.70	7.45	4.50	12.22	V27	5.03	4.69	7.25	4.42	13.80
V20	5.79	5.34	8.43	5.09	13.75	V28	5.81	5.35	8.60	5.02	15.74
V21	6.16	5.65	9.03	5.36	14.93	V29	6.21	5.67	9.52	5.31	16.95
V22	6.24	5.71	9.28	5.40	15.56	V30	6.30	5.75	9.57	5.37	17.32
V23	6.12	5.63	8.70	5.30	15.47	V31	6.19	5.67	9.17	5.29	17.01
V24	5.87	5.52	6.34	5.18	13.32	V32	5.96	5.57	7.00	5.19	14.84
M33	372.50	410.92	10.31	395.78	6.25	M49	346.04	381.02	10.11	362.52	4.76
M34	269.20	312.68	16.15	302.37	12.32	M50	258.94	304.11	17.44	295.72	14.20
M35	194.05	233.82	20.49	229.17	18.10	M51	190.74	232.72	22.01	231.27	21.25
M36	133.42	166.34	24.67	166.62	24.88	M52	133.55	168.40	26.10	171.80	28.64
M37	82.93	108.15	30.41	111.97	35.02	M53	85.02	112.08	31.83	118.58	39.47
M38	42.29	59.87	41.57	65.45	54.76	M54	45.62	65.01	42.50	72.80	59.58
M39	35.55	44.56	25.34	38.62	8.64	M55	33.78	40.55	20.04	36.02	6.63
M40	29.55	32.07	8.53	28.19	4.82	M56	30.78	29.81	3.25	25.05	22.87

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C.2

Esfuerzos máximos de flexión para sismo espectral en X, elevaciones 1 y 2.

Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia	Frame_06	Diferencia
			(%)		(%)
M1	231.30	256.00	10.68	265.75	14.89
M2	147.39	176.61	19.82	189.85	28.81
M3	93.49	120.37	28.75	134.76	44.14
M4	55.45	78.03	40.72	91.93	65.79
M5	50.99	64.67	26.83	56.99	11.77
M6	56.73	66.79	17.73	57.24	0.90
M7	51.39	56.89	10.70	49.88	3.03
M8	31.70	31.47	0.73	27.73	14.32
V1	4.69	4.20	11.67	4.05	15.80
V2	6.92	6.22	11.25	5.97	15.91
V3	7.85	6.96	12.79	6.67	17.69
V4	7.91	6.90	14.64	6.61	19.67
V5	7.39	6.33	16.75	6.05	22.15
V6	6.50	5.45	19.27	5.20	25.00
V7	5.48	4.49	22.05	4.27	28.34
V8	4.30	3.76	14.36	3.56	20.79
M9	266.40	266.38	0.01	279.56	4.94
M10	162.68	165.12	1.50	176.13	8.27
M11	103.19	109.69	6.30	120.57	16.84
M12	69.70	73.41	5.32	84.20	20.80
M13	85.69	79.74	7.46	66.87	28.14
M14	89.61	83.92	6.78	73.02	22.72
M15	81.85	78.56	4.19	70.57	15.98
M16	60.28	62.13	3.07	58.29	3.41
V9	4.69	4.20	11.67	4.05	15.80
V10	6.92	6.22	11.25	5.97	15.91
V11	7.85	6.96	12.79	6.67	17.69
V12	7.91	6.90	14.64	6.61	19.67
V13	7.39	6.33	16.75	6.05	22.15
V14	6.50	5.45	19.27	5.20	25.00
V15	5.48	4.49	22.05	4.27	28.34
V16	4.30	3.76	14.36	3.56	20.79
M17	231.30	256.00	10.68	265.75	14.89
M18	147.39	176.61	19.82	189.85	28.81
M19	93.49	120.37	28.75	134.76	44.14
M20	55.45	78.03	40.72	91.93	65.79
M21	50.99	64.67	26.83	56.99	11.77
M22	56.73	66.79	17.73	57.24	0.90
M23	51.39	56.89	10.70	49.88	3.03
M24	31.70	31.47	0.73	27.73	14.32

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C.3

Esfuerzos máximos de corte para sismo espectral en Y, elevaciones A, B y C.

Elevaciones A y C						Elevación B					
Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia (%)	Frame_06	Diferencia (%)	Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia (%)	Frame_06	Diferencia (%)
M25	63.43	64.63	1.89	64.92	2.35	M41	62.81	62.86	0.08	63.14	0.53
M26	61.44	62.47	1.68	62.39	1.55	M42	63.27	63.62	0.55	64.63	2.15
M27	58.43	59.25	1.40	59.13	1.20	M43	60.64	60.91	0.45	62.05	2.33
M28	54.03	54.47	0.81	54.35	0.59	M44	56.02	56.03	0.02	57.02	1.79
M29	47.65	47.69	0.08	47.61	0.08	M45	49.35	49.02	0.67	49.79	0.89
M30	39.10	38.74	0.93	38.68	1.09	M46	40.46	39.81	1.63	40.31	0.37
M31	28.19	27.40	2.88	27.38	2.96	M47	29.21	28.24	3.43	28.47	2.60
M32	14.40	13.36	7.78	13.37	7.70	M48	15.60	14.36	8.64	14.33	8.86
V17	2.18	2.26	3.67	2.15	1.40	V25	2.34	2.25	4.00	2.07	13.04
V18	3.64	3.88	6.59	3.67	0.82	V26	3.79	3.92	3.43	3.59	5.57
V19	4.64	4.99	7.54	4.69	1.08	V27	4.80	5.07	5.63	4.64	3.45
V20	5.26	5.66	7.60	5.30	0.76	V28	5.61	5.78	3.03	5.28	6.25
V21	5.61	5.99	6.77	5.59	0.36	V29	6.18	6.13	0.82	5.58	10.75
V22	5.76	6.06	5.21	5.63	2.31	V30	6.38	6.21	2.74	5.64	13.12
V23	5.67	5.97	5.29	5.52	2.72	V31	6.31	6.13	2.94	5.56	13.49
V24	5.74	5.86	2.09	5.40	6.30	V32	6.49	6.02	7.81	5.45	19.08
M33	63.43	64.63	1.89	64.92	2.35	M49	62.81	62.86	0.08	63.14	0.53
M34	61.44	62.47	1.68	62.39	1.55	M50	63.27	63.62	0.55	64.63	2.15
M35	58.43	59.25	1.40	59.13	1.20	M51	60.64	60.91	0.45	62.05	2.33
M36	54.03	54.47	0.81	54.35	0.59	M52	56.02	56.03	0.02	57.02	1.79
M37	47.65	47.69	0.08	47.61	0.08	M53	49.35	49.02	0.67	49.79	0.89
M38	39.10	38.74	0.93	38.68	1.09	M54	40.46	39.81	1.63	40.31	0.37
M39	28.19	27.40	2.88	27.38	2.96	M55	29.21	28.24	3.43	28.47	2.60
M40	14.40	13.36	7.78	13.37	7.70	M56	15.60	14.36	8.64	14.33	8.86

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C.4

Esfuerzos máximos de corte para sismo espectral en X, elevaciones 1 y 2.

Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia	Frame_06	Diferencia
			(%)		(%)
M1	64.43	65.37	1.46	65.51	1.68
M2	63.51	64.36	1.34	65.00	2.35
M3	59.38	59.80	0.71	60.61	2.07
M4	53.21	53.24	0.06	53.95	1.39
M5	45.09	44.84	0.56	45.37	0.62
M6	35.10	34.63	1.36	34.92	0.52
M7	23.28	22.52	3.37	22.57	3.15
M8	9.37	8.42	11.28	8.20	14.27
V1	9.29	9.10	2.09	8.72	6.54
V2	13.62	13.49	0.96	12.92	5.42
V3	15.44	15.10	2.25	14.45	6.85
V4	15.62	14.96	4.41	14.30	9.23
V5	14.63	13.68	6.94	13.06	12.02
V6	12.90	11.76	9.69	11.19	15.28
V7	10.87	9.66	12.53	9.15	18.80
V8	8.64	8.03	7.60	7.56	14.29
M9	61.22	62.67	2.37	62.60	2.25
M10	59.41	61.46	3.45	60.25	1.41
M11	57.97	60.23	3.90	58.80	1.43
M12	55.07	57.06	3.61	55.74	1.22
M13	49.95	51.33	2.76	50.29	0.68
M14	42.66	43.34	1.59	42.65	0.02
M15	33.47	33.63	0.48	33.34	0.39
M16	22.88	22.96	0.35	23.21	1.44
V9	9.29	9.10	2.09	8.72	6.54
V10	13.62	13.49	0.96	12.92	5.42
V11	15.44	15.10	2.25	14.45	6.85
V12	15.62	14.96	4.41	14.30	9.23
V13	14.63	13.68	6.94	13.06	12.02
V14	12.90	11.76	9.69	11.19	15.28
V15	10.87	9.66	12.53	9.15	18.80
V16	8.64	8.03	7.60	7.56	14.29
M17	64.43	65.37	1.46	65.51	1.68
M18	63.51	64.36	1.34	65.00	2.35
M19	59.38	59.80	0.71	60.61	2.07
M20	53.21	53.24	0.06	53.95	1.39
M21	45.09	44.84	0.56	45.37	0.62
M22	35.10	34.63	1.36	34.92	0.52
M23	23.28	22.52	3.37	22.57	3.15
M24	9.37	8.42	11.28	8.20	14.27

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C.5

Esfuerzos máximos axiales para sismo espectral en Y, elevaciones A, B y C.

Elevaciones A y C						Elevación B					
Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia (%)	Frame_06	Diferencia (%)	Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia (%)	Frame_06	Diferencia (%)
M25	116.77	95.14	22.73	104.79	11.43	M41	123.92	104.63	18.44	118.00	5.02
M26	94.28	70.93	32.92	78.56	20.01	M42	97.13	74.49	30.39	84.44	15.03
M27	69.46	47.97	44.80	53.47	29.90	M43	69.14	47.92	44.28	54.60	26.63
M28	46.44	28.22	64.56	31.72	46.41	M44	44.13	26.09	69.15	29.92	47.49
M29	26.97	12.67	112.87	14.42	87.03	M45	23.71	9.87	140.22	11.38	108.35
M30	12.12	3.96	206.06	4.01	202.24	M46	9.00	5.91	52.28	6.21	44.93
M31	5.62	6.18	9.96	6.39	13.70	M47	9.02	10.10	11.97	11.02	22.17
M32	4.95	6.11	23.43	6.50	31.31	M48	6.38	8.67	35.89	9.52	49.22
V17	11.29	15.64	38.53	15.23	34.90	V25	10.84	15.21	40.31	14.51	33.86
V18	21.16	26.87	26.98	26.00	22.87	V26	20.57	26.47	28.68	25.22	22.61
V19	28.08	34.54	23.01	33.25	18.41	V27	27.41	34.24	24.92	32.57	18.83
V20	32.48	39.23	20.78	37.61	15.79	V28	31.77	39.03	22.85	37.04	16.59
V21	34.77	41.51	19.38	39.63	13.98	V29	34.03	41.38	21.60	39.17	15.10
V22	35.35	41.98	18.76	39.91	12.90	V30	34.61	41.93	21.15	39.58	14.36
V23	34.72	41.36	19.12	39.17	12.82	V31	34.00	41.40	21.76	38.99	14.68
V24	32.75	40.56	23.85	38.32	17.01	V32	32.03	40.65	26.91	38.23	19.36
M33	116.77	95.14	22.73	104.79	11.43	M49	123.92	104.63	18.44	118.00	5.02
M34	94.28	70.93	32.92	78.56	20.01	M50	97.13	74.49	30.39	84.44	15.03
M35	69.46	47.97	44.80	53.47	29.90	M51	69.14	47.92	44.28	54.60	26.63
M36	46.44	28.22	64.56	31.72	46.41	M52	44.13	26.09	69.15	29.92	47.49
M37	26.97	12.67	112.87	14.42	87.03	M53	23.71	9.87	140.22	11.38	108.35
M38	12.12	3.96	206.06	4.01	202.24	M54	9.00	5.91	52.28	6.21	44.93
M39	5.62	6.18	9.96	6.39	13.70	M55	9.02	10.10	11.97	11.02	22.17
M40	4.95	6.11	23.43	6.50	31.31	M56	6.38	8.67	35.89	9.52	49.22

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C.6

Esfuerzos máximos axiales para sismo espectral en X, elevaciones 1 y 2.

Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia (%)	Frame_06	Diferencia (%)
M1	16.26	8.73	86.25	9.63	68.85
M2	16.00	17.45	9.06	12.14	31.80
M3	23.69	22.58	4.92	19.03	24.49
M4	28.07	25.09	11.88	22.62	24.09
M5	28.90	25.24	14.50	24.32	18.83
M6	26.04	22.81	14.16	22.89	13.76
M7	19.63	17.97	9.24	18.45	6.40
M8	9.40	10.36	10.21	10.63	13.09
V1	15.48	19.31	24.74	18.68	20.67
V2	23.20	28.45	22.63	27.45	18.32
V3	26.48	31.84	20.24	30.54	15.33
V4	26.79	31.65	18.14	30.35	13.29
V5	25.08	29.06	15.87	27.85	11.04
V6	22.11	25.08	13.43	24.01	8.59
V7	18.61	20.77	11.61	19.85	6.66
V8	14.42	17.50	21.36	16.69	15.74
M9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
M10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
M11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
M12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
M13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
M14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
M15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
M16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V9	15.48	19.31	24.74	18.68	20.67
V10	23.20	28.45	22.63	27.45	18.32
V11	26.48	31.84	20.24	30.54	15.33
V12	26.79	31.65	18.14	30.35	13.29
V13	25.08	29.06	15.87	27.85	11.04
V14	22.11	25.08	13.43	24.01	8.59
V15	18.61	20.77	11.61	19.85	6.66
V16	14.42	17.50	21.36	16.69	15.74
M17	16.26	8.73	86.25	9.63	68.85
M18	16.00	17.45	9.06	12.14	31.80
M19	23.69	22.58	4.92	19.03	24.49
M20	28.07	25.09	11.88	22.62	24.09
M21	28.90	25.24	14.50	24.32	18.83
M22	26.04	22.81	14.16	22.89	13.76
M23	19.63	17.97	9.24	18.45	6.40
M24	9.40	10.36	10.21	10.63	13.09

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C.7

Esfuerzos máximos axiales para sismo espectral en X, elevaciones A y C.

Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia	Frame_06	Diferencia
			(%)		(%)
M25	124.97	112.62	10.97	117.58	6.29
M26	102.07	88.33	15.56	91.55	11.49
M27	76.57	64.56	18.60	66.07	15.89
M28	52.83	43.42	21.67	43.49	21.48
M29	32.54	25.75	26.37	24.83	31.05
M30	16.57	12.14	36.49	10.76	54.00
M31	5.64	3.72	51.61	2.76	104.35
M32	1.17	1.20	2.56	1.77	51.28
V17	1.07	0.95	12.63	1.03	3.88
V18	1.19	1.45	21.85	1.55	30.25
V19	1.19	1.68	41.18	1.76	47.90
V20	1.14	1.74	52.63	1.79	57.02
V21	1.05	1.69	60.95	1.70	61.90
V22	0.95	1.56	64.21	1.54	62.11
V23	0.85	1.41	65.88	1.37	61.18
V24	0.78	1.32	69.23	1.26	61.54
M33	124.97	112.62	10.97	117.58	6.29
M34	102.07	88.33	15.56	91.55	11.49
M35	76.57	64.56	18.60	66.07	15.89
M36	52.83	43.42	21.67	43.49	21.48
M37	32.54	25.75	26.37	24.83	31.05
M38	16.57	12.14	36.49	10.76	54.00
M39	5.64	3.72	51.61	2.76	104.35
M40	1.17	1.20	2.56	1.77	51.28

Fuente: Elaboración propia.

No se incluyó la elevación B, ya que los esfuerzos axiales generados por el sismo en la dirección X eran inferiores a 0.01 [ton].

Tabla C.8

Esfuerzos máximos axiales para sismo espectral en Y, elevaciones 1 y 2.

Elemento	Shell_03	Frame_05	Diferencia	Frame_06	Diferencia
			(%)		(%)
M1	154.92	139.67	10.92	149.23	3.81
M2	130.53	112.31	16.22	119.71	9.04
M3	102.05	84.39	20.93	89.50	14.02
M4	74.21	59.64	24.43	61.91	19.87
M5	49.59	38.75	27.97	39.64	25.10
M6	29.66	21.59	37.38	21.50	37.95
M7	14.30	9.07	57.66	8.49	68.43
M8	4.27	2.01	112.44	1.85	130.81
V1	3.13	4.07	30.03	4.28	36.74
V2	3.57	5.50	54.06	5.78	61.90
V3	3.52	5.70	61.93	5.98	69.89
V4	3.19	5.27	65.20	5.50	72.41
V5	2.71	4.47	64.94	4.63	70.85
V6	2.19	3.47	58.45	3.54	61.64
V7	1.72	2.42	40.70	2.42	40.70
V8	1.29	1.76	36.43	1.69	31.01
M9	162.55	138.17	17.64	148.10	9.76
M10	134.03	108.19	23.88	115.01	16.54
M11	102.95	80.38	28.08	84.43	21.94
M12	73.61	55.61	32.37	57.36	28.33
M13	47.79	34.33	39.21	34.33	39.21
M14	26.53	17.21	54.15	16.12	64.58
M15	10.88	5.24	107.63	3.95	175.44
M16	2.04	1.52	34.21	2.54	24.51
V9	3.13	4.07	30.03	4.28	36.74
V10	3.57	5.50	54.06	5.78	61.90
V11	3.52	5.70	61.93	5.98	69.89
V12	3.19	5.27	65.20	5.50	72.41
V13	2.71	4.47	64.94	4.63	70.85
V14	2.19	3.47	58.45	3.54	61.64
V15	1.72	2.42	40.70	2.42	40.70
V16	1.29	1.76	36.43	1.69	31.01
M17	154.92	139.67	10.92	149.23	3.81
M18	130.53	112.31	16.22	119.71	9.04
M19	102.05	84.39	20.93	89.50	14.02
M20	74.21	59.64	24.43	61.91	19.87
M21	49.59	38.75	27.97	39.64	25.10
M22	29.66	21.59	37.38	21.50	37.95
M23	14.30	9.07	57.66	8.49	68.43
M24	4.27	2.01	112.44	1.85	130.81

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO D.

ESFUERZOS SÍSMICOS EN ESTRUCTURA A BASE DE PILARES.

Se detallan los esfuerzos en valor absoluto de la estructura de 8 niveles formado por pilares, vigas esbeltas y vigas cortas, como se aprecia en la figuras D.1 a la D.8. Las celdas en color verde indican que la modelación frame entrega valores mayores que la modelación shell, mientras que si sucede lo contrario se muestran en naranja.

Tabla D.1

Esfuerzos máximos de flexión para sismo espectral en Y, elevaciones A, B y C.

Elevaciones A y C						Elevación B					
Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia (%)	Frame_08	Diferencia (%)	Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia (%)	Frame_08	Diferencia (%)
P25	14.48	19.16	32.32	20.71	43.02	P41	13.65	19.79	44.98	21.33	56.26
P26	10.06	13.72	36.38	15.15	50.60	P42	9.24	14.98	62.12	16.52	78.79
P27	8.03	11.38	41.72	12.70	58.16	P43	7.31	12.42	69.90	13.81	88.92
P28	7.92	10.47	32.20	10.63	34.22	P44	7.41	11.38	53.58	11.67	57.49
P29	7.46	9.57	28.28	8.84	18.50	P45	6.96	10.28	47.70	9.48	36.21
P30	6.51	8.14	25.04	7.58	16.44	P46	6.04	8.64	43.05	8.01	32.62
P31	5.08	6.20	22.05	5.81	14.37	P47	4.71	6.48	37.58	6.06	28.66
P32	3.33	3.67	10.21	3.47	4.20	P48	2.91	3.59	23.37	3.40	16.84
V17	4.91	4.79	2.51	4.68	4.91	V25	4.89	4.62	5.84	4.43	10.38
V18	6.61	6.01	9.98	5.89	12.22	V26	6.63	5.86	13.14	5.68	16.73
V19	6.82	6.02	13.29	5.93	15.01	V27	6.82	5.85	16.58	5.69	19.86
V20	6.30	5.48	14.96	5.40	16.67	V28	6.29	5.30	18.68	5.16	21.90
V21	5.37	4.62	16.23	4.55	18.02	V29	5.34	4.45	20.00	4.33	23.33
V22	4.20	3.57	17.65	3.50	20.00	V30	4.15	3.41	21.70	3.31	25.38
V23	2.95	2.45	20.41	2.39	23.43	V31	2.88	2.30	25.22	2.23	29.15
V24	1.88	1.51	24.50	1.47	27.89	V32	1.82	1.41	29.08	1.37	32.85
P33	14.48	19.16	32.32	20.71	43.02	P49	13.65	18.81	37.80	20.26	48.42
P34	10.06	13.72	36.38	15.15	50.60	P50	9.24	14.03	51.84	15.49	67.64
P35	8.03	11.38	41.72	12.70	58.16	P51	7.31	11.53	57.73	12.83	75.51
P36	7.92	10.47	32.20	10.63	34.22	P52	7.41	10.60	43.05	10.82	46.02
P37	7.46	9.57	28.28	8.84	18.50	P53	6.96	9.64	38.51	8.89	27.73
P38	6.51	8.14	25.04	7.58	16.44	P54	6.04	8.15	34.93	7.56	25.17
P39	5.08	6.20	22.05	5.81	14.37	P55	4.71	6.17	31.00	5.77	22.51
P40	3.33	3.67	10.21	3.47	4.20	P56	2.91	3.47	19.24	3.27	12.37

Fuente: Elaboración propia.

Tabla D.2

Esfuerzos máximos de flexión para sismo espectral en X, elevaciones 1 y 2.

Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia	Frame_08	Diferencia
			(%)		(%)
P1	11.78	15.70	33.28	17.44	48.05
P2	8.26	11.85	43.46	13.20	59.81
P3	7.31	10.54	44.19	11.67	59.64
P4	6.55	9.23	40.92	10.20	55.73
P5	5.86	7.81	33.28	8.50	45.05
P6	4.89	6.50	32.92	6.49	32.72
P7	3.66	4.82	31.69	4.48	22.40
P8	1.94	2.43	25.26	2.28	17.53
V1	5.82	5.21	11.71	5.09	14.34
V2	6.61	5.63	17.41	5.56	18.88
V3	6.34	5.33	18.95	5.29	19.85
V4	5.68	4.76	19.33	4.70	20.85
V5	4.78	3.99	19.80	3.92	21.94
V6	3.66	3.04	20.39	2.97	23.23
V7	2.38	1.94	22.68	1.88	26.60
V8	1.12	0.90	24.44	0.88	27.27
P9	15.37	17.51	13.92	19.05	23.94
P10	15.62	16.55	5.95	18.05	15.56
P11	14.76	15.48	4.88	16.98	15.04
P12	13.30	13.87	4.29	15.23	14.51
P13	11.33	11.74	3.62	12.89	13.77
P14	9.22	9.44	2.39	10.04	8.89
P15	6.56	6.75	2.90	6.73	2.59
P16	3.95	3.85	2.60	3.59	10.03
V9	5.82	5.21	11.71	5.09	14.34
V10	6.61	5.63	17.41	5.56	18.88
V11	6.34	5.33	18.95	5.29	19.85
V12	5.68	4.76	19.33	4.70	20.85
V13	4.78	3.99	19.80	3.92	21.94
V14	3.66	3.04	20.39	2.97	23.23
V15	2.38	1.94	22.68	1.88	26.60
V16	1.12	0.90	24.44	0.88	27.27
P17	11.78	15.70	33.28	17.44	48.05
P18	8.26	11.85	43.46	13.20	59.81
P19	7.31	10.54	44.19	11.67	59.64
P20	6.55	9.23	40.92	10.20	55.73
P21	5.86	7.81	33.28	8.50	45.05
P22	4.89	6.50	32.92	6.49	32.72
P23	3.66	4.82	31.69	4.48	22.40
P24	1.94	2.43	25.26	2.28	17.53

Fuente: Elaboración propia.

Tabla D.3

Esfuerzos máximos de corte para sismo espectral en Y, elevaciones A, B y C.

Elevaciones A y C						Elevación B					
Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia (%)	Frame_08	Diferencia (%)	Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia (%)	Frame_08	Diferencia (%)
P25	10.10	10.00	1.00	10.15	0.50	P41	10.32	10.73	3.97	10.82	4.84
P26	10.01	9.69	3.30	9.83	1.83	P42	10.33	10.68	3.39	10.80	4.55
P27	9.48	9.18	3.27	9.31	1.83	P43	9.88	10.04	1.62	10.15	2.73
P28	8.58	8.31	3.25	8.42	1.90	P44	8.98	9.08	1.11	9.19	2.34
P29	7.34	7.13	2.95	7.23	1.52	P45	7.67	7.76	1.17	7.84	2.22
P30	5.80	5.66	2.47	5.73	1.22	P46	6.03	6.11	1.33	6.18	2.49
P31	3.96	3.92	1.02	3.96	0.00	P47	4.13	4.19	1.45	4.24	2.66
P32	1.94	1.99	2.58	2.00	3.09	P48	2.03	1.99	2.01	2.01	1.00
V17	4.56	4.97	8.99	4.75	4.17	V25	4.62	4.75	2.81	4.39	5.24
V18	5.94	6.22	4.71	5.99	0.84	V26	6.21	6.05	2.64	5.66	9.72
V19	6.06	6.24	2.97	6.02	0.66	V27	6.50	6.04	7.62	5.67	14.64
V20	5.62	5.68	1.07	5.48	2.55	V28	6.06	5.48	10.58	5.14	17.90
V21	4.84	4.79	1.04	4.62	4.76	V29	5.21	4.60	13.26	4.31	20.88
V22	3.83	3.70	3.51	3.56	7.58	V30	4.11	3.53	16.43	3.30	24.55
V23	2.72	2.54	7.09	2.43	11.93	V31	2.90	2.38	21.85	2.22	30.63
V24	1.78	1.57	13.38	1.50	18.67	V32	1.88	1.45	29.66	1.37	37.23
P33	10.10	10.00	1.00	10.15	0.50	P49	10.32	10.03	2.89	10.14	1.78
P34	10.01	9.69	3.30	9.83	1.83	P50	10.33	9.91	4.24	10.04	2.89
P35	9.48	9.18	3.27	9.31	1.83	P51	9.88	9.31	6.12	9.42	4.88
P36	8.58	8.31	3.25	8.42	1.90	P52	8.98	8.44	6.40	8.54	5.15
P37	7.34	7.13	2.95	7.23	1.52	P53	7.67	7.23	6.09	7.31	4.92
P38	5.80	5.66	2.47	5.73	1.22	P54	6.03	5.72	5.42	5.78	4.33
P39	3.96	3.92	1.02	3.96	0.00	P55	4.13	3.95	4.56	3.99	3.51
P40	1.94	1.99	2.58	2.00	3.09	P56	2.03	1.91	6.28	1.92	5.73

Fuente: Elaboración propia.

Tabla D.4

Esfuerzos máximos de corte para sismo espectral en X, elevaciones 1 y 2.

Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia	Frame_08	Diferencia
			(%)		(%)
P1	10.49	9.68	8.37	9.91	5.85
P2	9.28	8.88	4.50	9.07	2.32
P3	8.59	8.28	3.74	8.42	2.02
P4	7.75	7.49	3.47	7.60	1.97
P5	6.65	6.46	2.94	6.54	1.68
P6	5.27	5.16	2.13	5.21	1.15
P7	3.62	3.59	0.84	3.61	0.28
P8	1.64	1.60	2.50	1.59	3.14
V1	10.86	10.81	0.46	10.53	3.13
V2	12.32	11.68	5.48	11.48	7.32
V3	11.80	11.06	6.69	10.89	8.36
V4	10.58	9.87	7.19	9.69	9.18
V5	8.90	8.27	7.62	8.08	10.15
V6	6.82	6.30	8.25	6.11	11.62
V7	4.46	4.02	10.95	3.87	15.25
V8	2.06	1.81	13.81	1.73	19.08
P9	10.33	11.93	15.49	11.84	14.62
P10	12.39	12.87	3.87	12.85	3.71
P11	12.11	12.37	2.15	12.41	2.48
P12	11.07	11.27	1.81	11.31	2.17
P13	9.55	9.71	1.68	9.73	1.88
P14	7.60	7.75	1.97	7.74	1.84
P15	5.23	5.37	2.68	5.36	2.49
P16	2.95	2.84	3.87	2.86	3.15
V9	10.86	10.81	0.46	10.53	3.13
V10	12.32	11.68	5.48	11.48	7.32
V11	11.80	11.06	6.69	10.89	8.36
V12	10.58	9.87	7.19	9.69	9.18
V13	8.90	8.27	7.62	8.08	10.15
V14	6.82	6.30	8.25	6.11	11.62
V15	4.46	4.02	10.95	3.87	15.25
V16	2.06	1.81	13.81	1.73	19.08
P17	10.49	9.68	8.37	9.91	5.85
P18	9.28	8.88	4.50	9.07	2.32
P19	8.59	8.28	3.74	8.42	2.02
P20	7.75	7.49	3.47	7.60	1.97
P21	6.65	6.46	2.94	6.54	1.68
P22	5.27	5.16	2.13	5.21	1.15
P23	3.62	3.59	0.84	3.61	0.28
P24	1.64	1.60	2.50	1.59	3.14

Fuente: Elaboración propia.

Tabla D.5

Esfuerzos máximos axiales para sismo espectral en Y, elevaciones A, B y C.

Elevaciones A y C						Elevación B					
Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia (%)	Frame_08	Diferencia (%)	Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia (%)	Frame_08	Diferencia (%)
P25	13.78	6.17	123.34	4.90	181.22	P41	12.29	37.53	205.37	38.19	210.74
P26	16.47	12.10	36.12	11.37	44.85	P42	19.51	33.19	70.12	33.05	69.40
P27	18.21	12.65	43.95	12.50	45.68	P43	21.16	26.67	26.04	26.67	26.04
P28	17.27	11.03	56.57	11.19	54.33	P44	19.62	20.01	1.99	20.06	2.24
P29	15.29	8.96	70.65	9.29	64.59	P45	16.96	13.92	21.84	14.03	20.88
P30	12.77	7.24	76.38	7.68	66.28	P46	13.90	8.93	55.66	9.18	51.42
P31	9.82	5.68	72.89	6.13	60.20	P47	10.56	7.05	49.79	8.02	31.67
P32	5.14	3.59	43.18	3.87	32.82	P48	6.25	5.73	9.08	6.44	3.04
V17	28.44	35.52	24.89	34.89	22.68	V25	28.11	34.28	21.95	33.35	18.64
V18	37.93	44.50	17.32	43.98	15.95	V26	37.41	43.47	16.20	42.66	14.03
V19	38.98	44.63	14.49	44.24	13.49	V27	38.27	43.40	13.40	42.73	11.65
V20	35.93	40.59	12.97	40.25	12.02	V28	35.15	39.35	11.95	38.76	10.27
V21	30.59	34.25	11.96	33.90	10.82	V29	29.79	33.04	10.91	32.50	9.10
V22	23.87	26.44	10.77	26.09	9.30	V30	23.08	25.33	9.75	24.85	7.67
V23	16.72	18.13	8.43	17.84	6.70	V31	15.91	17.08	7.35	16.72	5.09
V24	10.45	11.18	6.99	10.99	5.17	V32	9.88	10.41	5.36	10.24	3.64
P33	13.78	6.17	123.34	4.90	181.22	P49	12.29	2.79	340.50	1.81	579.01
P34	16.47	12.10	36.12	11.37	44.85	P50	19.51	11.44	70.54	10.70	82.34
P35	18.21	12.65	43.95	12.50	45.68	P51	21.16	12.42	70.37	12.34	71.47
P36	17.27	11.03	56.57	11.19	54.33	P52	19.62	11.04	77.72	11.28	73.94
P37	15.29	8.96	70.65	9.29	64.59	P53	16.96	9.18	84.75	9.61	76.48
P38	12.77	7.24	76.38	7.68	66.28	P54	13.90	7.42	87.33	7.94	75.06
P39	9.82	5.68	72.89	6.13	60.20	P55	10.56	5.83	81.13	6.36	66.04
P40	5.14	3.59	43.18	3.87	32.82	P56	6.25	3.89	60.67	4.29	45.69

Fuente: Elaboración propia.

Tabla D.6

Esfuerzos máximos axiales para sismo espectral en X, elevaciones 1 y 2.

Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia (%)	Frame_08	Diferencia (%)
P1	31.76	27.85	14.04	26.30	20.76
P2	33.50	27.17	23.30	26.58	26.03
P3	28.75	22.41	28.29	22.30	28.92
P4	22.95	16.88	35.96	16.94	35.48
P5	17.38	11.87	46.42	12.02	44.59
P6	12.37	7.69	60.86	7.92	56.19
P7	8.12	4.51	80.04	4.80	69.17
P8	3.63	2.13	70.42	2.31	57.14
V1	21.91	25.02	14.19	24.55	12.05
V2	24.35	27.08	11.21	26.94	10.64
V3	23.19	25.70	10.82	25.63	10.52
V4	20.69	22.93	10.83	22.81	10.25
V5	17.34	19.22	10.84	19.02	9.69
V6	13.24	14.64	10.57	14.39	8.69
V7	8.56	9.33	9.00	9.10	6.31
V8	4.06	4.49	10.59	4.44	9.36
P9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
P16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V9	21.91	25.02	14.19	24.55	12.05
V10	24.35	27.08	11.21	26.94	10.64
V11	23.19	25.70	10.82	25.63	10.52
V12	20.69	22.93	10.83	22.81	10.25
V13	17.34	19.22	10.84	19.02	9.69
V14	13.24	14.64	10.57	14.39	8.69
V15	8.56	9.33	9.00	9.10	6.31
V16	4.06	4.49	10.59	4.44	9.36
P17	31.76	27.85	14.04	26.30	20.76
P18	33.50	27.17	23.30	26.58	26.03
P19	28.75	22.41	28.29	22.30	28.92
P20	22.95	16.88	35.96	16.94	35.48
P21	17.38	11.87	46.42	12.02	44.59
P22	12.37	7.69	60.86	7.92	56.19
P23	8.12	4.51	80.04	4.80	69.17
P24	3.63	2.13	70.42	2.31	57.14

Fuente: Elaboración propia.

Tabla D.7

Esfuerzos máximos axiales para sismo espectral en X, elevaciones A y C.

Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia	Frame_08	Diferencia
			(%)		(%)
P25	58.41	46.29	26.18	47.41	23.20
P26	40.71	34.29	18.72	34.58	17.73
P27	30.50	25.45	19.84	25.26	20.74
P28	22.52	18.12	24.28	17.75	26.87
P29	15.33	11.66	31.48	11.22	36.63
P30	9.02	6.47	39.41	6.04	49.34
P31	3.82	2.58	48.06	2.21	72.85
P32	1.60	0.38	321.05	0.41	290.24
V17	1.64	2.48	51.22	2.68	63.41
V18	1.48	2.47	66.89	2.58	74.32
V19	1.44	2.53	75.69	2.60	80.56
V20	1.28	2.41	88.28	2.44	90.63
V21	1.22	2.19	79.51	2.18	78.69
V22	1.15	1.87	62.61	1.83	59.13
V23	1.01	1.49	47.52	1.42	40.59
V24	0.83	0.98	18.07	0.94	13.25
P33	58.41	46.29	26.18	47.41	23.20
P34	40.71	34.29	18.72	34.58	17.73
P35	30.50	25.45	19.84	25.26	20.74
P36	22.52	18.12	24.28	17.75	26.87
P37	15.33	11.66	31.48	11.22	36.63
P38	9.02	6.47	39.41	6.04	49.34
P39	3.82	2.58	48.06	2.21	72.85
P40	1.60	0.38	321.05	0.41	290.24

Fuente: Elaboración propia.

No se incluyó la elevación B, ya que los esfuerzos axiales generados por el sismo en la dirección X eran inferiores a 0.01 [ton].

Tabla D.8

Esfuerzos máximos axiales para sismo espectral en Y, elevaciones 1 y 2.

Elemento	Shell_04	Frame_07	Diferencia	Frame_08	Diferencia
			(%)		(%)
P1	47.97	35.53	35.01	36.99	29.68
P2	30.00	22.69	32.22	23.37	28.37
P3	19.88	14.76	34.69	14.88	33.60
P4	13.10	9.20	42.39	9.02	45.23
P5	7.73	4.83	60.04	4.51	71.40
P6	4.45	1.54	188.96	1.37	224.82
P7	5.25	1.61	226.09	2.15	144.19
P8	3.43	2.11	62.56	2.46	39.43
V1	1.96	4.10	109.18	4.32	120.41
V2	1.28	2.66	107.81	2.82	120.31
V3	1.33	2.25	69.17	2.35	76.69
V4	1.28	1.88	46.88	1.95	52.34
V5	1.21	1.52	25.62	1.57	29.75
V6	1.19	1.10	8.18	1.12	6.25
V7	1.10	0.57	92.98	0.57	92.98
V8	0.69	0.71	2.90	0.87	26.09
P9	52.11	34.74	50.00	36.38	43.24
P10	34.25	21.75	57.47	22.35	53.24
P11	23.58	14.25	65.47	14.33	64.55
P12	16.10	8.97	79.49	8.78	83.37
P13	10.02	4.74	111.39	4.42	126.70
P14	5.72	1.51	278.81	1.24	361.29
P15	6.33	1.22	418.85	1.66	281.33
P16	4.50	1.84	144.57	2.15	109.30
V9	1.96	4.10	109.18	4.32	120.41
V10	1.28	2.66	107.81	2.82	120.31
V11	1.33	2.25	69.17	2.35	76.69
V12	1.28	1.88	46.88	1.95	52.34
V13	1.21	1.52	25.62	1.57	29.75
V14	1.19	1.10	8.18	1.12	6.25
V15	1.10	0.57	92.98	0.57	92.98
V16	0.69	0.71	2.90	0.87	26.09
P17	47.97	35.53	35.01	36.99	29.68
P18	30.00	22.69	32.22	23.37	28.37
P19	19.88	14.76	34.69	14.88	33.60
P20	13.10	9.20	42.39	9.02	45.23
P21	7.73	4.83	60.04	4.51	71.40
P22	4.45	1.54	188.96	1.37	224.82
P23	5.25	1.61	226.09	2.15	144.19
P24	3.43	2.11	62.56	2.46	39.43

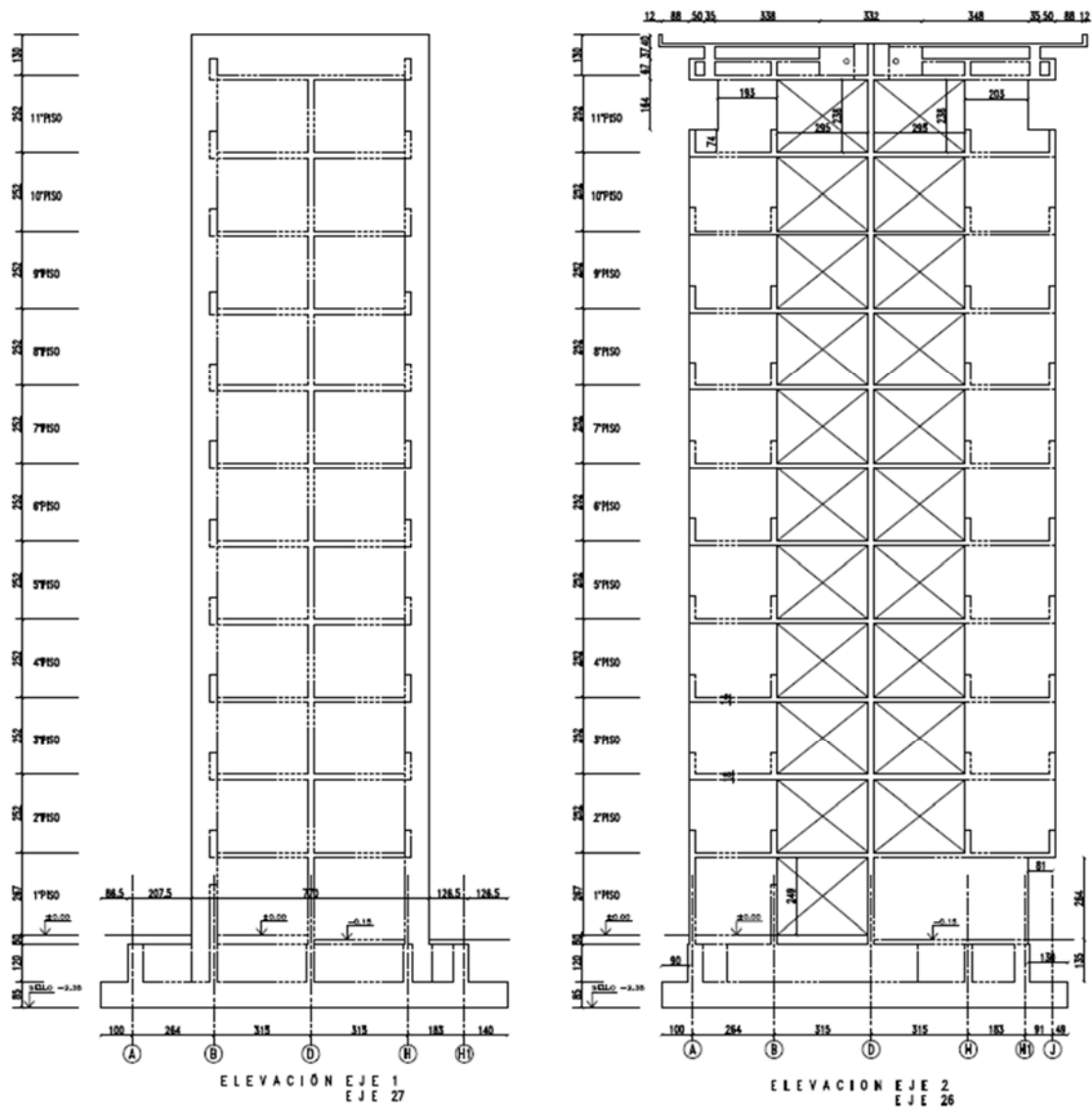
Fuente: Elaboración propia.

ANEXO E.

PLANOS DE FORMA EDIFICIO “CONJUNTO WALKER MARTÍNEZ”.

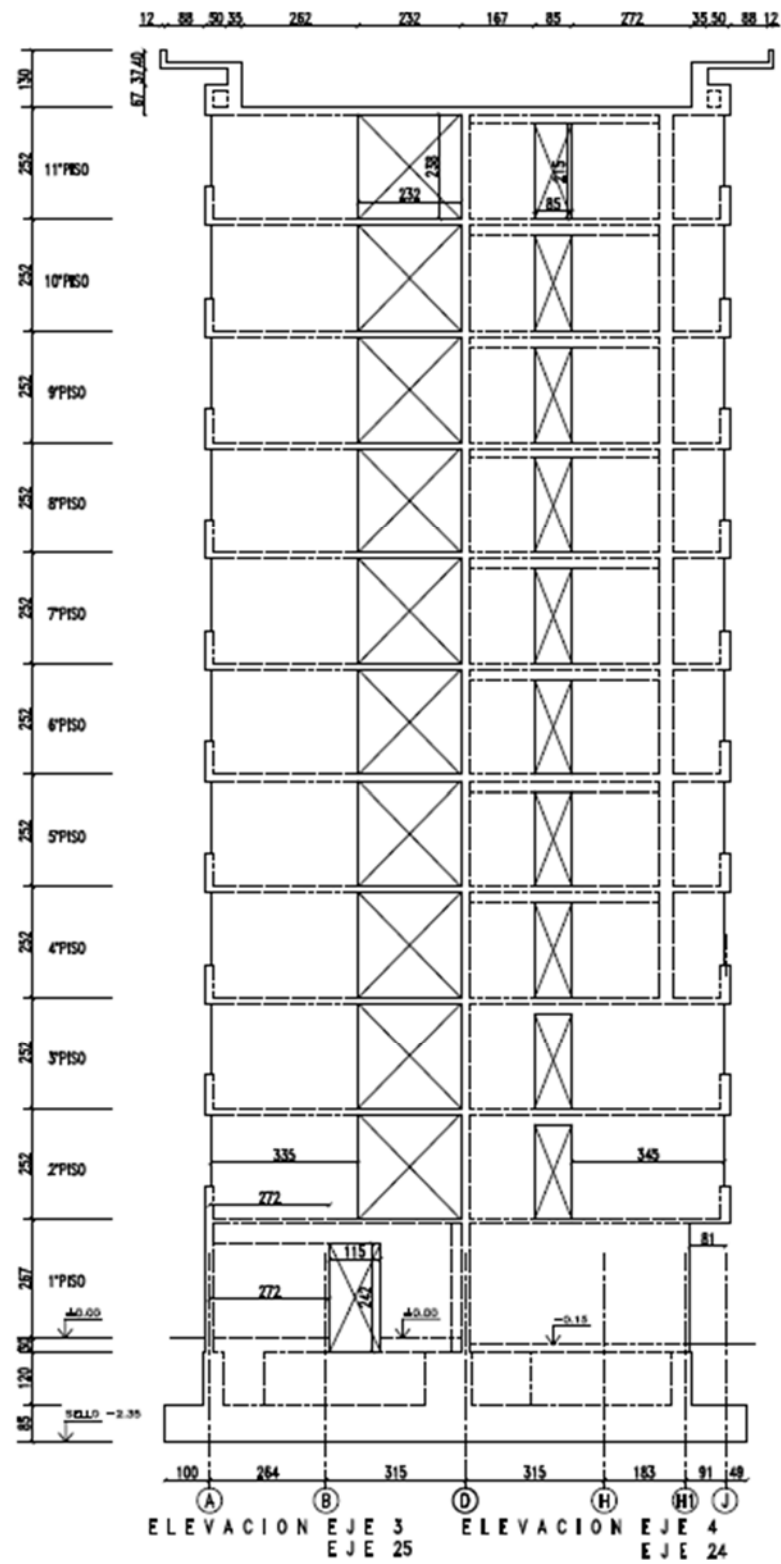
En el lado derecho de la figura E.1 se aprecian las elevaciones 1 y 27, mientras al lado izquierdo se presentan las elevaciones 2 y 26. La nomenclatura de las figuras siguientes será de la misma forma, aprovechando la simetría del edificio.

Figura E.1
Elevaciones 1 (27) y 2 (26).



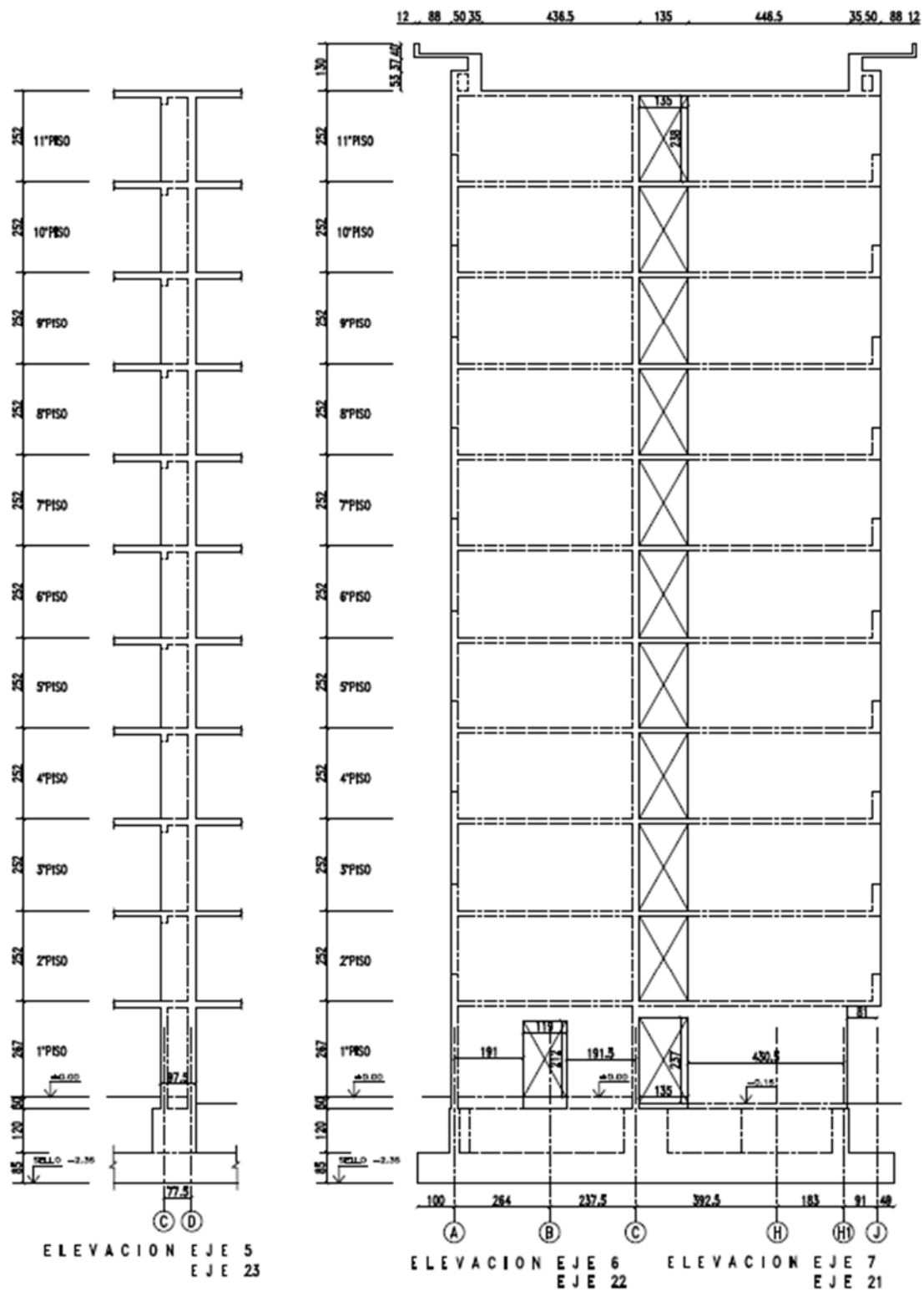
Fuente: Niño (2012).

Figura E.2
Elevaciones 3 (25) y 4 (24).



Fuente: Niño (2012).

Figura E.3
Elevaciones 5(23), 6 (22) Y 7 (21).



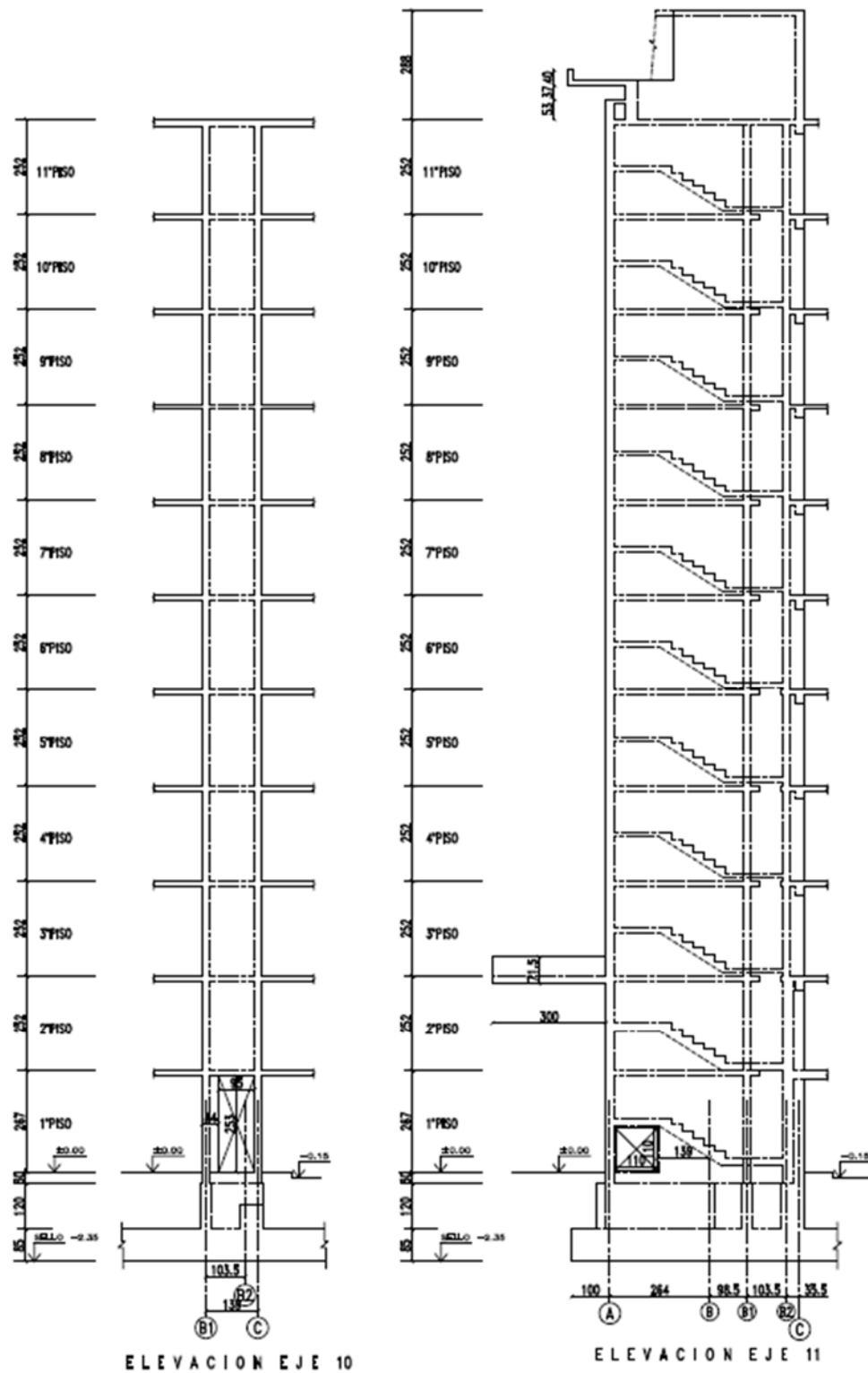
Fuente: Niño (2012).

Elevaciones 8 y 9.



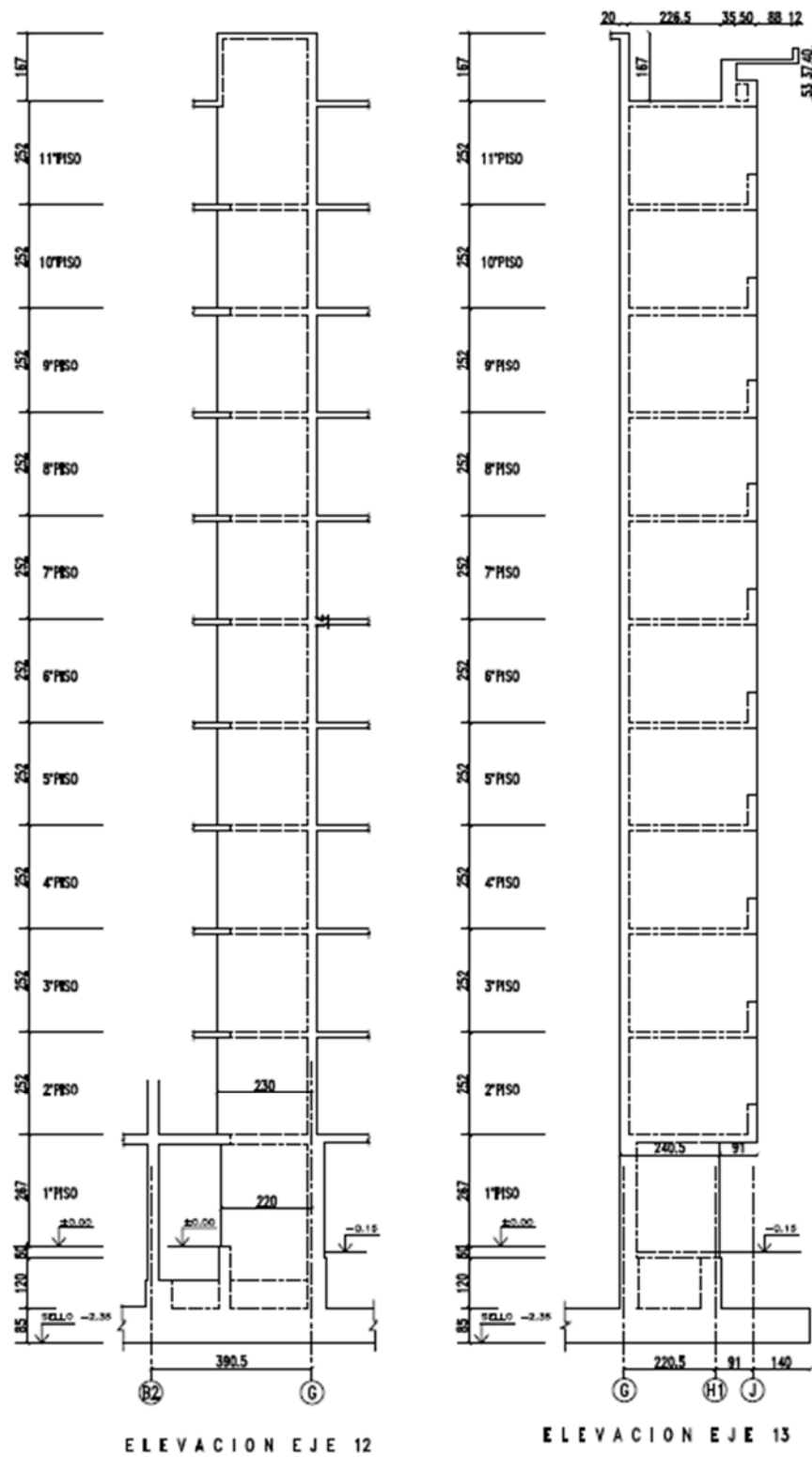
Fuente: Niño (2012).

Figura E.5
Elevaciones 10 Y 11.



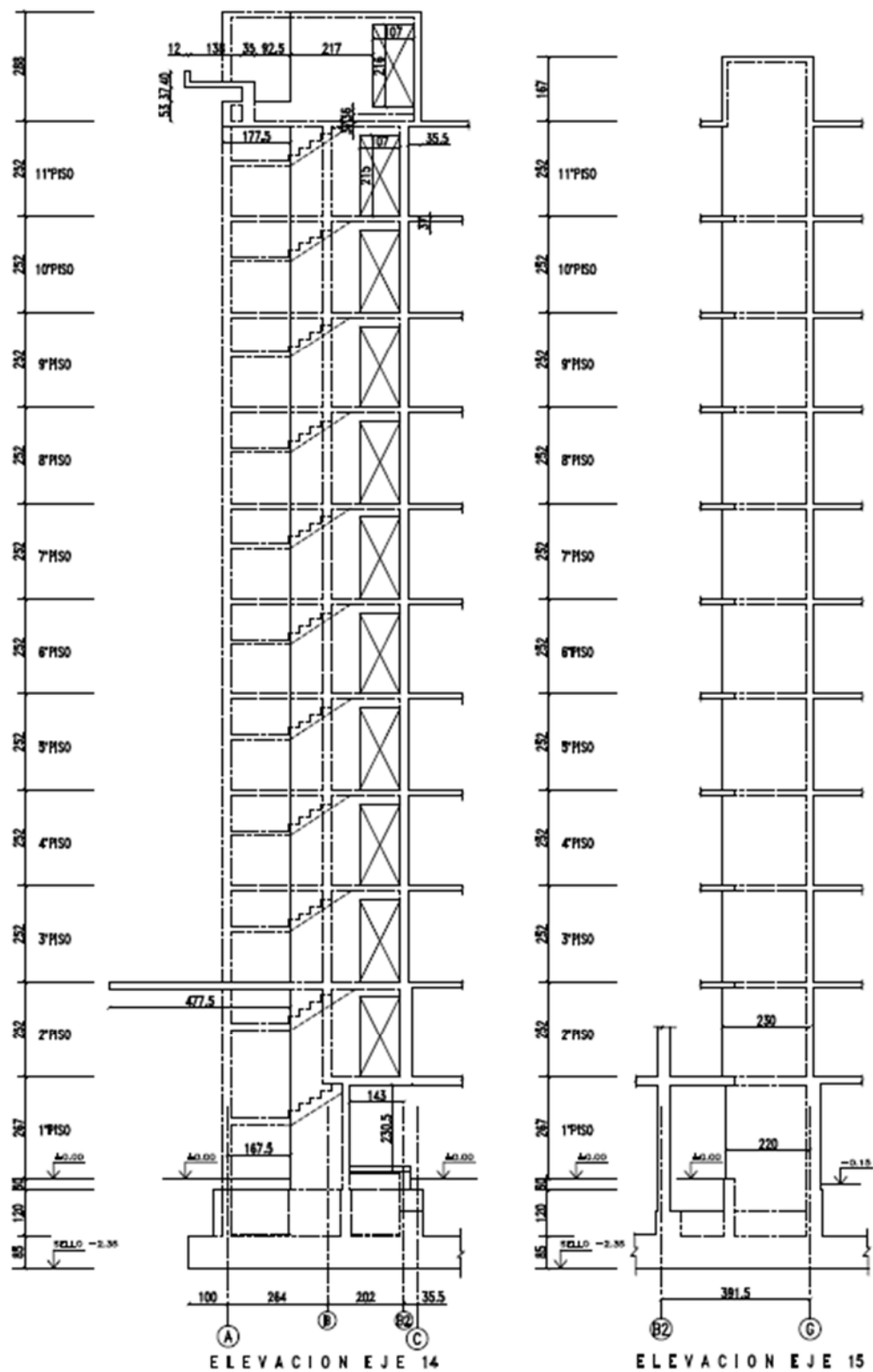
Fuente: Niño (2012).

Figura E.6
Elevaciones 12 y 13.



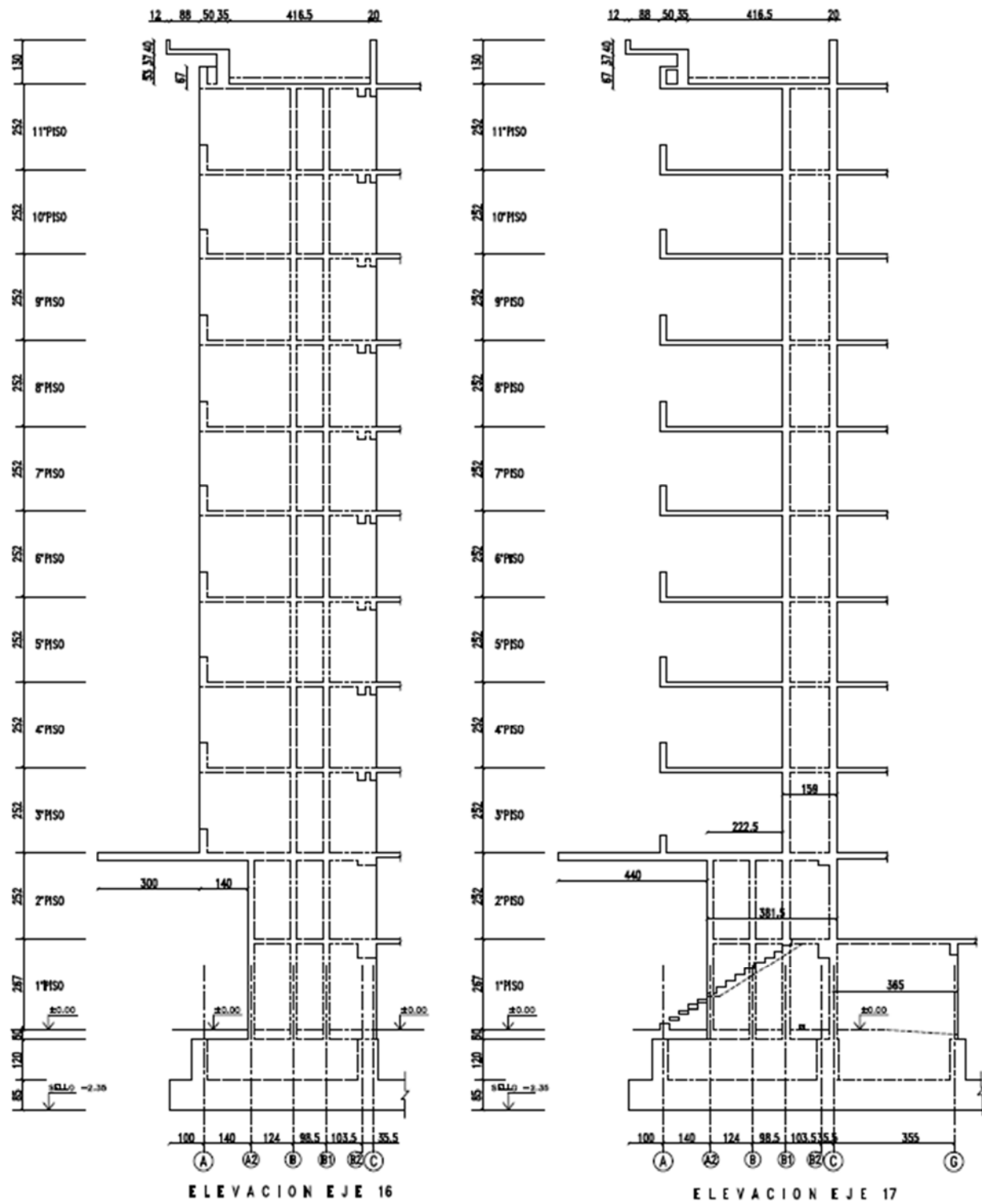
Fuente: Niño (2012).

Figura E.7
Elevaciones 14 y 15.



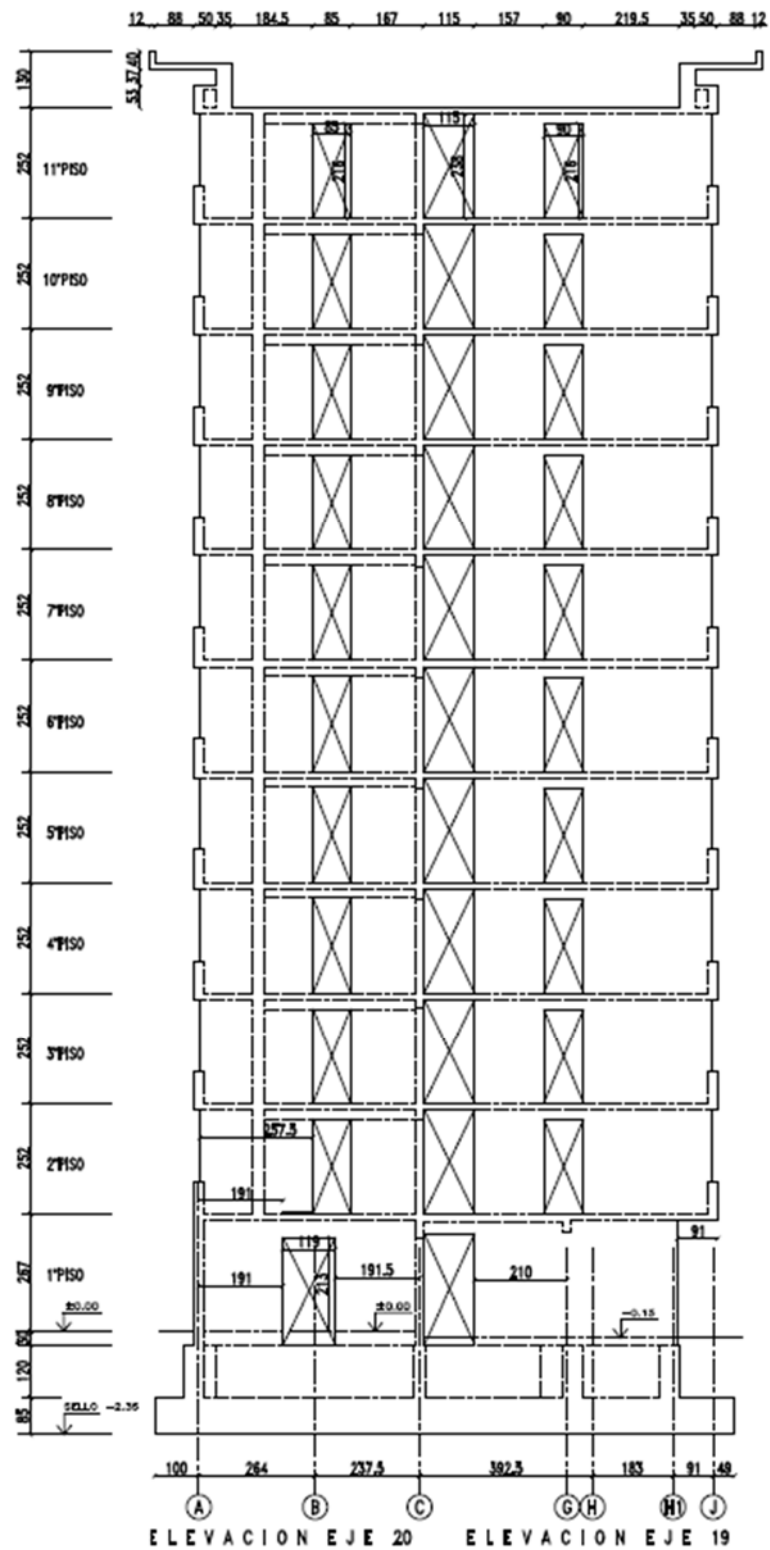
Fuente: Niño (2012).

Figura E.8
Elevaciones 16 y 17.



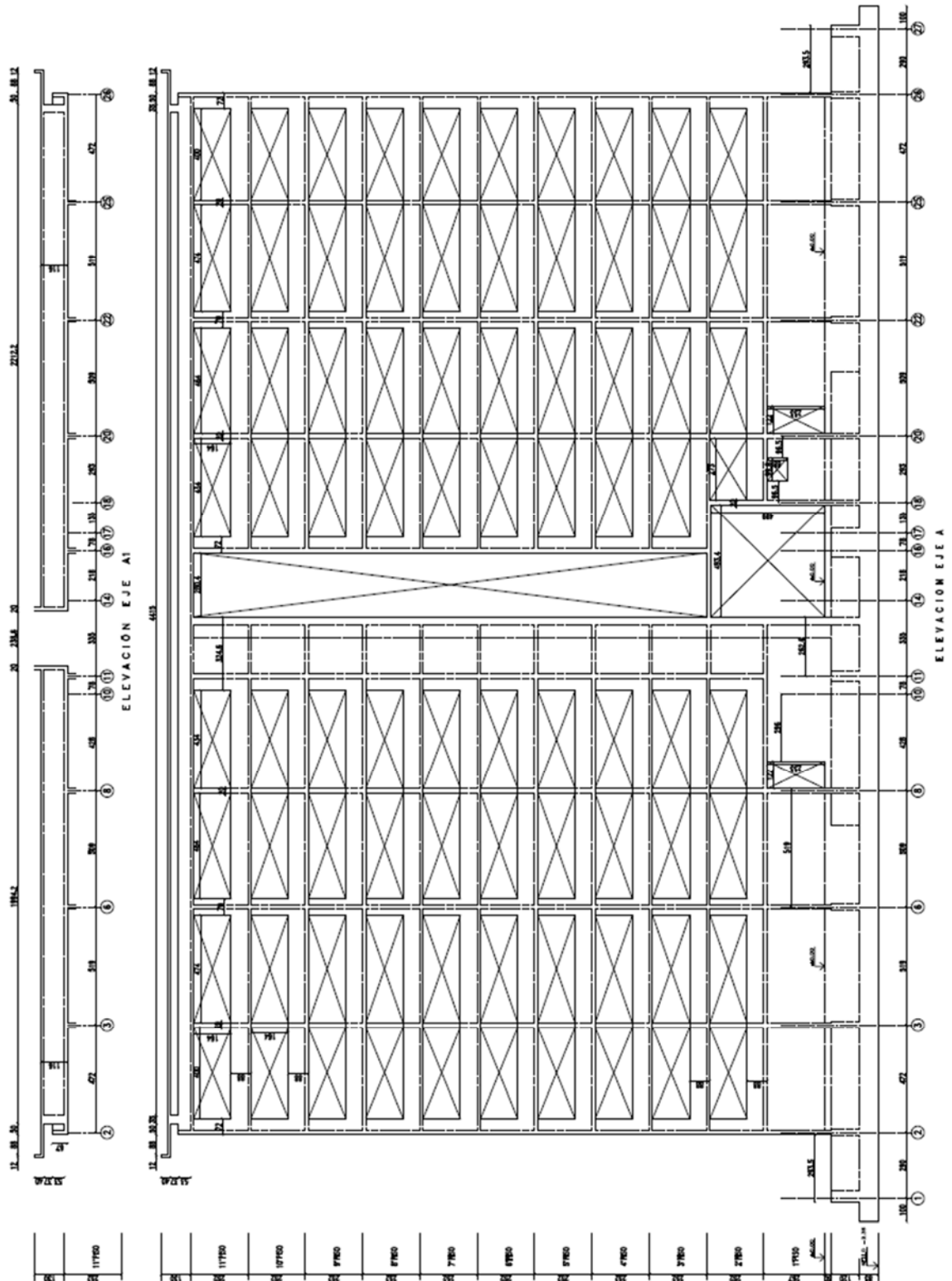
Fuente: Niño (2012).

Figura E.9
Elevaciones 19 y 20.



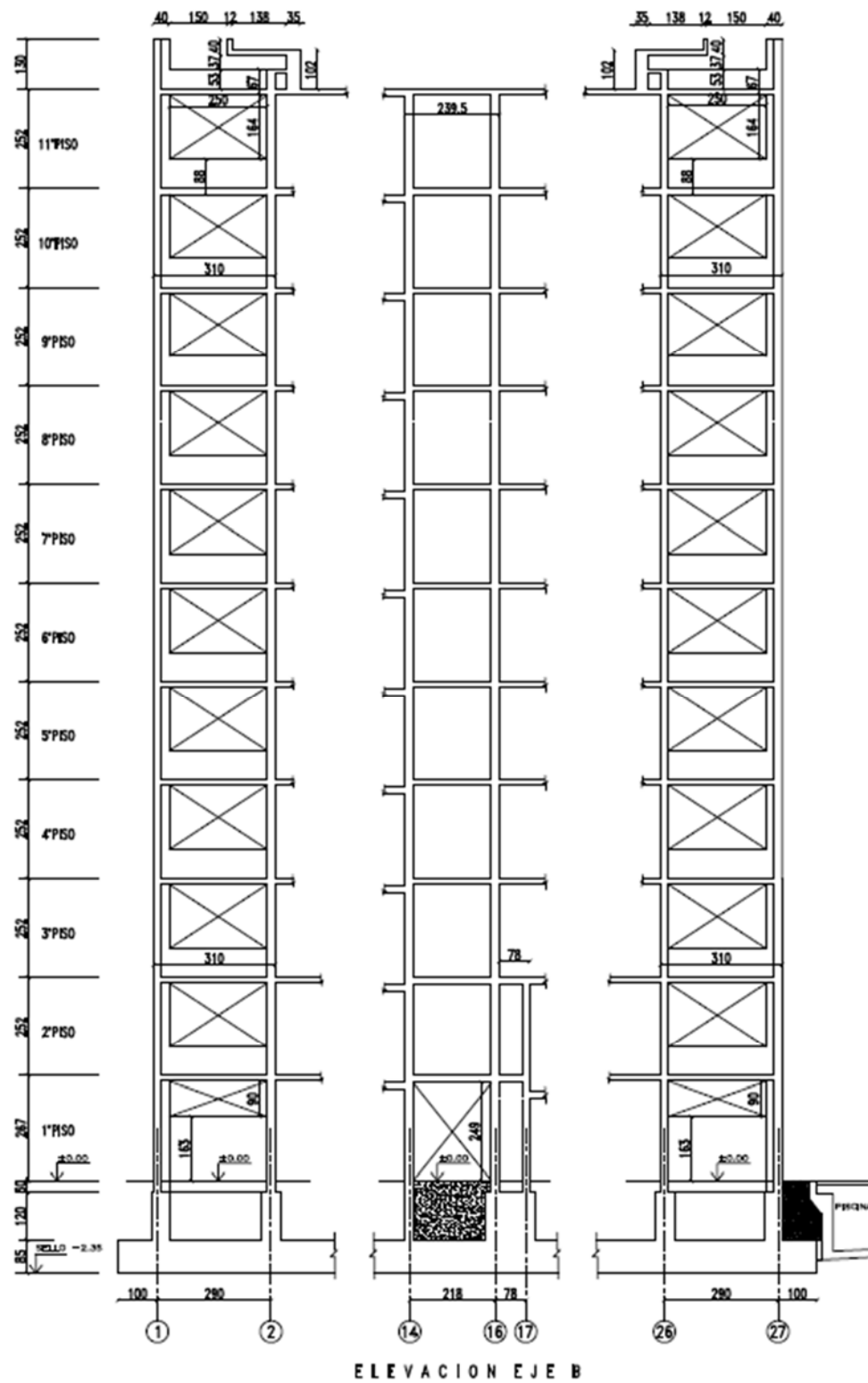
Fuente: Niño (2012).

Figura E.10
Elevación A y A1.



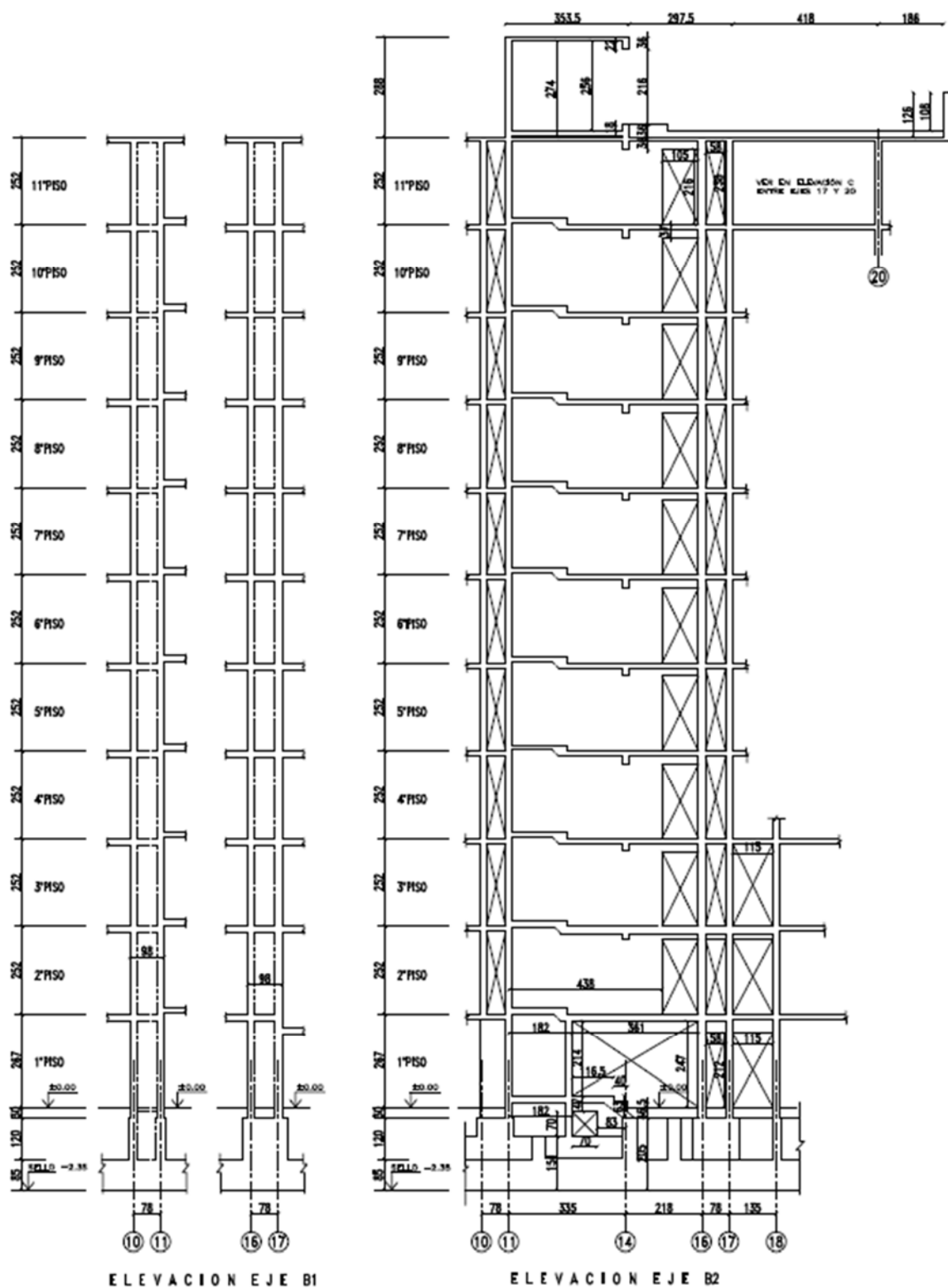
Fuente: Niño (2012).

Figura E.11
Elevaciones B.



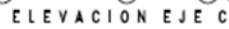
Fuente: Niño (2012).

Figura E.12
Elevación B1 y B2.



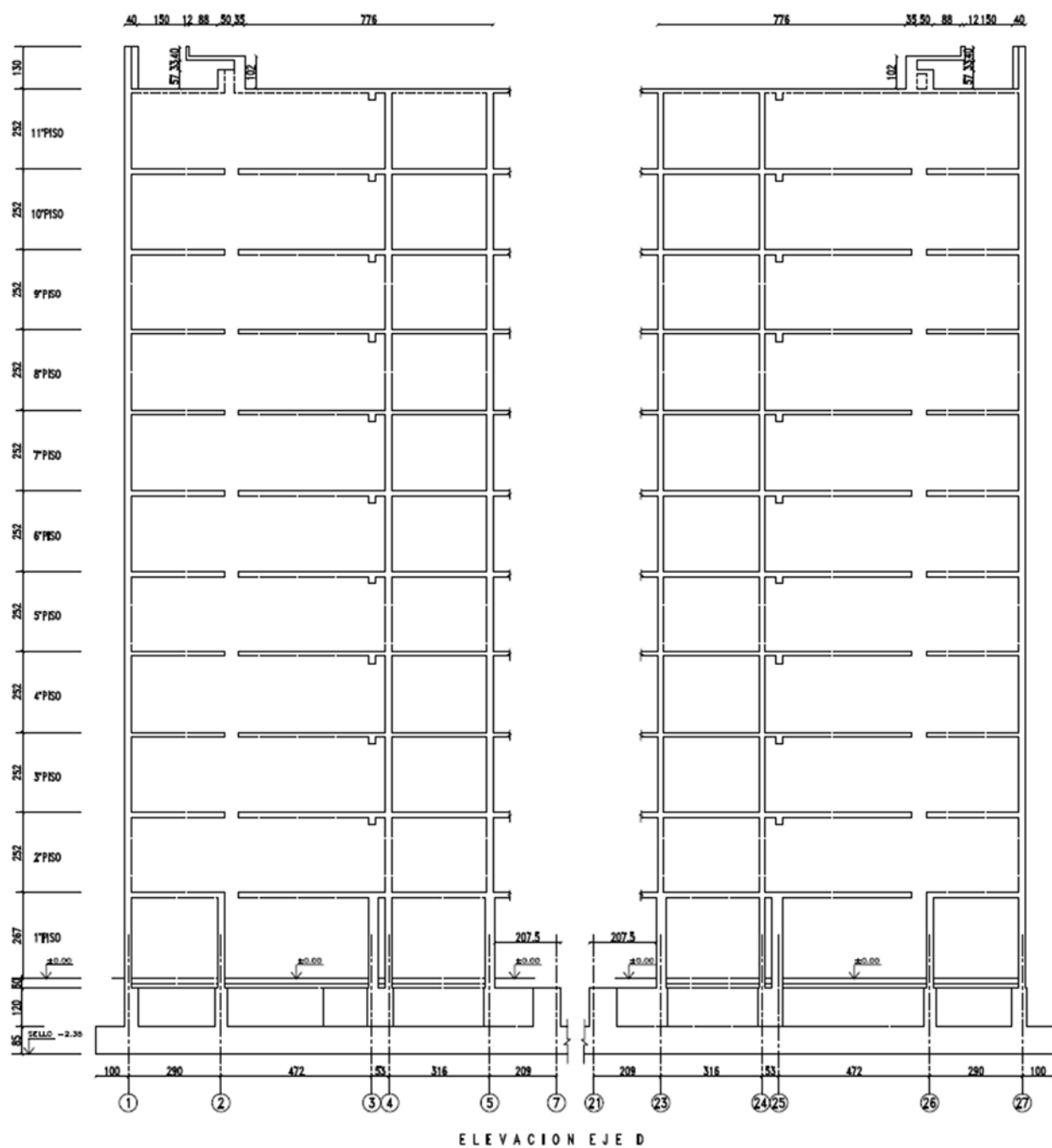
Fuente: Niño (2012).

Elevación C.



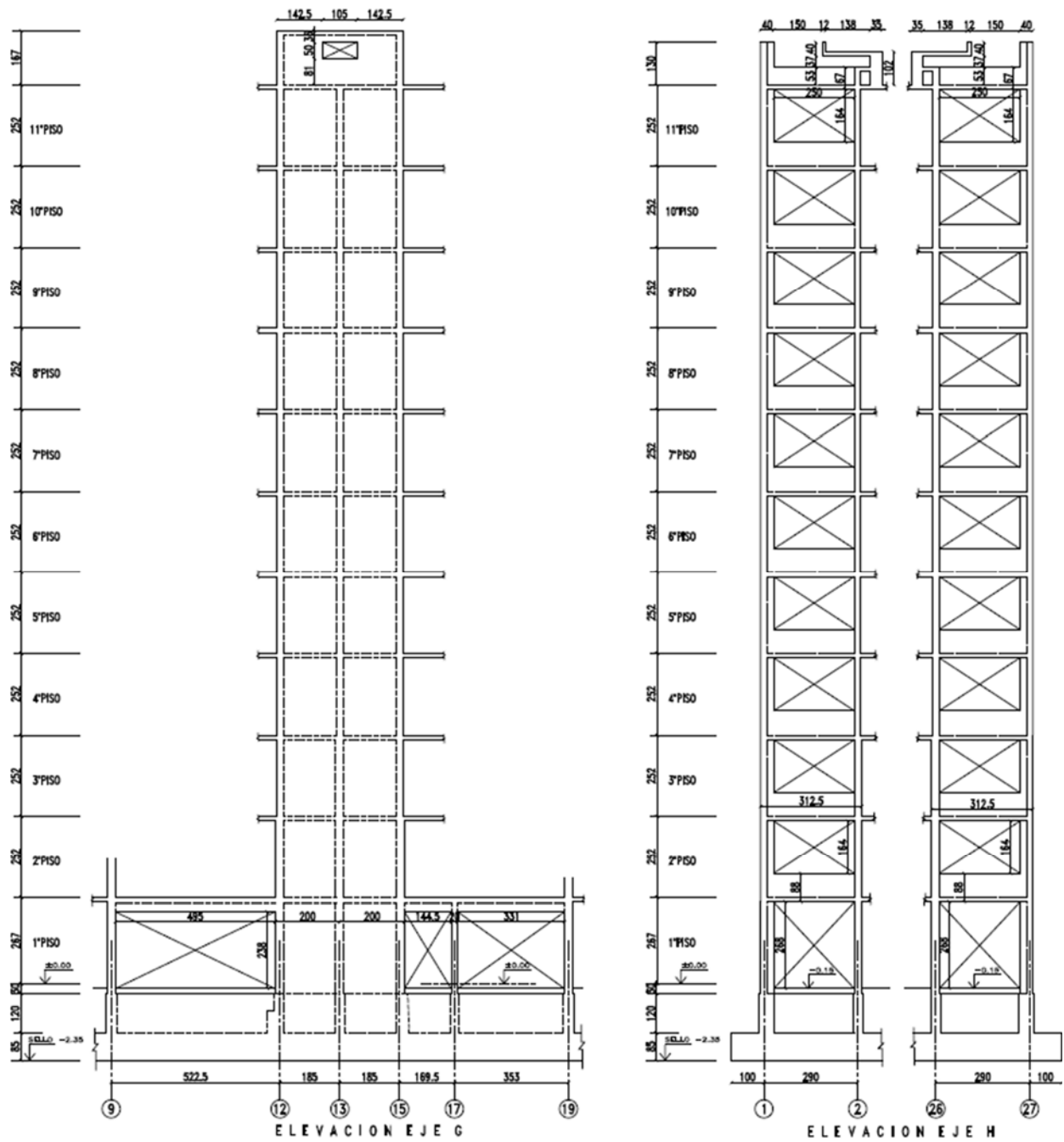
Fuente: Niño (2012).

Figura E.14
Elevación D.



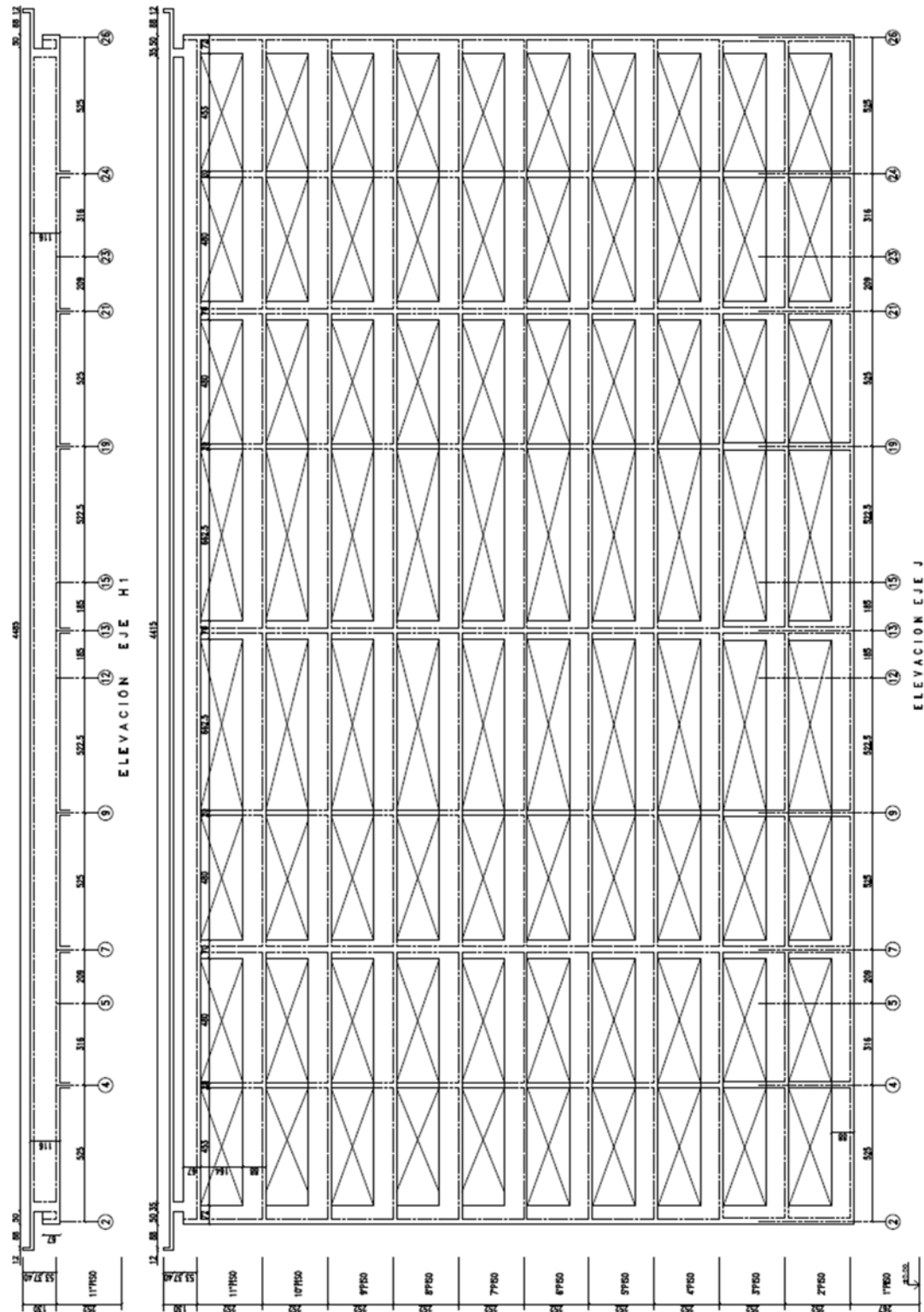
Fuente: Niño (2012).

Figura E.15
Elevación G y H.



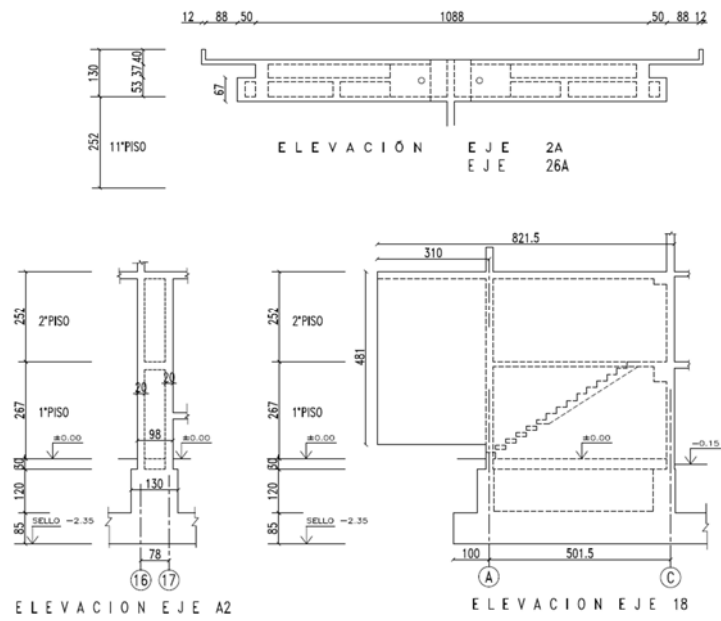
Fuente: Niño (2012).

Figura E.16
Elevación J y H1.



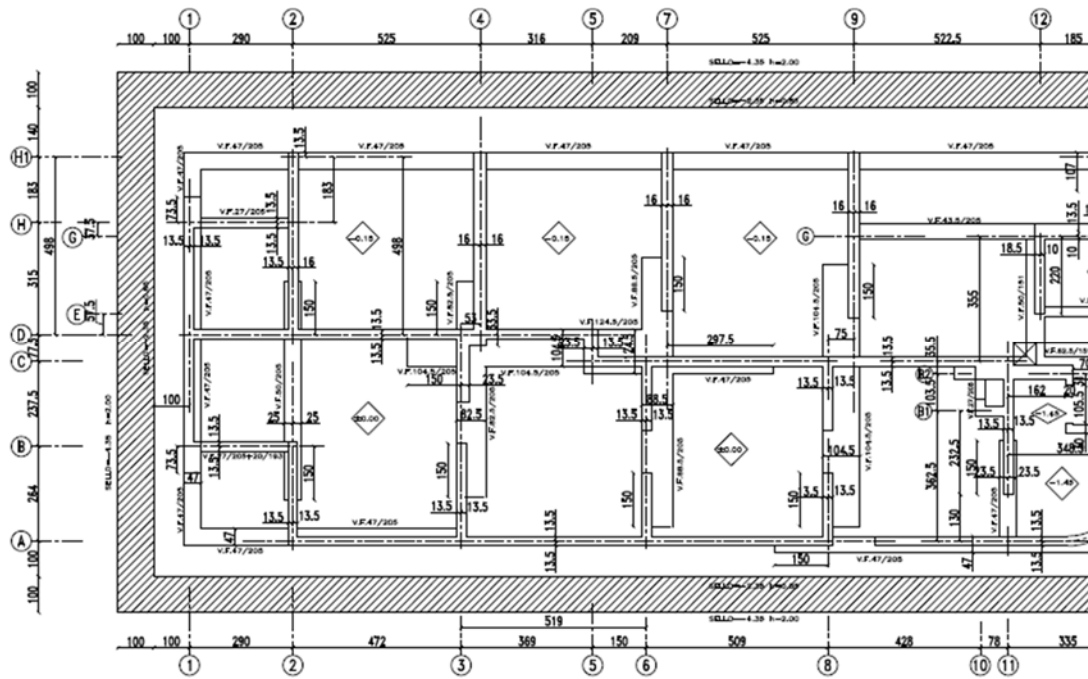
Fuente: Niño (2012).

Figura E.17
Elevación 2A (26A), A2 y 18.



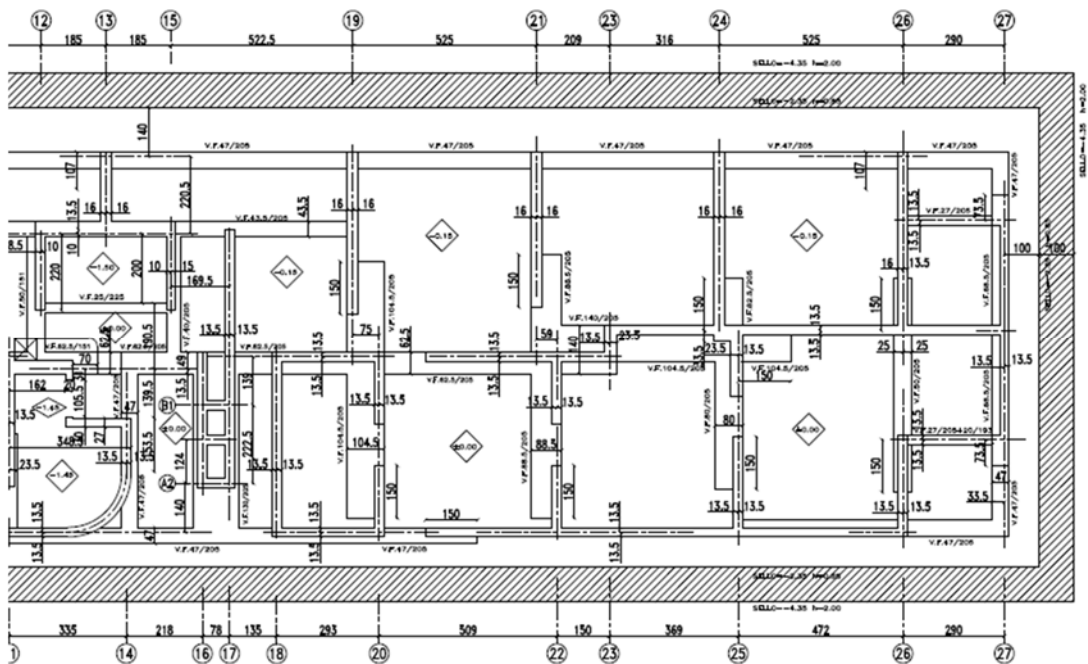
Fuente: Niño (2012).

Figura E.18
Planta Fundaciones, entre ejes 1 y 12.



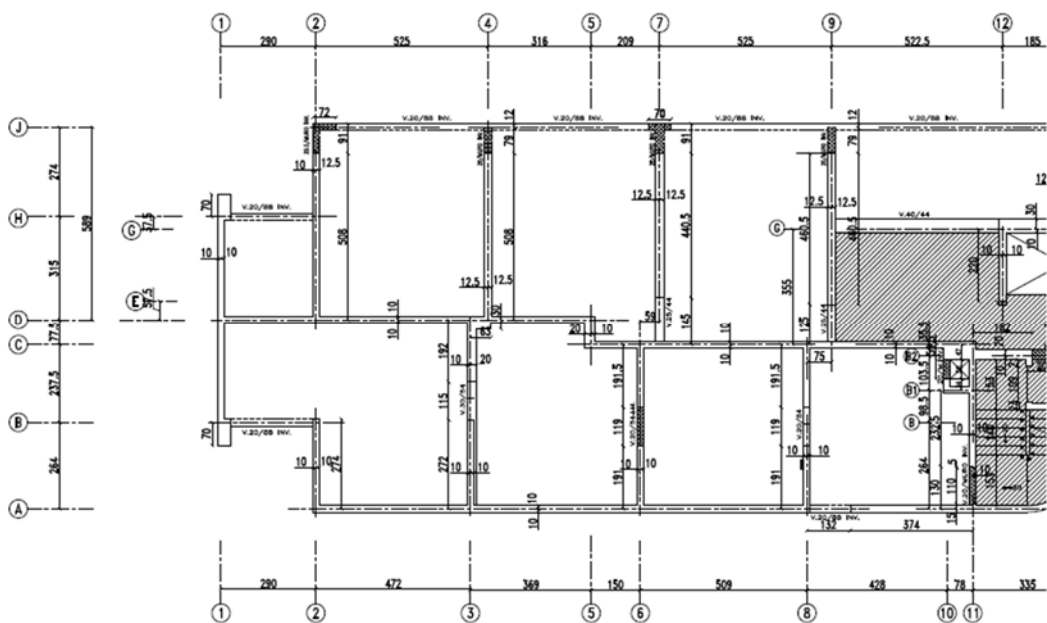
Fuente: Niño (2012).

Figura E.19
Planta Fundaciones, entre ejes 12 y 27.



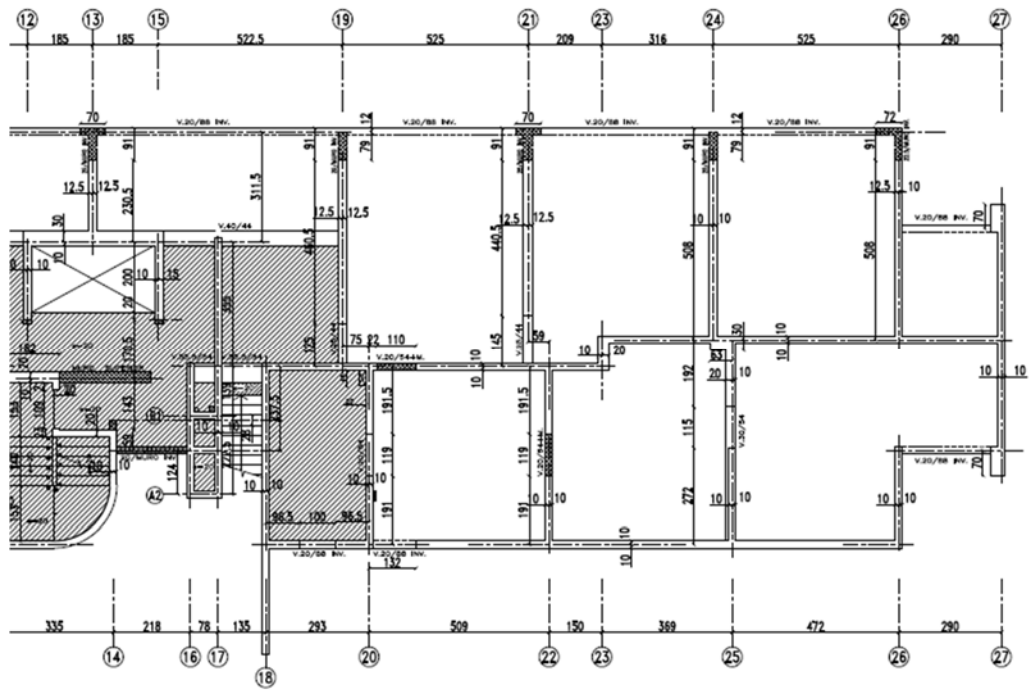
Fuente: Niño (2012).

Planta Cielo 1^{er} piso, entre ejes 1 y 12.



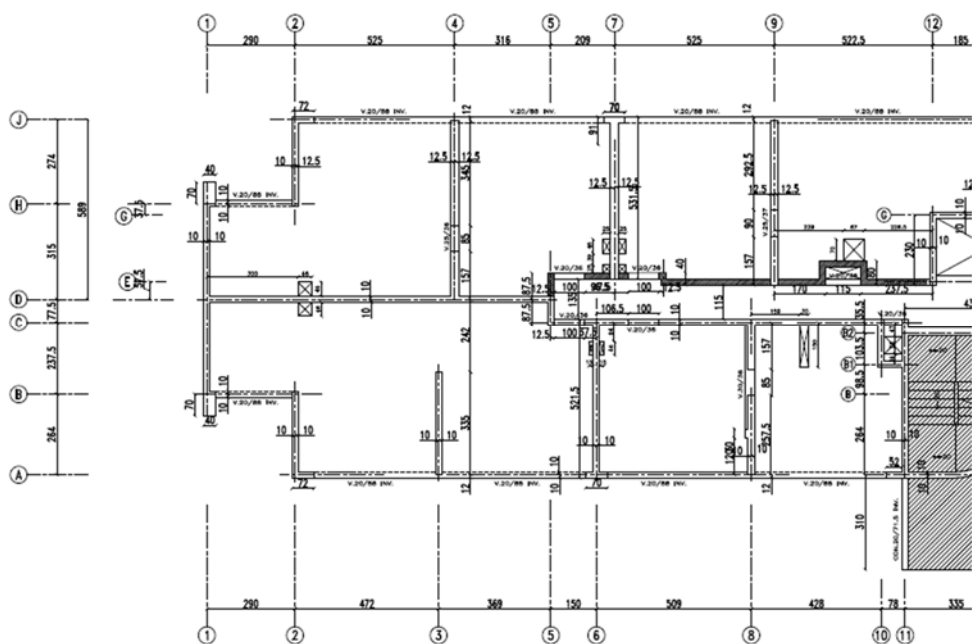
Fuente: Niño (2012).

Planta Cielo 1^{er} piso, entre ejes 12 y 27.



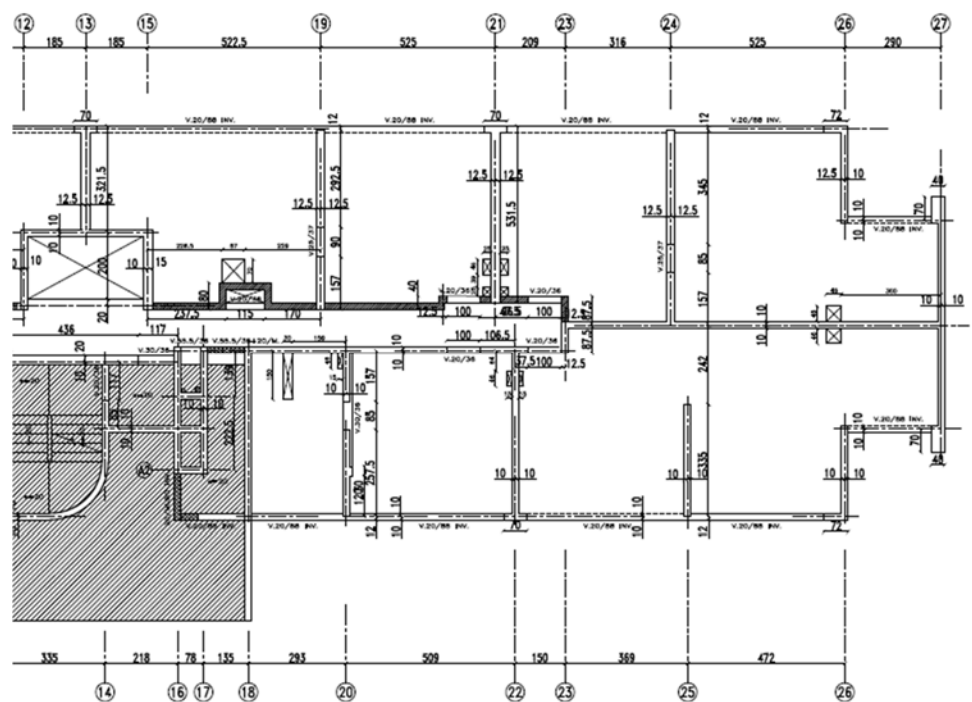
Fuente: Niño (2012).

Figura E.22
Planta Cielo 2^{do} piso, entre ejes 1 y 12.



Fuente: Niño (2012).

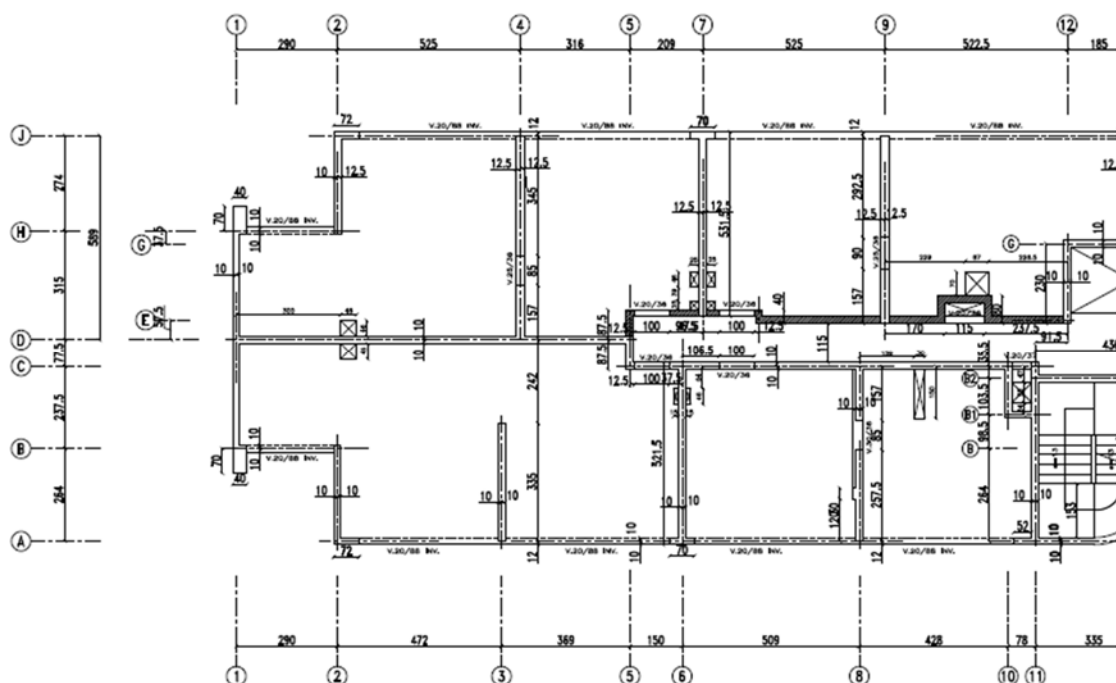
Figura E.23
Planta Cielo 2^{do} piso, entre ejes 12 y 27.



Fuente: Niño (2012).

Figura E.24

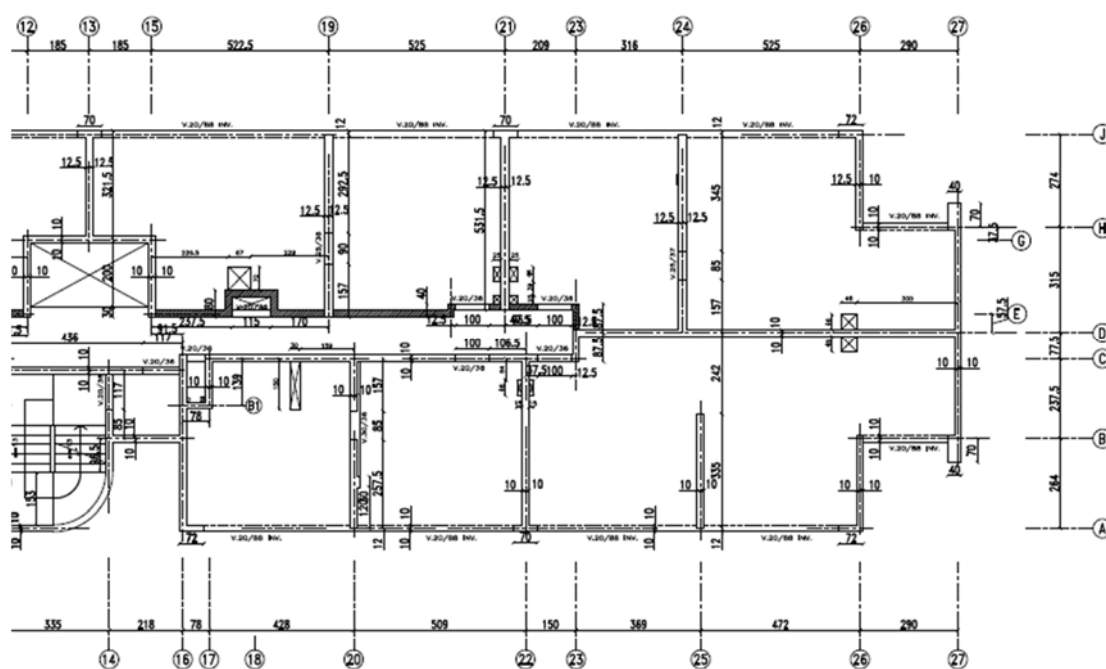
Planta Cielo 3^{er} piso, entre ejes 1 y 12.



Fuente: Niño (2012).

Figura E.25

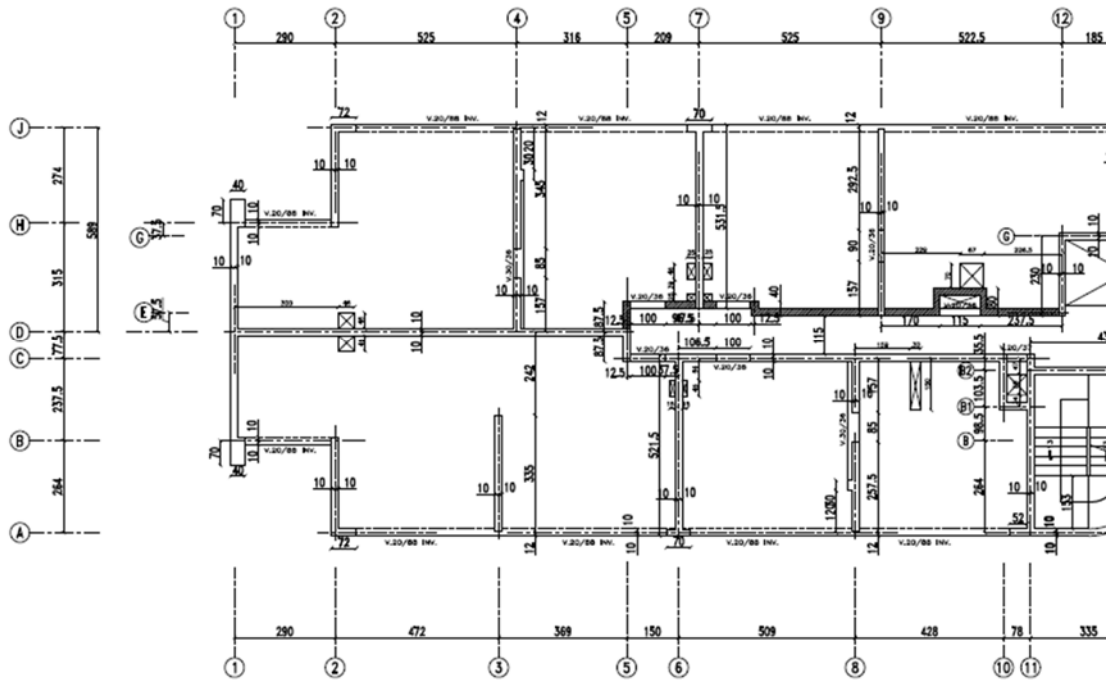
Planta Cielo 3^{er} piso, entre ejes 12 y 27.



Fuente: Niño (2012).

Figura E.26

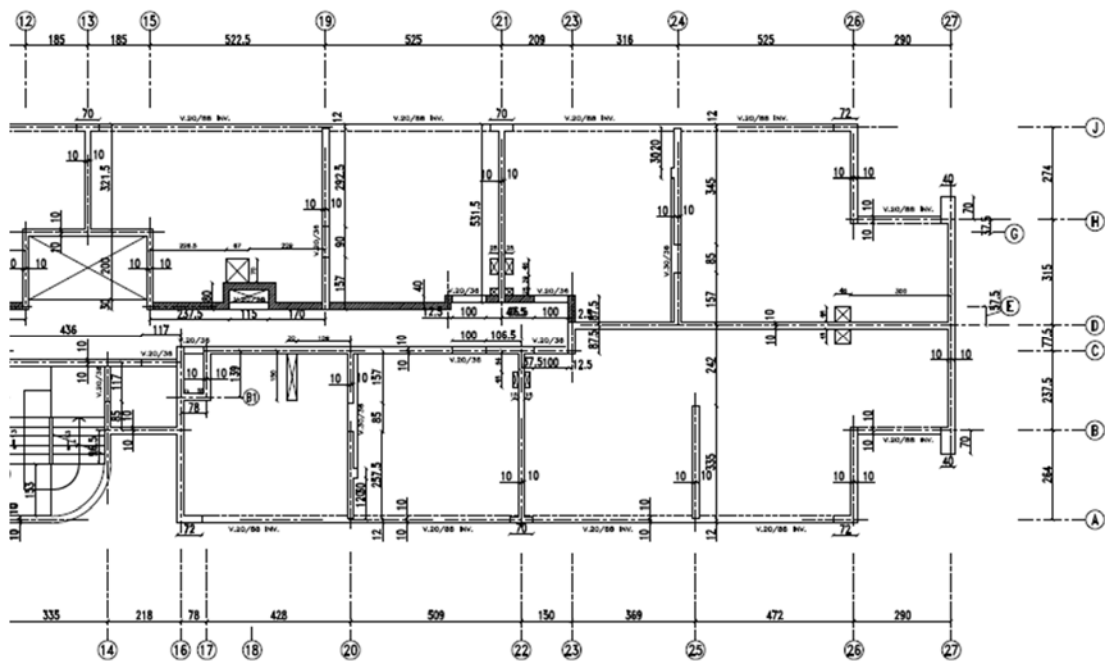
Planta Cielo 4^{to} al 10^{mo} piso, entre ejes 1 y 12.



Fuente: Niño (2012).

Figura E.27

Planta Cielo 4^{to} al 10^{mo} piso, entre ejes 12 y 27.



Fuente: Niño (2012).

Planta Cielo 11^{avo} piso, entre ejes 1 y 12.



Planta Cielo 11^{avo} piso, entre ejes 12 y 27.



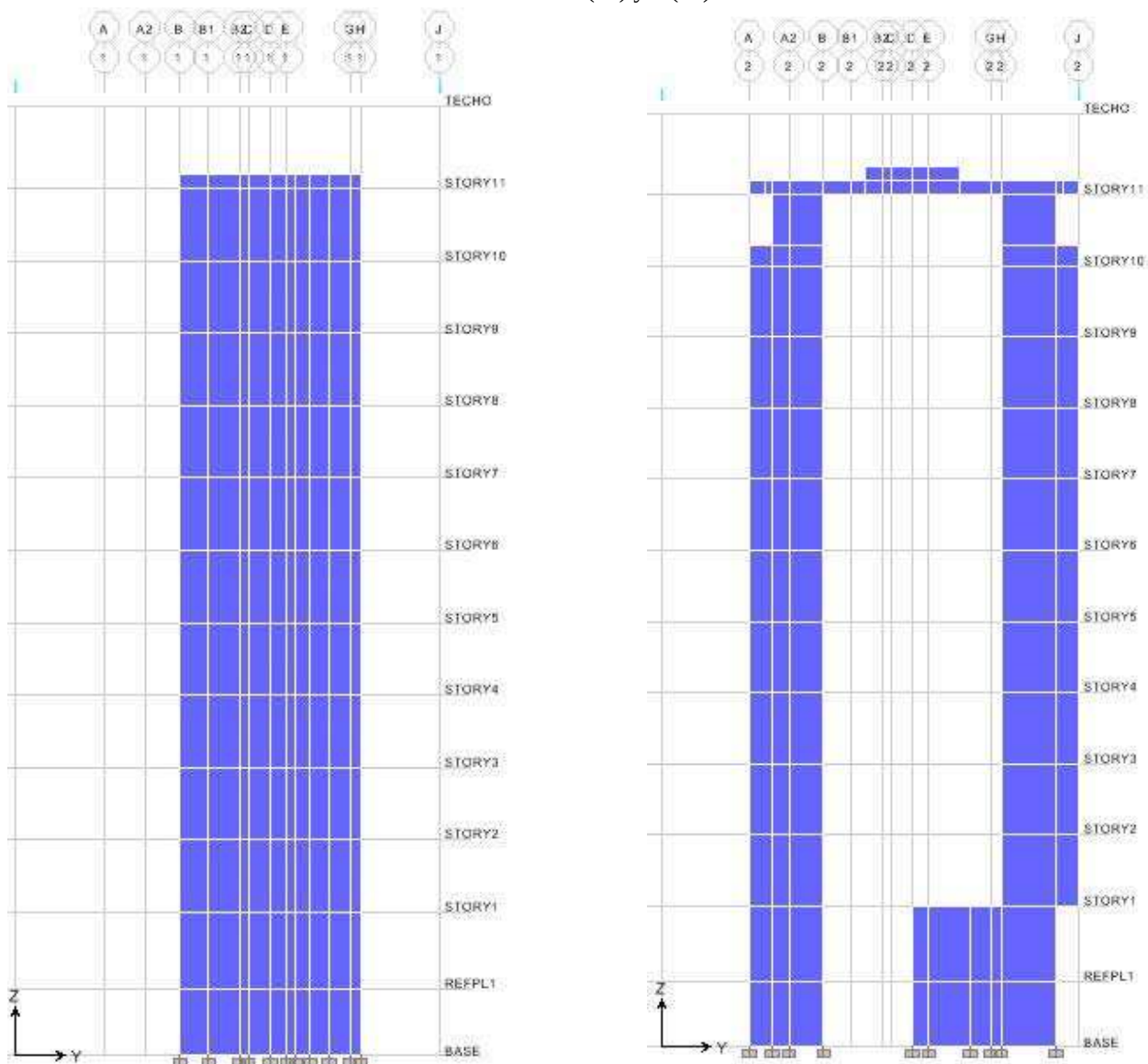
ANEXO F.

MODELO SHELL DE ETABS, EDIFICIO “CONJUNTO WALKER MARTÍNEZ”.

En el lado derecho de la figura F.1 se aprecian las elevaciones 1 y 27, mientras al lado izquierdo se presentan las elevaciones 2 y 26. La nomenclatura de las figuras siguientes será de la misma forma, aprovechando la simetría del edificio.

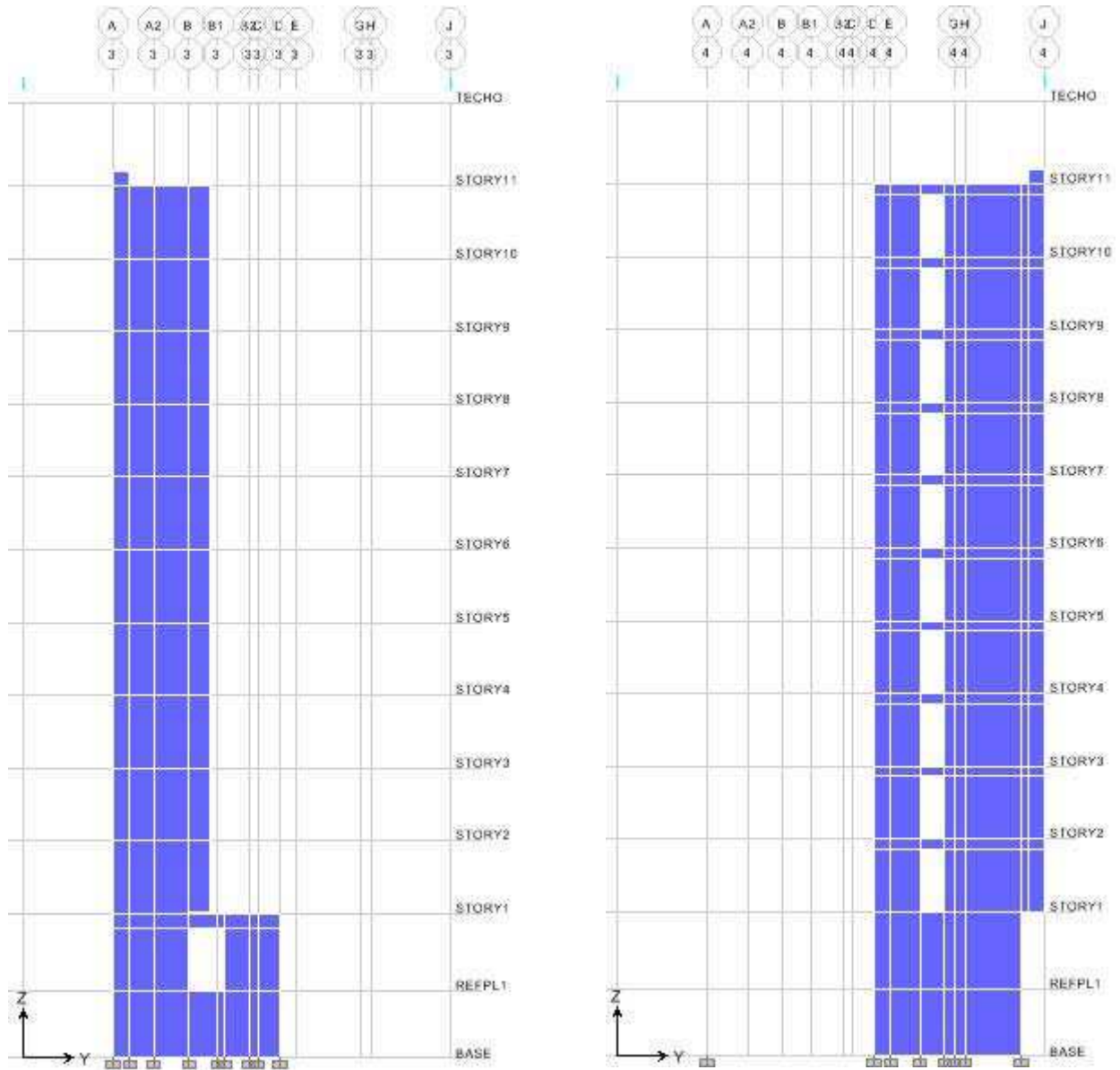
Figura F.1

Elevaciones 1 (27) y 2 (26).



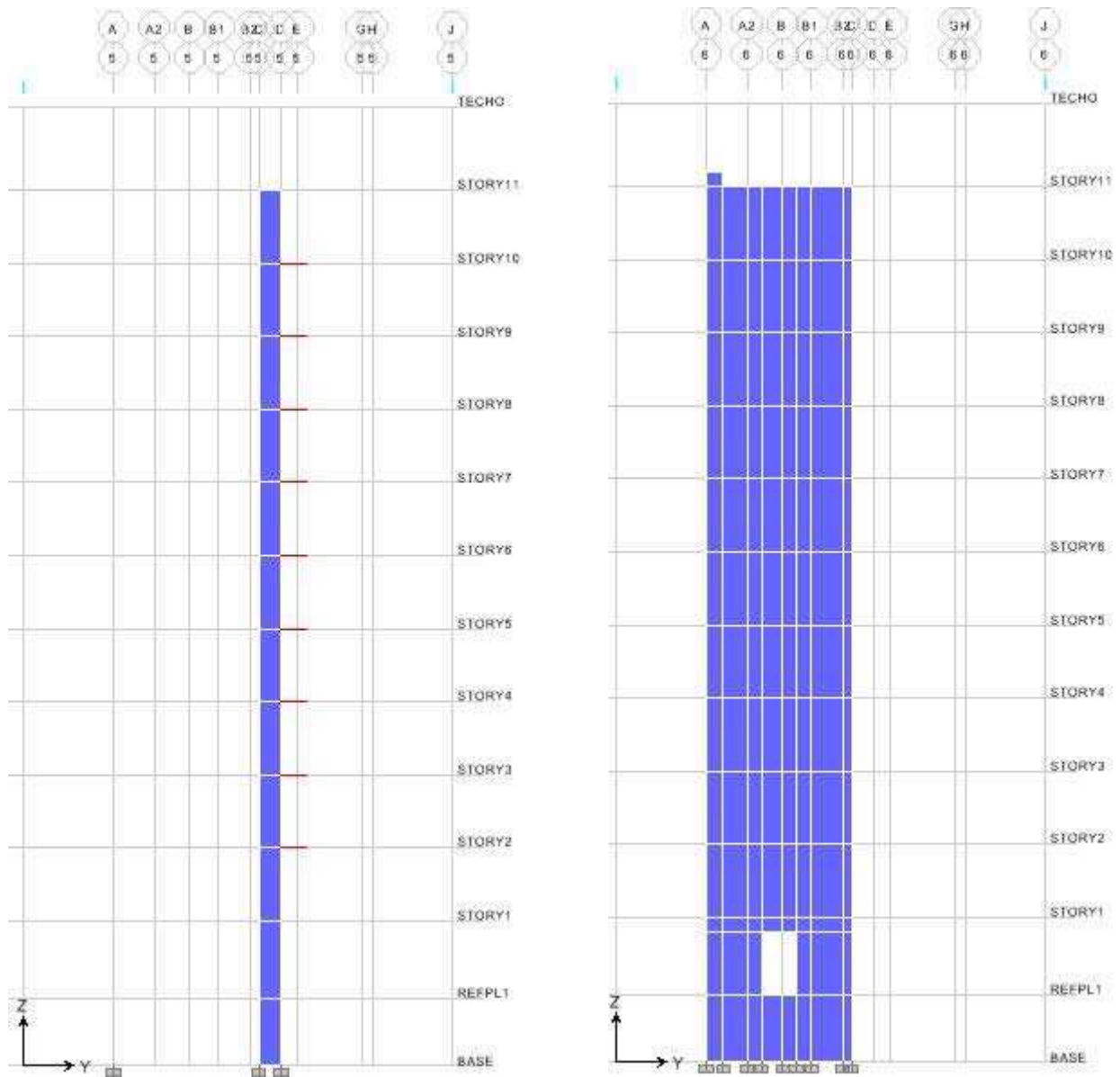
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.2
Elevaciones 3 (25) y 4 (24).



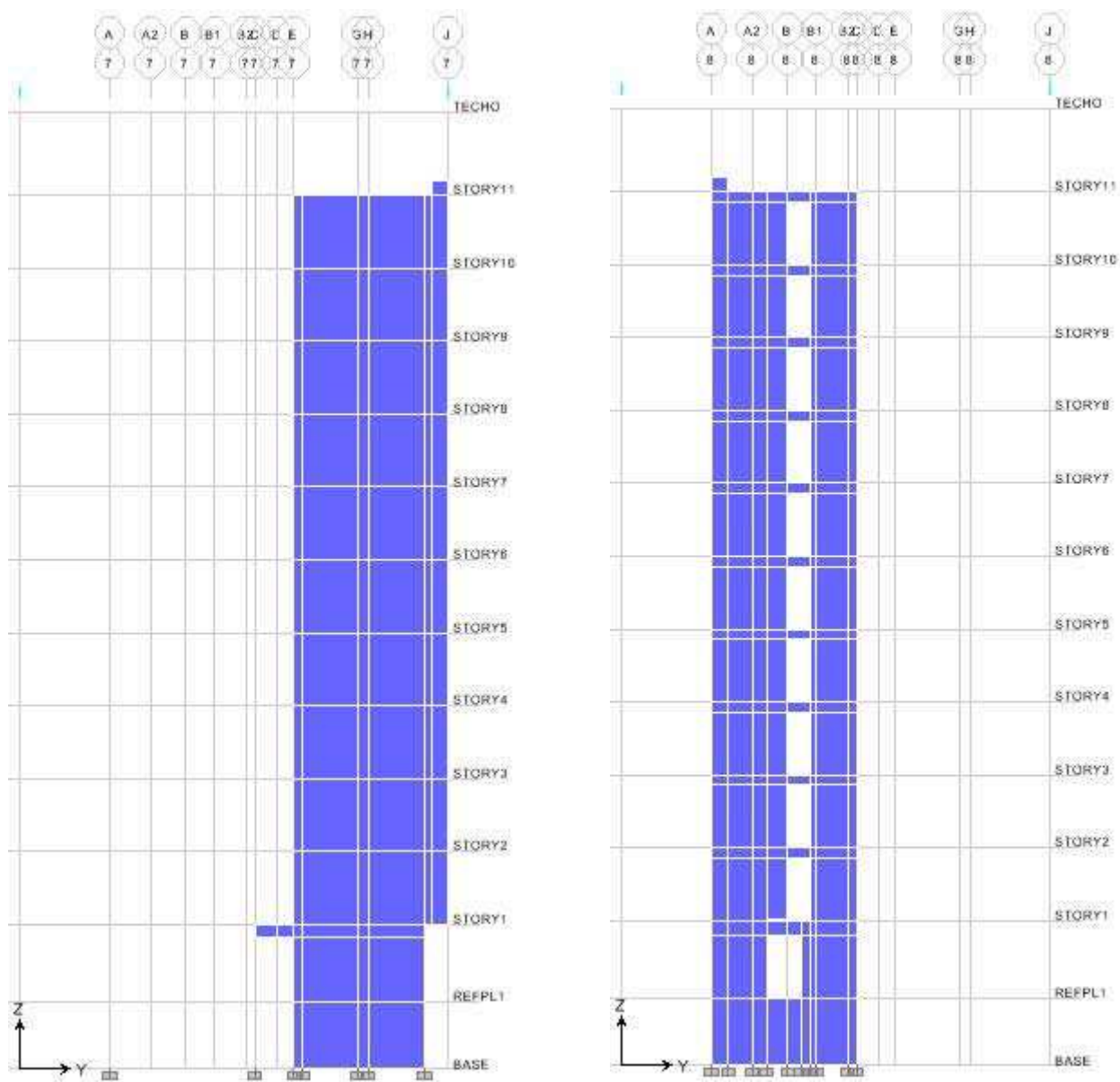
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.3
Elevaciones 5 y 6 (22).



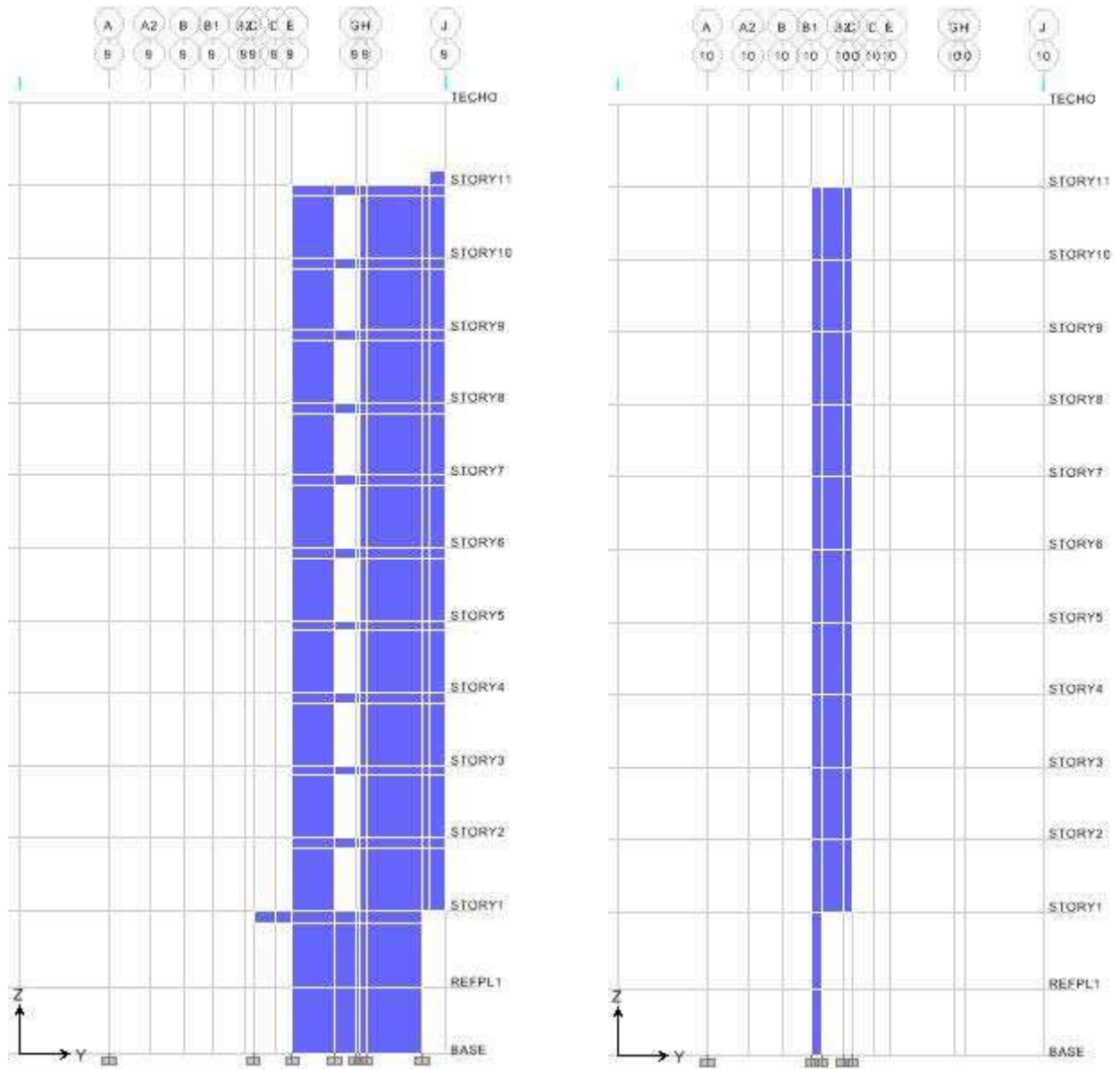
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.4
Elevaciones 7 (21) y 8 (20).



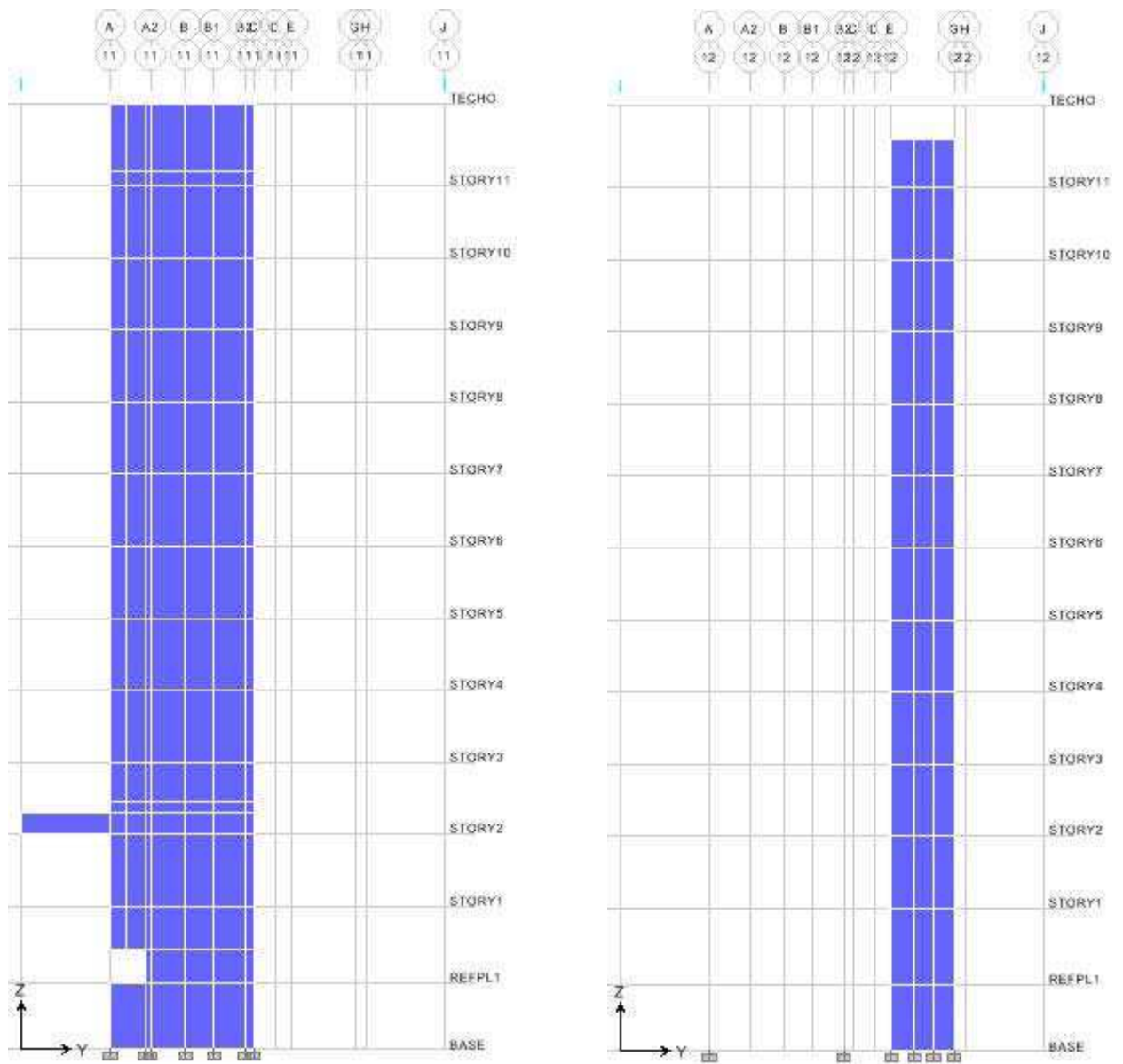
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.5
Elevaciones 9 (19) y 10.



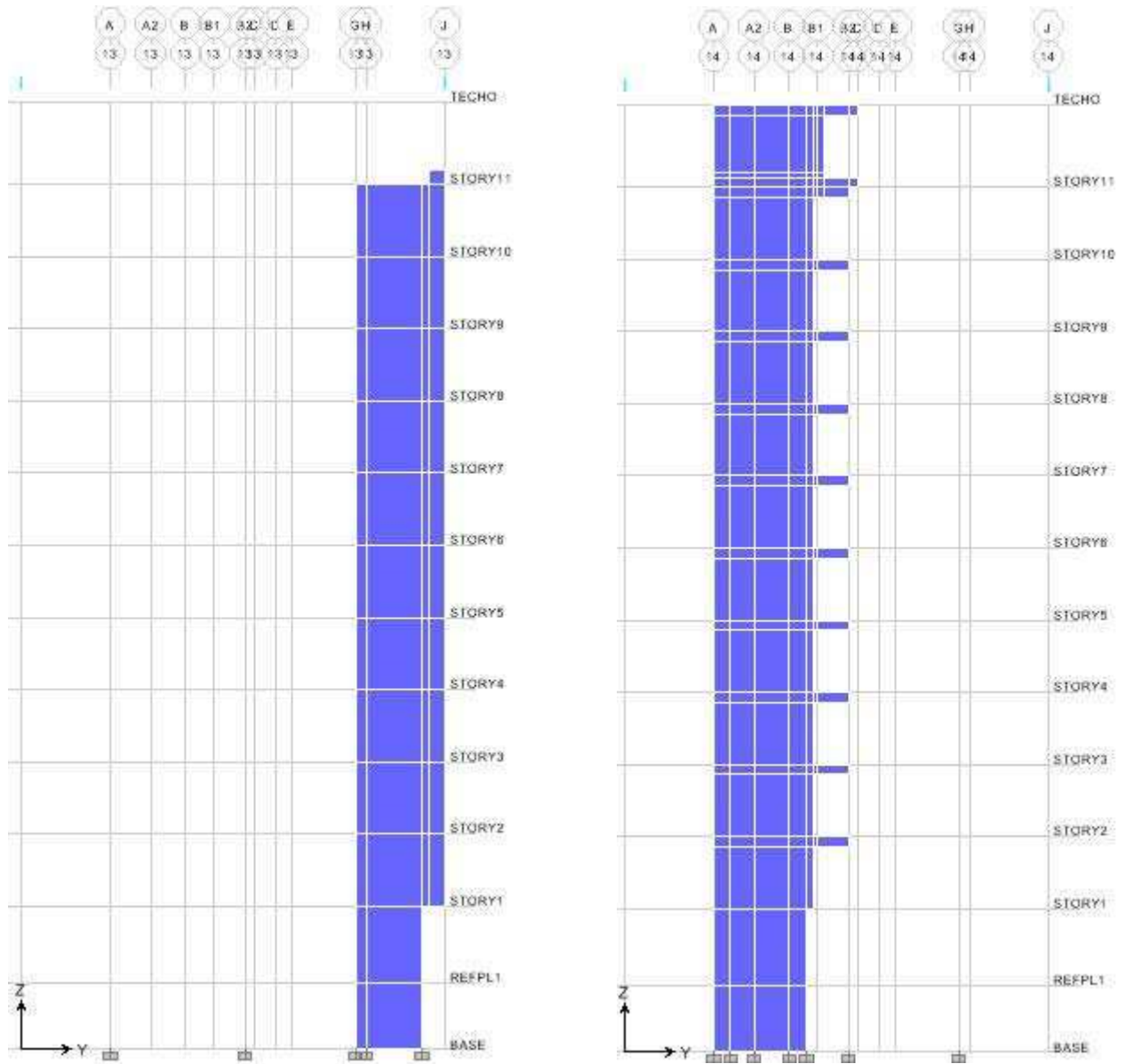
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.6
Elevaciones 11 y 12 (15).



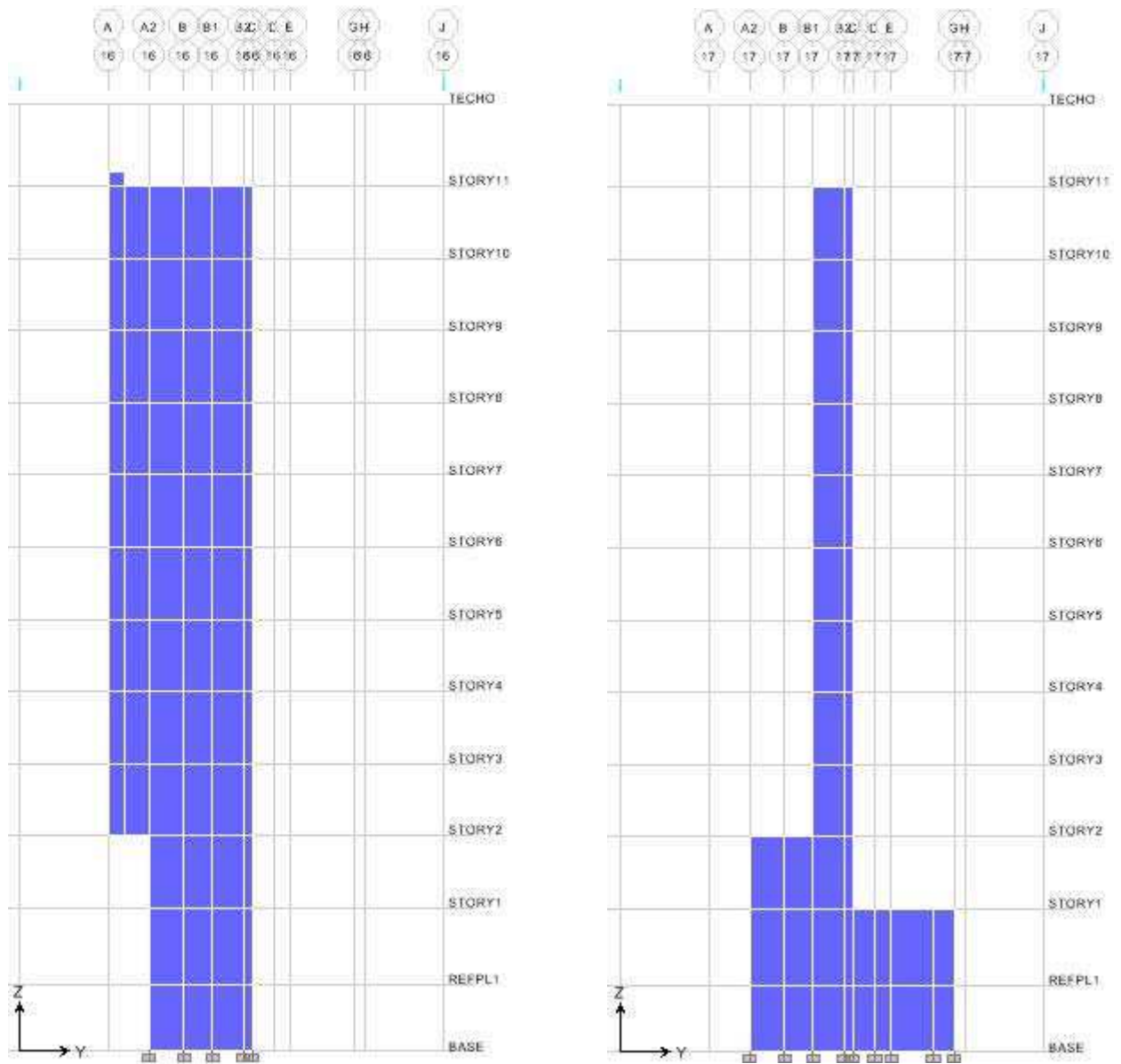
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.7
Elevaciones 13 y 14.



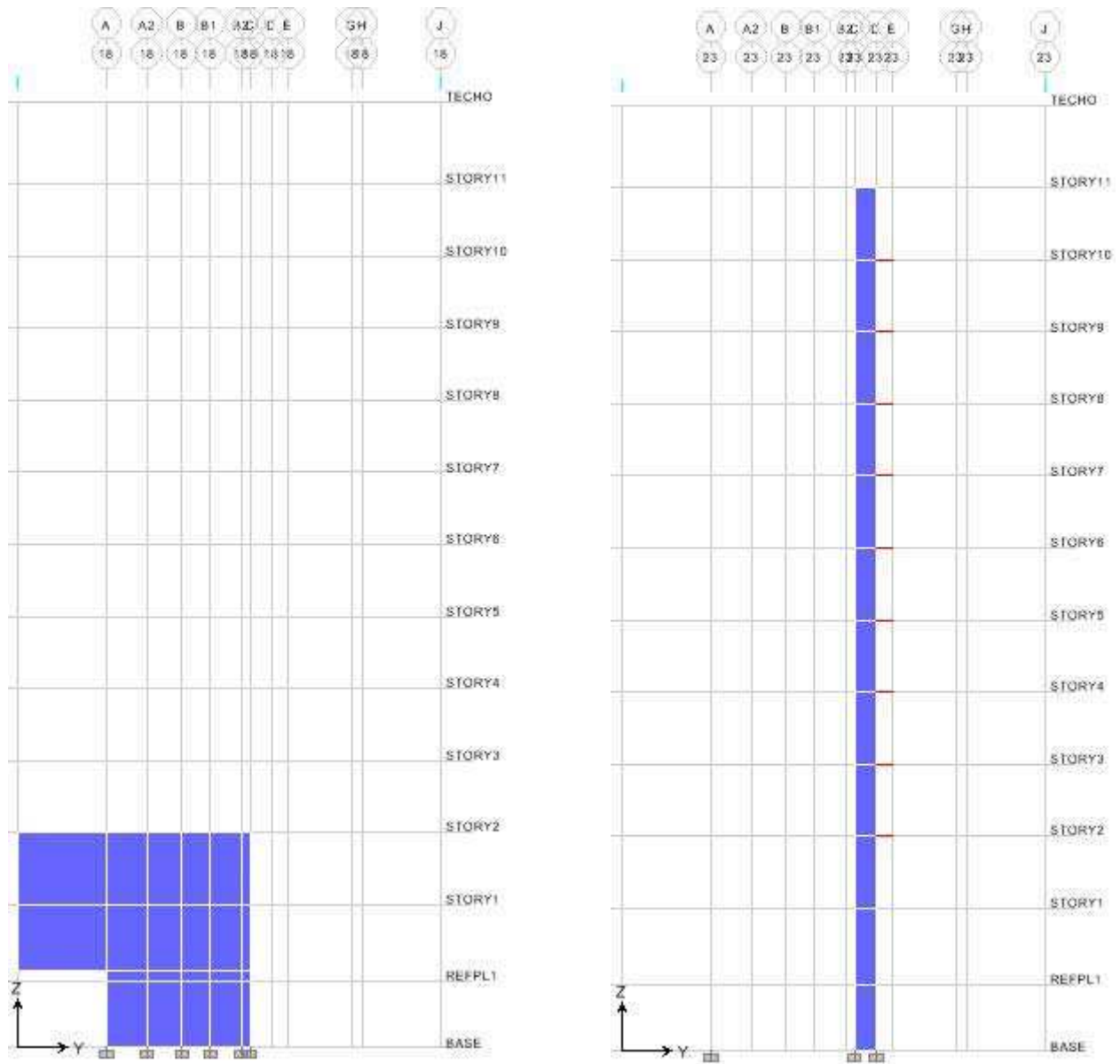
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.8
Elevaciones 16 y 17.



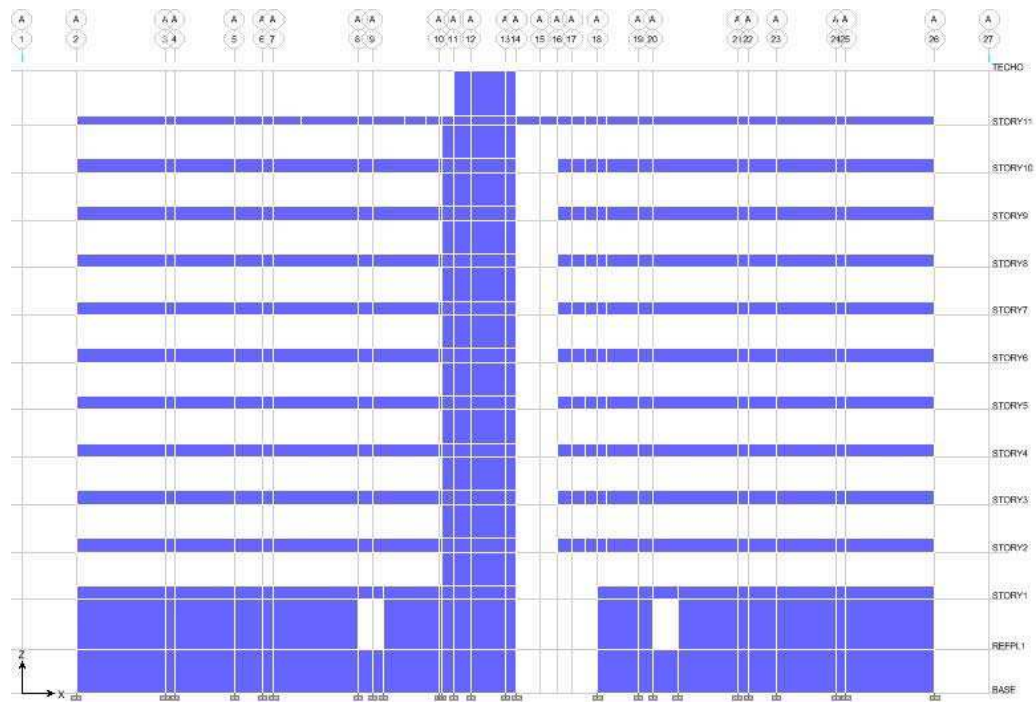
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.9
Elevaciones 18 y 23.



Fuente: Elaboración propia.

Figura F.10
Elevación A.



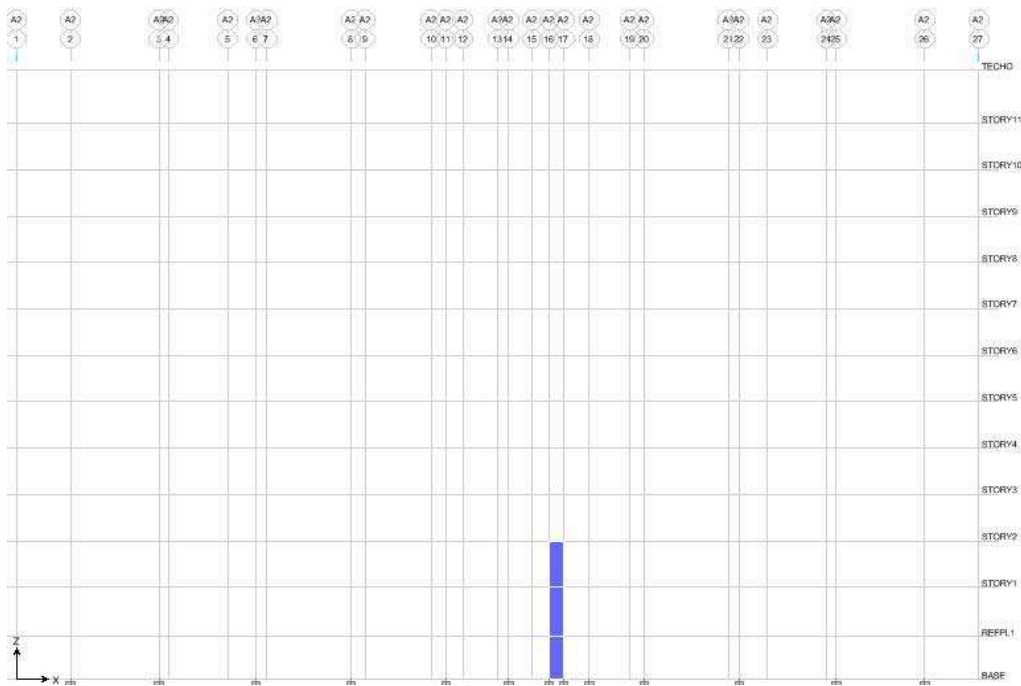
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.11
Elevaciones A1 (H1).



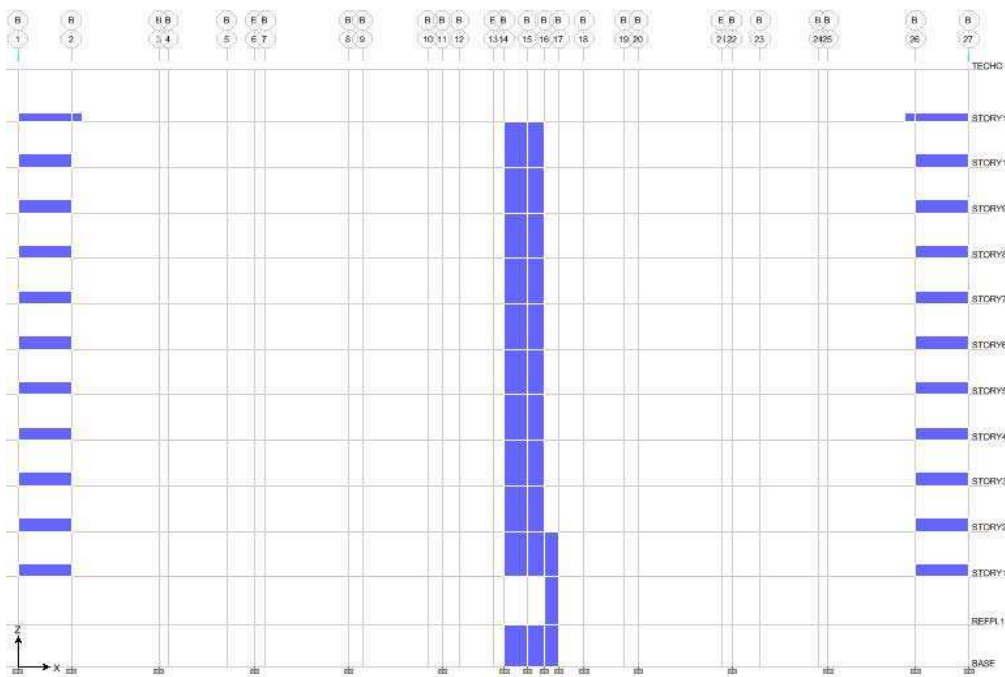
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.12
Elevación A2.



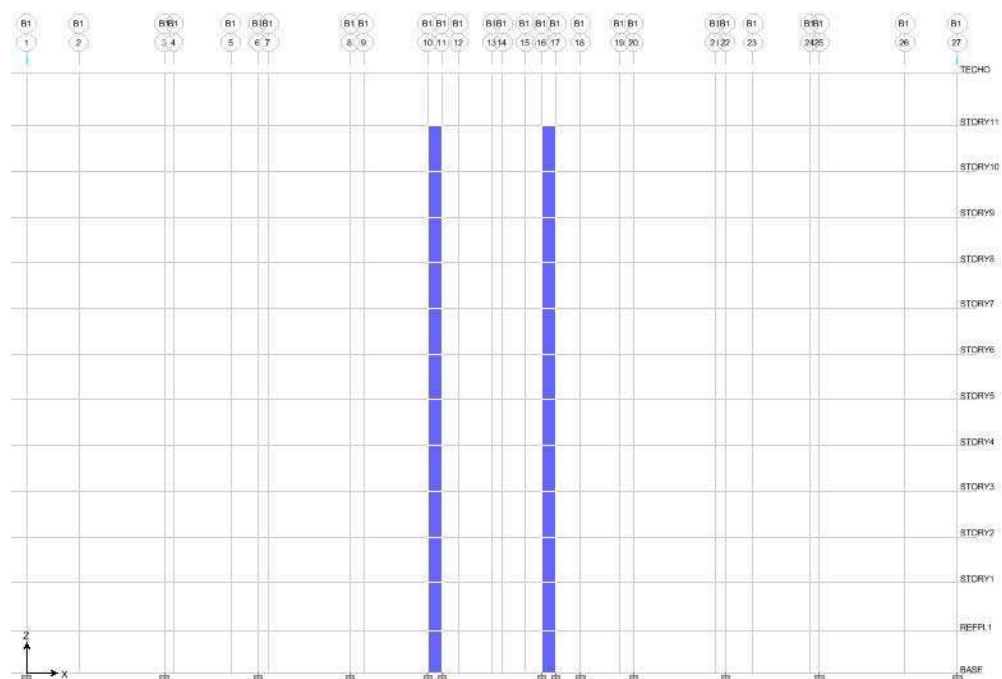
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.13
Elevación B.



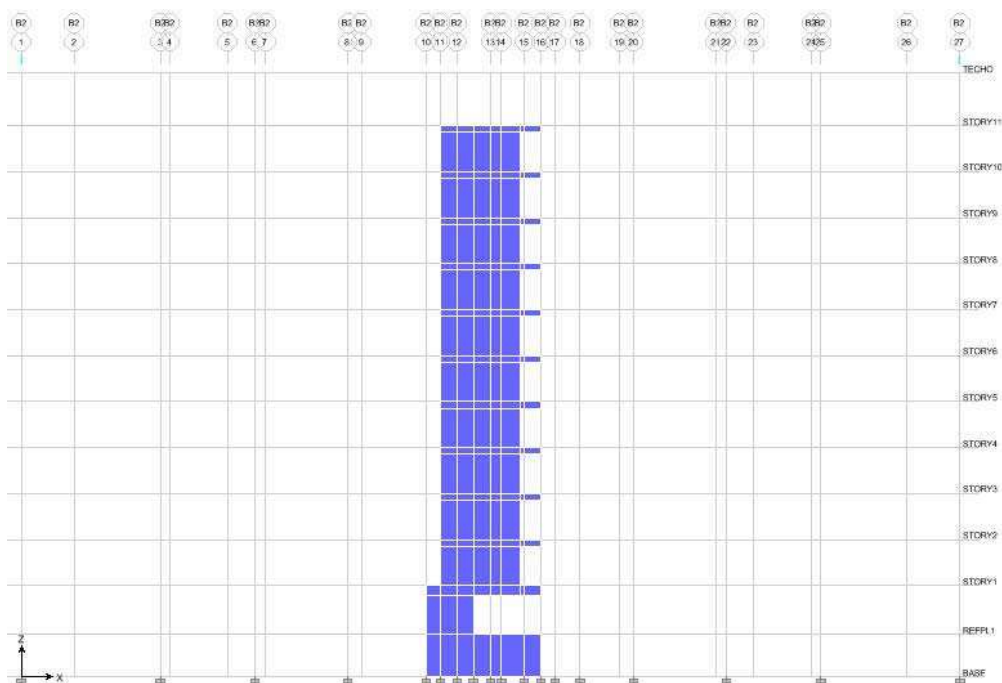
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.14
Elevación B1.



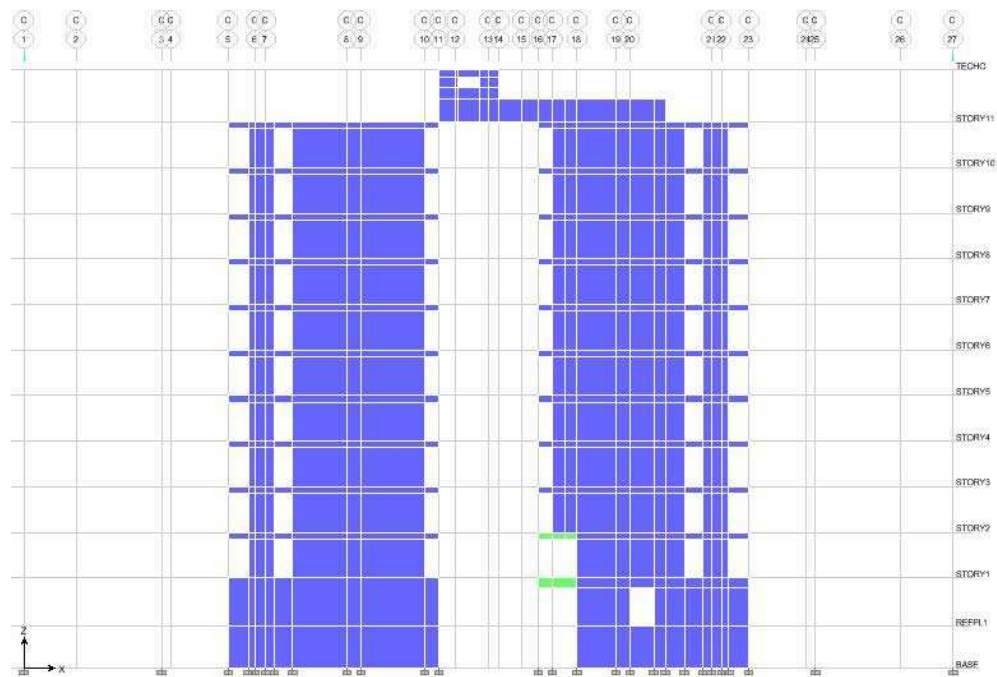
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.15
Elevación B2.



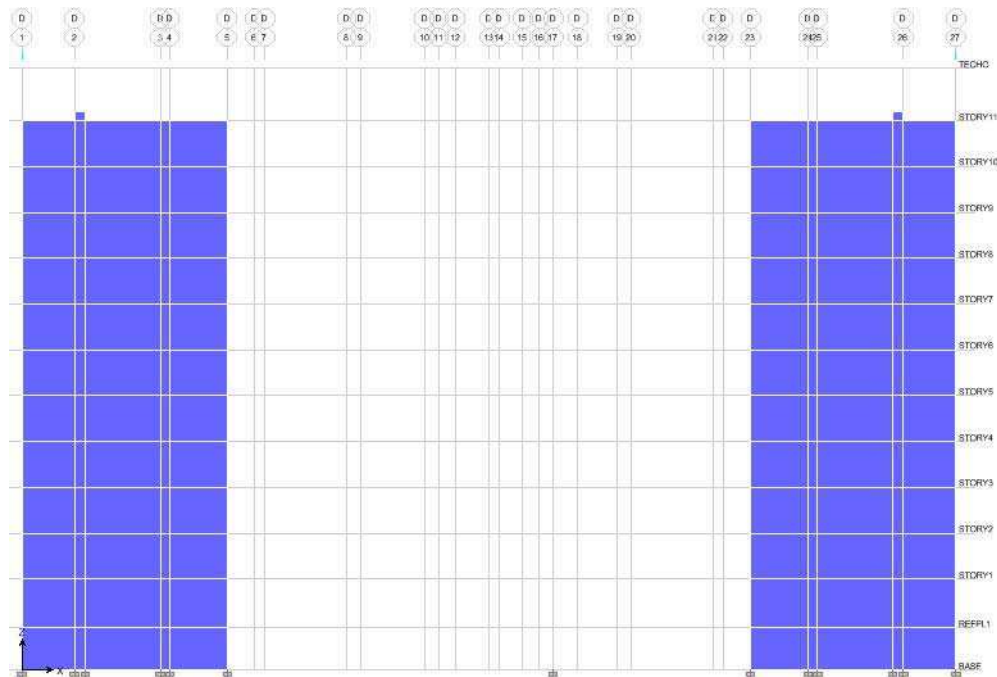
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.16
Elevación C.



Fuente: Elaboración propia.

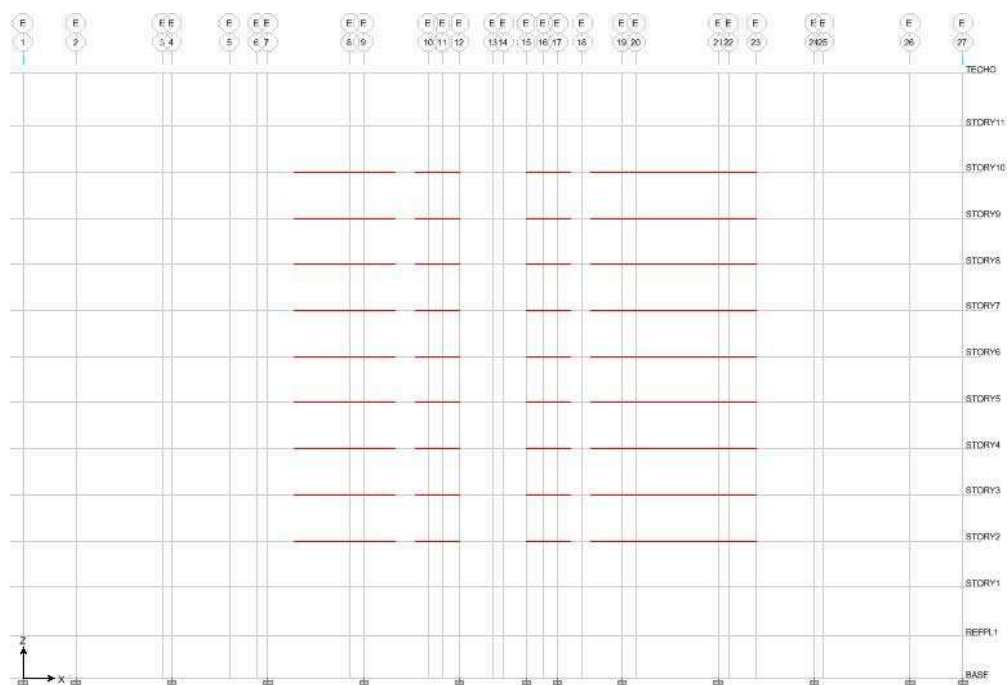
Figura F.17
Elevación D.



Fuente: Elaboración propia.

Figura F.18

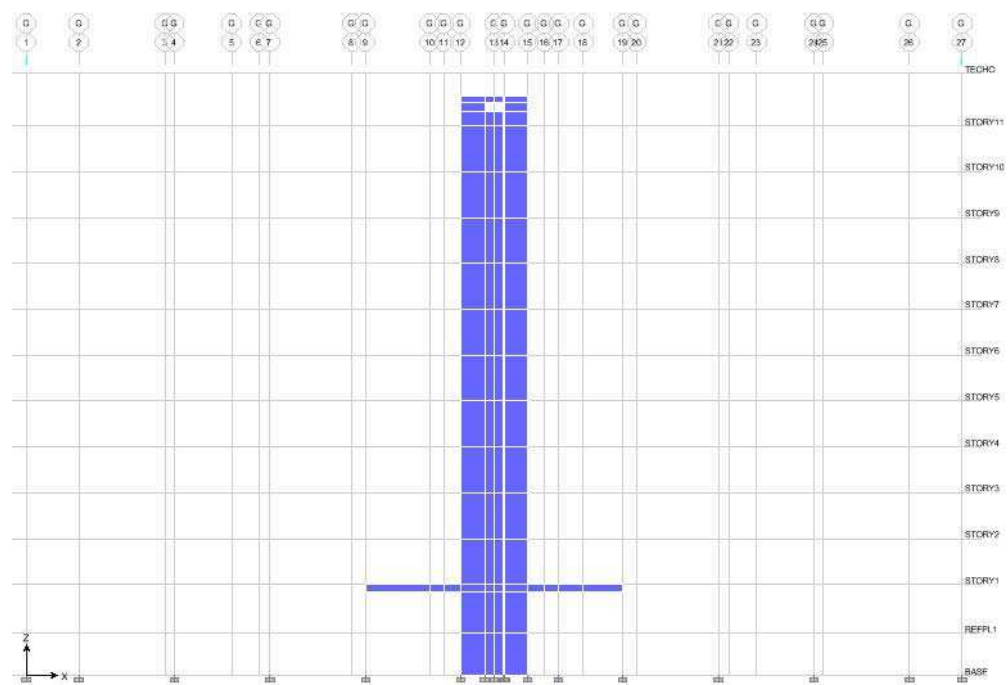
Elevación E.



Fuente: Elaboración propia.

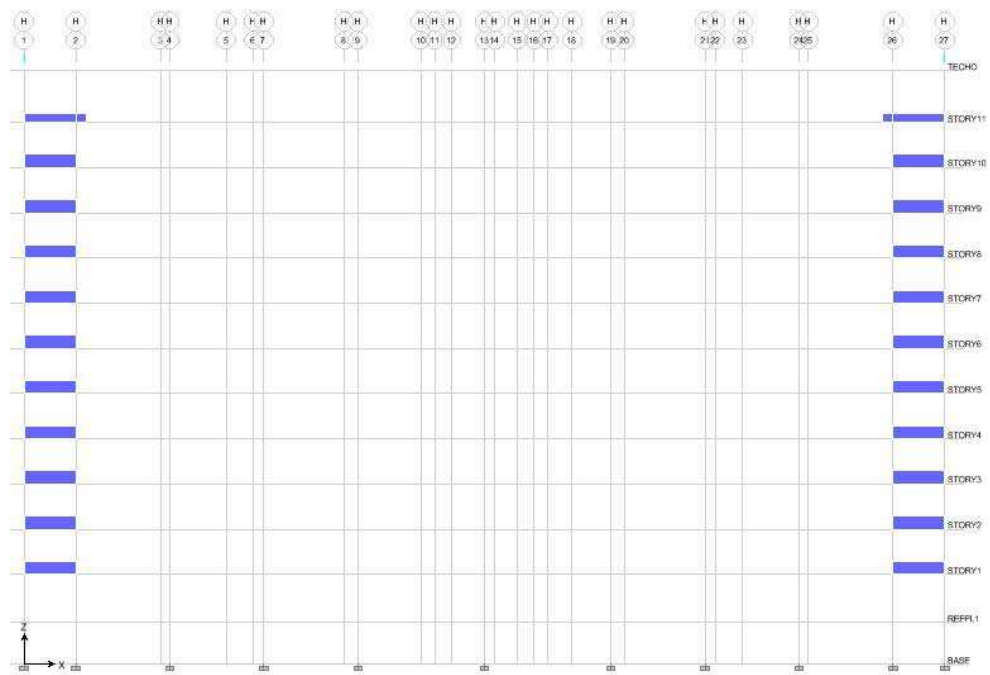
Figura F.19

Elevación G.



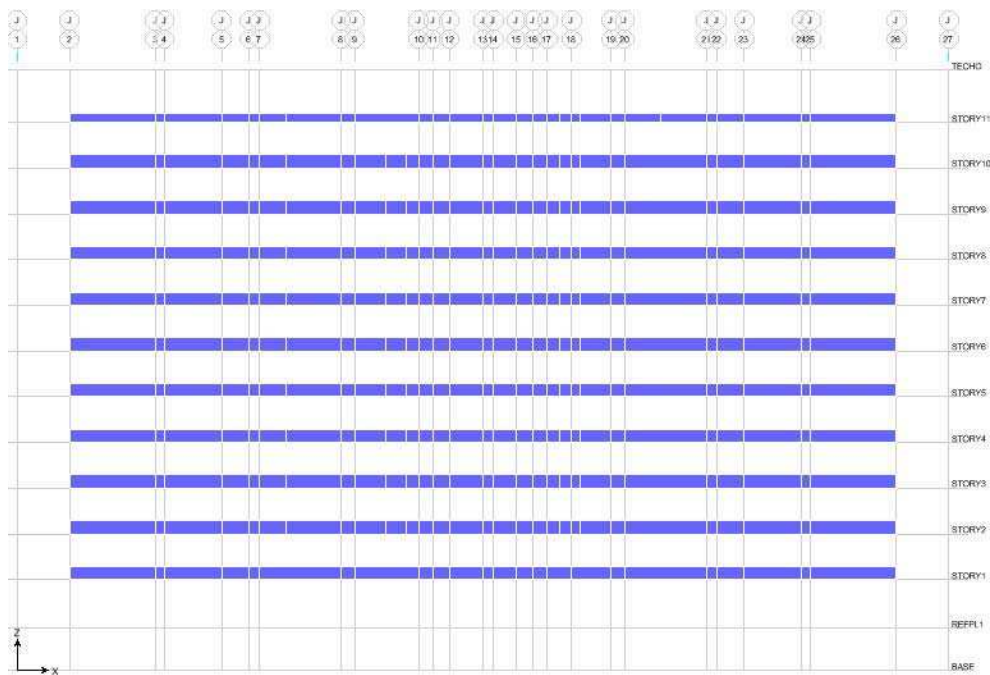
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.20
Elevación H.



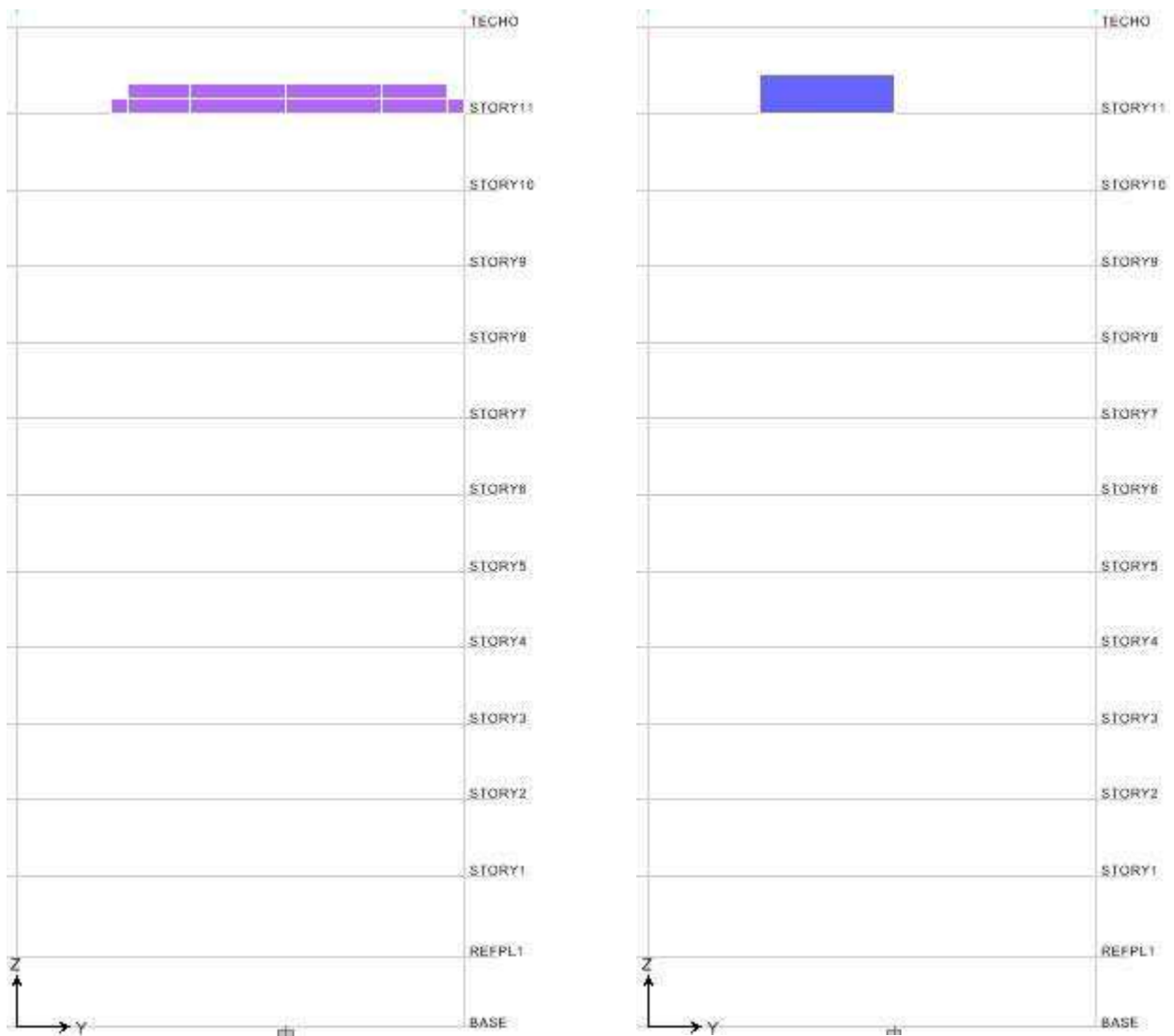
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.21
Elevación J.



Fuente: Elaboración propia.

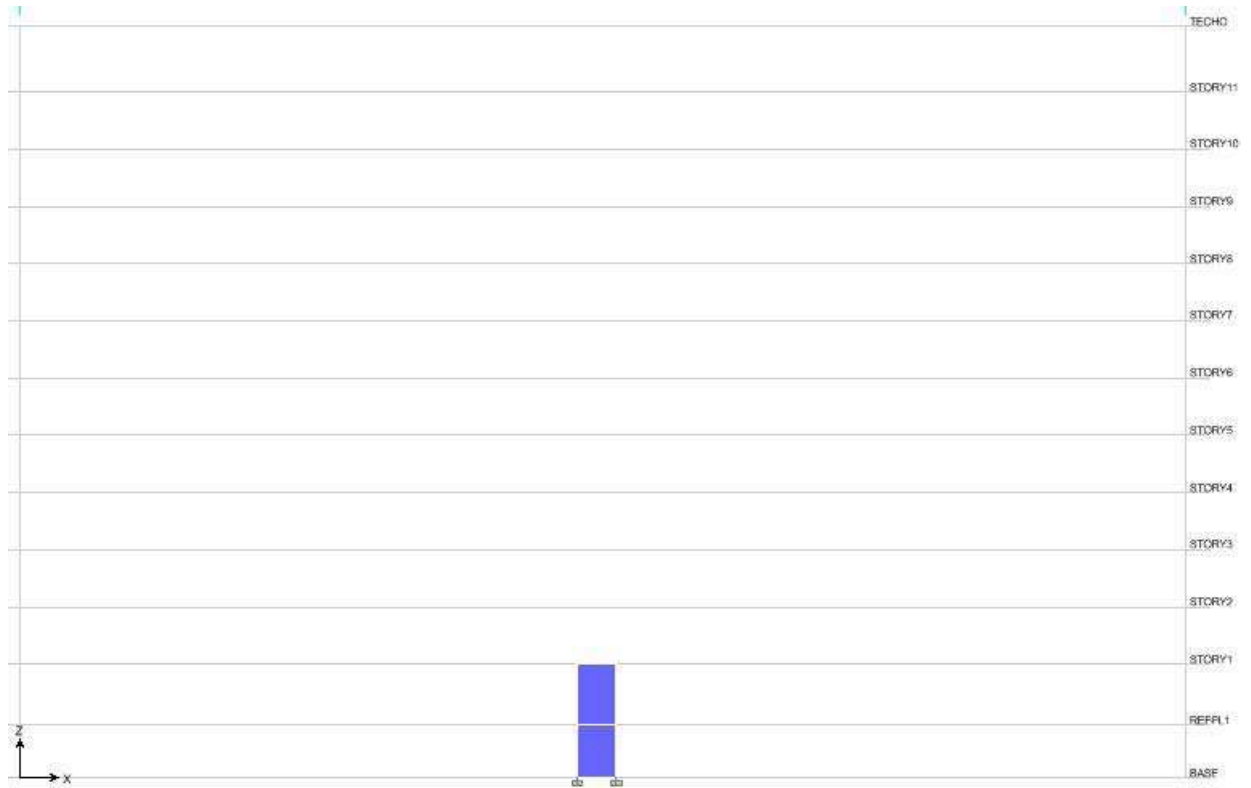
Figura F.22
Elevación 2A (26A) y AUX2.



Fuente: Elaboración propia.

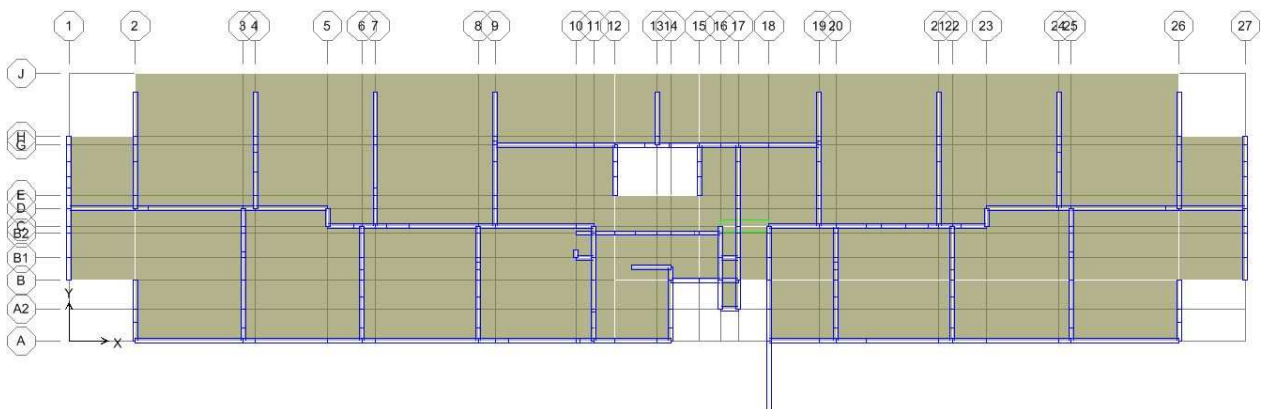
El eje AUX presenta elementos desfasados del eje B2, por lo que estos elementos en los planos de forma (anexo E) no vienen como una elevación diferente. La elevación AUX2 corresponde a un muro del último nivel para la construcción de la piscina entre los ejes 20 y 21, pero por sus dimensiones se incluyó como elevación independiente en el modelo. En la elevación E se presentan las vigas nulas para representar los muros no estructurales del edificio.

Figura F.23
Elevación AUX.



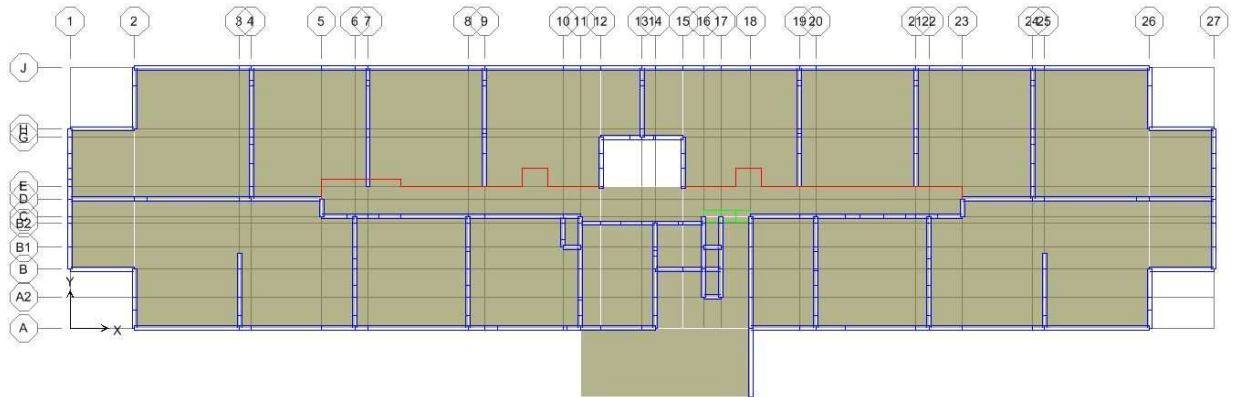
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.24
Planta STORY1 (Piso1).



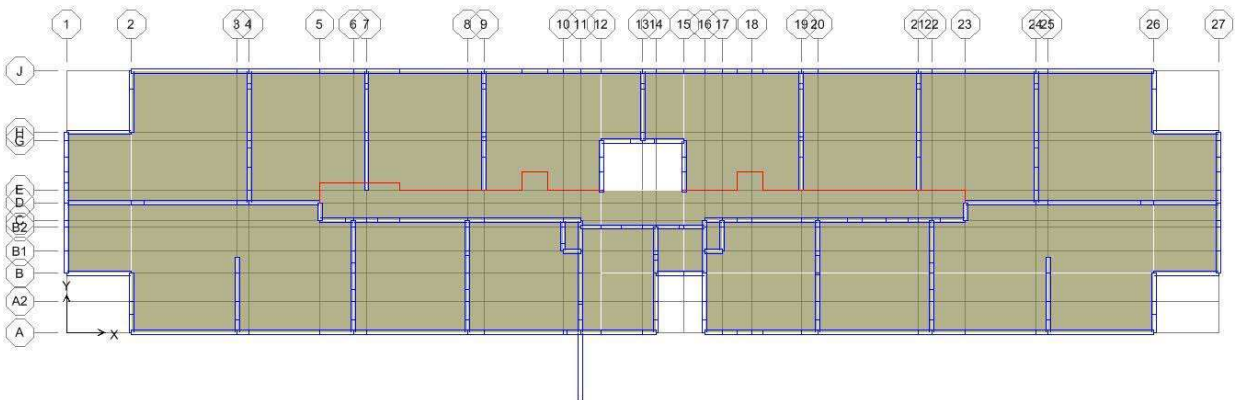
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.25
Planta STORY2.



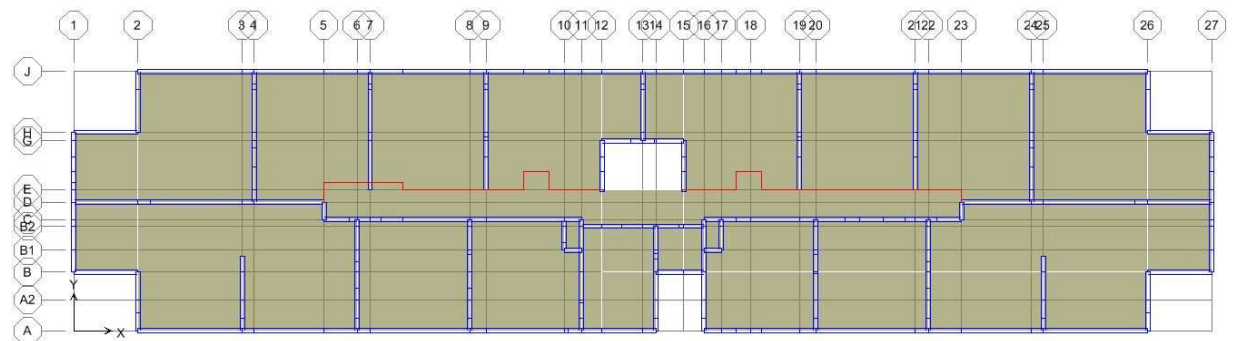
Fuente: Elaboración propia.

Figura F.26
Planta STORY3.



Fuente: Elaboración propia.

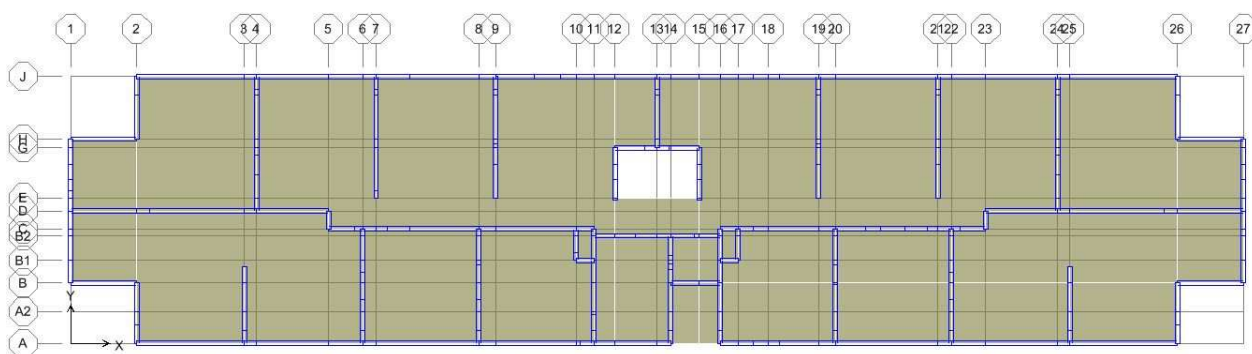
Figura F.27
Planta STORY4 al STORY10.



Fuente: Elaboración propia.

Figura F.28

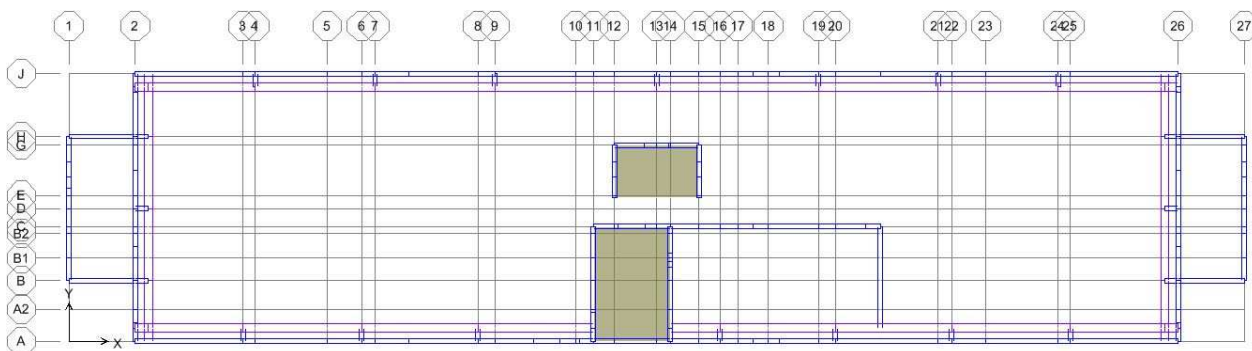
Planta STORY11.



Fuente: Elaboración propia.

Figura F.29

Planta TECHO.



Fuente: Elaboración propia.

ANEXO G.

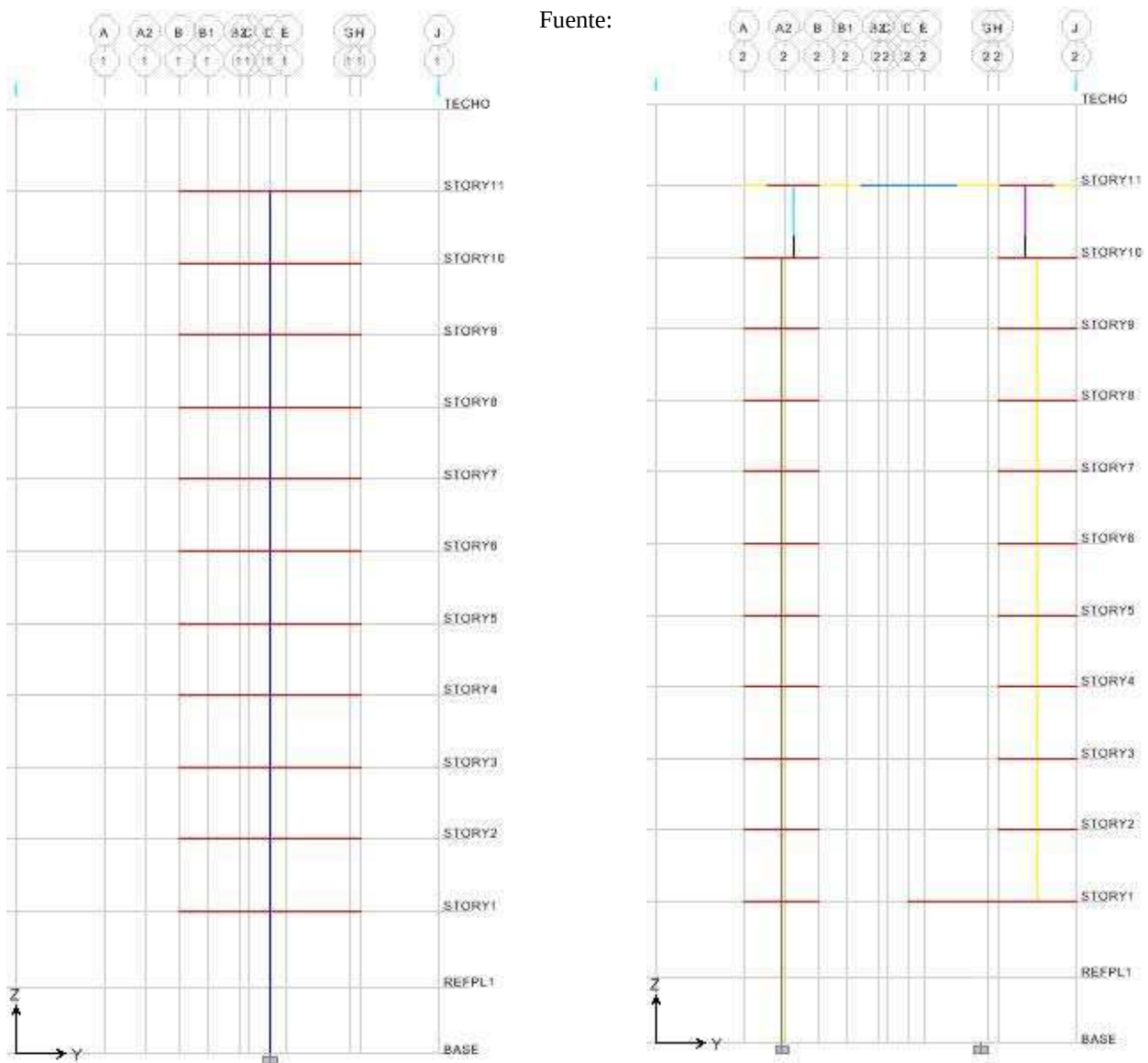
MODELO FRAME DE ETABS, EDIFICIO “CONJUNTO WALKER MARTÍNEZ”.

En el lado derecho de la figura G.1 se aprecian las elevaciones 1 y 27, mientras al lado izquierdo se presentan las elevaciones 2 y 26. La nomenclatura de las figuras siguientes será de la misma forma, aprovechando la simetría del edificio.

Figura G.1

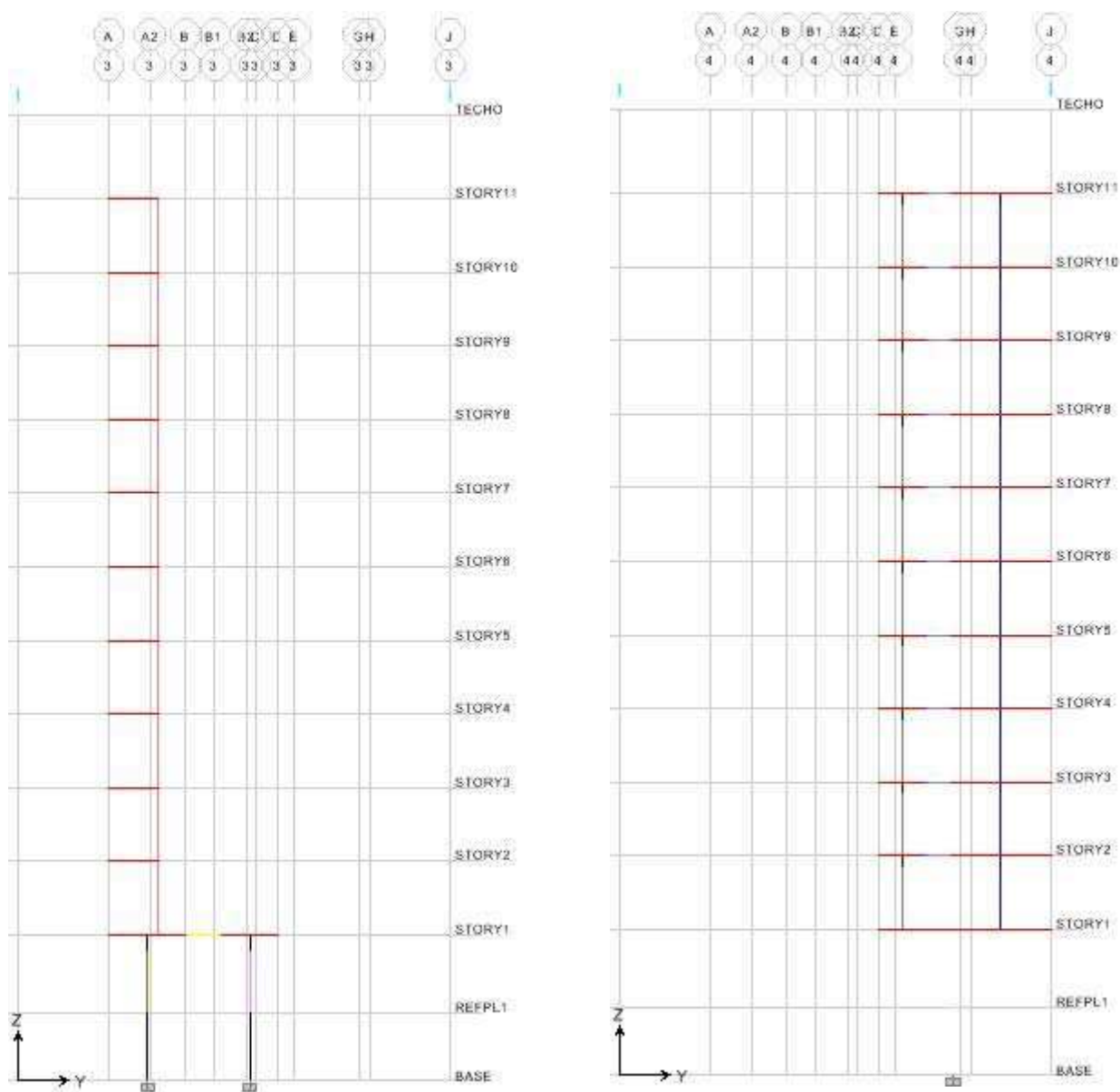
Elevaciones 1 (27) y 2 (26).

Fuente:



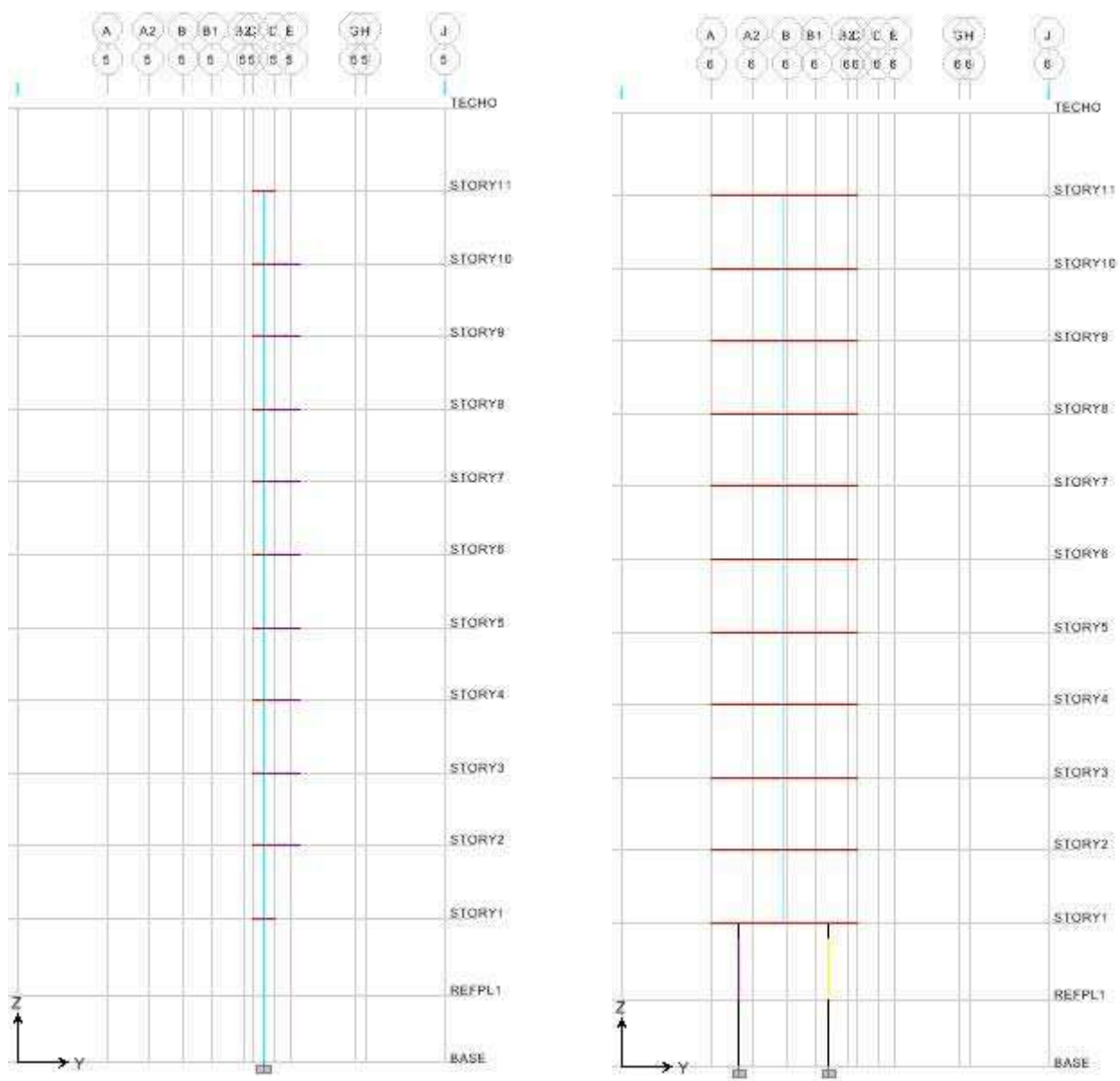
Elaboración propia.

Figura G.2
Elevaciones 3 (25) y 4 (24).



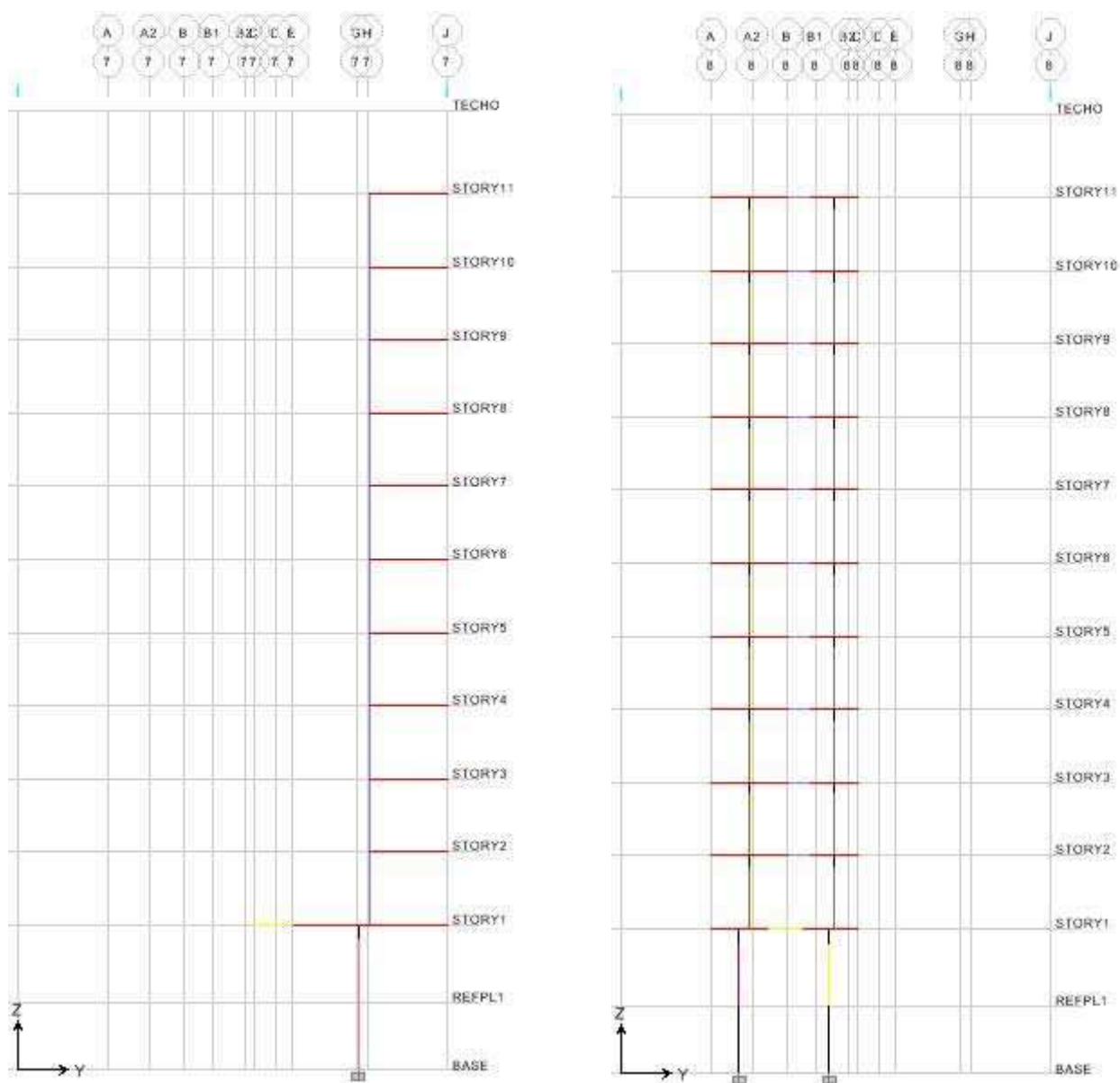
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.3
Elevaciones 5 y 6 (22).



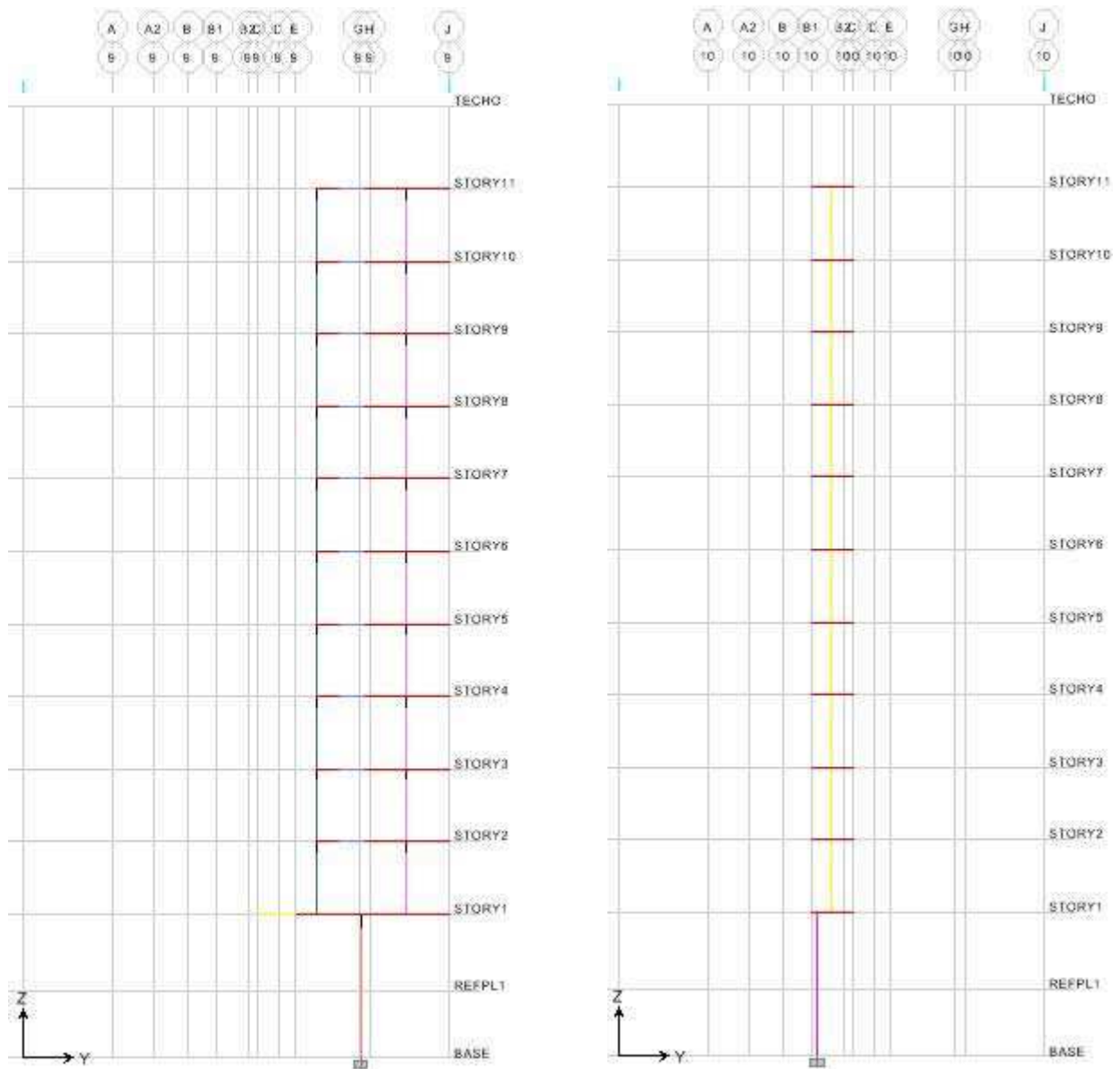
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.4
Elevaciones 7 (21) y 8 (20).



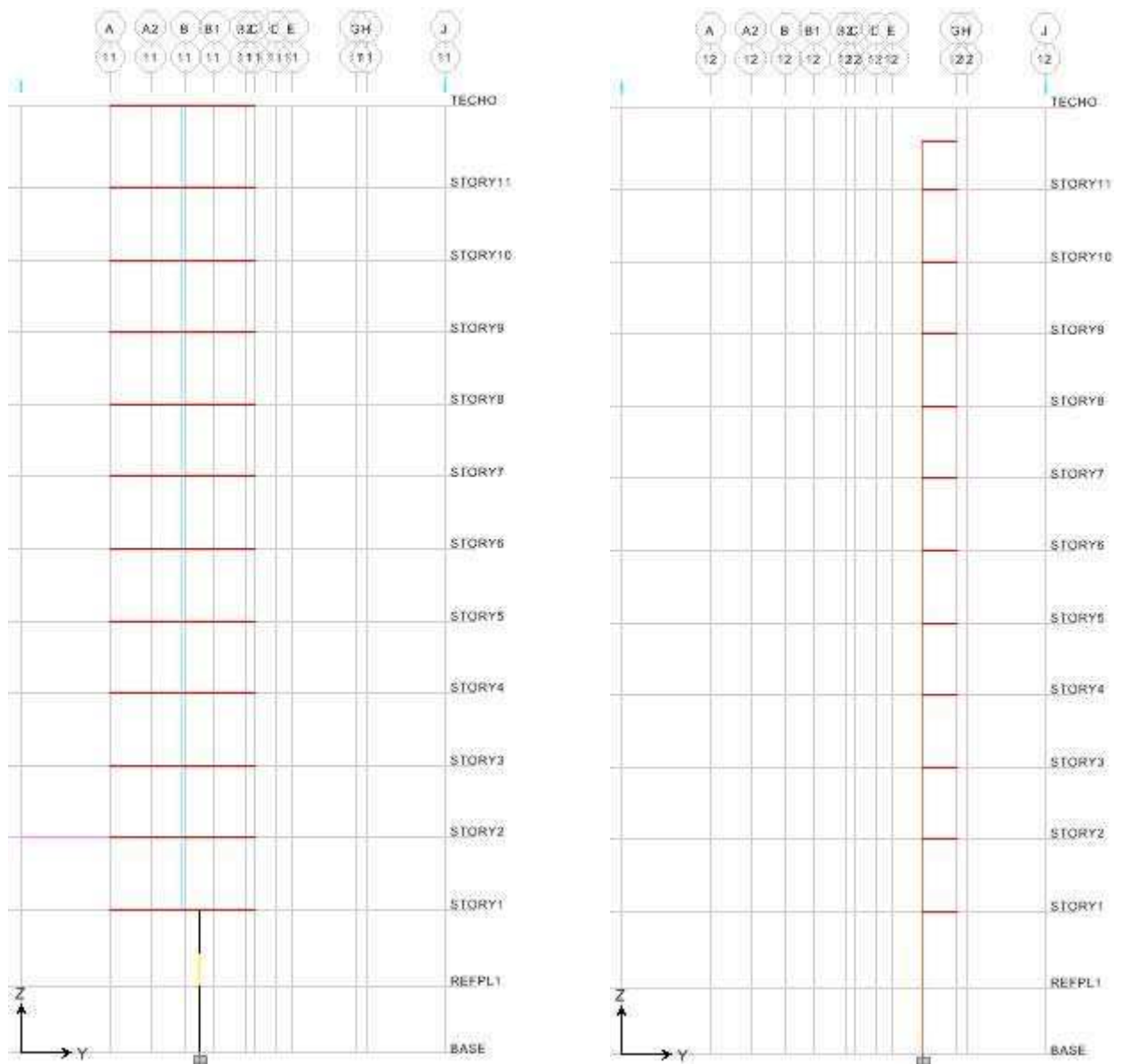
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.5
Elevaciones 9 (19) y 10.



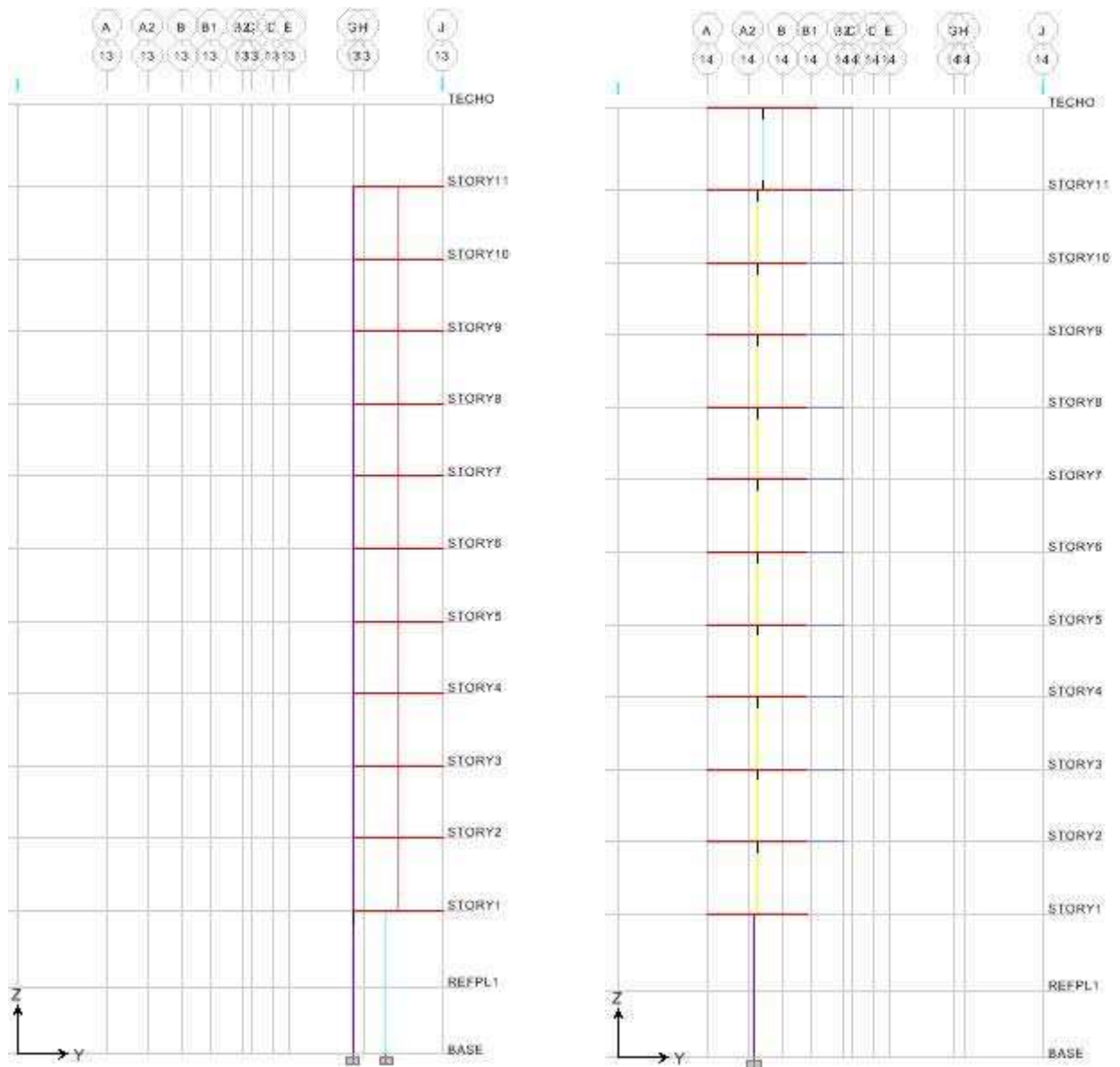
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.6
Elevaciones 11 y 12 (15).



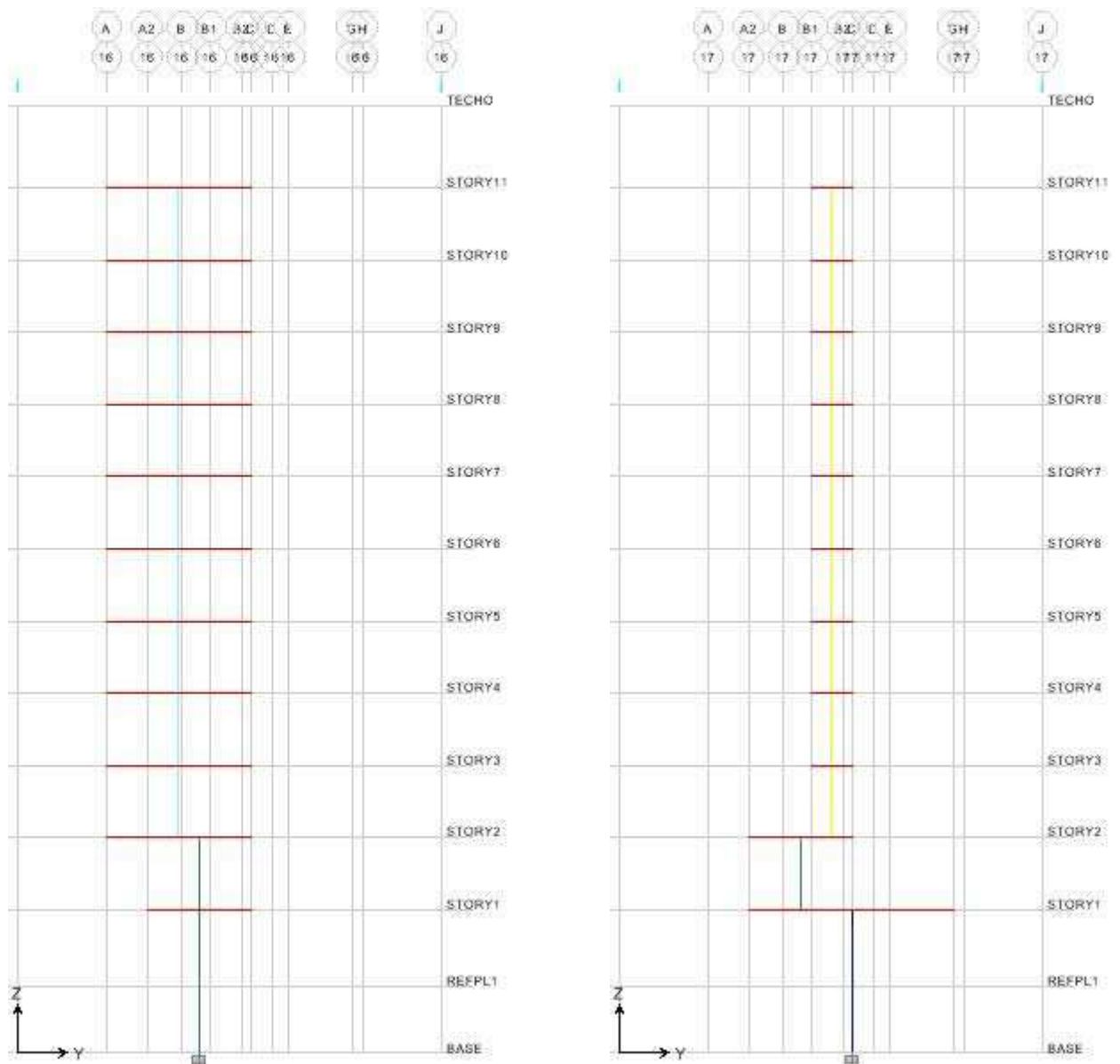
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.7
Elevaciones 13 y 14.



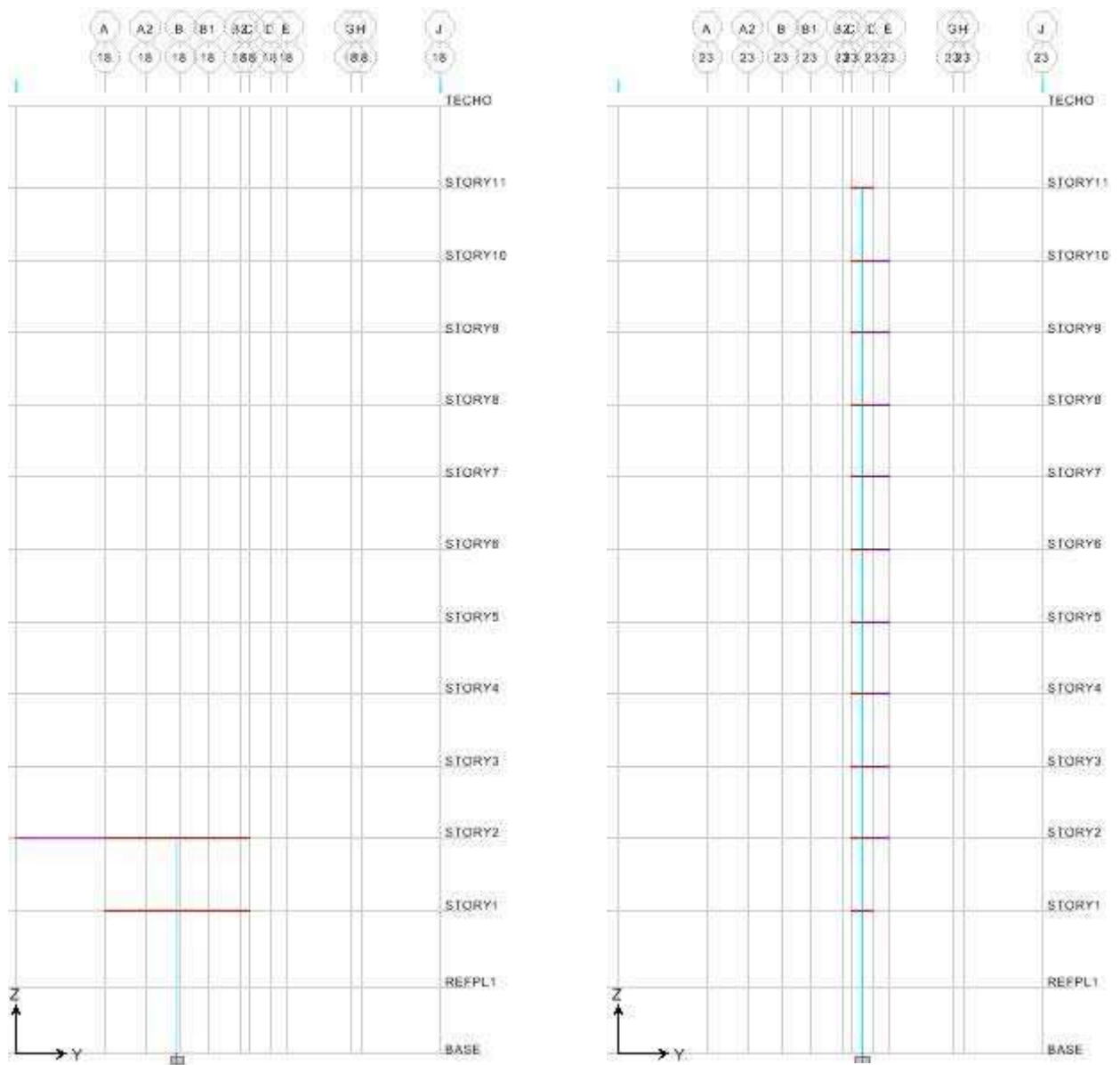
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.8
Elevaciones 16 y 17.



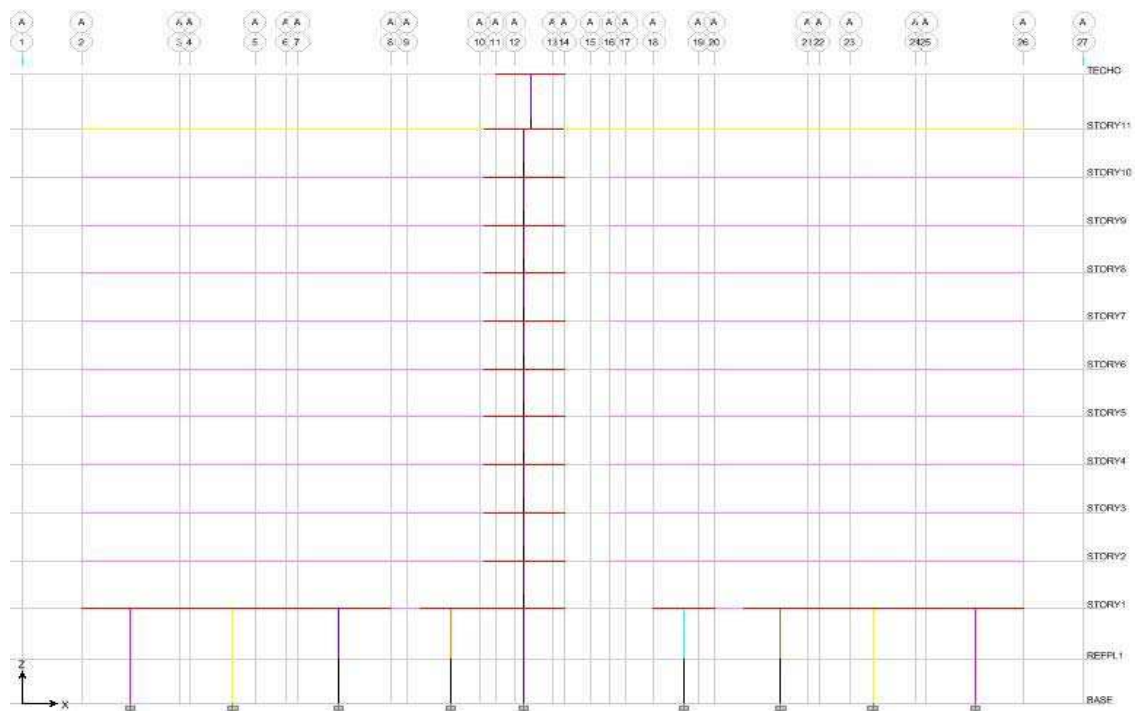
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.9
Elevaciones 18 y 23.



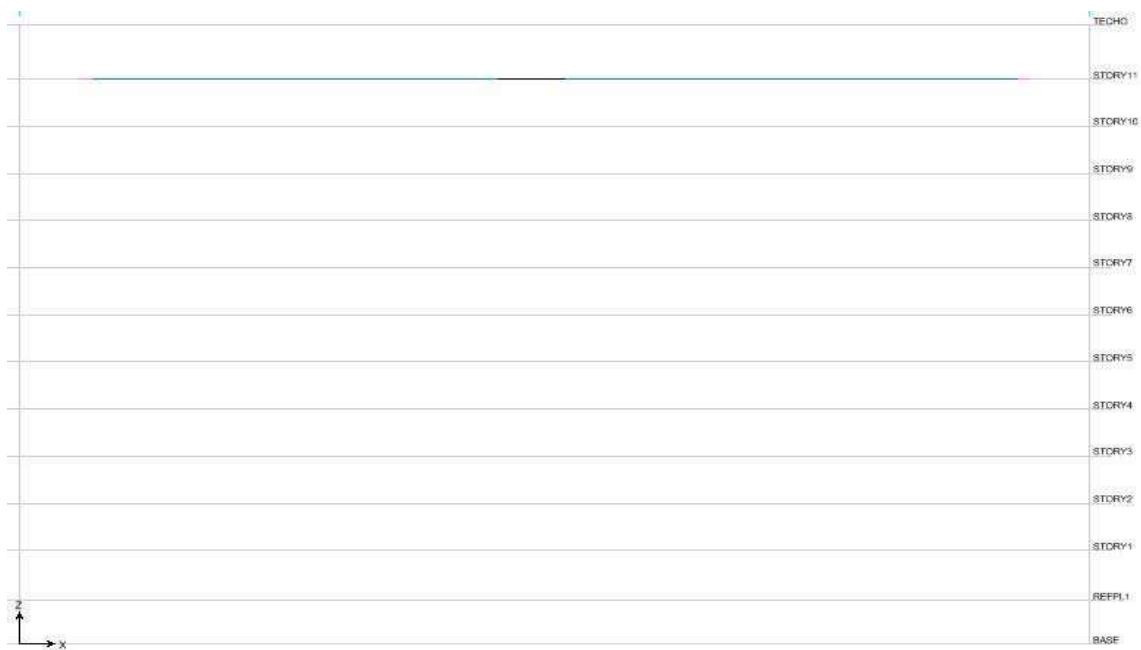
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.10
Elevación A.



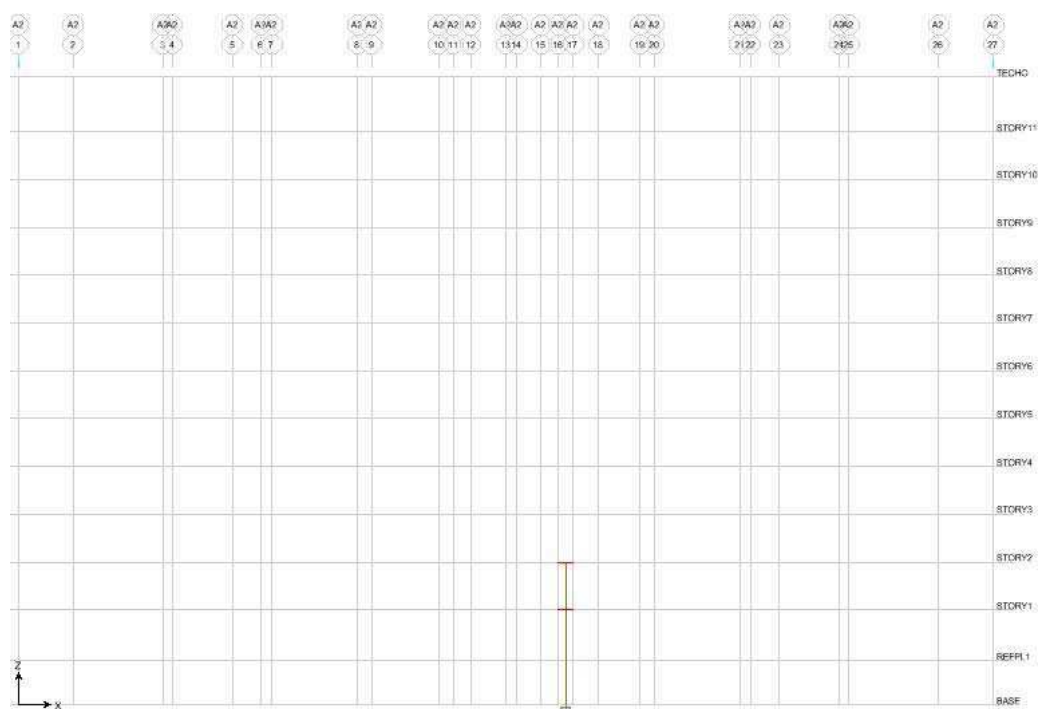
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.11
Elevaciones A1 (H1).



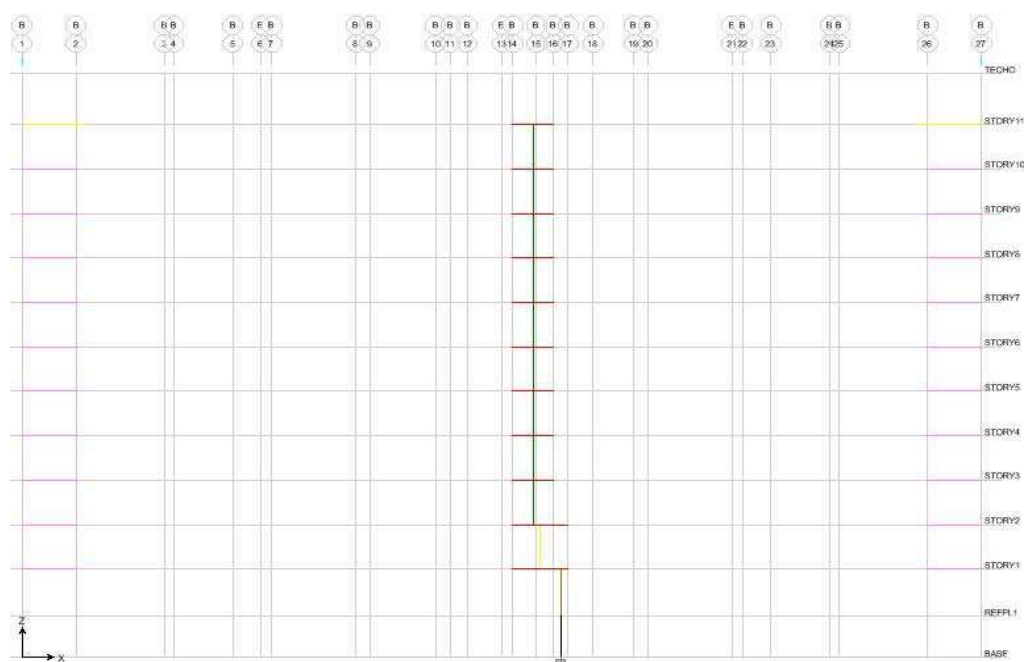
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.12
Elevación A2.



Fuente: Elaboración propia.

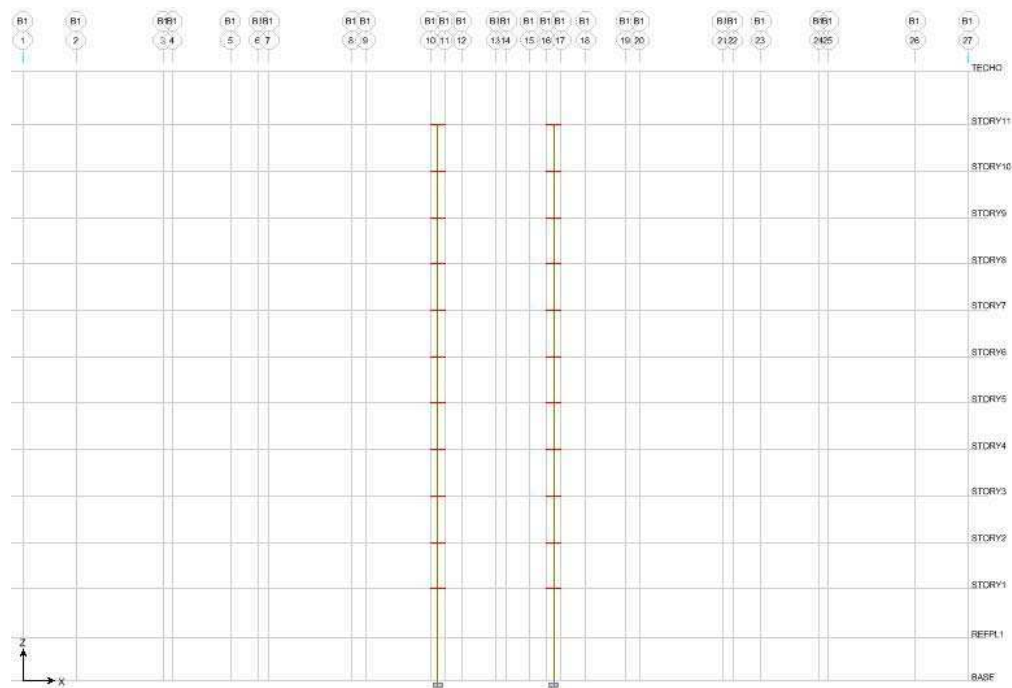
Figura G.13
Elevación B.



Fuente: Elaboración propia.

Figura G.14

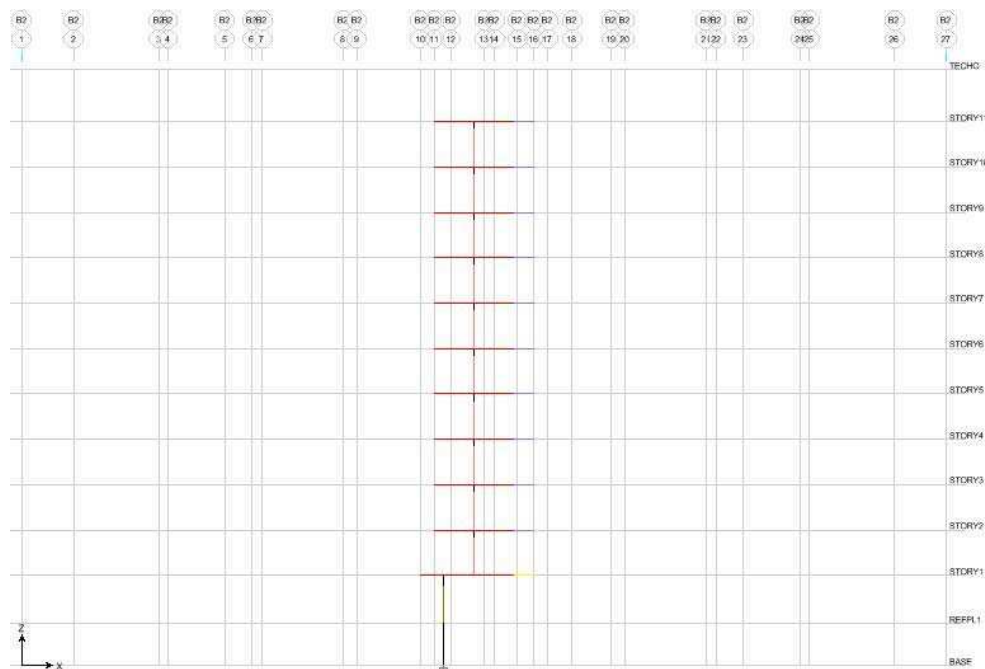
Elevación B1.



Fuente: Elaboración propia.

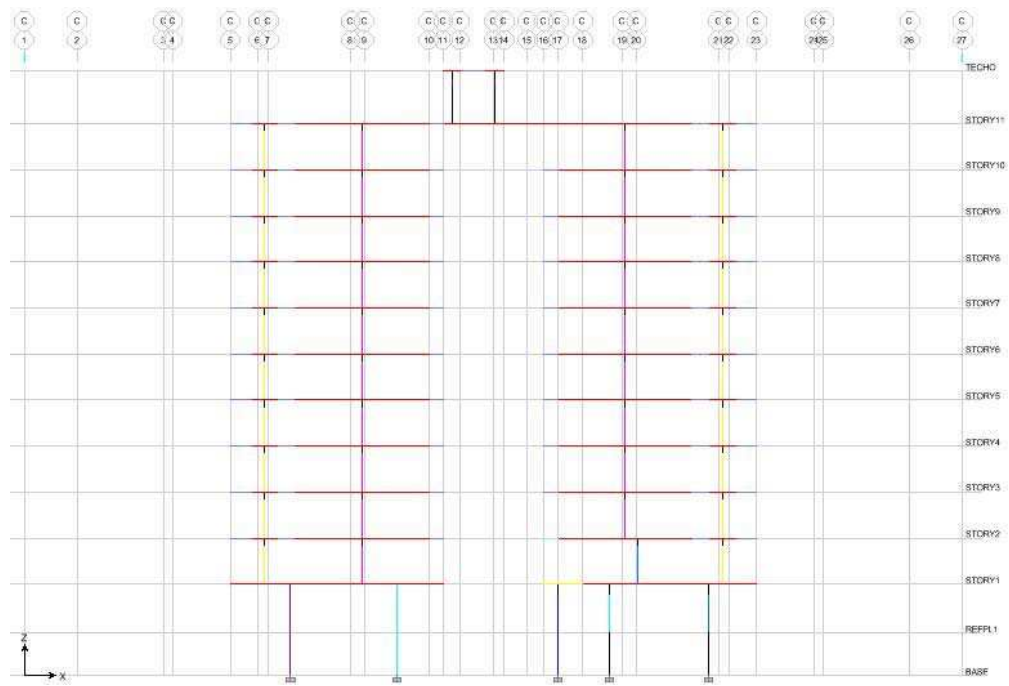
Figura G.15

Elevación B2.



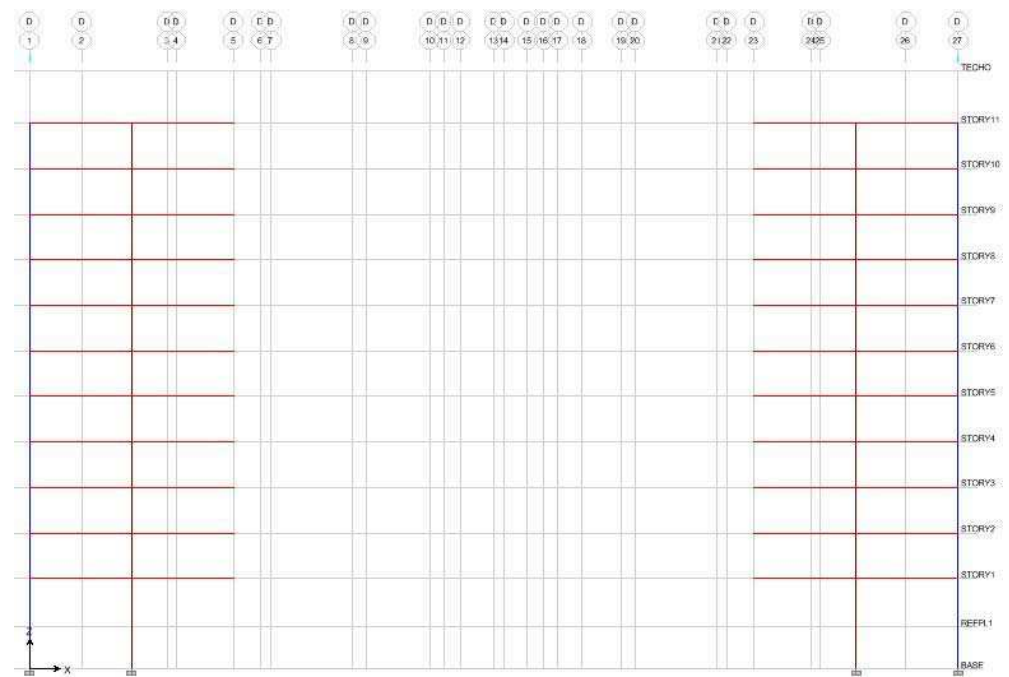
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.16
Elevación C.



Fuente: Elaboración propia.

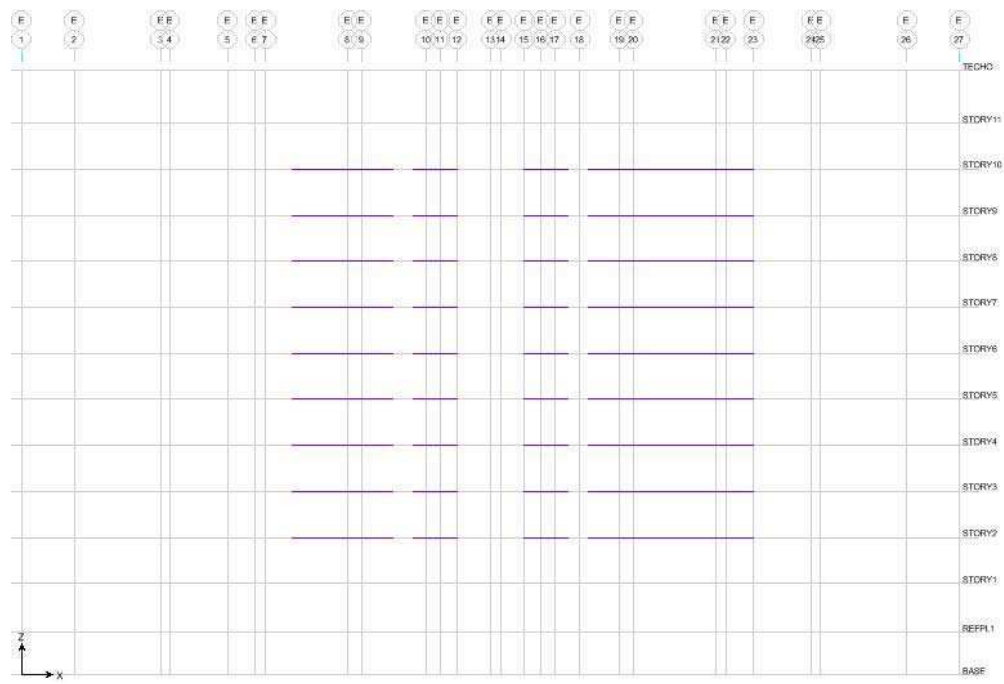
Figura G.17
Elevación D.



Fuente: Elaboración propia.

Figura G.18

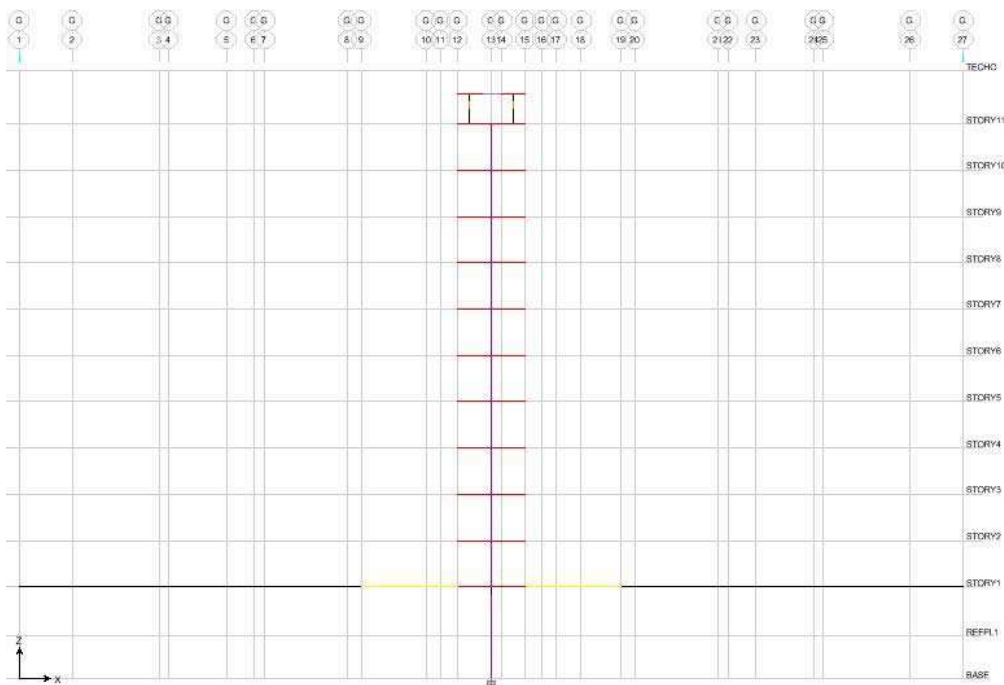
Elevación E.



Fuente: Elaboración propia.

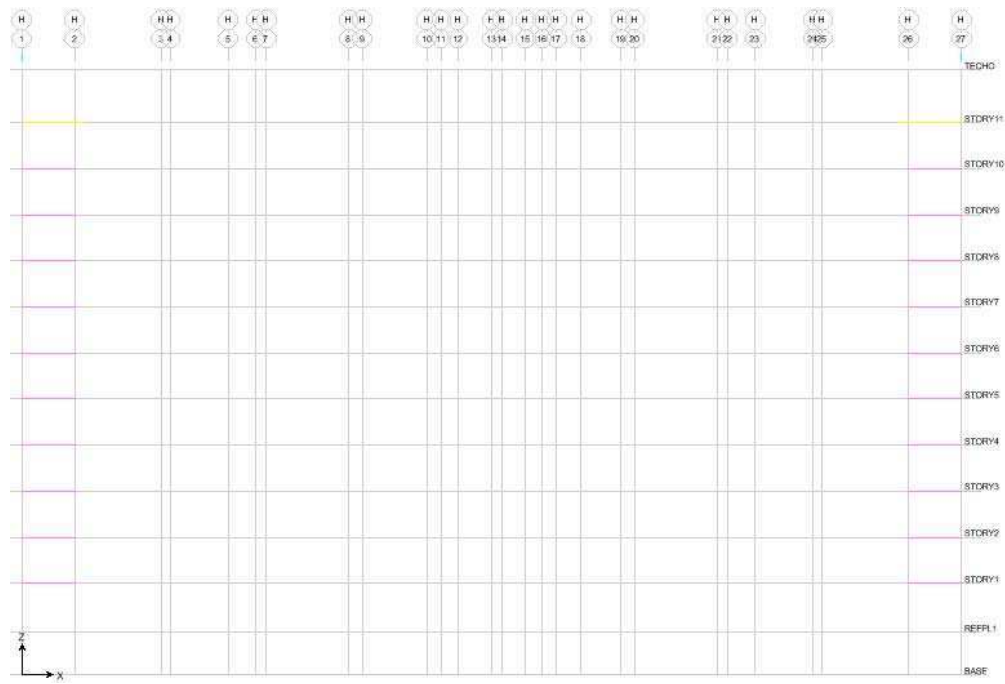
Figura G.19

Elevación G.



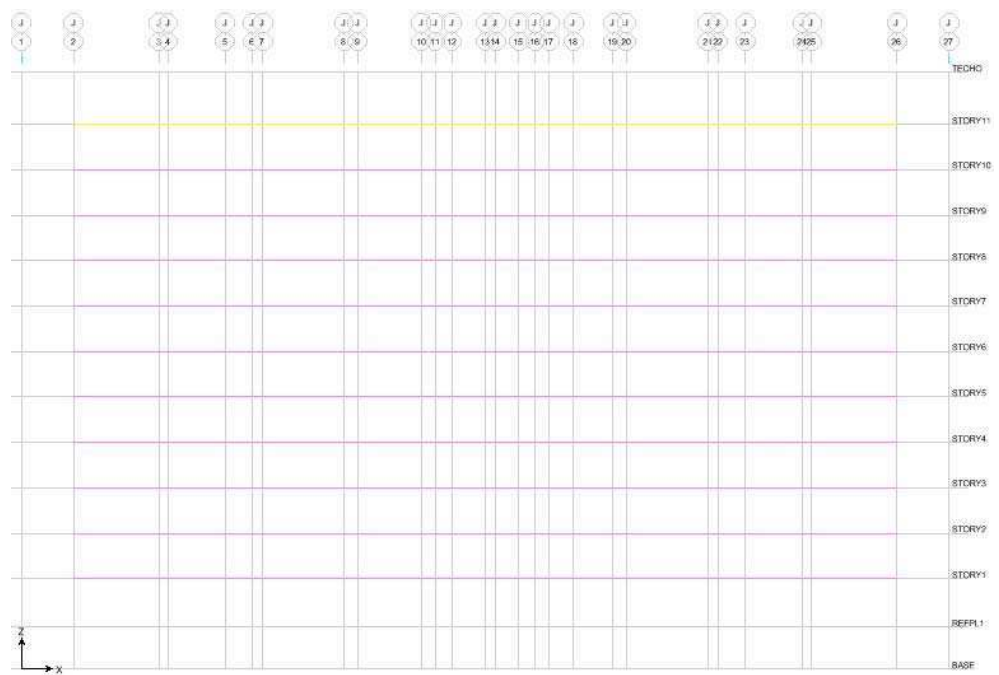
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.20
Elevación H.



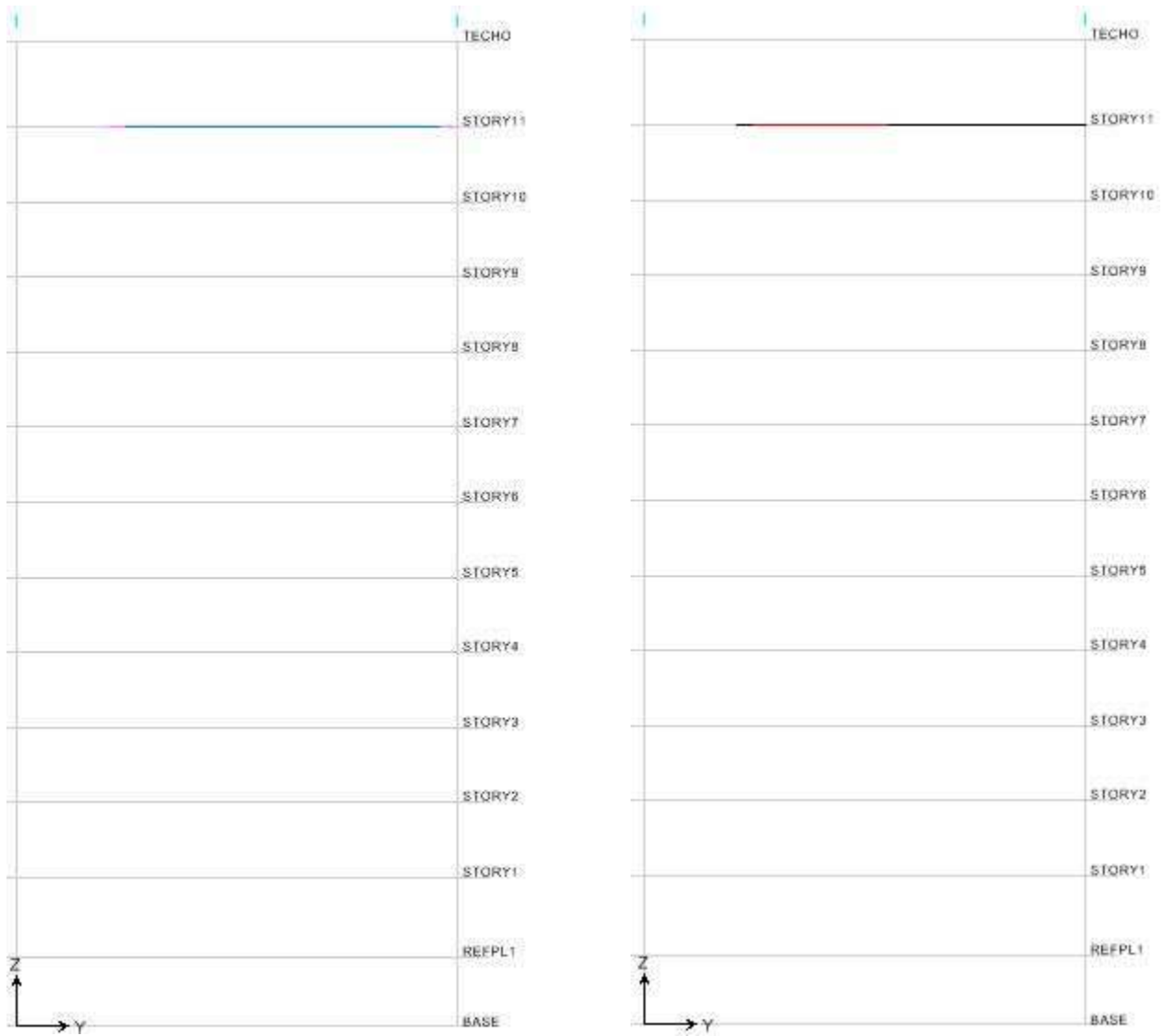
Fuente: Elaboración propia.

Figura G.21
Elevación J.



Fuente: Elaboración propia.

Elevación 2A (25A) y AUX2.



Fuente: Elaboración propia.

Figura G.23
Elevación AUX.



Fuente: Elaboración propia.

Las plantas de la modelación frame son idénticas a la modelación shell (anexo F), por lo que no incluyen en este anexo.

ANEXO H.

ESPECTROS DE DISEÑO, EDIFICIO “CONJUNTO WALKER MARTÍNEZ”.

Tabla H.1

Espectros de diseño modelo frame, dirección X.

Espectro para X:			α	Tn	Sa/g
T*x=	0.232		0.438	2.45	0.0462
Rx=	3.414		0.421	2.50	0.0444
α	Tn	Sa/g	0.404	2.55	0.0426
1.000	0.00	0.1054	0.389	2.60	0.0410
1.300	0.05	0.1370	0.375	2.65	0.0395
1.596	0.10	0.1683	0.361	2.70	0.0381
1.885	0.15	0.1987	0.348	2.75	0.0367
2.159	0.20	0.2276	0.336	2.80	0.0354
2.411	0.25	0.2542	0.324	2.85	0.0342
2.632	0.30	0.2775	0.313	2.90	0.0330
2.814	0.35	0.2967	0.302	2.95	0.0319
2.952	0.40	0.3113	0.292	3.00	0.0308
3.043	0.45	0.3208	0.283	3.05	0.0298
3.086	0.50	0.3253	0.274	3.10	0.0289
3.084	0.55	0.3251	0.265	3.15	0.0279
3.042	0.60	0.3208	0.257	3.20	0.0271
2.968	0.65	0.3129	0.249	3.25	0.0262
2.868	0.70	0.3024	0.241	3.30	0.0254
2.750	0.75	0.2899	0.234	3.35	0.0247
2.620	0.80	0.2763	0.227	3.40	0.0240
2.484	0.85	0.2619	0.221	3.45	0.0233
2.346	0.90	0.2474	0.214	3.50	0.0226
2.210	0.95	0.2330	0.208	3.55	0.0220
2.077	1.00	0.2190	0.203	3.60	0.0214
1.950	1.05	0.2056	0.197	3.65	0.0208
1.829	1.10	0.1929	0.192	3.70	0.0202
1.716	1.15	0.1809	0.187	3.75	0.0197
1.609	1.20	0.1697	0.182	3.80	0.0191
1.510	1.25	0.1592	0.177	3.85	0.0186
1.418	1.30	0.1495	0.172	3.90	0.0182
1.332	1.35	0.1404	0.168	3.95	0.0177
1.253	1.40	0.1321	0.164	4.00	0.0173
1.179	1.45	0.1243	0.160	4.05	0.0168
1.111	1.50	0.1171	0.156	4.10	0.0164
1.048	1.55	0.1105	0.152	4.15	0.0160
0.990	1.60	0.1044	0.148	4.20	0.0156
0.936	1.65	0.0987	0.145	4.25	0.0153
0.886	1.70	0.0934	0.141	4.30	0.0149
0.839	1.75	0.0885	0.138	4.35	0.0146
0.796	1.80	0.0839	0.135	4.40	0.0142
0.756	1.85	0.0797	0.132	4.45	0.0139
0.718	1.90	0.0758	0.129	4.50	0.0136
0.684	1.95	0.0721	0.126	4.55	0.0133
0.651	2.00	0.0687	0.123	4.60	0.0130
0.621	2.05	0.0655	0.121	4.65	0.0127
0.593	2.10	0.0625	0.118	4.70	0.0125
0.566	2.15	0.0597	0.116	4.75	0.0122
0.541	2.20	0.0571	0.113	4.80	0.0119
0.518	2.25	0.0546	0.111	4.85	0.0117
0.496	2.30	0.0523	0.109	4.90	0.0115
0.475	2.35	0.0501	0.106	4.95	0.0112
0.456	2.40	0.0481	0.104	5.00	0.0110

Fuente: Elaboración propia.

Tabla H.2

Espectros de diseño modelo frame, dirección Y.

Espectro para Y:		
T*y=	0.439	
Ry=	4.823	
α	Tn	Sa/g
1.000	0.00	0.0746
1.300	0.05	0.0970
1.596	0.10	0.1191
1.885	0.15	0.1407
2.159	0.20	0.1612
2.411	0.25	0.1799
2.632	0.30	0.1964
2.814	0.35	0.2100
2.952	0.40	0.2204
3.043	0.45	0.2271
3.086	0.50	0.2303
3.084	0.55	0.2302
3.042	0.60	0.2271
2.968	0.65	0.2215
2.868	0.70	0.2141
2.750	0.75	0.2053
2.620	0.80	0.1956
2.484	0.85	0.1854
2.346	0.90	0.1751
2.210	0.95	0.1649
2.077	1.00	0.1550
1.950	1.05	0.1455
1.829	1.10	0.1365
1.716	1.15	0.1280
1.609	1.20	0.1201
1.510	1.25	0.1127
1.418	1.30	0.1058
1.332	1.35	0.0994
1.253	1.40	0.0935
1.179	1.45	0.0880
1.111	1.50	0.0829
1.048	1.55	0.0782
0.990	1.60	0.0739
0.936	1.65	0.0698
0.886	1.70	0.0661
0.839	1.75	0.0626
0.796	1.80	0.0594
0.756	1.85	0.0564
0.718	1.90	0.0536
0.684	1.95	0.0510
0.651	2.00	0.0486
0.621	2.05	0.0463
0.593	2.10	0.0442
0.566	2.15	0.0422
0.541	2.20	0.0404
0.518	2.25	0.0387
0.496	2.30	0.0370
0.475	2.35	0.0355
0.456	2.40	0.0340

α	Tn	Sa/g
0.438	2.45	0.0327
0.421	2.50	0.0314
0.404	2.55	0.0302
0.389	2.60	0.0290
0.375	2.65	0.0280
0.361	2.70	0.0269
0.348	2.75	0.0260
0.336	2.80	0.0251
0.324	2.85	0.0242
0.313	2.90	0.0234
0.302	2.95	0.0226
0.292	3.00	0.0218
0.283	3.05	0.0211
0.274	3.10	0.0204
0.265	3.15	0.0198
0.257	3.20	0.0192
0.249	3.25	0.0186
0.241	3.30	0.0180
0.234	3.35	0.0175
0.227	3.40	0.0170
0.221	3.45	0.0165
0.214	3.50	0.0160
0.208	3.55	0.0155
0.203	3.60	0.0151
0.197	3.65	0.0147
0.192	3.70	0.0143
0.187	3.75	0.0139
0.182	3.80	0.0136
0.177	3.85	0.0132
0.172	3.90	0.0129
0.168	3.95	0.0125
0.164	4.00	0.0122
0.160	4.05	0.0119
0.156	4.10	0.0116
0.152	4.15	0.0113
0.148	4.20	0.0111
0.145	4.25	0.0108
0.141	4.30	0.0106
0.138	4.35	0.0103
0.135	4.40	0.0101
0.132	4.45	0.0099
0.129	4.50	0.0096
0.126	4.55	0.0094
0.123	4.60	0.0092
0.121	4.65	0.0090
0.118	4.70	0.0088
0.116	4.75	0.0086
0.113	4.80	0.0085
0.111	4.85	0.0083
0.109	4.90	0.0081
0.106	4.95	0.0079
0.104	5.00	0.0078

Fuente: Elaboración propia.

Tabla H.3

Espectros de diseño modelo shell, dirección X.

Espectro para X:		
T*x=	0.216	
Rx=	3.283	
α	Tn	Sa/g
1.000	0.00	0.1097
1.300	0.05	0.1425
1.596	0.10	0.1750
1.885	0.15	0.2067
2.159	0.20	0.2367
2.411	0.25	0.2643
2.632	0.30	0.2886
2.814	0.35	0.3086
2.952	0.40	0.3237
3.043	0.45	0.3336
3.086	0.50	0.3384
3.084	0.55	0.3381
3.042	0.60	0.3336
2.968	0.65	0.3254
2.868	0.70	0.3145
2.750	0.75	0.3015
2.620	0.80	0.2873
2.484	0.85	0.2724
2.346	0.90	0.2572
2.210	0.95	0.2423
2.077	1.00	0.2277
1.950	1.05	0.2138
1.829	1.10	0.2006
1.716	1.15	0.1881
1.609	1.20	0.1764
1.510	1.25	0.1656
1.418	1.30	0.1554
1.332	1.35	0.1461
1.253	1.40	0.1374
1.179	1.45	0.1293
1.111	1.50	0.1218
1.048	1.55	0.1149
0.990	1.60	0.1085
0.936	1.65	0.1026
0.886	1.70	0.0971
0.839	1.75	0.0920
0.796	1.80	0.0873
0.756	1.85	0.0829
0.718	1.90	0.0788
0.684	1.95	0.0750
0.651	2.00	0.0714
0.621	2.05	0.0681
0.593	2.10	0.0650
0.566	2.15	0.0621
0.541	2.20	0.0593
0.518	2.25	0.0568
0.496	2.30	0.0544
0.475	2.35	0.0521
0.456	2.40	0.0500

α	Tn	Sa/g
0.438	2.45	0.0480
0.421	2.50	0.0461
0.404	2.55	0.0443
0.389	2.60	0.0427
0.375	2.65	0.0411
0.361	2.70	0.0396
0.348	2.75	0.0382
0.336	2.80	0.0368
0.324	2.85	0.0355
0.313	2.90	0.0343
0.302	2.95	0.0332
0.292	3.00	0.0321
0.283	3.05	0.0310
0.274	3.10	0.0300
0.265	3.15	0.0291
0.257	3.20	0.0282
0.249	3.25	0.0273
0.241	3.30	0.0265
0.234	3.35	0.0257
0.227	3.40	0.0249
0.221	3.45	0.0242
0.214	3.50	0.0235
0.208	3.55	0.0228
0.203	3.60	0.0222
0.197	3.65	0.0216
0.192	3.70	0.0210
0.187	3.75	0.0205
0.182	3.80	0.0199
0.177	3.85	0.0194
0.172	3.90	0.0189
0.168	3.95	0.0184
0.164	4.00	0.0180
0.160	4.05	0.0175
0.156	4.10	0.0171
0.152	4.15	0.0167
0.148	4.20	0.0163
0.145	4.25	0.0159
0.141	4.30	0.0155
0.138	4.35	0.0152
0.135	4.40	0.0148
0.132	4.45	0.0145
0.129	4.50	0.0141
0.126	4.55	0.0138
0.123	4.60	0.0135
0.121	4.65	0.0132
0.118	4.70	0.0130
0.116	4.75	0.0127
0.113	4.80	0.0124
0.111	4.85	0.0122
0.109	4.90	0.0119
0.106	4.95	0.0117
0.104	5.00	0.0114

Fuente: Elaboración propia.

Tabla H.4

Espectros de diseño modelo shell, dirección Y.

Espectro para Y:			α	Tn	Sa/g
T*y=	0.404		0.438	2.45	0.0341
Ry=	4.616		0.421	2.50	0.0328
α	Tn	Sa/g	0.404	2.55	0.0315
1.000	0.00	0.0780	0.389	2.60	0.0303
1.300	0.05	0.1014	0.375	2.65	0.0292
1.596	0.10	0.1245	0.361	2.70	0.0282
1.885	0.15	0.1470	0.348	2.75	0.0271
2.159	0.20	0.1684	0.336	2.80	0.0262
2.411	0.25	0.1880	0.324	2.85	0.0253
2.632	0.30	0.2053	0.313	2.90	0.0244
2.814	0.35	0.2195	0.302	2.95	0.0236
2.952	0.40	0.2303	0.292	3.00	0.0228
3.043	0.45	0.2373	0.283	3.05	0.0221
3.086	0.50	0.2407	0.274	3.10	0.0213
3.084	0.55	0.2405	0.265	3.15	0.0207
3.042	0.60	0.2373	0.257	3.20	0.0200
2.968	0.65	0.2315	0.249	3.25	0.0194
2.868	0.70	0.2237	0.241	3.30	0.0188
2.750	0.75	0.2145	0.234	3.35	0.0183
2.620	0.80	0.2044	0.227	3.40	0.0177
2.484	0.85	0.1937	0.221	3.45	0.0172
2.346	0.90	0.1830	0.214	3.50	0.0167
2.210	0.95	0.1723	0.208	3.55	0.0162
2.077	1.00	0.1620	0.203	3.60	0.0158
1.950	1.05	0.1521	0.197	3.65	0.0154
1.829	1.10	0.1427	0.192	3.70	0.0149
1.716	1.15	0.1338	0.187	3.75	0.0145
1.609	1.20	0.1255	0.182	3.80	0.0142
1.510	1.25	0.1178	0.177	3.85	0.0138
1.418	1.30	0.1106	0.172	3.90	0.0134
1.332	1.35	0.1039	0.168	3.95	0.0131
1.253	1.40	0.0977	0.164	4.00	0.0128
1.179	1.45	0.0920	0.160	4.05	0.0125
1.111	1.50	0.0867	0.156	4.10	0.0121
1.048	1.55	0.0817	0.152	4.15	0.0119
0.990	1.60	0.0772	0.148	4.20	0.0116
0.936	1.65	0.0730	0.145	4.25	0.0113
0.886	1.70	0.0691	0.141	4.30	0.0110
0.839	1.75	0.0655	0.138	4.35	0.0108
0.796	1.80	0.0621	0.135	4.40	0.0105
0.756	1.85	0.0590	0.132	4.45	0.0103
0.718	1.90	0.0560	0.129	4.50	0.0101
0.684	1.95	0.0533	0.126	4.55	0.0098
0.651	2.00	0.0508	0.123	4.60	0.0096
0.621	2.05	0.0484	0.121	4.65	0.0094
0.593	2.10	0.0462	0.118	4.70	0.0092
0.566	2.15	0.0441	0.116	4.75	0.0090
0.541	2.20	0.0422	0.113	4.80	0.0088
0.518	2.25	0.0404	0.111	4.85	0.0086
0.496	2.30	0.0387	0.109	4.90	0.0085
0.475	2.35	0.0371	0.106	4.95	0.0083
0.456	2.40	0.0356	0.104	5.00	0.0081

Fuente: Elaboración propia.