

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Posgrados**

**ANÁLISIS NO LINEAL DE EDIFICACIONES DE  
HORMIGÓN ARMADO CON MUROS ESTRUCTURALES, CON Y  
SIN VIGAS DE ACOPLA, DISEÑADOS CON LA NEC 2015**

**Proyecto de Investigación y Desarrollo**

**Christian Wladimir Villacís Carrera**

**Fabricio Yépez, Ph.D.  
Director de Trabajo de Titulación**

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito para la obtención del título de  
Magíster en Ingeniería Civil, Mención Diseño y Construcción de Estructuras Sismo  
Resistentes

Quito, abril 2021

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**  
**COLEGIO DE POSGRADOS**

**HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

**Análisis no lineal de edificaciones de hormigón armado con muros estructurales, con y sin vigas de acople, diseñados con la NEC 2015**

**CHRISTIAN WLADIMIR VILLACÍS CARRERA**

Nombre del Director del Programa: Fernando Romo  
Título académico: Master of Science  
Director del programa de: Maestría en Ingeniería Civil

Nombre del Decano del colegio Académico: Eduardo Alba  
Título académico: Doctor en Matemáticas  
Decano del Colegio: Colegio de Ciencias e Ingenierías

Nombre del Decano del Colegio de Posgrados: Hugo Burgos  
Título académico: Doctor of Philosophy

**Quito, abril 2021**

## © DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante: Christian Wladimir Villacís Carrera

Código de estudiante: 00214639

C.I.: 1717930430

Lugar y fecha: Quito, 30 de abril de 2021.

## **ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN**

**Nota:** El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

## **UNPUBLISHED DOCUMENT**

**Note:** The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

## **DEDICATORIA**

A mi esposa y a mis hijos, dedico este esfuerzo por ser las personas más importantes de mi vida, por apoyarme y ayudarme en cada momento.

A mi padre y a mi madre, por hacer de mí una persona de bien y por su motivación para obtener este importante título profesional.

A todas las personas que de alguna manera aportaron con su apoyo, dedico este triunfo conseguido.

## AGRADECIMIENTOS

A Dios por guiarme y mostrarme el camino correcto para incluir en mi formación este título profesional que con seguridad traerá triunfos muy importantes en mi vida.

A mi esposa, hijos y padres, quienes son un apoyo incondicional en cada momento de mi vida, y son protagonistas de esta nueva meta alcanzada. Su esfuerzo y confianza hacia mí fueron pilares fundamentales para alcanzar cada uno de los logros de mi vida.

Al Dr. Fabricio Yépez, mi director de tesis, que más que eso, es el amigo que transmite sus conocimientos con la paciencia y sabiduría de un maestro.

A la Universidad San Francisco de Quito, en cuyas aulas forjé este nuevo conocimiento profesional.

## RESUMEN

En este proyecto se realizó un análisis modal espectral lineal de edificaciones de hormigón armado con muros estructurales de 7 y 16 pisos, con y sin vigas de acople, ubicadas en la ciudad de Quito, Ecuador, diseñados con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, y tomando en cuenta las recomendaciones que se presenta en las Normas ASCE y ACI318-19.

Se verificó el comportamiento global de los edificios (modos de vibración, derivas de entrepiso, deriva global de techo, coeficiente de estabilidad). Se diseñaron los muros (a corte, flexión y por capacidad) en cada una de las secciones críticas de cada edificación propuesta. Se verificó la necesidad de elementos de borde y se presentó un esquema del corte transversal de los muros diseñados.

Se realizó un análisis estático no lineal, donde se obtuvo las curvas de capacidad y los puntos de desempeño en cada una de las direcciones principales de las estructuras (X y Y), mediante el método ATC 40 y FEMA 440 (linealización equivalente). Se estableció un nivel de desempeño local y global para cada edificio y se verificó que estos cumplan con la filosofía de diseño sismo resistente de la NEC 2015.

Por último, se obtuvo los factores de amplificación dinámica de corte  $\omega_v$ , mediante NEC 2015 y ACI 318-19, mencionando algunas observaciones que dichos factores presentan al momento de ser calculados como se indica en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, proponiendo una actualización para este factor.

Palabras clave: muros estructurales, análisis modal espectral lineal, análisis estático no lineal, nivel de desempeño, factor de amplificación dinámica de corte.

## ABSTRACT

In this project a linear spectral modal analysis of reinforced concrete buildings with structural walls of 7 and 16 floors, with and without coupling beams, located in Quito, Ecuador, was carried out, in order to be designed with the Ecuadorian Construction Standard NEC 2015 and considering the recommendations presented in ASCE 7 and ACI318-19 Standards.

The global behavior of the buildings was verified (vibration modes, story drifts, global roof drifts and stability coefficient). Structural walls were designed (considering shear and flexural demands and a capacity design procedure) in each of the critical sections of each proposed building. The need for boundary elements was verified and a scheme of the cross section of the designed walls is presented.

Later, a non-linear static analysis was performed, where the capacity curves and performance points were obtained in each of the main directions of the structures (X and Y), using the ATC 40 and FEMA 440 procedures (equivalent linearization). A local and global performance level was analyzed for each building in order to verify if all NEC 2015 earthquake resistant design philosophy considerations are really achieved with the mentioned design procedure.

Finally, shear dynamic amplification factors ( $\omega_v$ ) were obtained through the application of NEC 2015 and ACI 318-19 regulations, and some conclusions are presented after analyzing the obtained results. A proposal of changes to the Ecuadorian Construction Standard, are proposed, related to the mentioned dynamic amplification factor.

Keywords: structural walls, linear spectral modal analysis, non-linear static analysis, performance level, shear dynamic amplification factor.

## TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN .....	21
2. ANTECEDENTES Y ALCANCE DEL TRABAJO .....	24
3. SISTEMAS ESTRUCTURALES .....	27
3.1 Tipos de daños en edificaciones .....	35
4. REQUISITOS SISMO RESISTENTES DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015 Y COMPARACIÓN CON LA NORMA ASCE 7-16 .....	38
4.1 Filosofía de diseño.....	38
4.2 Amenaza sísmica .....	38
4.3 Tipo de suelo .....	39
4.4 Métodos de análisis y diseño sísmico.....	44
4.4.1 <i>Diseño basado en fuerzas</i> .....	44
4.4.2 <i>Diseño basado en desplazamiento</i> .....	54
4.5 Límites de deriva .....	55
4.6 Índice de estabilidad.....	57
4.7 Modelado estructural: Inercias agrietadas .....	59
4.8 Cargas y Combinaciones de carga.....	60
5. REQUISITOS DE HORMIGÓN ARMADO DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015 .....	62
5.1 Propiedades mecánicas del hormigón.....	62
5.1.1 <i>Resistencia a la compresión, <math>f'c</math></i> .....	62
5.1.2 <i>Módulo de elasticidad</i> .....	62
5.1.3 <i>Propiedades esperadas de los materiales</i> .....	63
5.2 Capacidad a flexión en muros estructurales .....	64
5.3 Capacidad nominal a cortante de muros estructurales.....	65
5.4 Cuantía de refuerzo.....	67
5.5 Diseño por capacidad y amplificación dinámica .....	67
5.5.1 <i>Diseño por capacidad</i> .....	67
5.5.2 <i>Amplificación dinámica:</i> .....	70
5.6 Elementos de borde .....	73
5.6.1 <i>Largo de los elementos de borde</i> .....	75

	10
5.6.2	<i>Cuantía de confinamiento</i> ..... 76
5.7	Vigas de acople..... 81
6.	ANÁLISIS NO LINEAL ..... 83
6.1	Análisis estático no lineal ..... 87
6.2	Análisis dinámico no lineal ..... 88
7.	ANÁLISIS BASADO EN DESEMPEÑO (PBD) ..... 89
7.1.1	<i>Obtención de los puntos de desempeño para cada estructura</i> ..... 90
7.1.2	<i>Objetivos y niveles de desempeño sísmico, ASCE41-13</i> ..... 90
7.1.2.1	Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para muros de corte de hormigón armado y componentes asociados controlados por flexión . 94
7.1.3	<i>Objetivos y niveles de desempeño sísmico en Ecuador, NEC 2015</i> ..... 94
7.1.4	<i>Objetivos y niveles de desempeño sísmico según SEAOC VISION 2000</i> ..... 96
8.	MODELACIÓN DE EDIFICACIONES CON MUROS ESTRUCTURALES CON VIGAS DE ACOPLE..... 98
8.1	Configuración en planta y elevación ..... 98
8.2	Definición de materiales..... 99
8.3	Asignación de cargas y combinaciones de carga..... 100
8.4	Definición de la masa ..... 107
8.5	Asignación de diafragmas ..... 107
8.6	Edificio con muros estructurales de 7 pisos, con vigas de acople ..... 108
8.6.1	<i>Vista en 3D de la edificación</i> ..... 108
8.6.2	<i>Definición de secciones</i> ..... 108
8.6.3	<i>Periodo de la estructura:</i> ..... 112
8.6.4	<i>Cortante basal estático:</i> ..... 114
8.6.5	<i>Cortante basal dinámico</i> ..... 115
8.6.6	<i>Ajuste del cortante basal</i> ..... 116
8.6.7	<i>Derivas de entrepiso</i> ..... 117
8.6.8	<i>Deriva global de techo</i> ..... 119
8.6.9	<i>Índice de estabilidad</i> ..... 121
8.6.10	<i>Diseño al corte de muro C</i> ..... 124
8.6.10.1	Verificación de la sección crítica ..... 125
8.6.10.2	Chequeo del esfuerzo de corte: ..... 126
8.6.11	<i>Diseño a flexo compresión del muro C</i> ..... 128
8.6.11.1	Elementos de borde..... 133

8.6.11.1.1	<i>Confinamiento</i> .....	134
8.6.11.1.2	<i>Largo de confinamiento</i> .....	139
8.6.11.1.3	<i>Cuantía mínima de confinamiento:</i> .....	140
8.6.12	<i>Diseño por capacidad del muro C</i> .....	141
8.6.12.1	Chequeo de cortante dirección X .....	142
8.6.12.2	Chequeo de cortante dirección Y .....	145
8.6.13	<i>Diseño de las vigas de acople</i> .....	146
8.6.14	<i>Cortes transversales de las secciones de muro diseñadas</i> .....	150
8.6.15	<i>Análisis estático no lineal</i> .....	152
8.6.15.1	Simplificación del modelo .....	152
8.6.15.1.1	<i>Eliminación de losas</i> .....	152
8.6.15.1.2	<i>Distribución de cargas puntuales en los muros y cargas distribuidas en vigas de acople</i> .....	154
8.6.15.2	Definición de materiales no lineales .....	157
8.6.15.2.1	<i>Hormigón confinado y no confinado</i> .....	157
8.6.15.2.2	<i>Acero</i> .....	161
8.6.15.3	Definición y asignación de secciones .....	161
8.6.15.4	Definición de rótulas plásticas en vigas de acople con diagonales .....	166
8.6.15.5	Definición de estados de carga.....	169
8.6.15.6	Validación general del modelo.....	171
8.6.15.6.1	<i>Componentes energéticos acumulativos</i> .....	171
8.6.15.6.2	<i>Capacidad de muro usando análisis seccional</i> .....	172
8.7	Edificio con muros estructurales de 16 pisos, con vigas de acople .....	174
8.7.1	<i>Vista en 3D de la edificación</i> .....	174
8.7.2	<i>Definición de secciones</i> .....	174
8.7.3	<i>Periodo de la estructura, Cortante basal estático, derivas de entrepiso, derivas de techo e índice de estabilidad</i> .....	176
8.7.4	<i>Diseño al corte, Diseño a flexo compresión y diseño por capacidad del muro C del primer piso</i> .....	177
8.7.5	<i>Diseño de las vigas de acople</i> .....	178
8.7.6	<i>Corte transversal de la sección de muro diseñada</i> .....	182
8.7.7	<i>Análisis estático no lineal no lineal</i> .....	185
8.7.7.1	Simplificación del modelo .....	185
8.7.7.2	Definición de materiales .....	185
8.7.7.3	Definición y asignación de secciones .....	186
8.7.7.4	Definición de rótulas plásticas en vigas de acople con diagonales .....	187
8.7.7.5	Validación general del modelo .....	189

8.7.7.5.1	<i>Componentes energéticos acumulativos</i> .....	189
8.7.7.5.2	<i>Capacidad de muro usando análisis seccional</i> .....	190
9.	MODELACIÓN DE EDIFICACIONES CON MUROS ESTRUCTURALES SIN VIGAS DE ACOPLE.....	193
9.1	Configuración en planta y elevación .....	193
9.2	Definición de materiales.....	194
9.3	Asignación de cargas y combinaciones de carga.....	195
9.4	Definición de la masa .....	201
9.5	Asignación de diafragmas .....	201
9.6	Edificio con muros estructurales de 7 pisos, sin vigas de acople .....	202
9.6.1	<i>Vista en 3D de la edificación</i> .....	202
9.6.2	<i>Definición de secciones</i> .....	202
9.6.3	<i>Periodo de la estructura, Cortante basal estático, derivas de entrepiso, derivas de techo e índice de estabilidad</i> .....	203
9.6.4	<i>Diseño al corte de muro T</i> .....	204
9.6.4.1	Verificación de la sección crítica .....	204
9.6.4.2	Chequeo del esfuerzo de corte: .....	205
9.6.5	<i>Diseño a flexo compresión del muro T</i> .....	206
9.6.5.1	Elementos de borde.....	211
9.6.5.1.1	<i>Confinamiento</i> .....	212
9.6.5.1.2	<i>Largo de confinamiento</i> .....	218
9.6.5.1.3	<i>Cuantía mínima de confinamiento:</i> .....	220
9.6.6	<i>Diseño por capacidad del muro T</i> .....	222
9.6.6.1	Chequeo de cortante dirección X .....	223
9.6.6.2	Chequeo de cortante dirección Y .....	226
9.6.7	<i>Cortes transversales de las secciones de muro diseñadas</i> .....	228
9.6.8	<i>Análisis estático no lineal</i> .....	230
9.6.8.1	Definición de materiales .....	230
9.6.8.2	Definición y asignación de secciones .....	230
9.6.8.3	Validación general del modelo .....	231
9.6.8.3.1	<i>Componentes energéticos acumulativos</i> .....	231
9.6.8.3.2	<i>Capacidad de muro usando análisis seccional</i> .....	232
9.7	Edificio con muros estructurales de 16 pisos, sin vigas de acople .....	234
9.7.1	<i>Vista en 3D de la edificación</i> .....	235
9.7.2	<i>Definición de secciones</i> .....	235

9.7.3	<i>Periodo de la estructura, Cortante basal estático, derivas de entrepiso, derivas de techo e índice de estabilidad</i> .....	236
9.7.4	<i>Diseño al corte, Diseño a flexo compresión y diseño por capacidad del muro C del primer piso</i> .....	237
9.7.5	<i>Corte transversal de la sección de muro diseñada</i> .....	238
9.7.6	<i>Análisis estático no lineal</i> .....	241
9.7.6.1	<i>Definición de materiales</i> .....	241
9.7.6.2	<i>Definición y asignación de secciones</i> .....	241
9.7.6.3	<i>Validación general del modelo</i> .....	242
9.7.6.3.1	<i>Componentes energéticos acumulativos</i> .....	242
9.7.6.3.2	<i>Capacidad de muro usando análisis seccional</i> .....	243
10.	<b>RESUMEN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS</b> .....	245
10.1	<b>Análisis lineal de edificaciones</b> .....	245
10.2	<b>Análisis No lineal de edificaciones</b> .....	250
10.2.1	<i>Curvas de capacidad</i> .....	250
10.2.2	<i>Nivel de desempeño de cada estructura</i> .....	252
10.2.2.1	<i>Obtención del punto de desempeño</i> .....	253
10.2.2.2	<i>Determinación del nivel de desempeño</i> .....	258
10.2.2.2.1	<i>Nivel de desempeño local</i> .....	258
10.2.2.2.2	<i>Nivel de desempeño global</i> .....	272
10.3	<b>Comparación de los factores de amplificación dinámica por corte <math>\omega v</math>, calculados con NEC 2015 y ACI 318-19</b> .....	276
11.	<b>CONCLUSIONES</b> .....	279
12.	<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	285

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Densidad de muros para edificación de 7 pisos, sin vigas de acople.....	31
Tabla 2: Densidad de muros para edificación de 16 pisos, sin vigas de acople.....	31
Tabla 3: Densidad de muros para edificación de 7 pisos, con vigas de acople.....	34
Tabla 4: Densidad de muros para edificación de 16 pisos, con vigas de acople.....	34
Tabla 5: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	39
Tabla 6: Clasificación de los perfiles de suelo NEC 2015.....	40
Tabla 7: Tipo de suelo y factores de sitio Fa.....	41
Tabla 8: Tipos de suelo y factores de sitio Fd.....	41
Tabla 9: Tipo de suelo y factores de sitio Fs.....	41
Tabla 10: Factor n.....	42
Tabla 11: Factor r.....	42
Tabla 12: Resumen de factores para el desarrollo del espectro elástico de diseño.....	43
Tabla 13: Periodos del espectro elástico de diseño.....	43
Tabla 14: Coeficiente de importancia I, NEC 2015.....	45
Tabla 15: Coeficiente de importancia I, ASCE 7-16.....	46
Tabla 16: Peso sísmico de la estructura, W, ASCE 7-16.....	47
Tabla 17: Periodo fundamental de manera aproximada, NEC 2015.....	48
Tabla 18: Parámetros Ct y x para encontrar el periodo fundamental de manera aproximada, ASCE 7-16.....	49
Tabla 19: factores de reducción de resistencia sísmica R, NEC 2015.....	50
Tabla 20: factores de reducción de resistencia sísmica R, ASCE 7-16.....	51
Tabla 21: Irregularidades en planta y elevación, NEC 2015.....	52
Tabla 22: Irregularidades en planta y elevación, ASCE 7-16.....	53
Tabla 23: Límites de deriva, NEC 2015.....	56
Tabla 24: Límites de deriva, ASCE 7-16.....	56
Tabla 25: Inercias agrietadas, ACI 318-19.....	60
Tabla 26: Combinaciones de carga NEC 2015.....	60
Tabla 27: Cargas vivas NEC 2015.....	61
Tabla 28: Resistencia a la compresión mínima, ACI 318-19.....	62
Tabla 29: Propiedades esperadas de los materiales, ACI 318-19.....	64
Tabla 30: Factor de sobre resistencia $\Omega v$ , ACI 318-19.....	70
Tabla 31: Refuerzo transversal para elementos de borde, ACI 318-19.....	78
Tabla 32: Refuerzo transversal (separación longitudinal de estribos), ACI 318-19.....	79
Tabla 33: Niveles de desempeño de edificaciones, ASCE 41-13.....	92
Tabla 34: Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para muros de corte de hormigón armado y componentes asociados controlados por flexión.....	94
Tabla 35: Niveles de amenaza sísmica, NEC 2015.....	95
Tabla 36: Matriz de objetivos de diseño, SEAOC VISION 2000.....	96
Tabla 37: Límites de niveles de desempeño propuestos por SEAOC VISION 2000.....	97
Tabla 38: Resumen de factores para el desarrollo del espectro elástico de diseño.....	103
Tabla 39: Periodos del espectro elástico de diseño.....	103
Tabla 40: Combinaciones de carga NEC 2015.....	105
Tabla 41: Datos para obtener la aceleración Sa.....	114
Tabla 42: Masa por piso del edificio.....	114
Tabla 43: Cortantes dinámicos en X y Y.....	116
Tabla 44: Cortantes dinámicos corregidos.....	117
Tabla 45: Cortes de diseño (Vx, Vy) debido a las combinaciones SX y SY.....	122
Tabla 46: Carga vertical de servicio por piso.....	122
Tabla 47: Derivas en punto cercano al centro de masas (nudo 14).....	123

Tabla 48: Índice de estabilidad para edificio de 7 pisos .....	124
Tabla 49: Máxima D/C para muro .....	128
Tabla 50: Diseño de muro, ETABS (D/C).....	131
Tabla 51: Puntos de diagrama de interacción P-M2 .....	142
Tabla 52: Factor de sobre resistencia a flexión $\phi_o$ para sismo en dirección X.....	143
Tabla 53: Máxima D/C de muro en dirección X (Diseño por capacidad).....	144
Tabla 54: Factor de sobre resistencia a flexión $\phi_o$ para sismo en dirección Y.....	145
Tabla 55: Máxima D/C de muro en dirección Y (Diseño por capacidad).....	146
Tabla 56: Masa traslacional y rotacional por piso .....	152
Tabla 57: Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para muros de corte de hormigón armado y componentes asociados controlados por flexión.....	167
Tabla 58: Resumen de análisis modal espectral lineal del edificio de 16 pisos con vigas de acople .	177
Tabla 59: Resumen de factores para el desarrollo del espectro elástico de diseño .....	197
Tabla 60: Periodos del espectro elástico de diseño.....	197
Tabla 61: Combinaciones de carga NEC 2015 .....	199
Tabla 62: Resumen de análisis modal espectral lineal del edificio de 7 pisos sin vigas de acople.....	203
Tabla 63: Máxima D/C para muro .....	206
Tabla 64: Diseño de muro, ETABS (D/C).....	210
Tabla 65: Puntos de diagrama de interacción PM3.....	223
Tabla 66: Factor de sobre resistencia a flexión $\phi_o$ para sismo en dirección X.....	224
Tabla 67: Máxima D/C de muro en dirección X (Diseño por capacidad).....	225
Tabla 68: Factor de sobre resistencia a flexión $\phi_o$ para sismo en dirección Y.....	226
Tabla 69: Máxima D/C de muro en dirección Y (Diseño por capacidad).....	227
Tabla 70: Resumen de análisis lineal del edificio de 16 pisos sin vigas de acople.....	236
Tabla 71: Resume de diseño de muro en forma de T ubicado en el primer piso del edificio de 16 pisos sin vigas de acople .....	237
Tabla 72: Resumen de análisis lineal y diseño de muro C en el primer piso para los edificios de 7 y 16 pisos con vigas de acople .....	246
Tabla 73: Resumen de análisis lineal y diseño de muro T, ubicado en el primer piso para los edificios de 7 y 16 pisos sin vigas de acople .....	248
Tabla 74: Desplazamientos objetivo ( $S_d$ ) y derivas de techo .....	258
Tabla 75: Comparación de factores de amplificación dinámica de corte obtenidos con NEC 2015 y ACI 318-19 .....	278

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Configuraciones estructurales en planta y elevación.....	28
Figura 2: Construcción sismo-resistente .....	29
Figura 3: Configuración en planta de edificaciones de 7 y 16 pisos sin vigas de acople.....	30
Figura 4: Configuración en elevación de edificaciones de 7 y 16 pisos sin vigas de acople .....	30
Figura 5: Configuración en planta de edificaciones de 7 y 16 pisos con vigas de acople .....	32
Figura 6: Configuración en elevación de edificaciones de 7 y 16 pisos con vigas de acople .....	33
Figura 7: Daño estructural en edificación con muros estructurales .....	35
Figura 8: Daño en componentes no estructurales .....	36
Figura 9: Daños en contenidos.....	36
Figura 10: Zonificación sísmica del Ecuador (NEC 2015).....	39
Figura 11: Espectro elástico de diseño NEC 2015.....	42
Figura 12: Espectro elástico de diseño, suelo D, $Z=0.4$ , según NEC 2015.....	43
Figura 13: Respuesta máxima por cada modo de vibración .....	54
Figura 14: Capacidad a flexión requerida en muros estructurales .....	65
Figura 15: Muros con perforaciones .....	66
Figura 16: Diseño por capacidad .....	68
Figura 17: Cortante de diseño para muros estructurales .....	69
Figura 18: Amplificación dinámica .....	71
Figura 19: Refuerzo transversal (separación longitudinal de estribos), NEC 2015 .....	76
Figura 20: Separación de refuerzo transversal en elementos de borde, NEC 2015 .....	78
Figura 21: Separación de refuerzo transversal en elementos de borde, según ACI 318-19.....	79
Figura 22: Muro con $hw/w \geq 2.0$ y diseñados para tener únicamente una sección crítica para flexión y carga axial. ....	80
Figura 23: Muro no arriostrado por losa, donde $hu$ puede ser mayor .....	81
Figura 24: Estribo perimetral del elemento de borde con binchas o ganchos suplementarios y ganchos distribuidos en la pantalla del muro, ACI 318-19.....	81
Figura 25: Viga de acople armada con diagonales, ACI 318-19 .....	82
Figura 26: Alternativa de confinamiento de viga de acople completa, ACI 318-19.....	82
Figura 27: Modelo de plasticidad distribuida (modelo en base a fibras) .....	85
Figura 28: Modelo de plasticidad concentrada para columnas y vigas.....	86
Figura 29: Análisis estático no lineal.....	88
Figura 30: Análisis dinámico no lineal .....	89
Figura 31: Objetivos y niveles de desempeño, ASCE 41-13.....	91
Figura 32: Niveles de desempeño asociados a daño estructural y no estructural .....	93
Figura 33: Límites de desempeño global, propuestos por SEAOC VISION 2000 .....	97
Figura 34: Configuración en planta de los edificios de 7 y 16 pisos con vigas de acople .....	98
Figura 35: Configuración en elevación de edificaciones de 7 y 16 pisos con vigas de acople.....	99
Figura 36: Definición de materiales (hormigón armado).....	99
Figura 37: Definición de materiales (acero) .....	100
Figura 38: Estados de carga .....	100
Figura 39: Asignación de carga viva (área de oficinas $240 \text{ kg/m}^2$ y $70 \text{ kg/m}^2$ para cubierta).....	101
Figura 40: Asignación de carga muerta adicional ( $250 \text{ kg/m}^2$ ).....	102
Figura 41: Espectro elástico de diseño NEC 2015.....	102
Figura 42: Espectro elástico de diseño según NEC 2015 .....	104
Figura 43: Sismos elásticos de diseño ETABS.....	104
Figura 44: Combinaciones de carga.....	105
Figura 45: Combinaciones de carga, sismo con factor $1/R$ .....	106
Figura 46: Combinaciones de carga, sismo con factor $0.75R$ .....	106
Figura 47: Definición de masa.....	107

Figura 48: Asignación de diafragmas .....	107
Figura 49: Vista en 3D de la edificación de 7 pisos, con vigas de acople .....	108
Figura 50: columnas edificio de 7 pisos con vigas de acople .....	108
Figura 51: Secciones de muro para edificación de 7 pisos, con vigas de acople .....	109
Figura 52: Inercias agrietadas en muros, edificación de 7 pisos con vigas de acople .....	109
Figura 53: Vigas de acople, edificio de pisos con vigas de acople .....	110
Figura 54: Ubicación de elemento embebido .....	111
Figura 55: Definición de elementos embebidos para simular viga de acople .....	111
Figura 56: Definición de losa, edificación de 7 pisos, con vigas de acople .....	112
Figura 57: Periodos de vibración dirección Y y X, ETABS .....	113
Figura 58: Factores de corrección de cortante dinámico .....	117
Figura 59: Combinaciones de carga para verificación de deriva .....	117
Figura 60: Deriva en dirección X .....	118
Figura 61: Deriva en dirección Y .....	118
Figura 62: Desplazamiento de techo dirección X (centro de masa) .....	119
Figura 63: Desplazamiento de techo dirección Y (centro de masa) .....	120
Figura 64: Deriva en punto cercano al centro de masa en el piso 7 (nudo 14) .....	123
Figura 65: Esfuerzos de tensión debido a modo de vibración 1 Y 2 (sentido Y y X) .....	125
Figura 66: Asignación de Piers a muros .....	126
Figura 67: Asignación de un solo pier (pier C1) .....	128
Figura 68: Preferencias de diseño para muros .....	129
Figura 69: Combinaciones de diseño para muros NEC 2015 .....	130
Figura 70: Dibujo del muro en Section designer de ETABS .....	130
Figura 71: Armado de muro C, ETABS .....	130
Figura 72: Asignación de la sección del muro .....	131
Figura 73: Diagrama de interacción de muro diseñado, P-M2 (sismo en dirección X) .....	132
Figura 74: Diagrama de interacción de muro diseñado, P-M3 (sismo en dirección Y) .....	132
Figura 75: Cargas axiales máximas y mínimas debido a combinación de carga C3 (sismo en X) .....	133
Figura 76: Cargas axiales máximas y mínimas debido a combinación de carga C4 (sismo en Y) .....	133
Figura 77: Armado de muro C, SAP2000 .....	135
Figura 78: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C3 Máx. ....	135
Figura 79: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C3 Mín. ....	136
Figura 80: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C4 Máx. ....	137
Figura 81: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C4 Mín. ....	138
Figura 82: Ubicación de refuerzo longitudinal de elementos de borde para diferentes configuraciones de muro .....	139
Figura 83: Configuración de los cabezales para muro de primer piso en forma de C .....	139
Figura 84: Diagrama de interacción con un $\phi=1$ y con propiedades esperadas del acero .....	141
Figura 85: Diagrama de interacción PM2 ( $\phi=1$ y $F_{ye}$ ) para obtención de momentos probables $M_{pr}$ . .....	142
Figura 86: Corte debido a sismo en la dirección X para diseño de vigas de acople .....	147
Figura 87: Ángulo $\alpha$ de la viga de acople de 1.5 metros de longitud .....	148
Figura 88: Viga de acople de los 4 primeros pisos del edificio de 7 pisos .....	149
Figura 89: Vigas de acople pisos del 5 al 7 del edificio de 7 pisos .....	149
Figura 90: Corte transversal de muro tipo C y muro de 2 metros del 1 al 4 piso .....	150
Figura 91: Corte transversal de muro tipo C y muro de 2 metros del 5 al 7 piso .....	151
Figura 92: Asignación de masa traslacional y rotacional por piso .....	153
Figura 93: Asignación de diafragmas por cada piso .....	153
Figura 94: Definición de masas (masas adicionales) .....	154
Figura 95: Área tributaria del conjunto de muros .....	155

Figura 96: Asignación de cargas puntuales y distribuidas a muros y vigas de acople respectivamente .....	157
Figura 97: Hormigón no confinado y confinado.....	158
Figura 98: Hormigón no confinado.....	159
Figura 99: Hormigón confinado para cabezal 1 y 4.....	160
Figura 100: Curva esfuerzo deformación acero grado 60.....	161
Figura 101: definición de secciones no lineales (cabezal 1 y 3).....	163
Figura 102: Definición de secciones no lineales (pantalla dirección X piso de 1 al 4).....	165
Figura 103: Asignación de secciones no lineales en muros.....	166
Figura 104: Definición de la rótula plástica.....	168
Figura 105: Asignación de rótulas plásticas .....	169
Figura 106: Carga estática no lineal.....	169
Figura 107: Definición de carga Pushover dirección +X.....	170
Figura 108: Componentes energéticos acumulativos (Pushover +X, Pushover +Y).....	171
Figura 109: Carga axial para muro C1 (primer piso) debido a Pushover Y.....	172
Figura 110: Diagrama momento curvatura, dirección Y .....	173
Figura 111: momento debido al Push over en la dirección Y (muro C1 primer piso).....	173
Figura 112: vista en 3D del edificio de 16 pisos con vigas de acople .....	174
Figura 113: Secciones de muros del edificio de 16 pisos con vigas de acople.....	176
Figura 114: Corte debido a sismo en la dirección X de los 5 primeros pisos para diseño de vigas de acople de edificio de 16 pisos .....	178
Figura 115: Ángulo $\alpha$ de la viga de acople de 1.5 metros de longitud .....	179
Figura 116: Viga de acople de los 5 primeros pisos, longitud 1.50m., del edificio de 16 niveles.....	180
Figura 117: Viga de acople de los 5 primeros pisos, longitud 2m., del edificio de 16 niveles.....	181
Figura 118: Vigas de acople de los pisos 6 al 12 del edificio de 16 pisos .....	181
Figura 119: Vigas de acople de los pisos 13 al 16 del edificio de 16 pisos .....	181
Figura 120: Corte transversal de muro tipo C y muro de 2 metros del 1 al 5 piso .....	182
Figura 121: Corte transversal de muro tipo C y muro de 2 metros del 6 al 12 piso .....	183
Figura 122: Corte transversal de muro tipo C y muro de 2 metros del 13 al 16 piso .....	184
Figura 123: Definición de materiales de edificio de 16 pisos con vigas de acople.....	185
Figura 124: Definición de secciones para edificio de 16 pisos sin vigas de acople.....	186
Figura 125: Asignación de secciones no lineales edificio de 16 pisos con vigas de acople .....	186
Figura 126: Definición de la rótula plástica.....	188
Figura 127: Asignación de rótulas plásticas en vigas de acople edificio de 16 pisos .....	188
Figura 128: Componentes energéticos acumulativos (Pushover +X, Pushover +Y).....	189
Figura 129: Carga axial para muro C1 (primer piso) debido a Pushover Y.....	190
Figura 130: Diagrama momento curvatura, dirección Y .....	191
Figura 131: momento debido al Push over en la dirección Y (muro C1 primer piso).....	191
Figura 132: Configuración en planta de los edificios de 7 y 16 pisos sin vigas de acople .....	193
Figura 133: Configuración en elevación de edificaciones de 7 y 16 pisos sin vigas de acople .....	194
Figura 134: Definición de materiales (hormigón armado).....	194
Figura 135: Definición de materiales (acero) .....	195
Figura 136: Estados de carga .....	195
Figura 137: Asignación de carga viva (área de oficinas 240 kg/m <sup>2</sup> y 70 kg/m <sup>2</sup> para cubierta).....	196
Figura 138: Asignación de carga muerta adicional (250 kg/m <sup>2</sup> ).....	196
Figura 139: Espectro elástico de diseño NEC 2015.....	197
Figura 140: Espectro elástico de diseño según NEC 2015 .....	198
Figura 141: Sismos elásticos de diseño ETABS .....	198
Figura 142: Combinaciones de carga.....	199
Figura 143: Combinaciones de carga, sismo con factor 1/R.....	200
Figura 144: Combinaciones de carga, sismo con factor 0.75R.....	200

Figura 145: Definición de masa.....	201
Figura 146: Asignación de diafragmas .....	201
Figura 147: Vista en 3D de la edificación de 7 pisos, sin vigas de acople .....	202
Figura 148: Esfuerzos de tensión debido a modo de vibración 1 Y 2 (sentido X y Y).....	204
Figura 149: Asignación de Piers a muros .....	205
Figura 150: Asignación de un solo pier (pier C1).....	207
Figura 151: Preferencias de diseño para muros .....	207
Figura 152: Combinaciones de diseño para muros NEC 2015 .....	208
Figura 153: Dibujo del muro en Section designer de ETABS .....	208
Figura 154: Armado de muro T, ETABS.....	209
Figura 155: Asignación de la sección del muro .....	209
Figura 156: Diagrama de interacción de muro diseñado, P-M2 (sismo en dirección Y).....	210
Figura 157: Diagrama de interacción de muro diseñado, P-M3 (sismo en dirección X).....	211
Figura 158: Cargas axiales máximas y mínimas debido a combinación de carga C3 (sismo en X)...	211
Figura 159: Cargas axiales máximas y mínimas debido a combinación de carga C4 (sismo en Y)...	212
Figura 160: Armado de muro T, SAP2000.....	213
Figura 161: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C3 Máx. ....	214
Figura 162: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C3 Mín. ....	215
Figura 163: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C4 Máx. ....	216
Figura 164: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C4 Mín. ....	217
Figura 165: Ubicación de refuerzo longitudinal de elementos de borde para diferentes configuraciones de muro .....	219
Figura 166: Configuración de los cabezales para muro de primer piso en forma de T.....	220
Figura 167: Diagrama de interacción con un $\phi=1$ y con propiedades esperadas del acero .....	222
Figura 168: Diagrama de interacción PM2 ( $\phi=1$ y Fye) para obtención de momentos probables Mpr. ....	223
Figura 169: Corte transversal de muro tipo T del 1 al 4 piso.....	228
Figura 170: Figura 169: Corte transversal de muro tipo T del 5 al 7 piso .....	229
Figura 171: Definición de materiales de edificio de 7 pisos sin vigas de acople.....	230
Figura 172: Definición de secciones para edificio de 7 pisos sin vigas de acople.....	230
Figura 173: Asignación de secciones no lineales edificio de 7 pisos sin vigas de acople .....	231
Figura 174: Componentes energéticos acumulativos (Pushover +X, Pushover +Y) .....	232
Figura 175: Carga axial para muro C1 (primer piso) debido a Pushover Y.....	233
Figura 176: Diagrama momento curvatura, dirección X .....	233
Figura 177: momento debido al Push over en la dirección Y (muro C1 primer piso).....	234
Figura 178: vista en 3D del edificio de 16 pisos sin vigas de acople.....	235
Figura 179: Corte transversal de muro tipo T del 1 al 5 piso.....	238
Figura 180: Corte transversal de muro tipo T del 6 al 12 piso.....	239
Figura 181: Corte transversal de muro tipo T del 13 al 16 piso.....	240
Figura 182: Definición de materiales de edificio de 16 pisos sin vigas de acople.....	241
Figura 183: Definición de secciones para edificio de 16 pisos sin vigas de acople.....	241
Figura 184: Asignación de secciones no lineales edificio de 16 pisos sin vigas de acople .....	242
Figura 185: Componentes energéticos acumulativos (Pushover +X, Pushover +Y) .....	243
Figura 186: Carga axial para muro C1 (primer piso) debido a Pushover -Y .....	244
Figura 187: Diagrama momento curvatura, dirección Y .....	244
Figura 188: momento debido al Push over en la dirección Y (muro C1 primer piso).....	245
Figura 189: Curvas de capacidad del edificio de 7 pisos con vigas de acople.....	250
Figura 190: Curvas de capacidad del edificio de 16 pisos con vigas de acople.....	251
Figura 191: Curvas de capacidad del edificio de 7 pisos sin vigas de acople.....	251
Figura 192: Curvas de capacidad del edificio de 16 pisos sin vigas de acople.....	252
Figura 193: Espectros elásticos de diseño para periodos de retorno de 475 y 2500 años.....	253

Figura 194: Punto de desempeño para la edificación de 7 pisos con vigas de acople (Sentido X y Y)	254
Figura 195: Punto de desempeño para la edificación de 16 pisos con vigas de acople (Sentido X y Y)	255
Figura 196: Punto de desempeño para la edificación de 7 pisos sin vigas de acople (Sentido X y Y)	256
Figura 197: Punto de desempeño para la edificación de 16 pisos sin vigas de acople (Sentido X y Y)	257
Figura 198: Rótulas plásticas de vigas de acople para desplazamiento objetivo Sd (Dirección X, sismo Tr=475 años)	258
Figura 199: Tensiones máximas del hormigón (dirección X, sismo Tr=475 años)	259
Figura 200: Tensión vs Deformación unitaria del hormigón (Dirección X, dirección Y, sismo Tr=475 años)	260
Figura 201: Rótulas plásticas de vigas de acople para desplazamiento objetivo Sd (dirección Y, sismo Tr=475 años)	260
Figura 202: Tensiones máximas del hormigón (dirección Y, sismo Tr=475 años)	261
Figura 203: Tensión vs Deformación unitaria del hormigón (Dirección Y, sismo Tr=475 años)	262
Figura 204: Rótulas plásticas de vigas de acople para objetivo Sd (Dirección X y Y, sismo Tr=2500 años)	262
Figura 205: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Tr=2500 años)	263
Figura 206: Rótulas plásticas de vigas de acople para desplazamiento objetivo Sd (Dirección X y Y, sismo Tr=475 años)	264
Figura 207: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Tr=475 años)	265
Figura 208: Rótulas plásticas de vigas de acople para desplazamiento objetivo Sd (Dirección X y Y, sismo Tr=2500 años)	266
Figura 209: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Tr=2500 años)	267
Figura 210: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Tr=475 años)	268
Figura 211: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Sd con Tr=2500 años)	269
Figura 212: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Tr=475 años)	270
Figura 213: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Sd con Tr=2500 años)	271
Figura 214: Límites de desempeño propuestos por SEAOC VISION 2000	272
Figura 215: Nivel de desempeño global de edificio de 7 pisos con vigas de acople	273
Figura 216: Nivel de desempeño global de edificio de 16 pisos con vigas de acople	274
Figura 217: Nivel de desempeño global de edificio de 7 pisos sin vigas de acople	275
Figura 218: Nivel de desempeño global de edificio de 16 pisos sin vigas de acople	276

## 1. INTRODUCCIÓN

En el Ecuador, el diseño y la construcción de estructuras de edificación está reglamentado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. Esta normativa ha servido como guía a todos los Ingenieros estructurales del país, a la hora de realizar el cálculo y diseño sismo-resistente de toda obra civil.

Uno de los principales objetivos de las normas de construcción de todas partes del mundo es salvaguardar la vida de las personas que se encuentran en edificaciones sometidas a sismos severos. Además, se intenta preservar la integridad de las estructuras (elementos estructurales y no estructurales), protegiendo aspectos económicos importantes para el desarrollo de la sociedad.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 presenta una filosofía de diseño sismorresistente en la cual, para estructuras de ocupación normal, los objetivos principales son:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes. (NEC-SE-DS, 2015)

A nivel mundial, las normativas de construcción se actualizan cada cierto tiempo, algunas cada 3, 5 o 10 años, dependiendo del conocimiento sísmico que se vaya actualizando o de los errores aprendidos durante eventos sísmicos recientes.

Es necesario tener en cuenta que en muchas ocasiones no son las fuerzas producidas por un sismo las que causan daños severos a las edificaciones, sino las deformaciones no controladas que se tiene en los elementos estructurales y no estructurales. Es por esto que se debe proporcionar a la estructura la capacidad de recuperarse y volver a funcionar normalmente después de un evento adverso, es decir, la estructura debe ser resiliente (Lafontaine, 2020.)

Una ingeniería moderna basada en desempeño consiste en la selección de los objetivos de comportamiento que se persiguen en el diseño para diferentes condiciones de sismos, que van de la mano con una adecuada selección de sistemas estructurales y configuración en planta y elevación. Es importante el dimensionado y detallado de una estructura, así como el de sus elementos no estructurales y contenidos. Es igual de importante la garantía del control de la calidad durante la construcción y del mantenimiento a largo plazo, de manera que a niveles especificados de movimiento sísmico y, con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite de daño u otros estados de utilidad (Terán, 2020.).

En varios países se ha incorporado, como una práctica común, el análisis plástico a través del concepto de análisis estático no lineal (análisis-push-over), el cual permite estimar, con mayor precisión, el comportamiento que tendrán las estructuras ante una demanda sísmica severa (Terán, 2020.).

Haciendo referencia a las Normas de diseño y construcción NEC 2015, ACI 318-19, ASCE 7-16, FEMA 440 y mediante un análisis estático no lineal se intentará predecir el comportamiento de edificaciones tipo con muros estructurales de hormigón armado con y sin vigas de acople, ubicadas en la ciudad de Quito, Ecuador, y estableciendo el nivel de desempeño, se verificará que éstas cumplan con la filosofía de diseño sismorresistente de la NEC 2015. Se obtendrán los factores de amplificación dinámica de corte  $\omega_v$  mediante NEC 2015 y ACI 318-19,

mencionando algunas observaciones que se presentaron al momento de ser calculado dicho factor, como lo indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción, proponiendo finalmente una actualización para este factor.

## 2. ANTECEDENTES Y ALCANCE DEL TRABAJO

A lo largo de la historia, el Ecuador ha sufrido algunos sismos severos que han causado grandes inconvenientes como son el colapso de estructuras, ocasionando la pérdida de muchas vidas. La seguridad estructural es vital para el desarrollo, de toda índole, de una sociedad. Es por esto que se implementaron los Códigos y Normas de diseño y construcción estructural.

El primer código de construcción Nacional se emitió en el año de 1957, como consecuencia del sismo que ocurrió en Ambato en el año de 1949 (Medina y Placencia, 2017). En el año de 1977, se emite el Código Ecuatoriano de la Construcción de 1977 (después de la publicación del Código Americano UBC 1974), en el cual, por primera vez, se describe un proceso de estimación de fuerzas laterales y presenta requisitos de diseño sismo resistente (Servicio Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias, 2019). Después del terremoto de Bahía de Caráquez, ocurrido en la costa norte del país, se introdujo el primer mapa de zonificación sísmica del Ecuador en el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2001, donde se aplicaron principios sismológicos adecuados y conocimientos de ingeniería sísmica disponibles en ese momento. “La versión del código del año 2001 incluye una serie de requisitos de diseño y modelado, similares al código americano UBC 1997. Por lo tanto, 2001 podría ser considerado como año de referencia del diseño sísmico en Ecuador” (Servicio Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias, 2019).

La Norma actual que regula el diseño y construcción de estructuras de edificación es la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015, la cual muestra un conocimiento sismorresistente mejorado, respecto al código anterior CEC 2001.

En el Ecuador, es muy común encontrar edificaciones de hormigón armado usando un sistema estructural del tipo dual como lo define la NEC 2015, es decir, pórticos resistentes a momento con muros estructurales, donde estos absorben al menos el 75 % del corte basal en cada dirección.

Existen pocas edificaciones en el país con un sistema estructural, únicamente conformado por muros de corte (con y sin vigas de acople), donde todas las sollicitaciones sísmicas son absorbidas por éstos, debido principalmente a temas de índole arquitectónico o simplemente por falta de conocimiento o desconfianza a cambiar del sistema tradicional de construcción en el Ecuador como son los pórticos resistentes a momento.

La mayoría de los diseños estructurales en el país presentan, únicamente, un análisis modal espectral y muy pocas edificaciones son verificadas con un análisis no lineal, por lo que pueden estar muy bien diseñadas, pero no se podrá estimar, con mayor precisión, el comportamiento que tendrán ante una demanda sísmica severa.

Para la realización de este proyecto, primeramente, se definirán dos tipos de edificaciones de hormigón armado con muros estructurales: con y sin vigas de acople, y de diferentes alturas (7 y 16 pisos). Se intentará reproducir configuraciones en planta y en elevación que muy posiblemente se puedan diseñar y construir en el país. Las edificaciones se las considerará ubicadas en la ciudad de Quito, Ecuador. Todas estas estructuras se las modelará en el programa ETABS Versión 18.1.1.

En cada una de las edificaciones propuestas se obtendrán los cortes de diseño según NEC 2015 y se verificará el comportamiento global del edificio (modos de vibración, verificación de

derivas de piso, deriva global de techo, coeficiente de estabilidad). Se diseñarán a corte y flexo compresión los muros en cada una de las secciones críticas de cada edificación. Además, se verificará la necesidad de elementos de borde y se presentará un esquema del corte transversal del muro diseñado, mostrando el armado.

Luego se realizará un análisis estático no lineal donde se obtendrán las curvas de capacidad y los puntos de desempeño en cada una de las direcciones principales de las estructuras (X y Y), mediante el método ATC 40 y FEMA 440 (linealización equivalente). Se establecerá un nivel de desempeño local y global para cada edificio y se verificará que estos cumplan con la filosofía de diseño sismo resistente de la NEC 2015.

Por último, se calcularán los factores de amplificación dinámica de corte  $\omega_v$  mediante NEC 2015 y ACI 318-19, mencionando algunas observaciones que este presenta al momento de ser calculado como lo dispone en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, proponiendo una actualización para este factor.

Como se mencionó anteriormente, este trabajo seguirá los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, así como las recomendaciones y especificaciones de la Norma de construcción de los Estados Unidos (American Society of Civil Engineers) ASCE 7-16, ASCE 41-13, FEMA 440, SEAOC (Structural Engineers Association Of California) mediante el comité VISION 2000 y los requisitos para concreto estructural ACI 318-19.

### 3. SISTEMAS ESTRUCTURALES

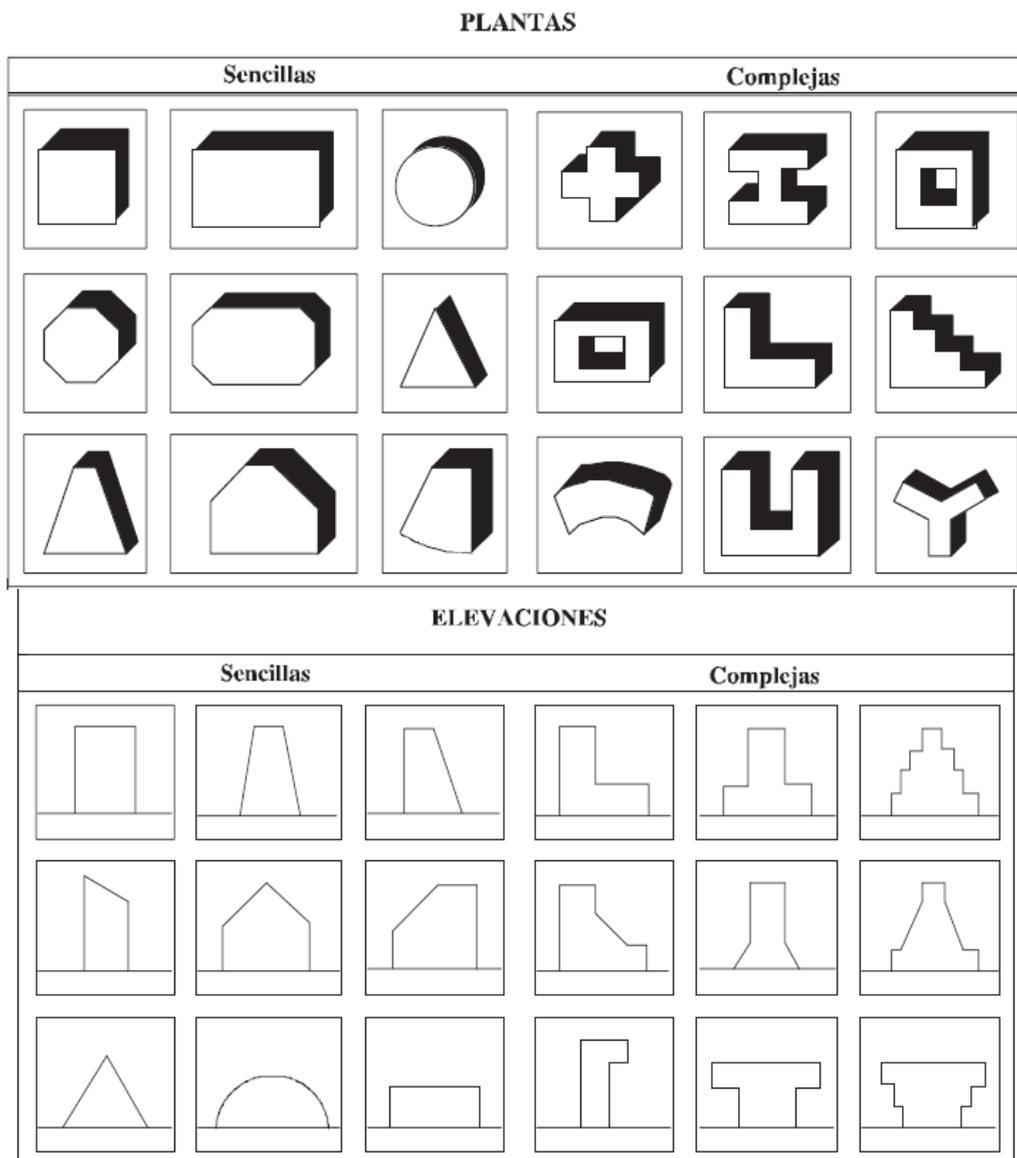
Uno de los objetivos más importantes que cada ingeniero estructural se debe trazar es el de diseñar y construir estructuras resilientes, es decir que, ante un evento desfavorable, tengan la capacidad de recuperarse y seguir funcionando normalmente. Esto es lo que se ha venido buscando en todo el mundo con las Normas de construcción que rigen en cada país.

La mayoría de los códigos de construcción históricamente han mantenido la siguiente estrategia en el diseño sísmico de edificios: para un sismo frecuente se busca evitar daños estructurales, para un sismo severo, se permiten daños que sean reparables, y para un sismo extremo se busca evitar el colapso de la estructura para salvaguardar la vida de los ocupantes.

Es importante mencionar que la resiliencia y la protección de la vida son objetivos diferentes que requieren soluciones diferentes y que deben ser satisfechos simultáneamente. (Lafontaine, 2020).

La gran mayoría de las edificaciones que tienen daños graves o colapsan frente a un sismo severo, se debe a la falla de uno o más elementos estructurales cuya resistencia y ductilidad no fueron los necesarios. Adicionalmente, buena parte de daños que sufre una edificación se debe a que presentan irregularidades en su configuración estructural en planta y/o elevación.

La configuración estructural se refiere a la disposición de los elementos estructurales de la edificación en forma horizontal y vertical. Como se mencionó antes, mientras la configuración estructural de una edificación sea más compleja, mayor será el daño que reciba bajo la acción de un sismo (Organización Panamericana de la Salud, 2004).



**Figura 1: Configuraciones estructurales en planta y elevación**

Fuente: Organización Panamericana de la Salud, 2004

La configuración de una estructura se la tiene que plantear desde la primera etapa del diseño arquitectónico. Se debe evitar los diseños con distribuciones complejas, independiente del tipo, uso, o incluso de los niveles de sofisticación que se desee en la edificación. Es por esto que la configuración estructural debe ser comprendida por todos los profesionales en el ámbito de la construcción (F. Yépez, 2016).

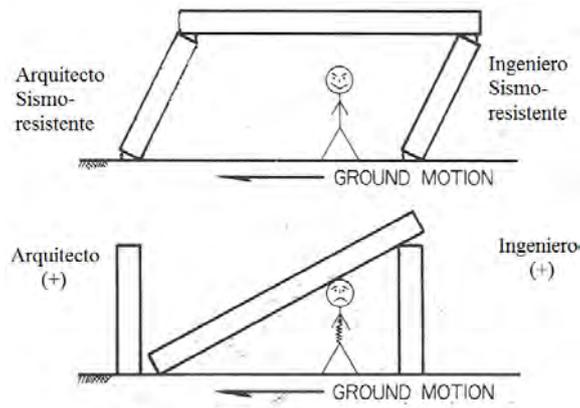


Figura 2: Construcción sismo-resistente

Fuente: Yépez, 2016

Cuando se tiene un sistema estructural basado en muros (con o sin vigas de acople) es importante que el índice de densidad de los muros, en cada dirección principal, alcance valores mínimos de 0.1%, es decir (Lafontaine, 2020):

$$Dm_x = \frac{\text{Área de muros nivel 1}_{\text{dirección } x}}{\text{Área total de losa sobre nivel 1}} > 0.1\%$$

$$Dm_y = \frac{\text{Área de muros nivel 1}_{\text{dirección } y}}{\text{Área total de losa sobre nivel 1}} > 0.1\%$$

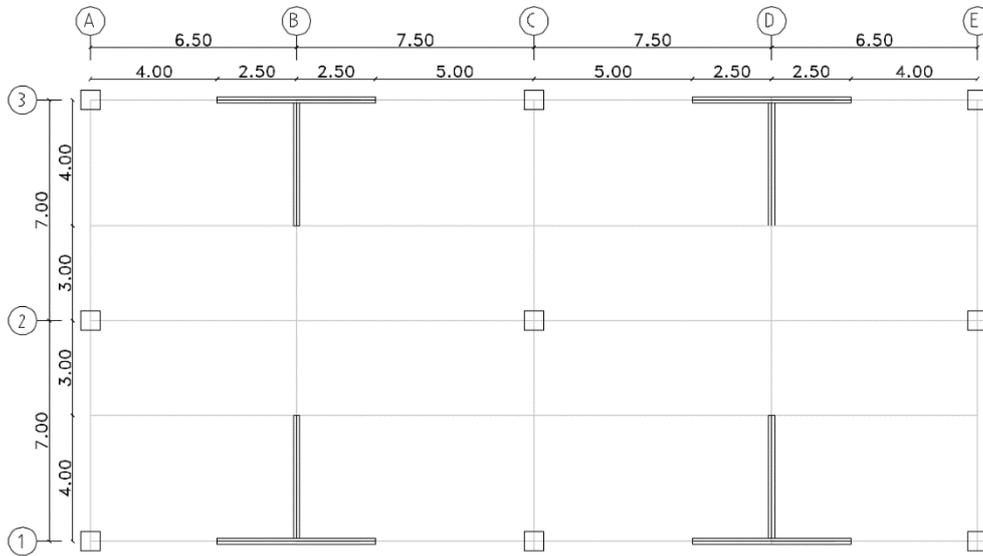
Es importante tener en cuenta que mientras mayor sea la densidad de muros en planta de un edificio, mayores aceleraciones de piso se puede tener ante un sismo severo. En el presente proyecto se revisará que las configuraciones en planta propuestas cumplan con el índice de densidad de muros.

### **Definición de la configuración en planta y elevación de las edificaciones**

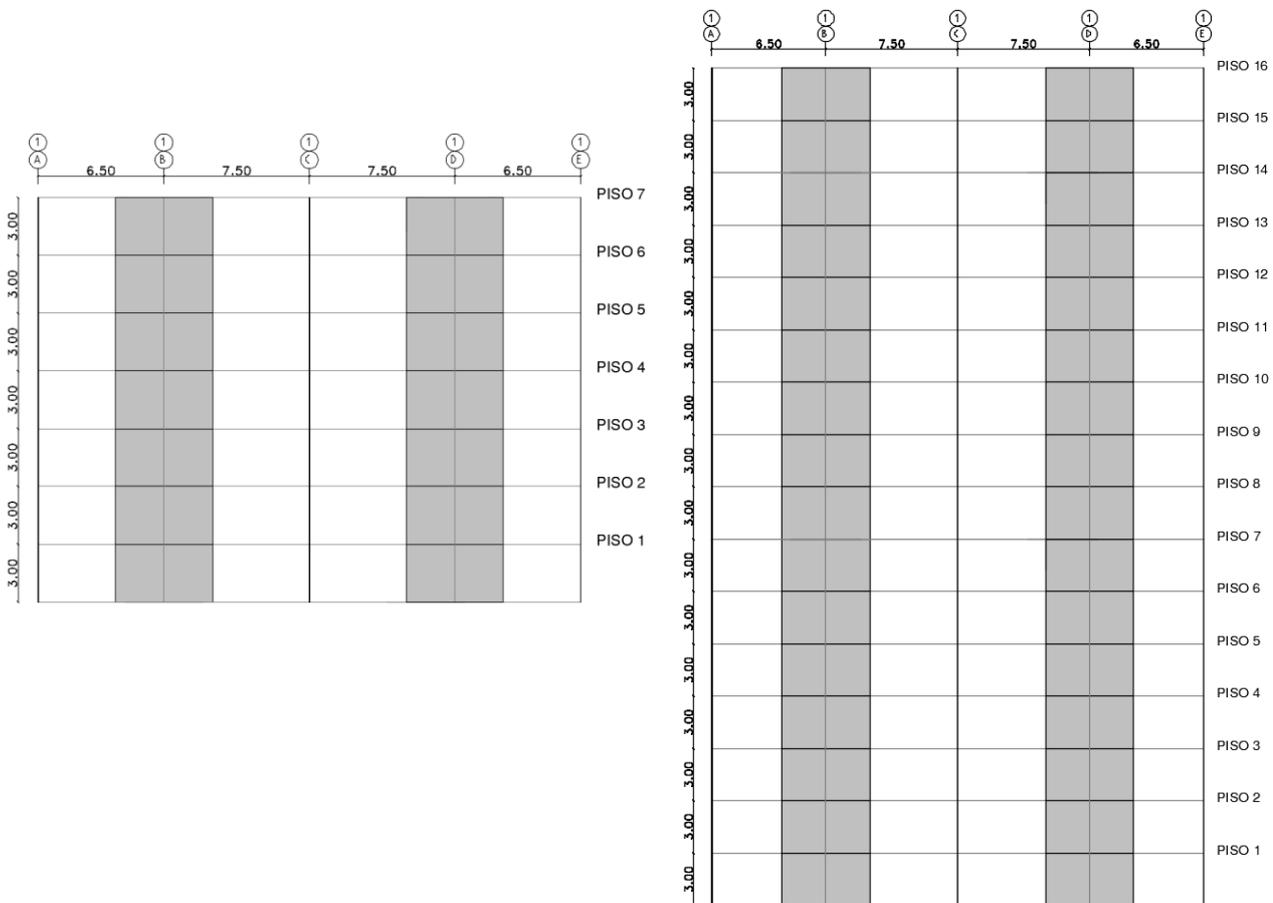
En base a lo expuesto anteriormente, se definen las configuraciones en planta y elevación que se usará para las edificaciones de 7 y 16 pisos, con y sin vigas de acople:

**Configuración en planta y elevación de edificaciones de 7 y 16 pisos sin vigas de acople:**

La configuración en planta que se muestra a continuación será para las edificaciones de 7 y 16 pisos:



**Figura 3: Configuración en planta de edificaciones de 7 y 16 pisos sin vigas de acople**



**Figura 4: Configuración en elevación de edificaciones de 7 y 16 pisos sin vigas de acople**

Como se puede apreciar en la Figura 3 y en la Figura 4, se tienen edificaciones de 7 y 16 pisos, con una altura de entrepiso de 3.00 metros, lo cual totaliza una altura total de 21 y 48 metros respectivamente. Tienen una configuración en planta y elevación regular y su uso será para oficinas. Tienen muros en forma de T, que no están unidos mediante vigas de acople. Existen columnas gravitacionales de hormigón armado, que no forman pórticos. La losa es postensada maciza de 20 centímetros de espesor.

Una vez definida la configuración en planta de las edificaciones, se procede a verificar la densidad de muros en cada dirección principal:

Edificación de 7 pisos sin vigas de acople:

**Tabla 1: Densidad de muros para edificación de 7 pisos, sin vigas de acople**

longitud muros X	20	m
espesor muros X	0.3	m
Área (X)	6	m <sup>2</sup>
longitud muros (Y)	16	m
espesor muro (Y)	0.4	m
Área (Y)	6.4	m <sup>2</sup>
Numero pisos	7	
Long en (X) de edificio =	28	m
Long en (Y) de edificio =	14	m
Área total losa sobre nivel 1	2744	m <sup>2</sup>
<b>Dmx =</b>	<b>0.00219</b>	<b>0.219</b> %
<b>Dmy=</b>	<b>0.00233</b>	<b>0.233</b> %

Edificación de 16 pisos sin vigas de acople:

**Tabla 2: Densidad de muros para edificación de 16 pisos, sin vigas de acople**

longitud muros X	20	m
espesor muros X	0.4	m
Área (X)	8	m <sup>2</sup>
longitud muros (Y)	16	m
espesor muro (Y)	0.5	m
Área (Y)	8	m <sup>2</sup>

Numero pisos	16	
Long en (X) de edificio =	28	m
Long en (Y) de edificio =	14	m

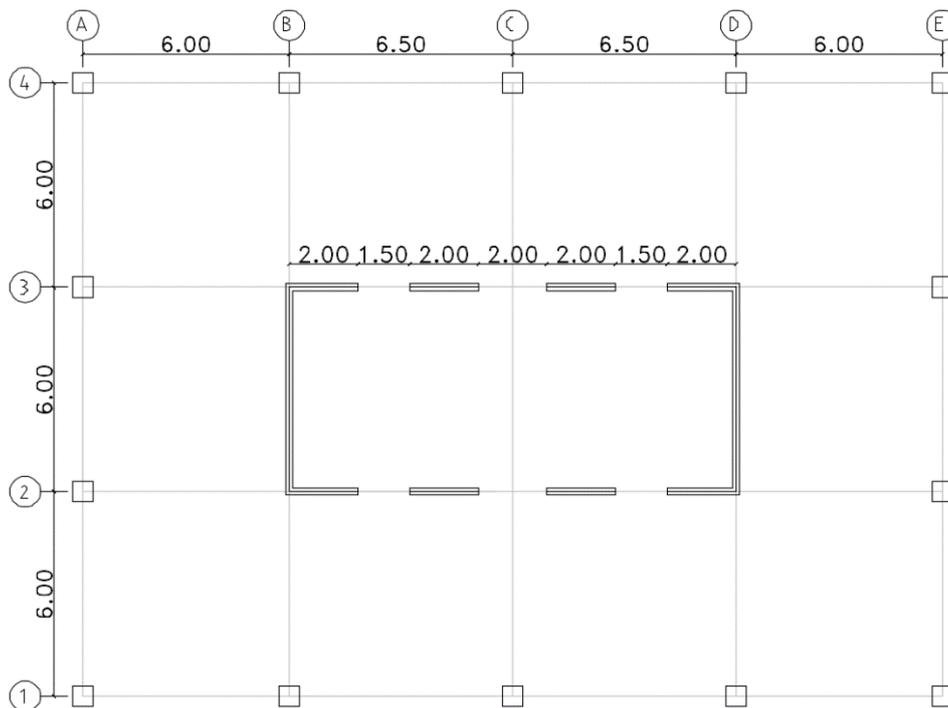
Área total losa sobre nivel 1	6272	m <sup>2</sup>
-------------------------------	------	----------------

<b>Dmx =</b>	<b>0.00128</b>	<b>0.128</b>	<b>%</b>
<b>Dmy=</b>	<b>0.00128</b>	<b>0.128</b>	<b>%</b>

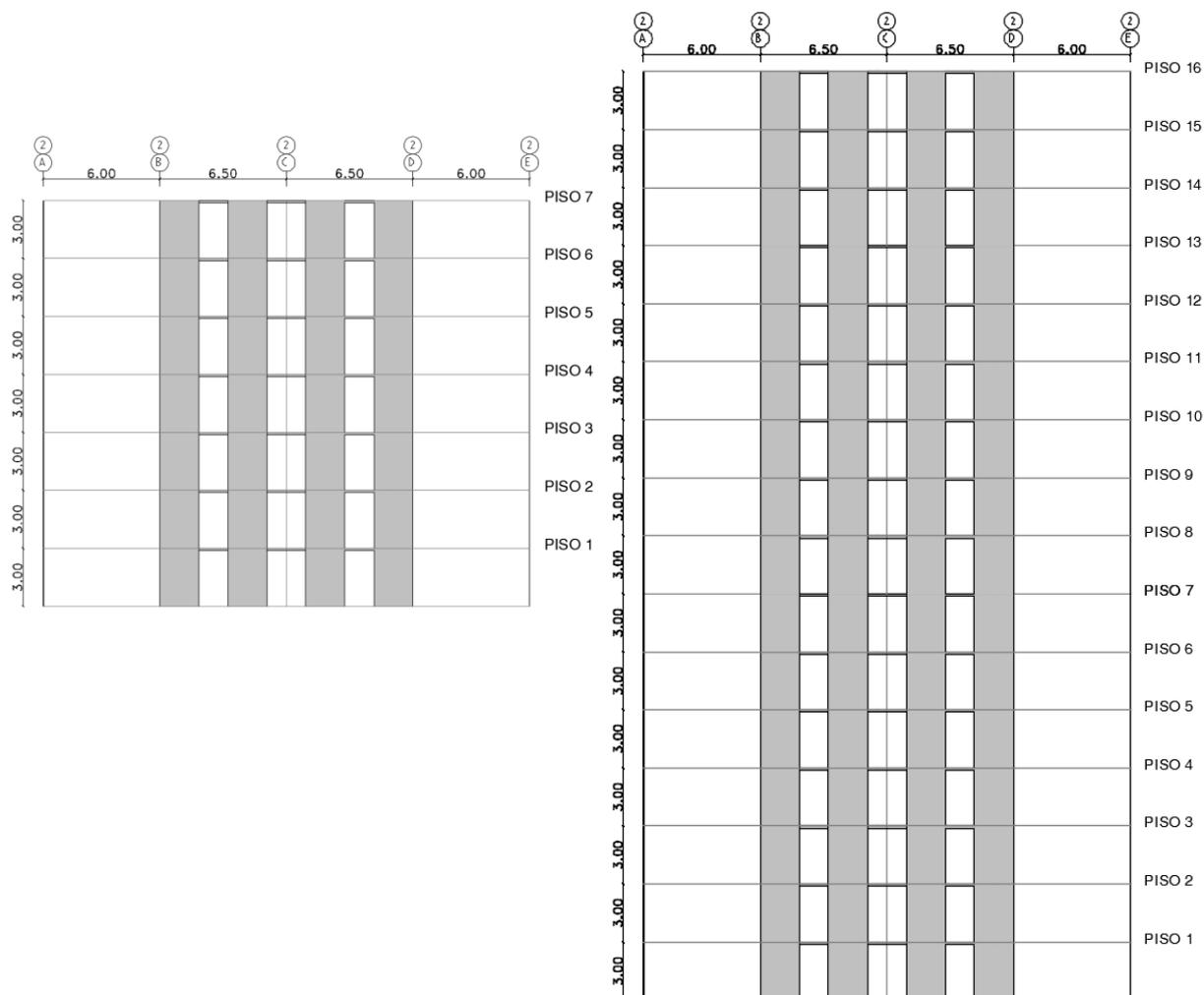
Para iniciar con el modelo de cada edificación, se comenzará con los espesores indicados y se los verificará y definirá más adelante, al obtener las derivas de piso y al diseñar cada muro por capacidad.

### Configuración en planta y elevación de edificaciones de 7 y 16 pisos con vigas de acople:

La configuración en planta que se muestra será para la edificación de 7 y 16 pisos



**Figura 5: Configuración en planta de edificaciones de 7 y 16 pisos con vigas de acople**



**Figura 6: Configuración en elevación de edificaciones de 7 y 16 pisos con vigas de acople**

Como se puede apreciar en la Figura 5 y en la Figura 6, se tiene edificaciones de 7 y 16 pisos, con una altura de entrepiso de 3.00 metros, lo cual totaliza una altura total de 21 y 48 metros respectivamente. Tiene una configuración en planta y elevación regular y su uso será para oficinas. Tiene muros que conforman un núcleo principal que en la dirección X están acoplados con vigas de acople y en la dirección Y actúan como no acoplados. En el borde existen columnas gravitacionales que no forman pórticos. La losa es postensada maciza de 20 centímetros de espesor.

Las vigas de acople, así como los espesores de los muros en las dos direcciones principales se los definirá más adelante.

Una vez definida la configuración en planta de las edificaciones, se procede a verificar la densidad de muros en cada dirección principal:

Edificación de 7 pisos con vigas de acople:

Tabla 3: Densidad de muros para edificación de 7 pisos, con vigas de acople

Longitud muros X	16	m
Espesor muros X	0.3	m
Área (X)	4.8	m <sup>2</sup>

longitud muros (Y)	12	m
espesor muro (Y)	0.4	m
Área (Y)	4.8	m <sup>2</sup>

Número pisos	7	
Long en (X) de edificio =	25	m
Long en (Y) de edificio =	18	m

Área total losa sobre nivel 1	3150	m <sup>2</sup>
-------------------------------	------	----------------

<b>Dmx =</b>	<b>0.001524</b>	<b>0.152</b>	%
<b>Dmy=</b>	<b>0.001524</b>	<b>0.152</b>	%

Edificación de 16 pisos con vigas de acople:

Tabla 4: Densidad de muros para edificación de 16 pisos, con vigas de acople

Longitud muros X	16	m
Espesor muros X	0.5	m
Área (X)	8	m <sup>2</sup>

longitud muros (Y)	12	m
espesor muro (Y)	0.6	m
Área (Y)	7.2	m <sup>2</sup>

Número pisos	16	
Long en (X) de edificio =	25	m
Long en (Y) de edificio =	18	m

Área total losa sobre nivel 1	7200	m <sup>2</sup>
-------------------------------	------	----------------

<b>Dmx =</b>	<b>0.001111</b>	<b>0.111</b>	%
<b>Dmy=</b>	<b>0.001</b>	<b>0.100</b>	%

Para iniciar con el modelo de cada edificación, se comenzará con los espesores indicados y se los verificará y definirá más adelante, al obtener las derivas de piso y al diseñar cada muro por capacidad.

### 3.1 Tipos de daños en edificaciones

Cuando una estructura se somete a acciones sísmicas severas, puede sufrir tres tipos de daño: Daño estructural, daño en componentes no estructurales y daños en contenidos. A continuación, se revisará brevemente cada uno de estos tipos de daño:

- **Daño estructural:** cuando una edificación está conformada por muros estructurales, una de las principales causas de daño es una deriva de techo excesiva, la cual crea esfuerzos no deseados en muros, principalmente de la planta baja. Otra causante son las derivas de piso, que principalmente afectan a estructuras con pórticos. Además, se debe tener en cuenta la interacción entre elementos estructurales y no estructurales los cuales pueden, de igual manera causar inconvenientes graves.

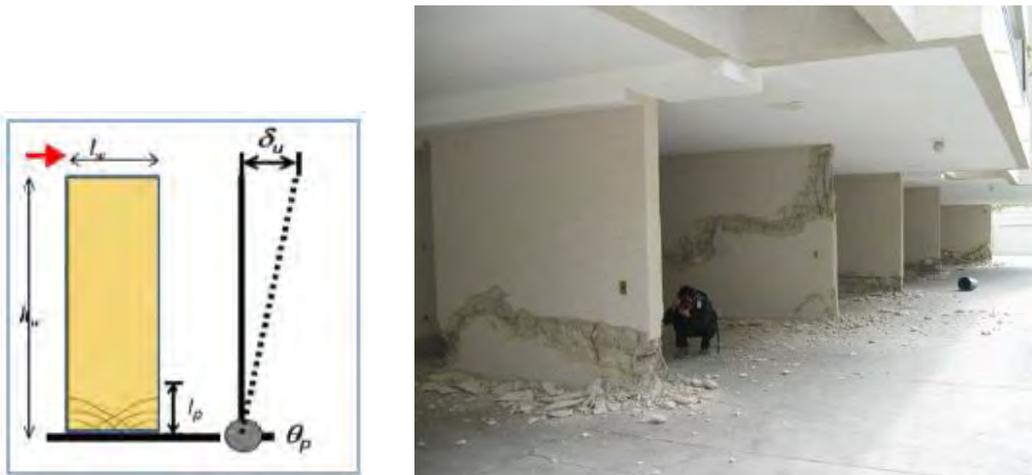


Figura 7: Daño estructural en edificación con muros estructurales

Fuente: Lafontaine, 2020.

- **Daño en componentes no estructurales:** los daños en componentes no estructurales se dan principalmente por deformaciones no controladas que se presenta en la estructura ante un sismo (derivas de piso).

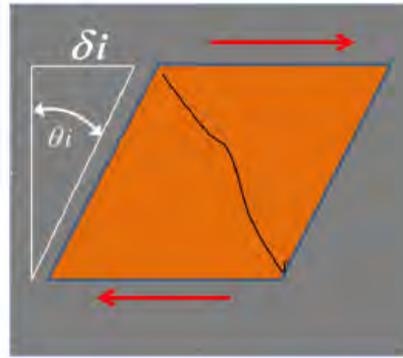


Figura 8: Daño en componentes no estructurales

Fuente: Lafontaine, 2020.

- **Daño en contenidos:** causado principalmente por las aceleraciones de piso que se presentan en un sismo. Pueden llegar a ocasionar grandes pérdidas económicas e incluso vidas de sus ocupantes.



Figura 9: Daños en contenidos

Fuente: López, 2020.

Es importante tener en cuenta que tratar de disminuir las deformaciones es determinante para controlar daños y por ende la resiliencia en una edificación (Lafontaine, 2020.).

La relación entre la máxima deriva de piso ( $\delta_i/h_i$ ) y la máxima deriva de techo ( $\delta_u/H_o$ ) depende del tipo de sistema de carga lateral utilizado. Estudios basados en modelos inelásticos de registros de Chile, indican que la relación entre la máxima deriva de entrepiso y la máxima deriva de techo estará entre 1.2 y 2 para estructuras con muros estructurales (Lagos, 2012).

$$1.2 \leq \left(\frac{\delta_i}{h_i}\right) / \left(\frac{\delta_u}{H_o}\right) \leq 2$$

Queda claro que la deriva de piso y la deriva de techo se relacionan, y se puede tener menores derivas de piso, controlando o bajando la deriva de techo. Además, la deriva de techo es un indicador de daño en la estructura.

Un indicador de rigidez de la edificación es la relación entre la altura total y el periodo ( $H_o/T$ ). El periodo puede cambiar por variación de la masa o rigidez de la estructura; se recomienda que el peso sísmico (y por ende la masa) este entre 0.9 a 1.2 tonf/m<sup>2</sup> (Lafontaine, 2020). El parámetro  $H/T$  es altamente dependiente del sistema estructural de cargas laterales. Para edificaciones con muros estructurales se recomienda  $H/T > 20$  (Lafontaine, 2020).

## **4. REQUISITOS SISMO RESISTENTES DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015 Y COMPARACIÓN CON LA NORMA ASCE 7-16**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, en sus capítulos NEC-SE-DS (Peligro sísmico) y NEC-SE-HS (Hormigón armado), indica las recomendaciones y especificaciones para que una estructura se la considere sísmo resistente.

### **4.1 Filosofía de diseño**

La filosofía de diseño de la NEC 2015 permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sísmo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

Como se mencionó antes, los requisitos mínimos de diseño para estructuras de ocupación normal, busca cumplir con los siguientes objetivos:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes (NEC-SE-DS, 2015).

### **4.2 Amenaza sísmica**

Representa la acción sísmica, usualmente mediante un espectro elástico de pseudo aceleraciones, o pueden ser también registros de aceleración.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, se tiene seis zonas sísmicas, caracterizadas por valor del factor de zona Z. En el siguiente grafico se puede ver el sitio donde se ubicarán las edificaciones propuestas y el factor de zona Z que tendrían:

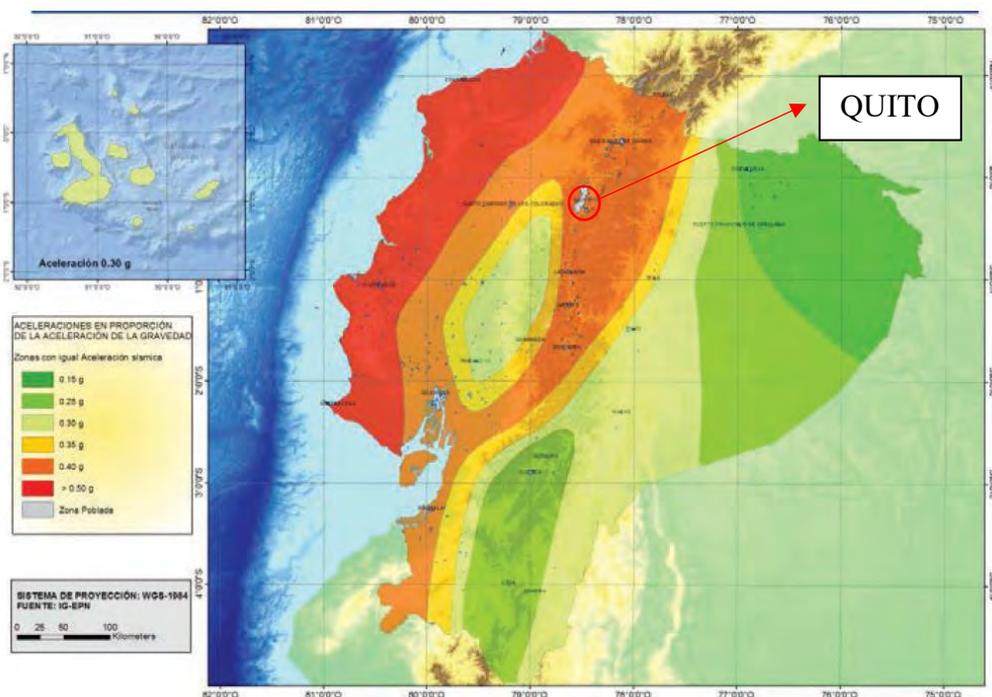


Figura 10: Zonificación sísmica del Ecuador (NEC 2015)

Este mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años). Entonces, según su ubicación las estructuras tomarían un factor de aceleración en roca  $Z=0.4g$ .

Tabla 5: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Según la ubicación de las estructuras en análisis, se encuentra en una zona sísmica V, con un factor de zona  $Z=0.4g$  y con una caracterización de peligro sísmico alto.

### 4.3 Tipo de suelo

La NEC 2015, en el capítulo de peligro sísmico considera los siguientes tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico:

**Tabla 6: Clasificación de los perfiles de suelo NEC 2015**

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Las estructuras en análisis se consideran que se encuentran sobre un suelo de tipo D, el cual presenta los siguientes coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ , que posteriormente se utilizarán para conformar el espectro de diseño.

Coeficiente  $F_a$  (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto):

**Tabla 7: Tipo de suelo y factores de sitio Fa**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> . Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

Coefficiente Fd (amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca):

**Tabla 8: Tipos de suelo y factores de sitio Fd**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> . Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Coefficiente Fs (comportamiento no lineal de los suelos):

**Tabla 9: Tipo de suelo y factores de sitio Fs**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> . Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

También se tienen los siguientes factores que dependen del sitio donde se encuentran la estructuras y el tipo de suelo:

Factor  $\eta$  el cual es la razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=1$  seg) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado), que varía dependiendo de la región del Ecuador. Como las edificaciones se encuentran en la provincia de Pichincha perteneciente a la sierra, tomará un valor de 2.48.

Tabla 10: Factor  $n$

Provincias de	$n$
Costa (excepto Esmeraldas)	1.8
Sierra, Esmeraldas, Galápagos	2.48
Oriente	2.6

También se tiene el factor  $r$ , usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

Tabla 11: Factor  $r$

Suelo tipo:	$r$
A	1
B	1
C	1
D	1
E	1.5

Con todos los factores mencionados anteriormente, se puede elaborar el espectro elástico de diseño que se presenta en la NEC 2015:

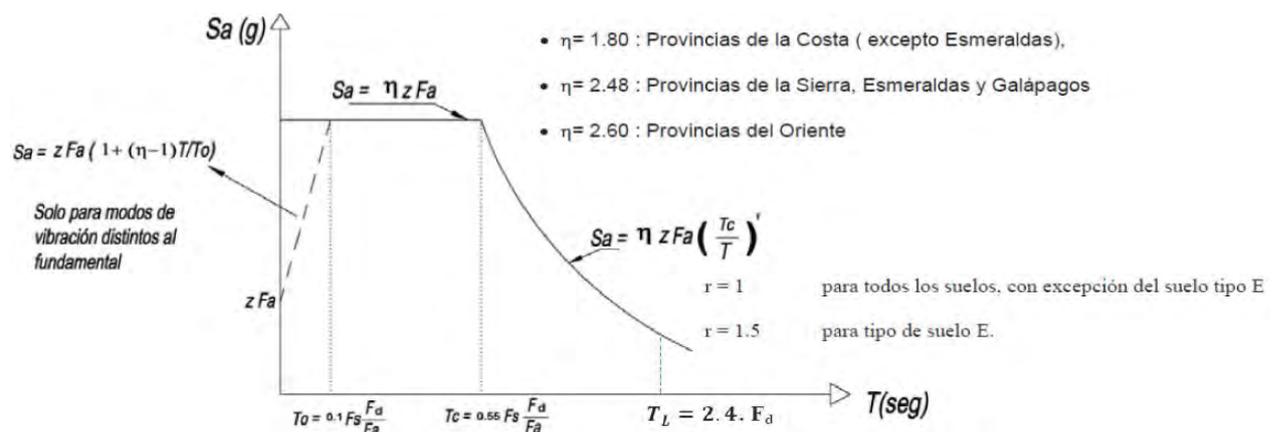


Figura 11: Espectro elástico de diseño NEC 2015

Fuente: NEC 2015

Se tiene:

**Tabla 12: Resumen de factores para el desarrollo del espectro elástico de diseño**

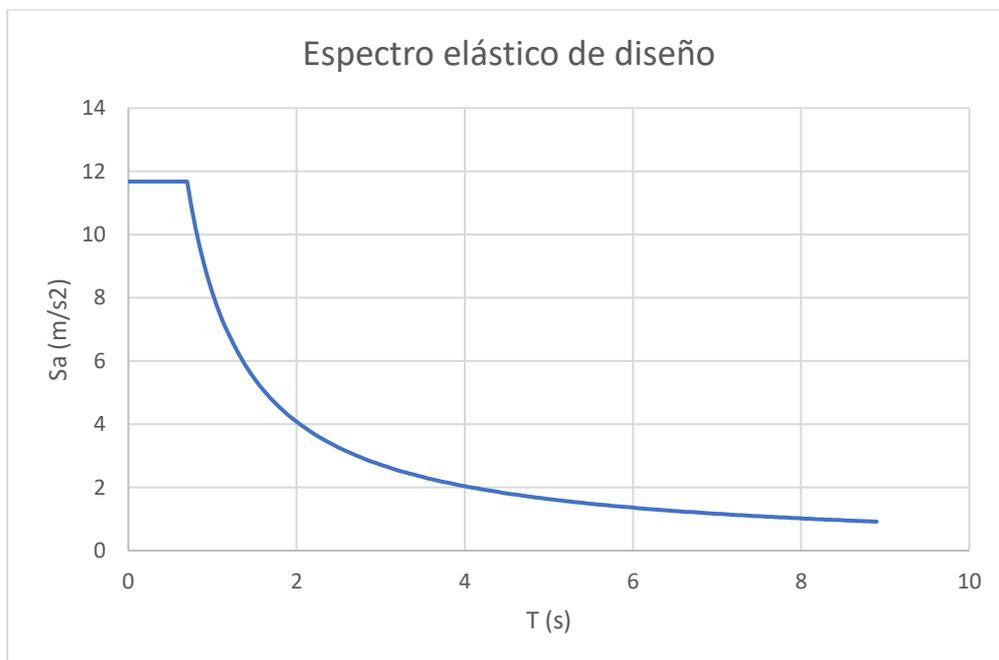
<b>Z=</b>	0.4
<b>Suelo=</b>	D
<b>Fa=</b>	1.2
<b>Fd=</b>	1.19
<b>Fs=</b>	1.28
<b>n=</b>	2.48
<b>r=</b>	1

$$T_o = 0.1F_s \frac{F_d}{F_a} \quad ; \quad T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a} \quad ; \quad T_L = 2.4 F_d$$

**Tabla 13: Periodos del espectro elástico de diseño para suelo tipo D, zona sísmica V**

To=	0.127	seg
Tc=	0.698	seg
TL=	2.856	seg

Con todos estos valores y factores, se obtiene el espectro elástico de diseño:



**Figura 12: Espectro elástico de diseño, suelo D, Z=0.4, según NEC 2015**

Es importante tener en cuenta que la amenaza sísmica siempre es local y no corresponde obtenerla de otra norma.

#### 4.4 Métodos de análisis y diseño sísmico

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 presenta 2 métodos de análisis y diseño sísmico:

- Diseño basado en fuerzas
- Diseño basado en desplazamiento

A continuación, se detallará cada uno de estos de diseño y se los irá comparando con lo expuesto por la Norma ASCE 7-16.

##### 4.4.1 Diseño basado en fuerzas

El diseño basado en fuerzas se divide en el método estático (ELF) y análisis modal espectral.

##### Método estático

Por cada dirección se obtiene un cortante basal (fuerza horizontal) y se distribuye en altura.

Válido para estructuras pequeñas y regulares, pero fija el cortante mínimo.

El cortante basal estático se lo calcula de la siguiente manera:

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

A continuación, se analizará cada uno de estos factores que intervienen en el cálculo del cortante basal estático:

##### **Coefficiente de importancia I**

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

La NEC 15, presenta la siguiente tabla para determinar el coeficiente I, según el tipo de uso, destino e importancia, colocando tres categorías:

**Tabla 14: Coeficiente de importancia I, NEC 2015**

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Para las edificaciones propuestas para el presente trabajo se utilizará un factor de importancia  $I = 1.0$ .

Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7-16

La Norma de los Estados Unidos ASCE 7-16, presenta una tabla parecida a la de la NEC 15, donde muestra 4 categorías de riesgo de edificaciones, y dependiendo de esa categorización propone un coeficiente de importancia como se muestra a continuación:

**Tabla 15: Coeficiente de importancia I, ASCE 7-16**

**Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads**

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released <sup>a</sup>	
Buildings and other structures designated as essential facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released <sup>a</sup>	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

**Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads**

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, $I_s$	Ice Importance Factor—Thickness, $I_t$	Ice Importance Factor—Wind, $I_w$	Seismic Importance Factor, $I_e$
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Note: The component importance factor,  $I_p$ , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it depends on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

## Peso sísmico de la estructura, W

### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

En la NEC 2015 indica que la carga sísmica  $W$ , representa la carga reactiva por sismo, e independiente del método de análisis se usará:

$$W = D$$

Donde  $D$  es la carga muerta total de la estructura. Para casos especiales como bodegas y lugares de almacenaje,  $W = D + 0.25L_i$ .

Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7-16

La Norma ASCE 7-16, en el apartado 12.7.2, especifica de manera similar a la NEC 15, incluyendo algunas excepciones como se muestra a continuación:

**Tabla 16: Peso sísmico de la estructura, W, ASCE 7-16**

**12.7.2 Effective Seismic Weight.** The effective seismic weight,  $W$ , of a structure shall include the dead load, as defined in Section 3.1, above the base and other loads above the base as listed below:

1. In areas used for storage, a minimum of 25% of the floor live load shall be included.

**EXCEPTIONS:**

- a. Where the inclusion of storage loads adds no more than 5% to the effective seismic weight at that level, it need not be included in the effective seismic weight.
  - b. Floor live load in public garages and open parking structures need not be included.
2. Where provision for partitions is required by Section 4.3.2 in the floor load design, the actual partition weight or a minimum weight of 10 psf (0.48 kN/m<sup>2</sup>) of floor area, whichever is greater.
  3. Total operating weight of permanent equipment.
  4. Where the flat roof snow load,  $P_f$ , exceeds 30 psf (1.44 kN/m<sup>2</sup>), 20% of the uniform design snow load, regardless of actual roof slope.
  5. Weight of landscaping and other materials at roof gardens and similar areas.

## Periodo fundamental en la dirección de análisis

### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

La NEC 2015 presenta dos métodos para calcular el periodo fundamental de la estructura  $T_d$ :

#### *Método 1*

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde,  $C_t$  es el coeficiente que depende del tipo de edificio,  $h_n$  es la altura máxima de la estructura de  $n$  pisos, medida desde la base de la edificación, en metros. Los valores de  $C_t$  y  $\alpha$  vienen dados en la siguiente tabla:

Tabla 17: Periodo fundamental de manera aproximada, NEC 2015

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

### Método 2

El método 2 indica que el período fundamental  $T_a$  puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado.

Es importante recalcar que el valor de  $T_a$  calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de  $T_a$  calculado con el Método 1.

### Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7-16

La Norma ASCE 7-16 presenta un método muy similar al presentado en la NEC 2015 (método 1) para calcular de manera aproximada el periodo fundamental de la estructura:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Donde  $h_n$  es la altura de la estructura y los coeficiente  $C_t$  y  $x$ , son determinados en la siguiente tabla:

**Tabla 18: Parámetros  $C_t$  y  $x$  para encontrar el periodo fundamental de manera aproximada, ASCE 7-16**

**Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters  $C_t$  and  $x$**

Structure Type	$C_t$	$x$
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) <sup>a</sup>	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) <sup>a</sup>	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) <sup>a</sup>	0.75

<sup>a</sup>Metric equivalents are shown in parentheses.

## Factor de reducción de demanda sísmica, R

### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

La Norma NEC-SE-DS indica que el factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como: tipo de estructura, tipo de suelo, período de vibración considerado, factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

La NEC-SE-DS presenta dos grupos estructurales: sistemas estructurales dúctiles y sistemas estructurales de ductilidad limitada, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente. Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas:

Tabla 19: factores de reducción de resistencia sísmica R, NEC 2015

Sistemas Estructurales Dúctiles	R	Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
<b>Sistemas Duales</b>		<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8	Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>		<b>Muros estructurales portantes</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7	Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>		Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8	Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8	Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8		
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>			
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5		
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5		

Para el presente trabajo, se utilizará un factor de reducción de resistencia sísmica  $R = 5$ , por ser un sistema de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.

*Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7-16*

La Norma ASCE 7-16 presenta una tabla de factores de reducción de resistencia mucho más completa, donde se puede encontrar los diferentes tipos de sistemas estructurales. A continuación, se presenta un fragmento de la tabla:

Tabla 20: factores de reducción de resistencia sísmica R, ASCE 7-16

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R <sup>a</sup>	Overstrength Factor, Ω <sub>s</sub> <sup>b</sup>	Deflection Amplification Factor, C <sub>d</sub> <sup>c</sup>	Structural System Limitations Including Structural Height, h <sub>s</sub> (ft) Limits <sup>d</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
<b>A. BEARING WALL SYSTEMS</b>									
1. Special reinforced concrete shear walls <sup>g,h</sup>	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls <sup>g</sup>	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 <sup>i</sup>	40 <sup>i</sup>	40 <sup>i</sup>
6. Ordinary precast shear walls <sup>g</sup>	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2½	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
<b>B. BUILDING FRAME SYSTEMS</b>									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	2	3¼	NL	NL	35 <sup>i</sup>	35 <sup>i</sup>	NP <sup>j</sup>
4. Special reinforced concrete shear walls <sup>g,h</sup>	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls <sup>g</sup>	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls <sup>g</sup>	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40 <sup>i</sup>	40 <sup>i</sup>	40 <sup>i</sup>
9. Ordinary precast shear walls <sup>g</sup>	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP

## Coefficientes de irregularidad en planta y elevación

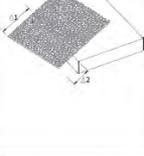
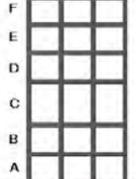
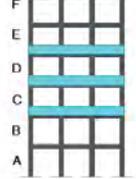
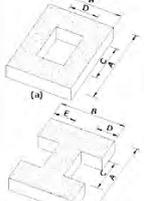
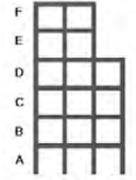
### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Las diferentes tablas de valores de los coeficientes de configuración estructural en planta y elevación que muestran los códigos de construcción describen los diversos tipos de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación.

Sin embargo, La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación (NEC-SE-DS, 2015).

A continuación, se muestra las irregularidades en planta y elevación que penaliza la NEC 2015:

**Tabla 21: Irregularidades en planta y elevación, NEC 2015**

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_n=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math>                  Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>		<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_n=0.9</math>                  Rigidez <math>K_n &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_o</math>  <math>Rigidez = 0.80 \frac{(K_o + E_n + K_o)}{3}</math>                  La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_n=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math>                  La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>		<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_n=0.9</math>  <math>m_o &gt; 1.50 m_k</math> ó  <math>m_o &gt; 1.50 m_c</math>                  La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_n=0.9</math>                  a) <math>CxD &gt; 0.5AxB</math>                  b) <math>[CxD + CxE] &gt; 0.5AxB</math>                  La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>		<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_n=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math>                  La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_n=0.9</math>                  La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>			

Las edificaciones propuestas para este trabajo no presentan ningún tipo de irregularidades en planta y elevación por lo que los coeficientes serán igual a 1.

Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7-

16

La Norma ASCE 7-16, presenta una descripción de las irregularidades en planta y elevación que se deben evitar:

Tabla 22: Irregularidades en planta y elevación, ASCE 7-16

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Torsional Irregularity:</b> Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_T = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4	D, E, and F
		12.7.3	B, C, D, E, and F
		12.8.4.3	C, D, E, and F
		12.12.1	C, D, E, and F
		Table 12.6-1 16.3.4	D, E, and F B, C, D, E, and F
1b.	<b>Extreme Torsional Irregularity:</b> Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_T = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.1	E and F
		12.3.3.4	D
		12.3.4.2	D
		12.7.3	B, C, and D
		12.8.4.3	C and D
		12.12.1	C and D
Table 12.6-1 16.3.4	D B, C, and D		
2.	<b>Reentrant Corner Irregularity:</b> Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.3.3.4	D, E, and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
3.	<b>Diaphragm Discontinuity Irregularity:</b> Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	12.3.3.4	D, E, and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
4.	<b>Out-of-Plane Offset Irregularity:</b> Out-of-plane offset irregularity is defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.	12.3.3.3	B, C, D, E, and F
		12.3.3.4	D, E, and F
		12.7.3	B, C, D, E, and F
		Table 12.6-1 16.3.4	D, E, and F B, C, D, E, and F
5.	<b>Nonparallel System Irregularity:</b> Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	12.5.3	C, D, E, and F
		12.7.3	B, C, D, E, and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
		16.3.4	B, C, D, E, and F

Table 12.3-2 Vertical Structural Irregularities

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Stiffness-Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.	Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	<b>Stiffness-Extreme Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.	12.3.3.1	E and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
2.	<b>Weight (Mass) Irregularity:</b> Weight (mass) irregularity is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	Table 12.6-1	D, E, and F
3.	<b>Vertical Geometric Irregularity:</b> Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.	Table 12.6-1	D, E, and F
4.	<b>In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity:</b> In-plane discontinuity in vertical lateral force-resisting element irregularity is defined to exist where there is an in-plane offset of a vertical seismic force-resisting element resulting in overturning demands on supporting structural elements.	12.3.3.3	B, C, D, E, and F
		12.3.3.4	D, E, and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
5a.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 80% of that in the story above. The story lateral strength is the total lateral strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1	E and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
5b.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Extreme Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-extreme weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 65% of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1	D, E, and F
		12.3.3.2	B and C
		Table 12.6-1	D, E, and F

***Método modal espectral***

Se obtiene respuesta máxima por cada modo y las respuestas máximas se combinan por algún método estadístico, por ejemplo, el método CQC (por sus siglas en inglés Complete Quadratic Combination)

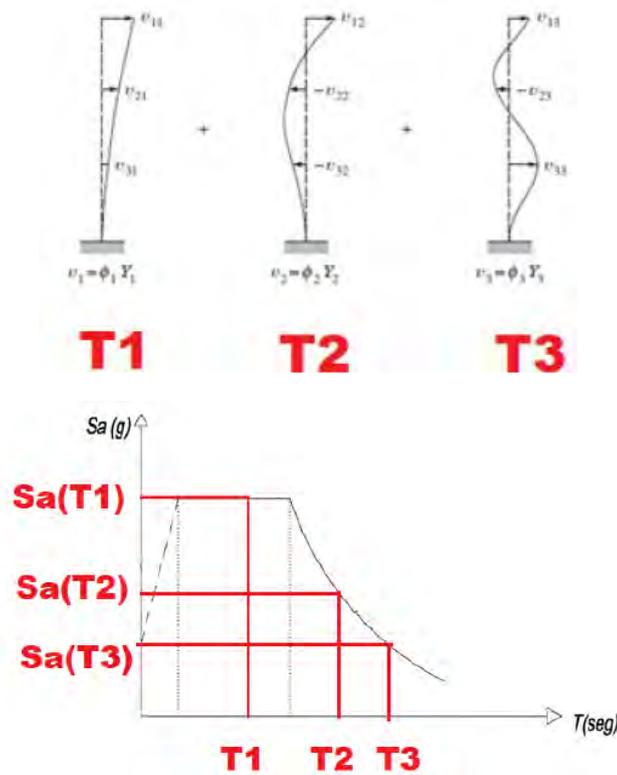


Figura 13: Respuesta máxima por cada modo de vibración

Fuente: Lafontaine, 2020.

Se aplican los mismos factores  $R$ ,  $I$ ,  $\phi_p$ ,  $\phi_e$  que el método estático. El Corte basal debe ser una fracción del obtenido mediante el método estático: 80% si la estructura es regular y 85% si la estructura es irregular; de otro modo, se amplifican las fuerzas hasta cumplir con el cortante mínimo (Lafontaine, 2020)

#### 4.4.2 Diseño basado en desplazamiento

La NEC 2015 indica que el Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) parte de un desplazamiento objetivo (desplazamiento de diseño), que es función del desempeño (o nivel de

daño) deseado en la estructura (Seguridad de vida) y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño.

El DBD puede ser utilizado para el diseño sismo resistente de estructuras regulares o con poca irregularidad: edificios aporticados de hormigón armado o acero y edificios con muros estructurales (NEC-SE-DS, 2015).

El DBD es un método que utiliza una estructura equivalente de un grado de libertad (para sistema elástico equivalente). Se basa en el hecho de que es el primer modo de vibración el que genera mayores demandas y desarrolla rótulas plásticas. La demanda generada por los otros modos de vibración es considerada a través de factores de amplificación dinámica en el diseño de las secciones y elementos protegidos, es decir, aquellos en los que no deben formarse rótulas plásticas (NEC-SE-DS, 2015).

#### 4.5 Límites de deriva

##### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

La NEC 2015 indica que la deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde  $\Delta_M$  es la deriva máxima inelástica,  $\Delta_E$  es el desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas y  $R$  es el factor de reducción de resistencia.

Las deformaciones ( $\Delta_E$ ) que presentan los programas de análisis estructuras, se las debe multiplicar por 0.75 y por el coeficiente de reducción de resistencia sísmica  $R$ , para encontrar la deriva inelástica  $\Delta_M$ .

Esta deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  no debe exceder los límites expuestos en la siguiente tabla:

Tabla 23: Límites de deriva, NEC 2015

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Para el presente trabajo se utilizará y verificará el límite del 2%, que corresponde a estructuras de hormigón armado, la cual se evalúa para sismo de diseño (periodo de retorno de 475 años).

Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7-16

La Norma ASCE 7-16 indica que la deriva de piso se calcula mediante:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Las deformaciones ( $\delta_{xe}$ ) elásticas, se las debe multiplicar por  $C_d/I_e$ , para encontrar la deriva de piso  $\delta_x$ . El factor  $C_d$  depende del sistema estructural.

El límite de deriva que presenta el ASCE 7-16 se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 24: Límites de deriva, ASCE 7-16

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{sx}$ <sup>c</sup>	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Masonry cantilever shear wall structures <sup>d</sup>	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

<sup>a</sup> $h_{sx}$  is the story height below level x.

<sup>b</sup>For seismic force-resisting systems solely comprising moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.

<sup>c</sup>There shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.

<sup>d</sup>Structures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support that are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

Se puede observar que el límite de deriva para estructuras de hormigón armado y número de pisos mayor a 4 es 2.0%, la cual se evalúa para un sismo de diseño obtenido como 2/3 del denominado MCER, donde MCER es similar a un periodo de retorno de 2475 años, aunque incluye también principios relacionados con el riesgo sísmico aceptable. (Lafontaine, 2020.)

#### 4.6 Índice de estabilidad

##### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

El índice de estabilidad es un factor que se calcula por piso por medio de la siguiente expresión:

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

Donde  $Q_i$  es el índice de estabilidad del piso  $i$ ,  $P_i$  es la suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva del piso  $i$  y de todos los pisos localizados sobre el piso  $i$ ,  $\Delta_i$  es la deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso,  $V_i$  es el cortante sísmico del piso  $i$ , y, por último,  $h_i$  es la altura del piso  $i$  considerado.

Se puede observar que el índice de estabilidad  $Q_i$  es la relación entre el momento de segundo orden ( $P_i \Delta_i$ ) y momento de primer orden ( $V_i h_i$ ).

La NEC especifica que el índice de estabilidad tiene que ser menor o igual a 0.3, de otro modo, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse. Además, indica que cuando  $Q_i < 0.1$ , los efectos  $P - \Delta$  no necesitan ser considerados. Cuando  $0.1 < Q_i < 0.3$ , para considerar el efecto  $P - \Delta$ , en la dirección bajo estudio se determina un factor de mayoración:

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

Este factor de mayoración  $f_{P-\Delta}$ , se debe multiplicar por las derivas de piso calculadas ( $\Delta_{Ei}$ ), las fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales.

*Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7-*

16

La Norma ASCE 7-16 muestra la siguiente expresión para el cálculo del coeficiente de estabilidad:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Donde:

$P_x$  es la carga de diseño vertical total del piso x y sobre el piso x

$\Delta$  es la deriva de piso de diseño

$I_e$  es el factor de importancia

$V_x$  es el cortante sísmico que actúa entre los niveles x y x-1

$h_{sx}$  es la altura de piso por debajo del nivel x

$C_d$  es el factor de amplificación que depende del sistema estructural.

De igual manera indica que los efectos  $P - \Delta$  no necesitan ser considerados si  $\theta \leq 0.1$ .

También especifica que el coeficiente de estabilidad ( $\theta$ ) no debe exceder el coeficiente de estabilidad máximo ( $\theta_{m\acute{a}x}$ ) determinado por:

$$\theta_{m\acute{a}x} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

Donde  $\beta$  es la relación entre la demanda de corte y la capacidad de corte para el piso entre los niveles x y x - 1. Se permite que esta relación sea conservadoramente tomada como 1.0.

#### 4.7 Modelado estructural: Inercias agrietadas

##### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

La NEC 2015 indica que en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de inercias agrietadas de los elementos estructurales:

- $0.5 I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- $0.8 I_g$  para columnas.
- $0.6 I_g$  para muros estructurales (para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación; para estructuras con subsuelos, se aplicarán en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo. En ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro. Para el resto de los pisos, la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

##### Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7-16

En el apartado 12.7.3 de la Norma ASCE 7-16 indica que el modelo debe incluir la rigidez y resistencia de elementos que son importantes para la distribución de fuerzas y deformaciones en la estructura y representan la distribución espacial de masa y rigidez en toda la estructura. Además, el modelo deberá cumplir con lo siguiente:

- Las propiedades de rigidez de los elementos de hormigón y mampostería consideren los efectos de las secciones agrietadas.
- Para los sistemas de marcos de momento de acero, consideren de las deformaciones de la zona del panel y su contribución a la deriva general del piso incluido.

##### Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-19

Los valores de inercias agrietadas en elementos estructurales se presentan en la siguiente tabla, los cuales difieren un poco con los presentados en la NEC:

Tabla 25: Inercias agrietadas, ACI 318-19

Table 6.6.3.1.1(a)—Moments of inertia and cross-sectional areas permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of inertia	Cross-sectional area for axial deformations	Cross-sectional area for shear deformations
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$		
	Cracked	$0.35I_g$		
Beams		$0.35I_g$		
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$		

Para el presente trabajo, se tomarán en cuenta los valores de inercias agrietadas expuestos en la NEC 2015.

#### 4.8 Cargas y Combinaciones de carga

Las cargas y combinaciones de carga que se usará en este trabajo son las especificadas en la NEC 2015 en su capítulo NEC-SE-CG.

Las combinaciones de carga son:

Tabla 26: Combinaciones de carga NEC 2015

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L<sub>T</sub>; S; R]

Combinación 3\*

1.2 D + 1.6 max[L<sub>T</sub>; S; R] + max[L; 0.5W]

Combinación 4\*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L<sub>T</sub>; S; R]

Combinación 5\*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

A continuación, se procede a definir la carga muerta adicional y la carga viva que se utilizará en cada uno de los edificios propuestos.

### **Carga muerta adicional asignada**

$$\text{Enlucido y Masillado} = 1m * 1m * 0.02m * 2200kg/m^3 = 44Kg/m^2$$

$$\text{Recubrimiento de piso (cerámica)} = 1m * 1m * 0.02 * 1800 Kg/m^2 = 18Kg/m^2$$

$$\text{Peso de mampostería} = 150Kg/m^2$$

$$\text{Cielo falso (Gypsum y accesorios)} = 10 Kg/m^2$$

$$\text{Instalaciones hidrosanitarias, eléctricas etc.} = 20 Kg/m^2$$

$$\text{Carga permanente adicional} = 242 Kg/m^2 \rightarrow 250 Kg/m^2.$$

### **Carga viva**

Las edificaciones de este proyecto estarán destinadas a oficinas por lo que la NEC recomienda:

**Tabla 27: Cargas vivas NEC 2015**

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
<b>Cubiertas</b>		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
<b>Edificios de oficinas</b>		
Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas	2.40	9.00
Corredores sobre el primer piso	4.00	9.00

Se usará una carga viva de 240 kg/m<sup>2</sup> (área de oficina) y 70 Kg/m<sup>2</sup> por ser una cubierta plana.

## 5. REQUISITOS DE HORMIGÓN ARMADO DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015

### 5.1 Propiedades mecánicas del hormigón

#### 5.1.1 Resistencia a la compresión, $f'c$

##### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

La Norma NEC-SE-HM señala que el valor mínimo de resistencia a la compresión para el hormigón normal es de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

##### Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-19

El Código ACI presenta la siguiente tabla para indicar la resistencia a la compresión mínima, donde muestra el  $f'c$  para diferentes elementos y tipos de estructura:

**Tabla 28: Resistencia a la compresión mínima, ACI 318-19**

Application	Minimum $f'_c$ , psi
General	2500
Foundations for structures assigned to SDC A, B, or C	2500
Foundations for Residential and Utility use and occupancy classification with stud bearing wall construction two stories or less assigned to SDC D, E, or F	2500
Foundations for structures assigned to SDC D, E, or F other than Residential and Utility use and occupancy classification with stud bearing wall construction two stories or less	3000
Special moment frames Special structural walls with Grade 60 or 80 reinforcement	3000
Special structural walls with Grade 100 reinforcement	5000
Precast-nonprestressed driven piles Drilled shafts	4000
Precast-prestressed driven piles	5000

#### 5.1.2 Módulo de elasticidad

##### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Los modelos elásticos de estructuras que se diseñan para acciones sísmicas, de acuerdo con los métodos de la NEC-SE-DS, el módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$  (GPa), será calculado para hormigones de densidad normal tal como sigue:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'c}$$

Donde  $E_c$  es el módulo de elasticidad del hormigón (GPa) y  $f'c$  es la resistencia a la compresión del hormigón (MPa).

Para este proyecto se utilizará una resistencia a la compresión del hormigón  $f'c = 240 \frac{kg}{cm^2}$  ó  $24 MPa$  para los edificios sin vigas de acople y un  $f'c = 400 \frac{kg}{cm^2}$  ó  $40 MPa$  para los edificios con vigas de acople. Los módulos de elasticidad serán:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{24} \quad (GPa)$$

$$E_c = 23.025 GPa \approx 23025.204 MPa$$

$$E_c = 4.7 * \sqrt{40} \quad (GPa)$$

$$E_c = 29.725 GPa \approx 29725.410 MPa$$

#### Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-19

El módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$ , para hormigones de peso normal se calcula como:

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'c} \quad (MPa)$$

El cual coincide con la Norma NEC.

### **5.1.3 Propiedades esperadas de los materiales**

#### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Se indica en esta norma que la resistencia a la compresión del hormigón esperada es de:

$$f'ce = 1.3f'c$$

También se mencionará la resistencia a la fluencia esperada del acero, la cual se la estima mediante:

$$f_{ye} = 1.1f_y$$

Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-19

Para mostrar las propiedades esperadas de los materiales, ACI presenta la siguiente tabla:

**Tabla 29: Propiedades esperadas de los materiales, ACI 318-19**

Material		Expected strength	
Concrete		$f_{ce}' = 1.3f_c'^{[1]}$	
Reinforcing steel		Expected yield strength, $f_{ye}$ , psi	Expected tensile strength, $f_{ue}$ , psi
A615	Grade 60	70,000	106,000
A706	Grade 60	69,000	95,000
	Grade 80	85,000	112,000

<sup>[1]</sup>Expected strength  $f_{ce}'$  is strength expected at approximately 1 year or longer.

Donde se puede ver que la resistencia a la compresión del hormigón es igual como lo recomienda la NEC, mientras que para el esfuerzo de fluencia del refuerzo de acero muestra un valor de 69000 psi; si se divide estos 69000 psi para los 60000 psi que es el esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) de un acero grado 60 A706 se tiene:

$$\frac{69000 \text{ psi}}{60000 \text{ psi}} = 1.15$$

Entonces:

$$f_{ye} = 1.15f_y$$

El cual difiere un poco con el que se recomienda en la NEC.

## 5.2 Capacidad a flexión en muros estructurales

La NEC en su capítulo NEC-SE-HM indica que la disminución de momento o de resistencia de momento en altura sea gradual, como muestra la Figura 14, para forzar que las rótulas plásticas se formen en la base de los muros.

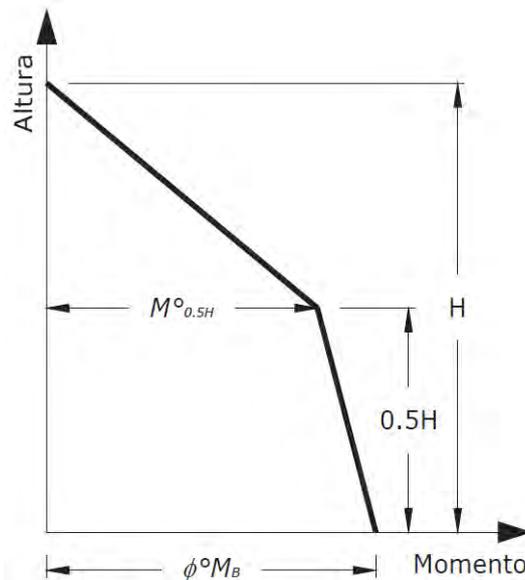


Figura 14: Capacidad a flexión requerida en muros estructurales

La capacidad de momento a media altura  $M_{0.5H}^o$  está definida por:

$$M_{0.5H}^o = C_{1,T} * \phi^o M_B$$

Donde  $\phi^o$  es el factor de sobre resistencia de las rótulas plásticas,  $\phi^o M_B$  es el momento en la base del muro, amplificado por el factor de sobre resistencia de las rótulas plásticas y  $C_{1,T}$  está definido por la siguiente ecuación:

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075T_i \left( \frac{\mu}{\phi^o} - 1 \right) \geq 0.4$$

Se tiene que  $T_i$  es el periodo de vibración fundamental de la estructura y  $\mu$  es la demanda de ductilidad.

### 5.3 Capacidad nominal a cortante de muros estructurales

La resistencia al corte se compone de: resistencia del hormigón y resistencia del acero:

$$V_n = A_{cv} \left( \alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y \right)$$

Donde  $\alpha_c$  es el coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia nominal a cortante del muro. Varía linealmente de 1/4 a 1/6 para  $h_w/l_w$  entre 1.5 y 2 ( $\alpha_c = 1/4$  para  $h_w/l_w \leq 1.5$ ;  $\alpha_c = 1/6$  para  $h_w/l_w \geq 2.0$ ). La altura del muro o del segmento de muro considerado, en milímetros viene dado por  $h_w$ , mientras que la longitud (en

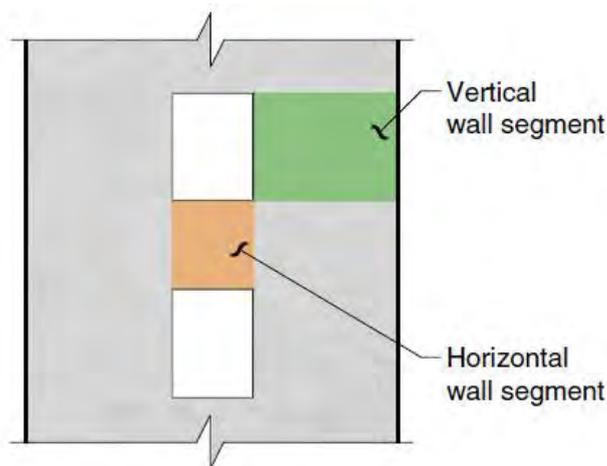
mm.) del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante es  $l_w$ . El área neta de la sección de hormigón que resiste el cortante ( $A_{cv}$ ) es el producto del espesor del alma multiplicado por la longitud de la sección ( $l_w$ ). La razón del área de refuerzo distribuido paralelo al plano de  $A_{cv}$ , respecto al área bruta de hormigón perpendicular a dicho refuerzo se define como  $\rho_n$ .

Los muros estructurales tienen un límite  $V_n$  de resistencia al corte, independiente de la cantidad de acero. La capacidad cortante no puede exceder:

$$2A_{cv}(f'c)^{0.5}/3$$

Donde,  $A_{cv}$  es la sección transversal total

Esto condiciona el dimensionado de espesores de los muros en la etapa temprana del proyecto. Adicionalmente, cuando se tiene muros con perforaciones, NEC-SE-HM indica que la resistencia nominal en cortante de los segmentos verticales del muro que comparten una fuerza lateral común es:



**Figura 15: Muros con perforaciones**

**Fuente: ACI 318-19**

$$V_n \leq 2A_{cv}(f'c)^{0.5}/3$$

De igual manera, la resistencia nominal en cortante individual de los segmentos verticales debe ser:

$$V_n \leq 5A_{cp}(f'c)^{0.5}/6$$

Donde,  $A_{cp}$  es la sección transversal del segmento considerado.

## 5.4 Cuantía de refuerzo

### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

La cuantía de refuerzo para muros estructurales de hormigón es tal que, tanto en el eje longitudinal  $\rho_v$ , como en el eje transversal  $\rho_n$  sea:

$$\rho_v \geq 0.0025$$

$$\rho_n \geq 0.0025$$

Además, se indica en la NEC-SE-HM que el espaciamiento máximo entre refuerzos es de 250 milímetros. El refuerzo requerido por fuerzas cortantes se debe distribuir uniformemente y se debe usar al menos doble malla de refuerzo en cualquier muro estructural de hormigón de más de 150 mm de espesor.

### Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-19

ACI 318-19 permite reducir la cuantía a  $\rho_{min} \geq 0.002$  si se puede demostrar que el cortante solicitante ( $V_u$ ) es menor que la mitad de la capacidad que tendría el hormigón ( $V_c$ ), es decir:  $V_u < 0.5V_c$ .

## 5.5 Diseño por capacidad y amplificación dinámica

### 5.5.1 Diseño por capacidad

Para entender el diseño por capacidad y la obtención del factor de sobre resistencia se tiene la siguiente figura:

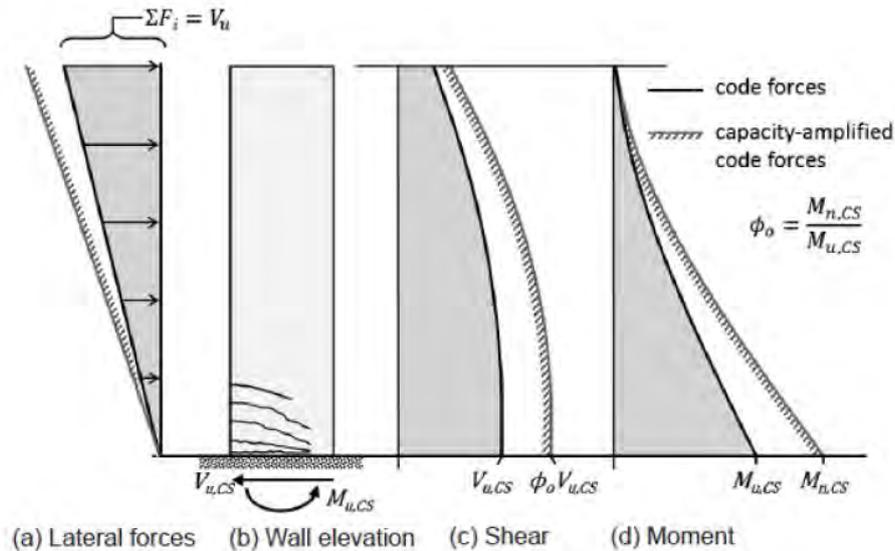


Figura 16: Diseño por capacidad

Fuente: Lafontaine, 2020.

Si se tiene una distribución de carga en el modelo (Figura 16 a), se obtiene los momentos del análisis ( $M_{u,CS}$ ). Si se le coloca más cantidad de acero, la resistencia sería la mostrada en línea entrecortada en la Figura 16. El sismo o esta fuerza lateral va a empujar a la edificación hasta que el muro fluya en la base, a medida que la resistencia a flexión real que tiene el muro ( $M_n$ ) sea mucho más grande que el momento último ( $M_u$ ) que se obtuvo del modelo y con el cual se obtiene la resistencia a flexión, indica que el corte que va a resistir el muro cuando se produzca la rótula ( $\phi_o V_{u,CS}$ ) va a ser más grande que el corte que se obtiene del modelo de análisis ( $V_u$ ), que está asociado al momento  $M_u$ . El factor de sobre resistencia se lo obtiene mediante:

$$\phi_o = \frac{M_{n,CS}}{M_{u,CS}}$$

### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

La NEC 2015 (NEC-SE-HM) indica que la resistencia cortante última provista a un muro estructural será igual o superior a la envolvente mostrada en la siguiente figura:

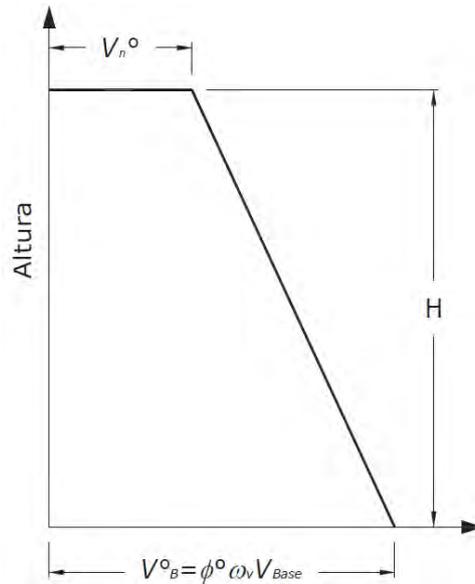


Figura 17: Cortante de diseño para muros estructurales

Fuente: NEC-SE-HM, 2015.

El factor de amplificación dinámica de corte  $\omega_v$  en la base del muro se obtiene por:

$$\omega_v = 1 + \frac{\mu}{\phi^o} C_{2,T}$$

Donde  $T_i$  es el periodo de vibración fundamental de la estructura y  $C_{2,T}$  se obtiene mediante:

$$C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15$$

La resistencia por cortante en la parte superior del muro no debe ser menor que:

$$V_n^o = (0.9 - 0.3T_i)V_B^o \geq 0.3V_B^o$$

El cortante en la base, obtenido del análisis ( $V_{base}$ ), debe ser multiplicado por un factor de sobre resistencia ( $\phi_o$ ) y por la amplificación dinámica ( $\omega_v$ ).

$$V_B^o = \phi_o \omega_v V_{base}$$

*Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-19*

El ACI 318-19 indica que la resistencia cortante última provista a un muro estructural será igual a:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$$

Donde,  $V_u$  es la fuerza cortante obtenida del análisis estructural,  $\omega_v$  es la amplificación dinámica por corte y  $\Omega_v$  es el factor de sobre resistencia definido en la siguiente tabla:

**Tabla 30: Factor de sobre resistencia  $\Omega_v$ , ACI 318-19**

Condition	$\Omega_v$	
$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$	Greater of	$M_{pr}/M_u$ <sup>[1]</sup>
		1.5 <sup>[2]</sup>
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

<sup>[1]</sup> For the load combination producing the largest value of  $\Omega_v$ .

<sup>[2]</sup> Unless a more detailed analysis demonstrated a smaller value, but not less than 1.0.

Se observa que en el peor de los casos se tendrá que amplificar 3 veces el cortante obtenido en base al análisis.

### 5.5.2 Amplificación dinámica:

La amplificación dinámica empieza a ser tomada en cuenta después de que se produce la plastificación ( $M_{n,CS}$ ) en el muro; el sismo en ese instante no se detiene y sigue tratando de imponer deformaciones; sin embargo, el muro ya no puede tomar más momento en la base ya que llegó a su capacidad máxima, es decir, se ha formado una rótula plástica. En ese instante, el primer modo de vibración desaparece, ya que éste es el que más excita a la base, y lo que sucede es que si antes la resultante de fuerzas  $V_{u,CS}$  estaba ubicada a una altura  $H_{eff}$  en el tercio superior del edificio (asociada a una distribución de fuerza triangular invertida aproximada), como se muestra en la Figura 18, el punto de aplicación de esta resultante comienza a descender por efecto de los modos superiores, que ahora cobran una importancia relativa en la respuesta mucho más grande, debido a que el primer modo ya no existe. Si baja el punto de aplicación de la fuerza de corte resultante ( $H_{eff}$ ), para equilibrar al momento, el corte puede seguir aumentando, manteniéndose el momento en la base constante. El descenso del punto de aplicación de la fuerza de corte resultante es lo que se conoce como factor de amplificación dinámica (Lafontaine, 2020)

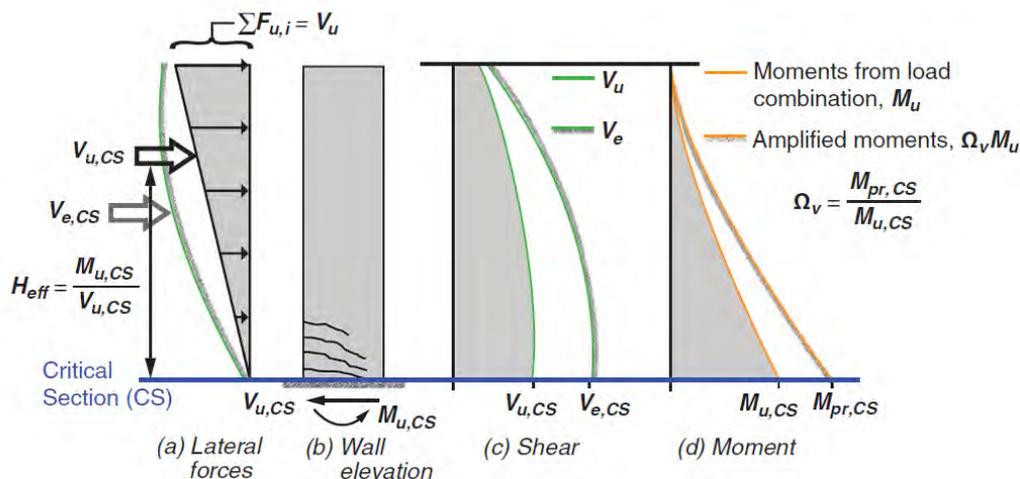


Figura 18: Amplificación dinámica

Fuente: ACI 318-19.

### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Como se indicó anteriormente, NEC-SE-HM indica que el factor de amplificación dinámica de corte ( $\omega_v$ ) se lo obtiene mediante:

$$\omega_v = 1 + \frac{\mu}{\phi_o} C_{2,T}$$

Donde, el periodo fundamental de la estructura es  $T_i$ , la demanda de ductilidad del muro definida por  $\mu$  y el factor  $C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15$ .

Uno de los principales inconvenientes observados en esta expresión de la NEC 2015 es que el valor de 1.15 se alcanza muy rápidamente (para edificios de periodos altos se llega fácilmente a ese valor). La Norma NEC menciona que la demanda de ductilidad, si se aplica el diseño basado en fuerzas, que es el que se usa normalmente en un diseño estructural, se la puede estimar como  $R/2$ ; el problema es que el factor  $R$  no únicamente se relaciona con demanda de ductilidad.

Para ilustrar lo antes mencionado se presenta un ejemplo donde se supone que un edificio alto tendrá un periodo en su dirección Y de  $T_y = 4.6 \text{ seg.}$ , y si el edificio dispone de una

estructuración con muros, de acuerdo con NEC 2015 se deberá optar por un  $R = 5$  y una demanda de ductilidad de  $\mu = 2.5$ . Se va a tratar de disminuir al máximo la sobre resistencia a flexión; imaginando un diseño muy eficiente se obtiene una sobre resistencia de 1.25 (que es muy difícil ya que solo el endurecimiento del acero ya genera una sobre resistencia de ese orden), implicaría una amplificación dinámica por corte de  $\omega_v = 3.3$  y una amplificación total ( $\omega_v * \phi_o$ ) de más de 4. Si se tienen sobre resistencias mayores y más reales, se tendría una amplificación total de 5; esto implicaría prácticamente diseñar con la demanda elástica de corte, que es bastante alta. Aplicar la amplificación dinámica como se indica en la NEC, para edificios altos resultará un proyecto técnicamente no factible y no solamente tendrá un costo alto, sino que se llegará a un círculo que será muy difícil que converja ya que se tendrá espesores de muro grandes, debido al corte alto; recalculando se obtendrán amplificaciones más grandes o muros con espesores más altos, siendo más rígidos y tomando más fuerza de corte. (Lafontaine, 2020)

*Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-19*

El Comité ACI 318 indica un cálculo diferente para la amplificación dinámica, sin utilizar el factor R o de la demanda de ductilidad como se indica en la NEC. ACI 318 dispone una expresión en función del número de pisos por encima de la sección crítica ( $n_s$ ), con la cual se pueden obtener valores un poco más reales (ACI 318-19).

Para muros con  $h_{wcs}/l_w < 2$ ,  $\omega_v$  debe tomarse como 1, de lo contrario se calculará mediante:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$$

Donde  $n_s$  no se lo tomará menor que  $0.007h_{wcs}$

## 5.6 Elementos de borde

Los elementos de borde son áreas de los muros ubicadas en los extremos de un muro, los cuales van a sufrir la mayor demanda de esfuerzos y que se requieren proteger. Si bien aumentan la resistencia global de un muro (en especial cuando presentan espesores mayores a los del alma del muro), no es la razón fundamental por la cual se los coloca. Los elementos de borde proporcionan confinamiento a los bordes de un muro para aumentar la capacidad de deformación inelástica, aumentando la ductilidad al prevenir el aplastamiento del hormigón y pandeo de armaduras.

Para muros estructurales especiales se deben confinar los bordes de los muros. Se debe controlar la compresión (si se tiene compresiones muy grandes se puede tener comportamientos muy frágiles, con una profundidad del eje neutro “ $c$ ” grande) y, por lo tanto, se debe controlar el espesor mínimo (para evitar el problema de un pandeo global del muro). En particular, se debe tener cuidado con muros asimétricos ya que tienden a aumentar la profundidad del eje neutro “ $c$ ”, por lo tanto, aumenta el acortamiento del hormigón en compresión.

Si se tienen controlados estos aspectos aquí mencionados, se podrá brindar capacidad de rotación inelástica, es decir ductilidad. (Lafontaine, 2020)

### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

La NEC-SE-HM indica que se necesita confinar elementos de borde cuando:

#### *Caso 1*

Aplica a muros que son continuos desde su base hasta la parte superior y que son diseñados para tener únicamente una sección crítica para flexión y carga axial. Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos de borde cuando el eje neutro  $c$  es mayor a  $c$  límite, es decir

cuando el acortamiento unitario del hormigón, asumiendo que toda la deformación de techo se consigue mediante una rotación plástica, genera un acortamiento mayor a 0.003.

Se debe calcular eje neutro “c” para la resistencia nominal a flexión (cuando la fibra extrema alcance deformaciones  $\varepsilon_c = 0.003$ ). El c límite viene dado por:

$$c \geq \frac{lw}{600 \left( \delta_u / h_w \right)}$$

donde:  $c$  es la distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro, calculada para la carga axial factorizada y el momento nominal, consistentes con el desplazamiento de diseño  $\delta_u$ , resultando en la mayor profundidad del eje neutro;  $lw$  es la longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante;  $\delta_u$  es el desplazamiento de diseño y  $h_w$  es la altura del muro o del segmento de muro considerado. Además, se indica que la demanda global de deformación debe ser mayor o igual a 0.007 ( $\delta_u / h_w \geq 0.007$ ).

*Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-19*

De manera similar, el código ACI 318-19 indica que los muros que son continuos desde su base hasta la parte superior y diseñados para tener únicamente una sección crítica para flexión y carga axial, se reforzarán las zonas de compresión con elementos especiales de borde cuando:

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c}$$

donde la demanda global de deformación debe ser mayor o igual a 0.005 ( $\delta_u / h_{wcs} \geq 0.005$ ).

Se debe tener en cuenta que el ACI 318 considera dos niveles de sismos: el sismo de diseño (DBE) que es para el cual se le da resistencia a la estructura, pero también el sismo máximo considerado (MCE) para el cual se tenga una baja probabilidad de colapso; el sismo máximo considerado (MCE) se define probabilísticamente con un periodo de retorno  $\approx 2475$  años. El

sismo de diseño se define como  $2/3$  MCE; por tanto, el sismo máximo es 1.5 el sismo de diseño; es por este motivo que se añade el valor de 1.5 a la fórmula antes descrita (Lafontaine, 2020). ACI 318 ocupa estos dos sismos para propósitos distintos: uno de menor intensidad (sismo de diseño DBE) para darle resistencia a la estructura y un sismo de mayor intensidad (sismo máximo MCE) para revisar el desempeño y capacidad de la estructura, con lo cual queda en evidencia que el desempeño no necesariamente depende de la resistencia que se le entrega a la estructura; basta con darle una resistencia a la edificación con un sismo menor pero se debe chequear el desempeño y capacidad de deformación de la estructura con un sismo de mayor intensidad. (Lafontaine, 2020)

### ***5.6.1 Largo de los elementos de borde***

#### *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*

NEC-SE-HM especifica que cuando se requieran elementos de borde, éstos se deben extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia mayor que  $c - 0.1lw$  y mayor que  $c/2$ , donde  $c$  es la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño.

#### *Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-19*

ACI 318-19 en su apartado 18.10.6.4 indica que cuando se requieran elementos de borde, se deben extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia mayor que  $c - 0.1lw$  y mayor que  $c/2$ , donde  $c$  es la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño.

Esta longitud de desplazamiento trae implícito que se tendrá una deformación de techo de al menos 1.5% que es alta. (Lafontaine, 2020)

### 5.6.2 Cuantía de confinamiento

#### Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

El refuerzo transversal en los elementos de borde debe cumplir con lo siguiente:

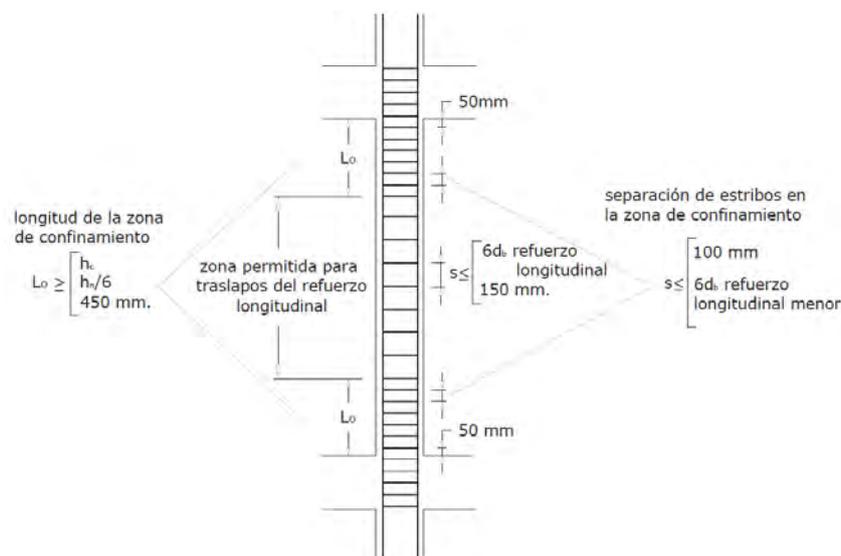


Figura 19: Refuerzo transversal (separación longitudinal de estribos), NEC 2015

El área del refuerzo en forma de estribos de confinamiento rectangulares no puede ser menor que ninguna de las siguientes:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Donde,  $A_{sh}$  es el área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separación  $s$  y perpendicular a la dimensión  $b_c$ , en mm<sup>2</sup>. El área bruta en milímetros cuadrados (mm<sup>2</sup>) está dada por  $A_g$ , el área de la conexión interior confinada en milímetros cuadrados (mm<sup>2</sup>) es  $A_{ch}$ , la separación (en milímetros) centro a centro entre estribos es  $s$  y  $b_c$  es la distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del estribo en milímetros (mm).

Además, se indica que el refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse hasta su base de soporte, al menos la longitud de desarrollo de la varilla longitudinal de mayor diámetro, a menos que el elemento de borde termine en un cimiento o losa de cimentación, en cuyo caso el elemento de borde debe extenderse 300 mm dentro del cimiento o losa de cimentación.

Para la separación de estribos, NEC-SE-HM especifica que más allá de la longitud  $L_o$ , el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento  $s$  medido centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm. También indica que la separación  $s$  máxima del refuerzo en espiral o entre estribos, no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 100 mm en  $L_o$ . En las regiones fuera de  $L_o$ , la separación  $s$  máxima del refuerzo en espiral o entre estribos, no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 200 mm. Por último, Cuando una dimensión del elemento sea 500 mm o superior se debe colocar varillas longitudinales con amarres suplementarios separados no más *de*  $x_i = 350mm$  en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento. Todo esto se lo puede ilustrar de mejor manera en la Figura 20

Ganchos suplementarios consecutivos que abrazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90° alternados en caras opuestas de la columna

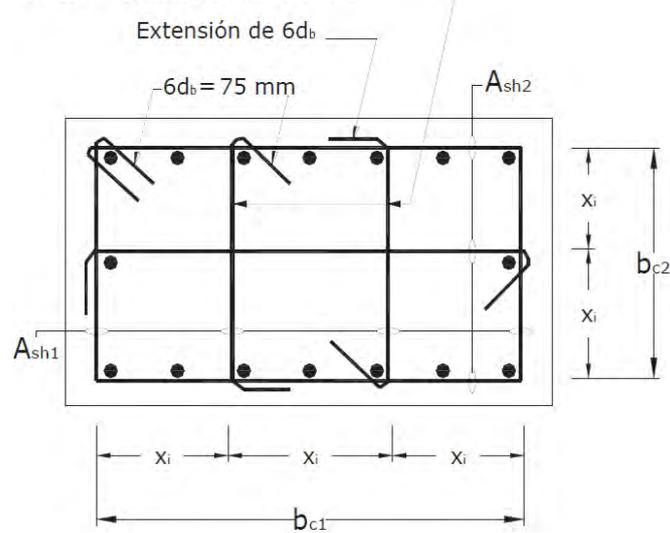


Figura 20: Separación de refuerzo transversal en elementos de borde, NEC 2015

Fuente: NEC 2015 (NEC-SE-HM)

Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-19

ACI 318-19 en su apartado 18.10.6.4 indica el refuerzo transversal en elementos de borde muy similar a la NEC y lo resume en la siguiente tabla

Tabla 31: Refuerzo transversal para elementos de borde, ACI 318-19

Transverse reinforcement	Applicable expressions		
$A_{sh}/sb_c$ for rectilinear hoop	Greater of	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	Greater of	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

De igual manera, se indica que el refuerzo transversal se dispondrá de modo que el espaciamiento  $hx$  entre barras longitudinales apoyadas lateralmente alrededor del perímetro

del elemento de borde no deberá exceder el menor de 14 pulgadas (350 mm) y dos tercios del espesor del elemento de borde.

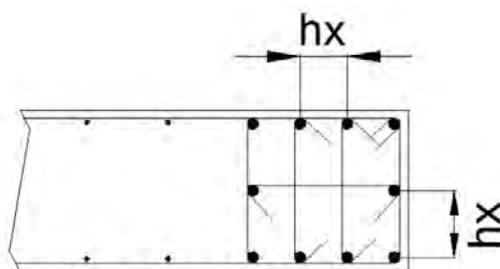


Figura 21: Separación de refuerzo transversal en elementos de borde, según ACI 318-19

Fuente: Lafontaine, 2020.

Para la separación longitudinal o en elevación del refuerzo transversal se tiene la tabla:

Tabla 32: Refuerzo transversal (separación longitudinal de estribos), ACI 318-19

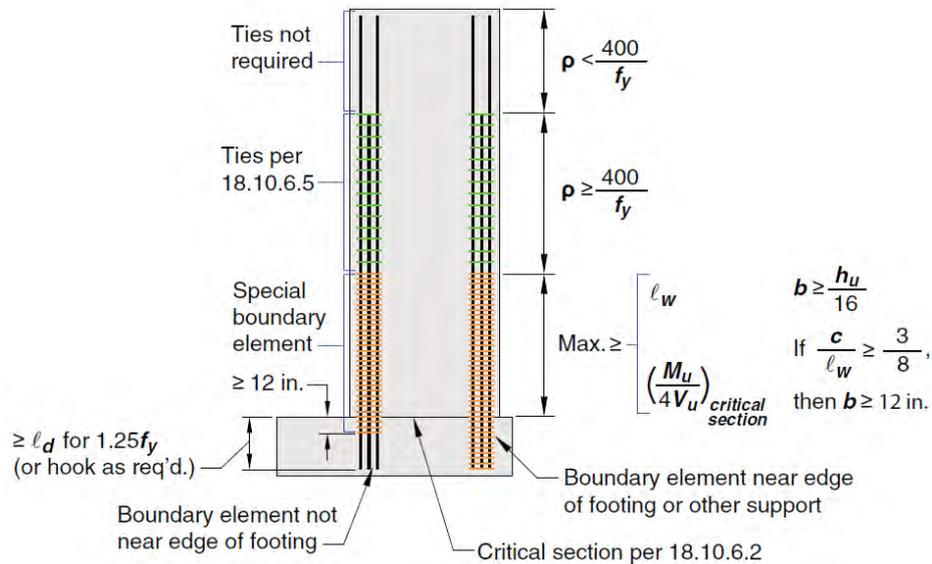
Grade of primary flexural reinforcing bar	Transverse reinforcement required	Maximum vertical spacing of transverse reinforcement <sup>[1]</sup>		
60	Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections <sup>[2]</sup>	Lesser of: <table border="1"> <tr><td><math>6d_b</math></td></tr> <tr><td>6 in.</td></tr> </table>	$6d_b$	6 in.
	$6d_b$			
6 in.				
Other locations	Lesser of: <table border="1"> <tr><td><math>8d_b</math></td></tr> <tr><td>8 in.</td></tr> </table>	$8d_b$	8 in.	
$8d_b$				
8 in.				
80	Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections <sup>[2]</sup>	Lesser of: <table border="1"> <tr><td><math>5d_b</math></td></tr> <tr><td>6 in.</td></tr> </table>	$5d_b$	6 in.
	$5d_b$			
6 in.				
Other locations	Lesser of: <table border="1"> <tr><td><math>6d_b</math></td></tr> <tr><td>6 in.</td></tr> </table>	$6d_b$	6 in.	
$6d_b$				
6 in.				
100	Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections <sup>[2]</sup>	Lesser of: <table border="1"> <tr><td><math>4d_b</math></td></tr> <tr><td>6 in.</td></tr> </table>	$4d_b$	6 in.
	$4d_b$			
6 in.				
Other locations	Lesser of: <table border="1"> <tr><td><math>6d_b</math></td></tr> <tr><td>6 in.</td></tr> </table>	$6d_b$	6 in.	
$6d_b$				
6 in.				

<sup>[1]</sup>In this table,  $d_b$  is the diameter of the smallest primary flexural reinforcing bar.

<sup>[2]</sup>Critical sections are defined as locations where yielding of longitudinal reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements.

Donde se puede observar que la separación longitudinal del refuerzo transversal depende del diámetro menor de varilla longitudinal que conforma el elemento de borde y del grado de acero que se esté usando, donde el más común en el país es el grado 60 ( $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ). Esta separación de los estribos se la revisa también fuera de la sección crítica como se muestra en la Tabla 32.

Al cumplir con esta separación longitudinal de los estribos se evita el pandeo de las varillas longitudinales cuando el elemento y la edificación están bajo las acciones de un sismo. ACI 318-19, presenta figuras de resumen de refuerzo de elementos de borde en muros estructurales.



**Figura 22:** Muro con  $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$  y diseñados para tener únicamente una sección crítica para flexión y carga axial.

En la Figura 22 se puede ver la sección crítica del muro y también los elementos de borde especiales donde se aprecia las separaciones máximas del refuerzo transversal, cuantía de confinamiento, etc. Se muestra también elementos de borde ordinarios (de ser el caso), donde su refuerzo transversal tiene mayor separación. Por último, en la parte superior muestra el muro sin elementos de borde.

También se puede observar, que el espesor mínimo para impedir una estabilidad global del muro debe ser  $b \geq \frac{h_u}{16}$ , siendo  $h_u$  el largo no arriostrado del muro (altura de entrepiso o muros no arriostrados por losas donde  $h_u$  puede ser mayor ).

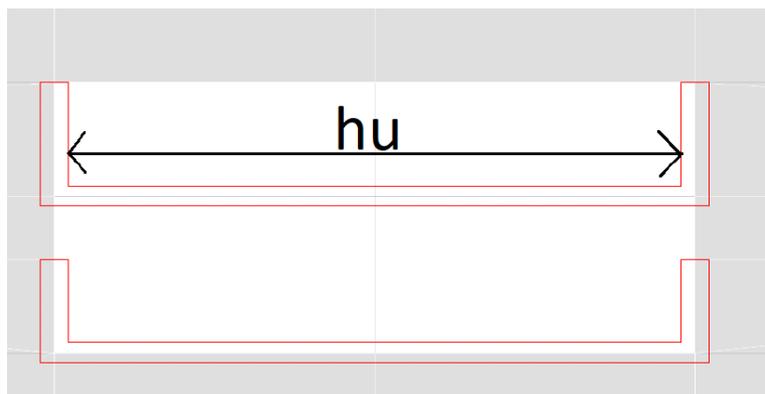


Figura 23: Muro no arriostrado por losa, donde  $h_u$  puede ser mayor

La Figura 24 muestra el estribo perimetral del elemento de borde con vinchas o ganchos suplementarios y ganchos distribuidos en la pantalla del muro.

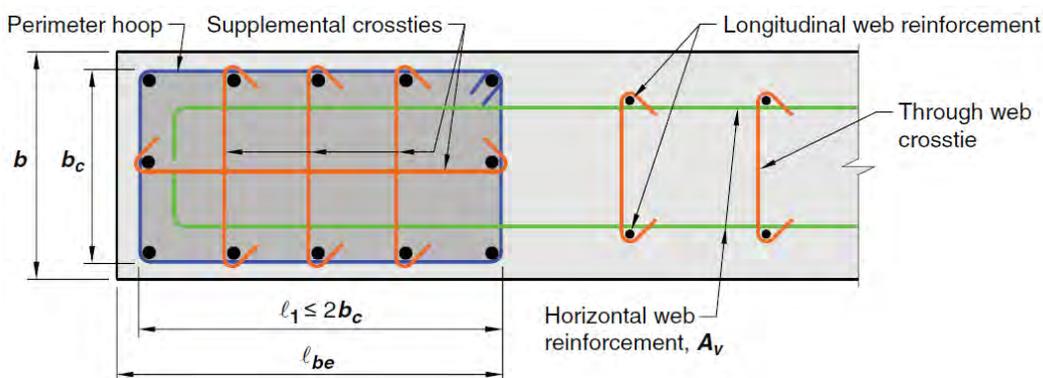


Figura 24: Estribo perimetral del elemento de borde con binchas o ganchos suplementarios y ganchos distribuidos en la pantalla del muro, ACI 318-19

## 5.7 Vigas de acople

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 menciona que estos elementos deben ser diseñados según el código ACI 318.

*Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-19*

### *Vigas de acople armadas con diagonales*

La resistencia al corte que entregan las diagonales está dada por:

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin\alpha \leq 10\sqrt{f'c} A_{cw}$$

Son dos paquetes de diagonales;  $A_{vd}$  es el área de cada paquete de diagonales;  $f_y$  es la fluencia del acero, y finalmente, el ángulo  $\alpha$  y todos los elementos que componen la fórmula se pueden observar en la siguiente gráfica:

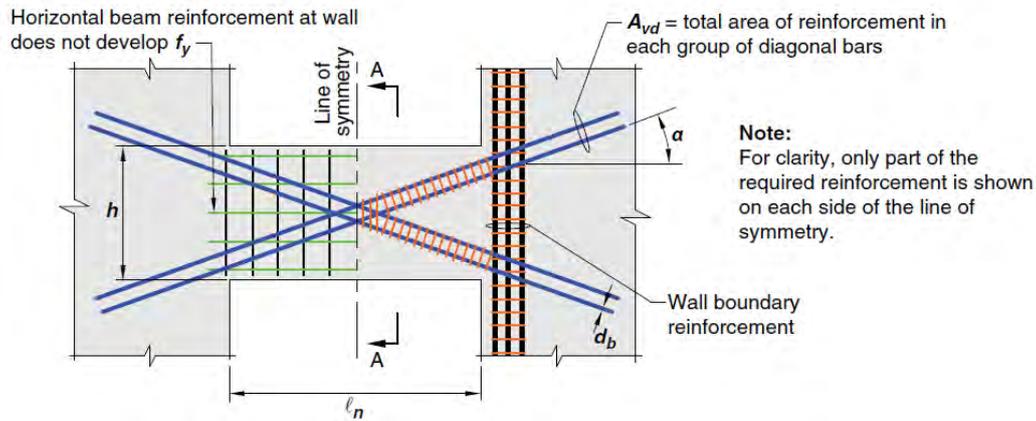


Figura 25: Viga de acople armada con diagonales, ACI 318-19

En estas vigas de acople, las diagonales resisten tanto la flexión como el corte, por lo que no es necesario colocar una armadura longitudinal para tomar el momento. La función de la armadura longitudinal que se coloca es que permita colocar el refuerzo transversal de la viga y no darle resistencia a flexión extra (Lafontaine, 2020).

Antes, el código ACI pedía confinar las diagonales individualmente, lo cual es bastante complicado constructivamente. Ahora presenta una alternativa, la cual en lugar de confinar cada diagonal (Figura 25, lado derecho), se puede confinar la viga completa como se muestra en la Figura 25 en el lado izquierdo y a continuación un corte:

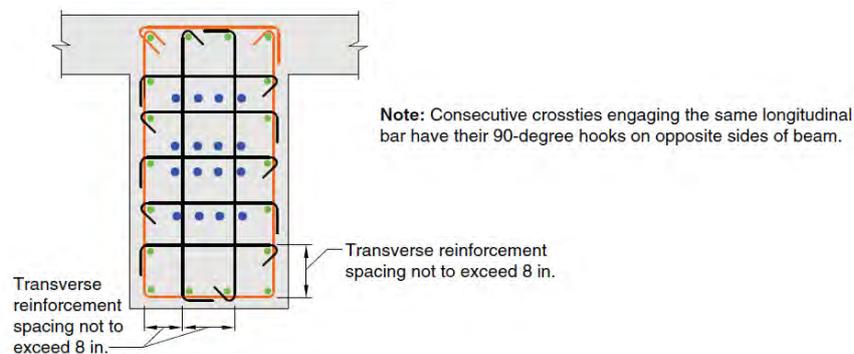


Figura 26: Alternativa de confinamiento de viga de acople completa, ACI 318-19

## 6. ANÁLISIS NO LINEAL

Para analizar el cumplimiento de los objetivos de un análisis basado en desempeño, necesariamente se debe utilizar un análisis no lineal. Normalmente, las propiedades no lineales de los miembros estructurales se cuantifican con una curva de capacidad (envolvente del comportamiento cíclico) extensamente calibrada con información experimental. (Terán, 2020)

Si se espera un comportamiento inelástico, es natural usar modelos no lineales. Por ejemplo, la no linealidad del hormigón parte tempranamente con la fisuración. Cuando se hace análisis no lineal, las normativas separan los tipos de acciones en aquellas controladas por deformación y las controladas por fuerzas. Un elemento puede tener una acción controlada por deformación (dúctiles) y otra controlada por fuerza (frágiles). Las acciones controladas por fuerza, es decir las frágiles, no requieren ser modeladas inelásticamente ya que se diseñarán para que el elemento permanezca elástico (se puede modelar lineal-elástico). (Lafontaine, 2020)

A continuación, se muestran ejemplos de acciones controladas por fuerza y por deformación:

Acciones controladas por fuerza: Corte en los muros, corte en vigas de hormigón armado tradicionales, compresión en columnas de gravedad, flexión en vigas de transferencia, corte en diafragmas de transferencia.

Acciones controladas por deformación (se tienen que modelar de manera no lineal): Flexión en vigas de pórticos resistentes a momento, flexo compresión en muros de concreto reforzado, fluencia de pernos de anclaje en columnas metálicas.

Para modelar las acciones controladas por deformación, se pueden usar modelos de plasticidad concentrada o plasticidad distribuida.

### **Plasticidad distribuida**

Los modelos de plasticidad distribuida son usualmente aplicados a muros y se caracterizan en que la no linealidad puede distribuirse y no solamente concentrarse en una sola sección. El mejor ejemplo de esto son modelos en base a fibras. Para explicar que es un modelo en base a fibras, se tiene la Figura 27, donde se puede apreciar un muro con su sección transversal que va a tener una cierta cantidad de armadura: una malla vertical que forma la pantalla y acero concentrado en los bordes (Figura 27 a), lo que le va a otorgar al muro una cierta resistencia.

Esto pasa a una representación discretizada de la armadura y también del hormigón. Se puede observar que se tiene cinco fibras de hormigón y cinco fibras de acero (Figura 27 b) para representar la sección transversal del muro. Con esto, los programas de análisis usualmente asumen la hipótesis de Bernoulli; el comportamiento uniaxial de cada fibra queda controlada por la ley constitutiva de dicha fibra. En el caso del hormigón, se va a tener una cierta área que está representando a una fibra y para obtener la fuerza de dicha fibra, se multiplica por un esfuerzo, y este esfuerzo va a ir variando o va a obedecer una ley constitutiva que puede ser de hormigón confinado o no confinado (Figura 27 c); de igual manera sucede con el acero. (Lafontaine, 2020)

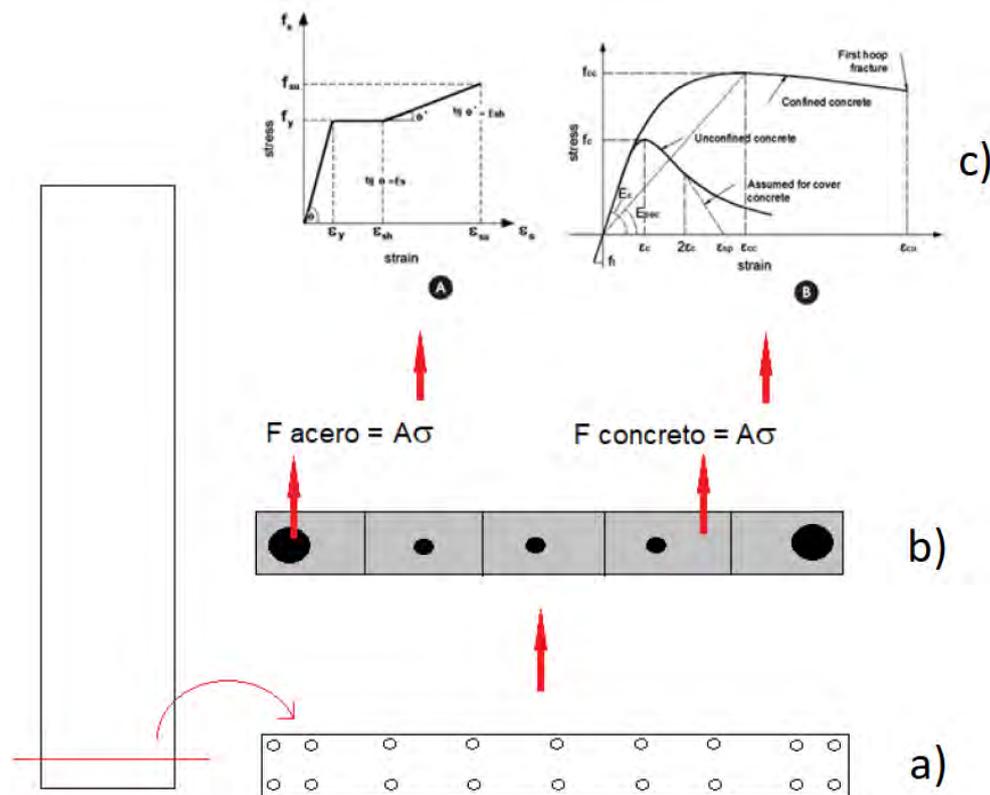


Figura 27: Modelo de plasticidad distribuida (modelo en base a fibras)

Fuente: Lafontaine, 2020

Entonces, si se asume la hipótesis de Bernoulli, se puede condensar a muy pocos grados de libertad y construir una matriz de rigidez del elemento en estudio que sea no lineal. En la medida que se sepa la deformación de los grados de libertad del elemento, se puede saber la deformación en cada una de las fibras y con la deformación de cada una de las fibras se puede ir a ley constitutiva de cada fibra y encontrar el esfuerzo, luego multiplicando este esfuerzo por el área de cada fibra se puede obtener la fuerza y, finalmente sumar las fuerzas de todas las fibras para encontrar la resistencia axial o momento del elemento. (Lafontaine, 2020)

### Plasticidad concentrada

El modelo de plasticidad concentrada se ocupa para elementos tipo línea (vigas columnas) y se debe tener en cuenta que los mayores esfuerzos que se presentan en estos elementos son en los extremos, por lo que si hay plasticidad deberá ocurrir en esos sitios.

Para ilustrar un modelo de plasticidad concentrada, se tiene la Figura 28, donde se modela un segmento lineal y elástico con una cierta inercia reducida y en los extremos se coloca una rótula plástica que primeramente es infinitamente rígida hasta que llega a un cierto valor de resistencia y pasa a tener una rigidez muy pequeña o nula, la cual llega hasta un cierto valor de deformación el cual la Norma ASCE 41-13 la llama  $a$ . Después del valor de  $a$ , la resistencia se degrada hasta que llega a un valor de resistencia residual la cual se puede mantener hasta una cierta deformación ( $b$ ) y finalmente falla. (ASCE 41-13)

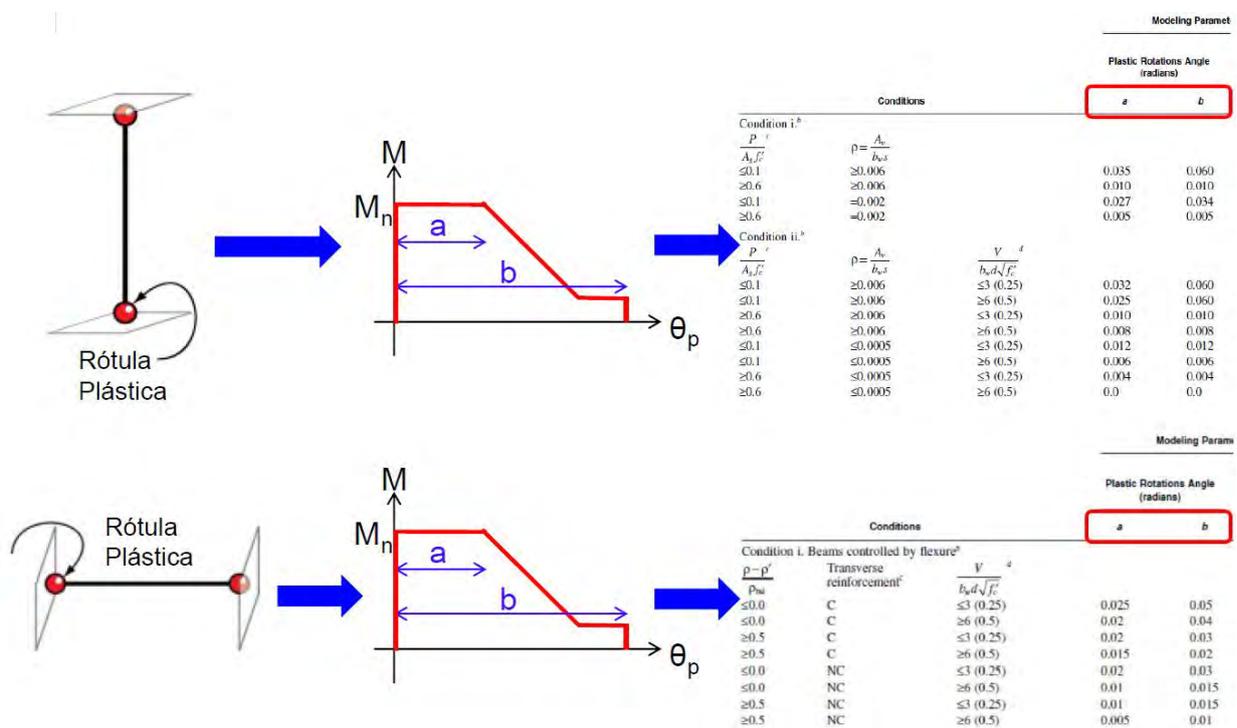


Figura 28: Modelo de plasticidad concentrada para columnas y vigas.

Fuente: Lafontaine, 2020.

La Norma ASCE 41-13 brinda valores  $a$  y  $b$  para diferentes condiciones. Por ejemplo, para una columna, en la medida que se tenga más compresión, el valor de  $a$  va disminuyendo (mayor compresión, menor capacidad de deformación inelástica). Para el caso de vigas, si se tiene un refuerzo transversal que confina la sección, se tiene valores de  $a$ , más grandes; además se puede ver que, si el corte es grande, disminuye la capacidad de deformación, ya que en la medida que se tenga mayor corte, este va a interactuar con la flexión y va a provocar que la ductilidad de una viga disminuya. (ASCE 41-13)

## **Opciones para realizar un análisis no lineal**

Para realizar un análisis no lineal se puede decir que existen dos procedimientos, que son los más importantes y los más usados: Análisis estático no lineal (Push-over) y Análisis dinámico no lineal.

### **6.1 Análisis estático no lineal**

En un análisis estático no lineal, la estructura se la somete a un patrón de carga o deformaciones laterales de magnitud relativamente constante (Figura 29 a) y es incrementado gradualmente hasta que se alcanza un desplazamiento objetivo (Figura 29 b). La carga gravitacional permanece constante. La respuesta global de la estructura es caracterizada por una curva reacción vs desplazamiento (Figura 29 c). Con este método se puede entender el mecanismo de colapso de la estructura, pues es posible detectar donde están ocurriendo las primeras fluencias. Además, considera la capacidad elástica de deformación, no solo de la estructura completa, sino que también determina la capacidad elástica de los distintos muros de una estructura de manera acoplada. Una limitación de este análisis, aparte de no capturar el efecto dinámico, es que usualmente se ocupa un solo patrón de carga (se lo toma como el modo representativo) y cuando la estructura es alta, el modo principal ya no es el único que mayoritariamente participa en la respuesta, sino que los modos secundarios también se vuelven importantes. (Lafontaine, 2020). El modelo también pierde precisión cuando hay presencia de mucha asimetría en la estructuración global

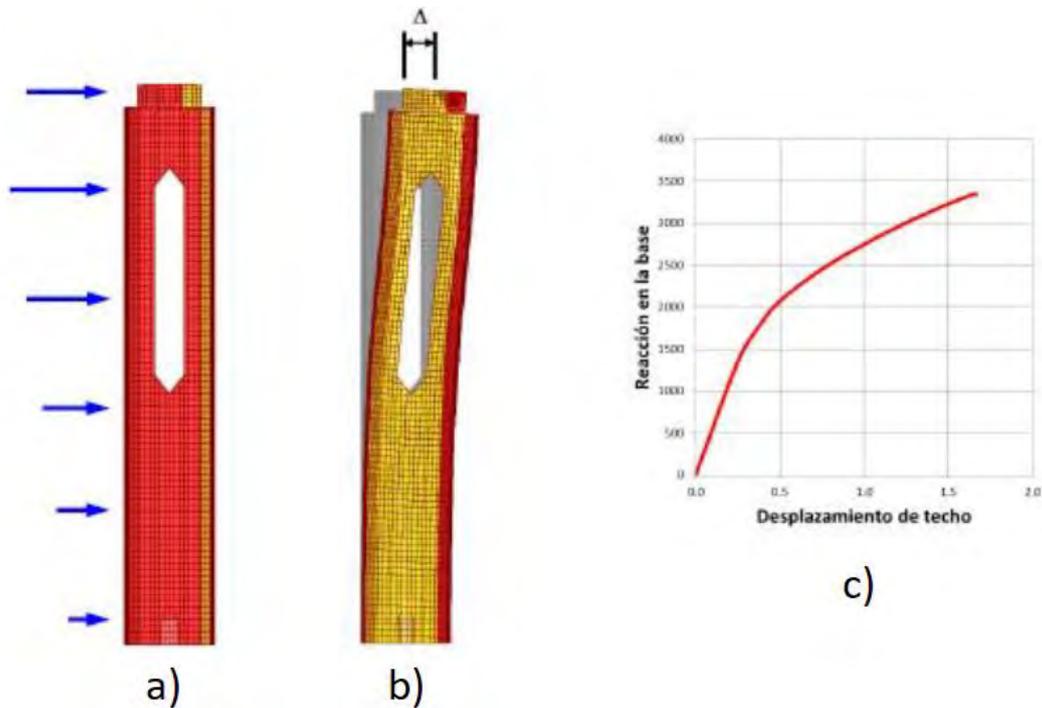


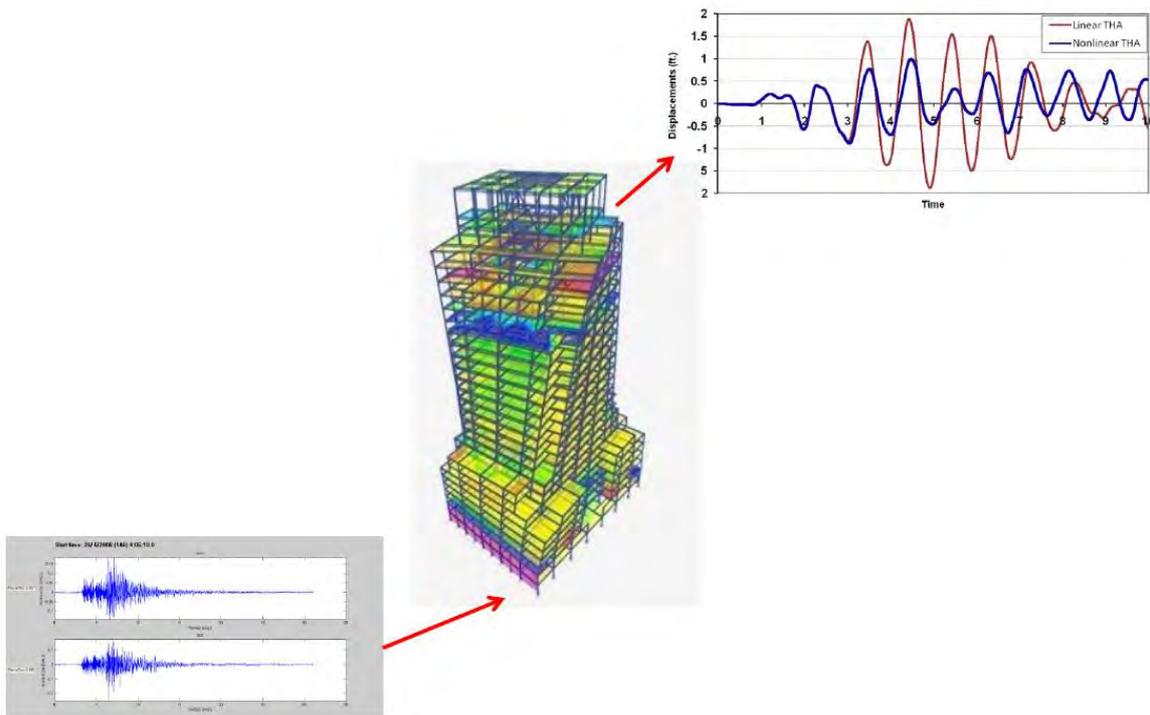
Figura 29: Análisis estático no lineal

Fuente: Lafontaine, M.

Para el análisis no lineal de los edificios propuestos en este trabajo, se utilizará el análisis estático.

## 6.2 Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico no lineal, en lugar de aplicar un patrón de cargas o desplazamientos laterales, se aplican familias de registros de aceleraciones en suelo. Estos registros excitan la estructura y se puede capturar el efecto dinámico; la estructura se va a deformar generando esfuerzos internos en los elementos y, eventualmente, si esos esfuerzos hacen que el elemento exceda de su capacidad, se va a degradar su rigidez, y si sigue deformándose plásticamente, se van a desarrollar los ciclos de histéresis de estos elementos, generando disipación de energía provocando incremento en el amortiguamiento. Este análisis es más completo ya que captura el fenómeno dinámico en su totalidad.



**Figura 30: Análisis dinámico no lineal**

**Fuente: Lafontaine, 2020.**

## **7. ANÁLISIS BASADO EN DESEMPEÑO (PBD)**

Un análisis basado en desempeño brinda procedimientos que permiten comprobar, de manera confiable, que el diseño y construcción de edificios puedan proporcionar un comportamiento sísmico deseado. El propósito de PBD no es predecir la respuesta exacta de una estructura ante un sismo, sino obtener información adicional útil y más confiable que los métodos lineales, para poder diseñar una estructura más segura. (Lafontaine, 2020)

El desempeño se caracteriza en términos de daño esperado en los miembros estructurales y no estructurales, y en los contenidos. Dado que el daño estructural implica comportamiento inelástico, las técnicas basadas en análisis elástico solo aportan información indirecta. Dentro de este contexto, el objetivo principal del análisis no lineal es aportar estimaciones directas de las demandas inelásticas de deformación. (Terán, 2020)

### ***7.1.1 Obtención de los puntos de desempeño para cada estructura***

Una de las maneras más utilizadas para determinar puntos de desempeño es el método del espectro de capacidad, el cual es un procedimiento gráfico que compara la capacidad de la estructura para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro elástico (Medina y Music, 2018).

El método está descrito en ATC-40, y básicamente, determina el amortiguamiento equivalente del sistema en base a las curvas de capacidad y espectros de demanda, reduciendo el espectro elástico hasta encontrar el punto de desempeño, siendo este un procedimiento iterativo. Adicionalmente reporta la aceleración del punto de desempeño con la cual se puede hallar las pérdidas en los contenidos (Aguilar, 2016).

FEMA 440 introduce variantes (linealización equivalente) al método de espectro de capacidad, que vienen por defecto en ETABS y que han sido consideradas en este trabajo.

Los parámetros de linealización propuestos por FEMA 440 proporcionan una mejora significativa sobre el método de ATC- 40, a juzgar por la amplitud de respuesta o medidas de error en el punto de desempeño. La linealización equivalente es una técnica aproximada para resolver ecuaciones diferenciales no lineales (FEMA 440, 2005).

### ***7.1.2 Objetivos y niveles de desempeño sísmico, ASCE41-13***

La Norma de los Estados Unidos, ASCE41-13 (American Society of Civil Engineers) muestra los siguientes objetivos y niveles de desempeño para estructuras de ocupación estándar:

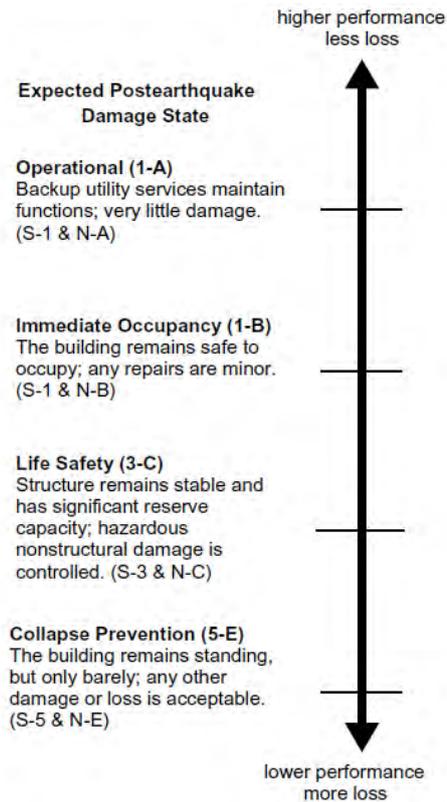


Figura 31: Objetivos y niveles de desempeño, ASCE 41-13

Los niveles de desempeño de elementos estructurales van desde S-1 hasta S-5, mientras que los niveles de desempeño de elementos no estructurales van desde N-A hasta N-D:

Niveles de desempeño de elementos estructurales:

S-1: Nivel de desempeño para Ocupación inmediata

S-2: Nivel de desempeño para Control de daños

S-3: Nivel de desempeño para Seguridad de vida

S-4: Nivel de desempeño de Seguridad limitada

S-5: Nivel de desempeño para prevención de colapso

Niveles de desempeño de elementos No estructurales:

N-A: Nivel de desempeño operacional

N-B: Nivel de desempeño de Ocupación Inmediata

N-C: Nivel de desempeño para Seguridad de vida

N-D: Nivel de desempeño de Riesgos reducidos.

Además, la Figura 31, muestra los niveles de desempeño de la edificación (1-A, 3-C, et.) que son obtenidos combinando los niveles de desempeño estructurales y no estructurales mostrados anteriormente. En la tabla que presenta ASCE 41-13 se puede observar los niveles de desempeño mencionados:

**Tabla 33: Niveles de desempeño de edificaciones, ASCE 41-13**

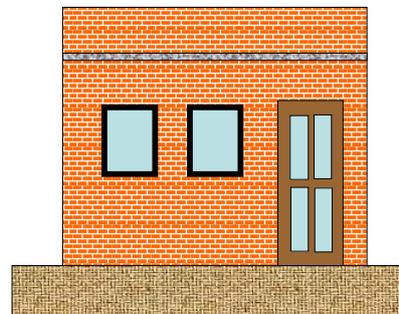
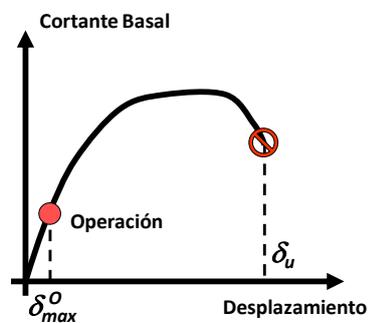
Nonstructural Performance Levels	Structural Performance Levels					
	Immediate Occupancy (S-1)	Damage Control (S-2)	Life Safety (S-3)	Limited Safety (S-4)	Collapse Prevention (S-5)	Not Considered (S-6)
Operational (N-A)	Operational 1-A	2-A	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>
Position Retention (N-B)	Immediate Occupancy 1-B	2-B	3-B	4-B	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>
Life Safety (N-C)	1-C	2-C	Life Safety 3-C	4-C	5-C	6-C
Not Considered (N-D)	NR <sup>a</sup>	NR <sup>a</sup>	3-D	4-D	Collapse Prevention 5-D	No evaluation or retrofit

NOTE: NR = Not recommended.

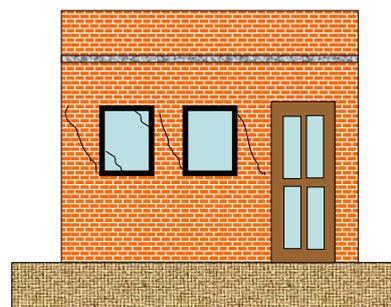
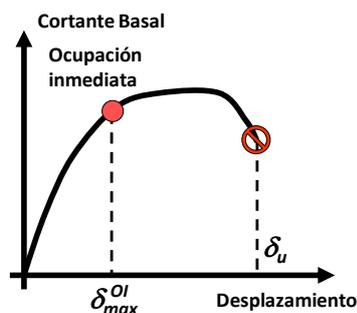
<sup>a</sup>Combining low Structural Performance Level with high Nonstructural Performance Level, or the converse, is not recommended for several reasons. For example, having a low Structural Performance Level may lead to damage that prohibits actually achieving the desired Nonstructural Performance Level regardless of whether the nonstructural elements were retrofitted to meet that Performance Level. Additionally, not addressing nonstructural hazards when a higher Structural Performance Level retrofit is undertaken may lead to an unbalanced design, where life safety hazards caused by nonstructural items are still present.

A continuación, se ilustra cada uno de los niveles de desempeño mostrados en la Figura 31:

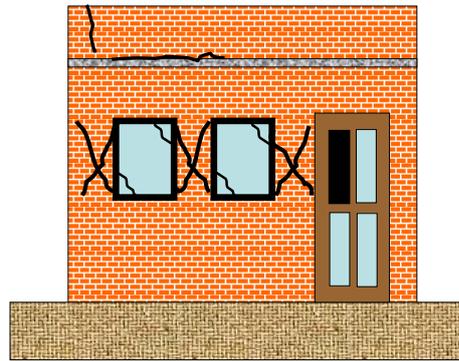
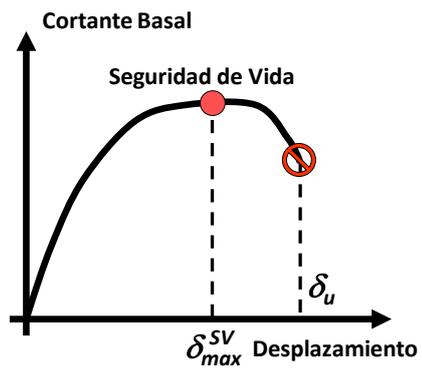
### Operacional- Sismo frecuente



### Ocupación inmediata- Sismo Ocasional



### Seguridad de vida- Sismo Raro



### Prevención de colapso- Sismo Muy Raro

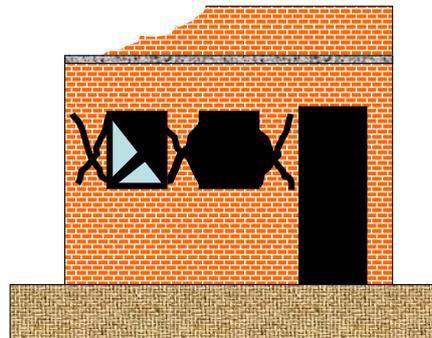
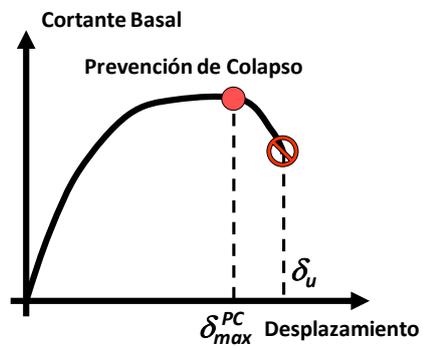


Figura 32: Niveles de desempeño asociados a daño estructural y no estructural

Fuente: Terán, 2020.

**7.1.2.1 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para muros de corte de hormigón armado y componentes asociados controlados por flexión**

**Tabla 34: Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para muros de corte de hormigón armado y componentes asociados controlados por flexión**

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation <sup>a</sup> (radians)				
	a	b		Performance Level				
			c	IO	LS	CP		
i. Shear walls and wall segments								
$(A_v - A_v')f_y + P$	$V$	Confined Boundary <sup>b</sup>	0.015					
$t_w t_w f_c'$	$t_w l_w \sqrt{f_c'}$							
≤0.1	≤4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear wall coupling beams <sup>c</sup>								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>	$V$		0.050					
	$t_w l_w \sqrt{f_c'}$							
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤3		0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
	≥6		0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤3		0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
	≥6		0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement	NA		0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

<sup>a</sup>Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

<sup>b</sup>A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_b$ . It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_b$ . Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.

<sup>c</sup>For coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

<sup>d</sup>Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$ , and (b) strength of closed stirrups  $V_c \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

Cuando se creen las rótulas plásticas de las vigas de acople, se utilizará la Tabla 34, donde se muestran parámetros muy claros de los valores  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y también de los criterios de aceptación del nivel de desempeño de las rótulas plásticas.

**7.1.3 Objetivos y niveles de desempeño sísmico en Ecuador, NEC 2015**

Para cumplir con la filosofía de diseño sismo resistente que se indica en la NEC 2015 se requiere comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo

de diseño, el cual es un evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

Los requisitos mínimos de diseño para estructuras de ocupación normal son:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

La Norma Ecuatoriana de la construcción en su capítulo NEC-SE-DS indica que la verificación de desempeño se hace para los niveles de amenaza sísmica según la siguiente tabla:

**Tabla 35: Niveles de amenaza sísmica, NEC 2015**

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa anual de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

A continuación, se muestra los objetivos y niveles de desempeño sísmico para estructuras de ocupación especial y esenciales.

### **Estructuras de ocupación especial**

Se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.0004).

### Estructuras esenciales

Para las estructuras esenciales, se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para:

- Limitación de daño (nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211)
- No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.0004).

#### 7.1.4 Objetivos y niveles de desempeño sísmico según SEAOC VISION 2000

SEAOC (Structural Engineers Association Of California) mediante el comité VISION 2000, propone objetivos de diseño para diferentes tipos de estructuras según su ocupación, a la que denomina matriz de objetivos de diseño:

Tabla 36: Matriz de objetivos de diseño, SEAOC VISION 2000

Nivel de demanda sísmica	Niveles de desempeño Sísmico			
	Totalmente operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Pre-Colapso
Frecuente	OB	X	X	X
Ocasional	OEP	OB	X	X
Raro	OSC	OEP	OB	X
Muy Raro	---	OSC	OEP	OB

Donde

OB: Objetivo básico, es decir edificio de oficinas, residenciales.

X: Objetivo inaceptable

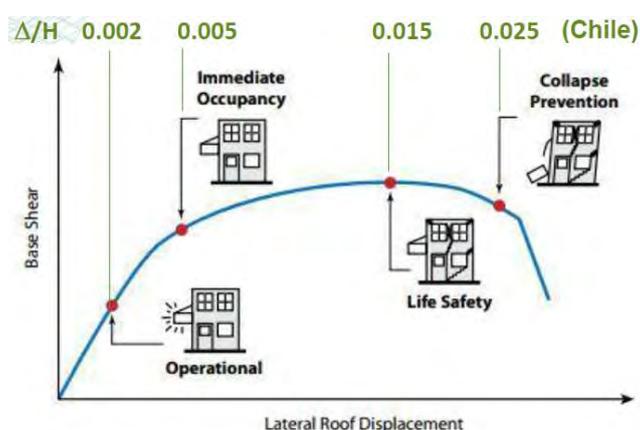
OEP: Objetivo esencial y peligroso, es decir hospitales, escuelas, etc.

OSC: Objetivo de seguridad crítica: Edificaciones destinadas a albergar elementos radiactivos, tóxicos. (Medina y Music, 2018)

Además, SEAOC VISION 2000 presenta límites para establecer el desempeño global de una estructura, los cuales son similares a los que se usa en el código de Chile (Lagos, 2012):

**Tabla 37: Límites de niveles de desempeño propuestos por SEAOC VISION 2000**

Límites de niveles de desempeño	
Nivel de Desempeño	Deriva de techo (Sd/H)
Totalmente operacional	$\leq 0.002$
Ocupación inmediata	$\leq 0.005$
Seguridad de vida	$\leq 0.015$
Pre-Colapso	$\leq 0.025$
Colapso	$> 0.025$



**Figura 33: Límites de desempeño global, propuestos por SEAOC VISION 2000**

Fuente del gráfico: Aro, 2020

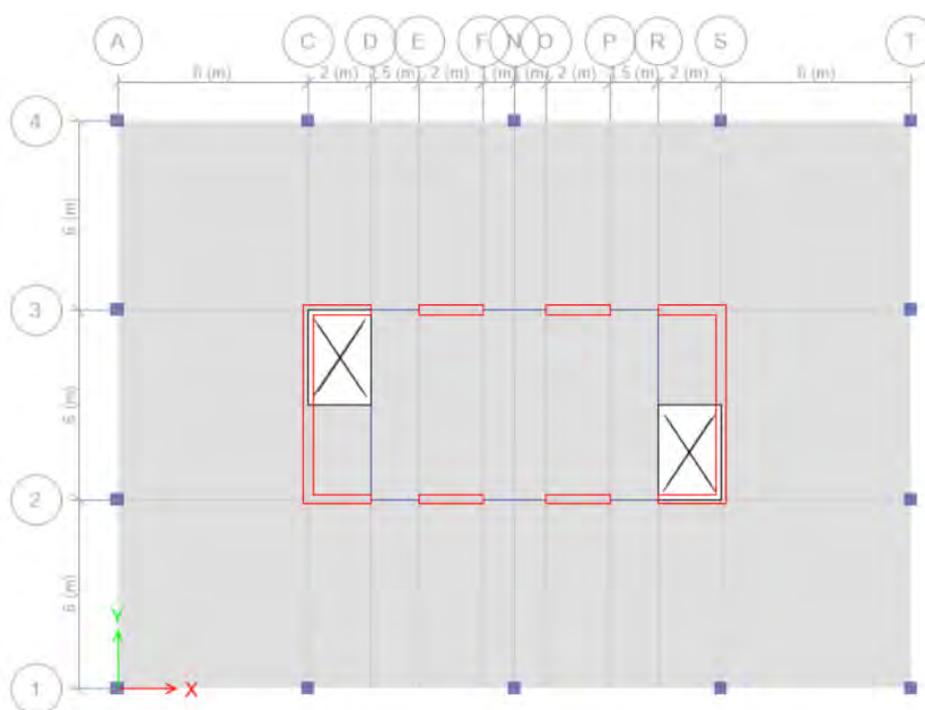
Estos límites se utilizarán para categorizar el nivel de desempeño global de las estructuras desarrolladas en este trabajo.

## 8. MODELACIÓN DE EDIFICACIONES CON MUROS ESTRUCTURALES CON VIGAS DE ACOPLE

Tanto para las edificaciones con muros estructurales de 7 y 16 pisos con vigas de acople se definieron los siguientes parámetros:

### 8.1 Configuración en planta y elevación

Como se indicó en la sección 3, La configuración en planta para los edificios de 7 y 16 pisos será:



**Figura 34: Configuración en planta de los edificios de 7 y 16 pisos con vigas de acople**

A continuación, se muestra el eje 2 en elevación de las edificaciones donde se puede apreciar la altura de entre piso:

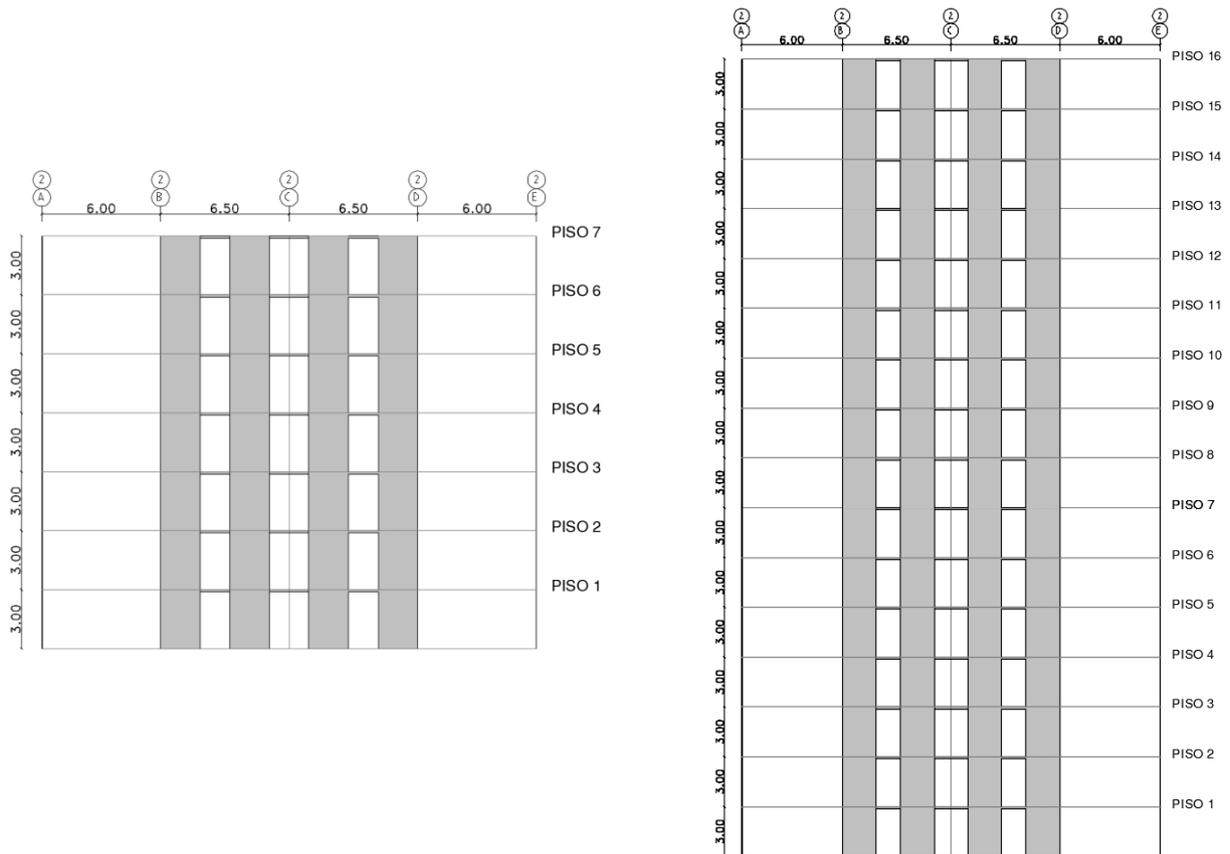


Figura 35: Configuración en elevación de edificaciones de 7 y 16 pisos con vigas de acople

## 8.2 Definición de materiales

Como se mencionó en la unidad 5.1, para los edificios con muros estructurales y vigas de acople se utilizará una resistencia a la compresión  $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$ :

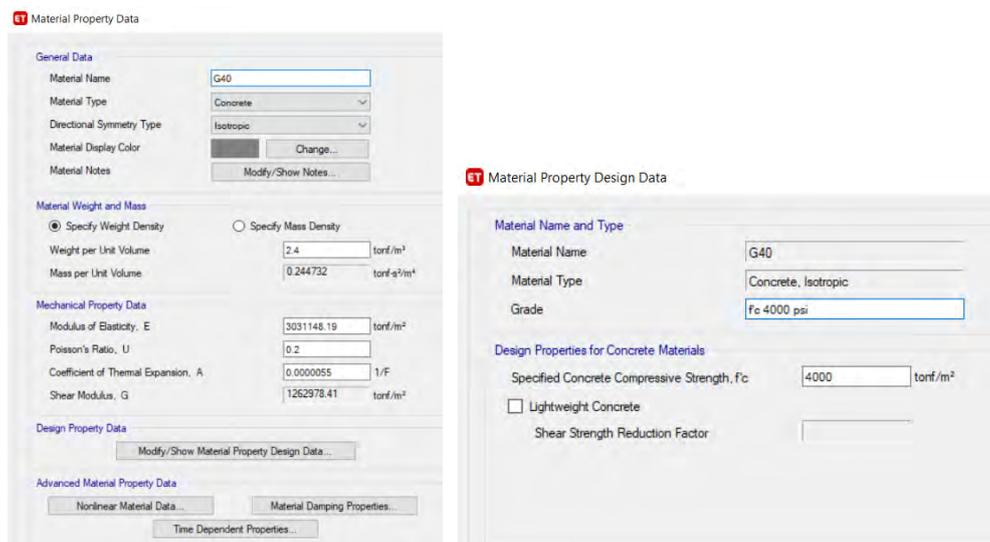


Figura 36: Definición de materiales (hormigón armado)

Como se muestra, el módulo de elasticidad se lo obtuvo con la fórmula  $E_c = 4.7\sqrt{f'c}$  (GPa), aunque no es representativo en el Ecuador debido a sus agregados; sin embargo, para realizar el análisis sísmico, la NEC 2015 permite ocupar el  $E_c$  mencionado.

Para el acero, se utilizará el Acero A706 grado 60.

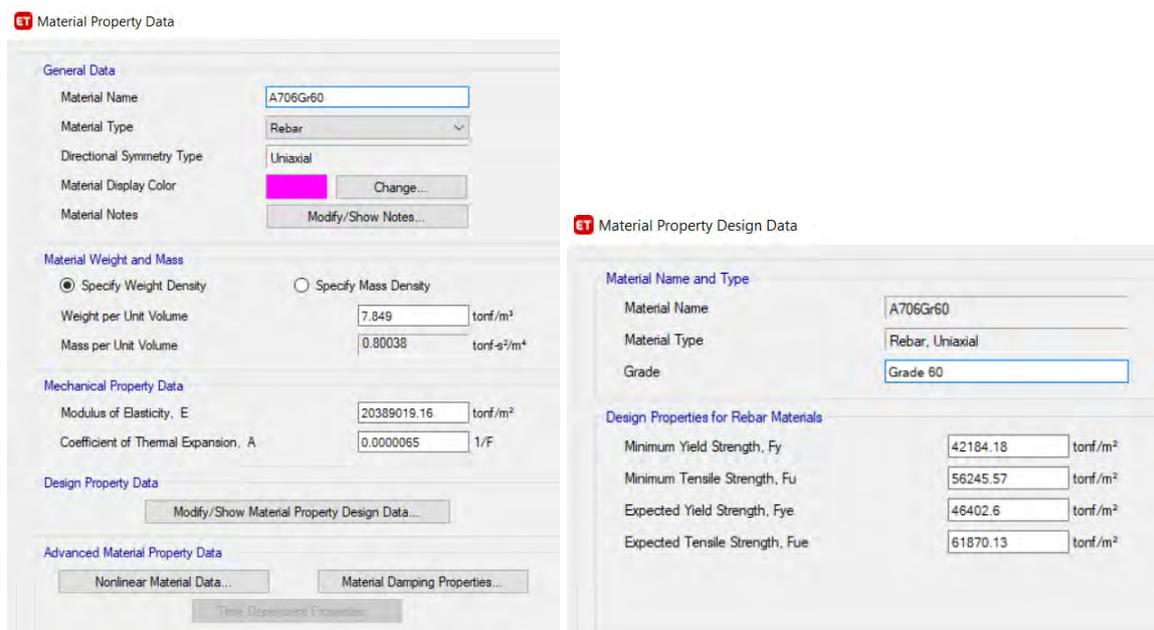


Figura 37: Definición de materiales (acero)

### 8.3 Asignación de cargas y combinaciones de carga

#### Estados de carga

Se tiene dos estados de carga: Carga muerta (Dead), donde se considera las cargas muertas adicionales y también los pesos propios de los elementos modelados, y carga viva (live):

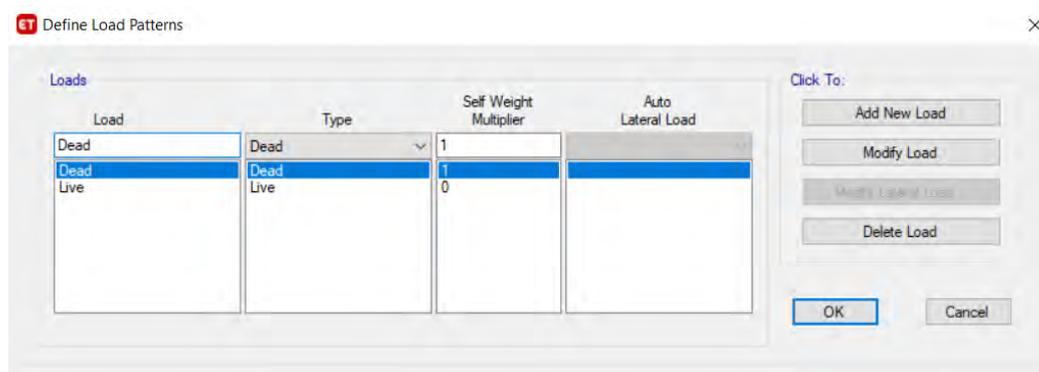


Figura 38: Estados de carga

En la unidad de Cargas y Combinaciones de carga, se mencionó que las edificaciones tendrán un uso para oficinas por lo que tendrán una carga viva de  $240 \text{ kg/m}^2$  para las áreas de oficina y de  $70 \text{ kg/m}^2$  para la cubierta. Además, se calculó la carga muerta adicional la cual fue de  $250 \text{ kg/m}^2$ . A continuación se muestra la asignación de estas cargas:

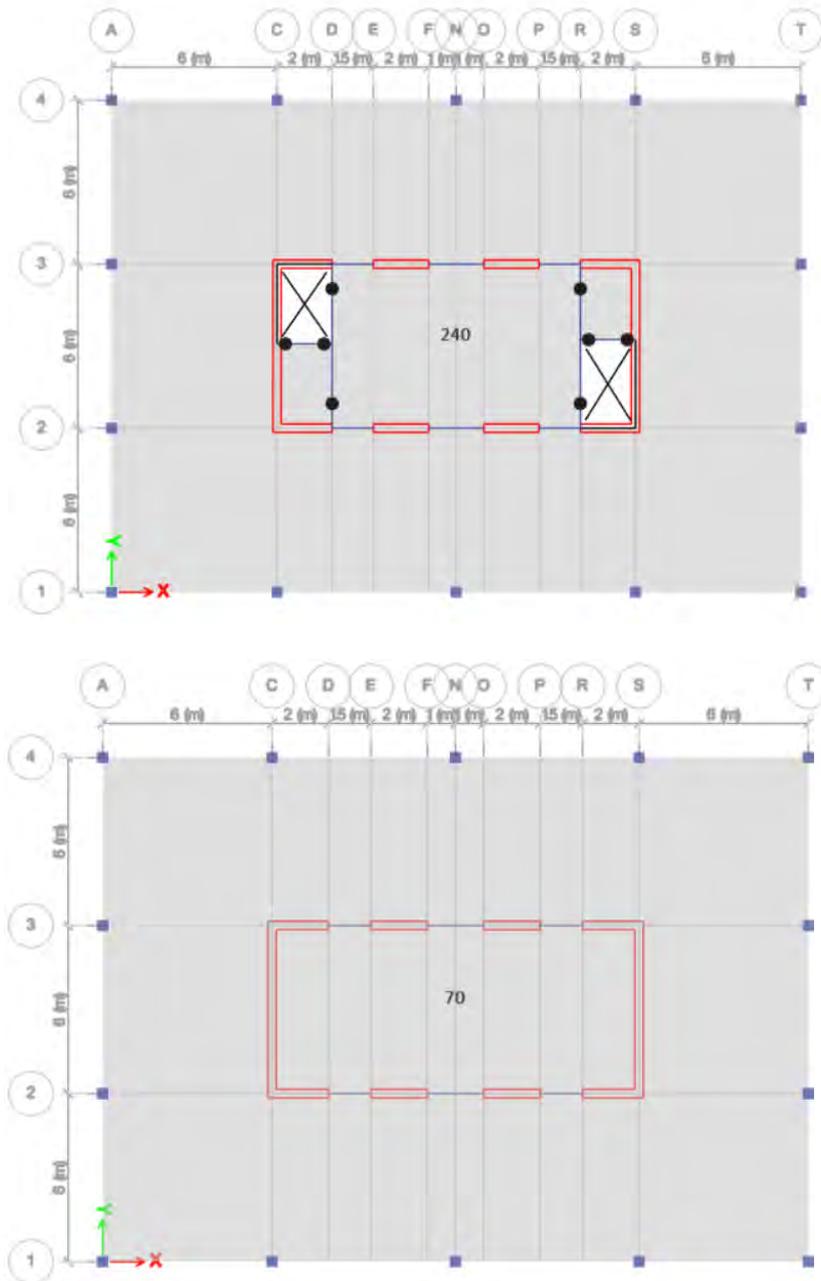


Figura 39: Asignación de carga viva (área de oficinas  $240 \text{ kg/m}^2$  y  $70 \text{ kg/m}^2$  para cubierta)

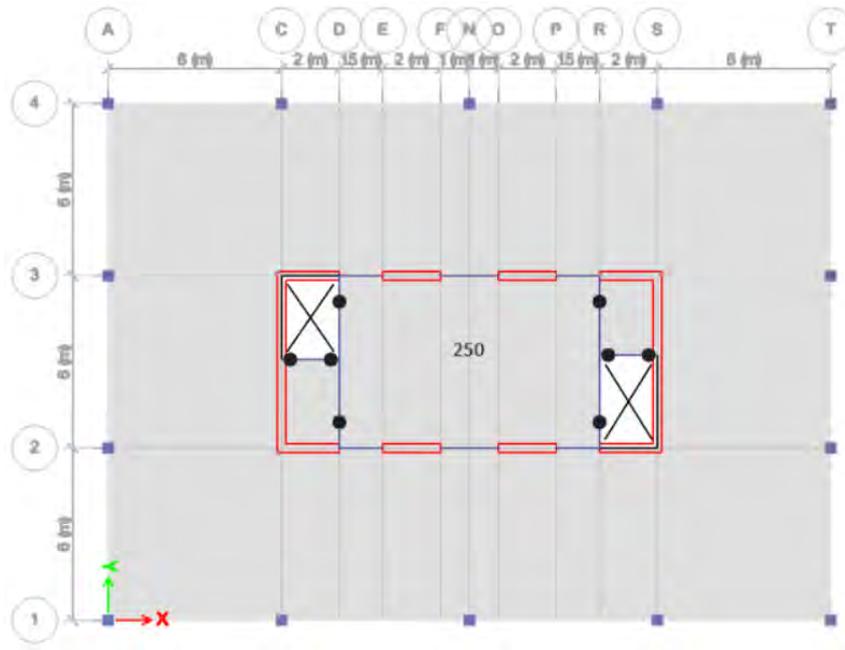


Figura 40: Asignación de carga muerta adicional (250 kg/m2)

**Espectro elástico de diseño**

Con todos los parámetros mencionados en la unidad 4 del presente trabajo, se puede elaborar el espectro elástico de diseño que se presenta en la NEC 2015:

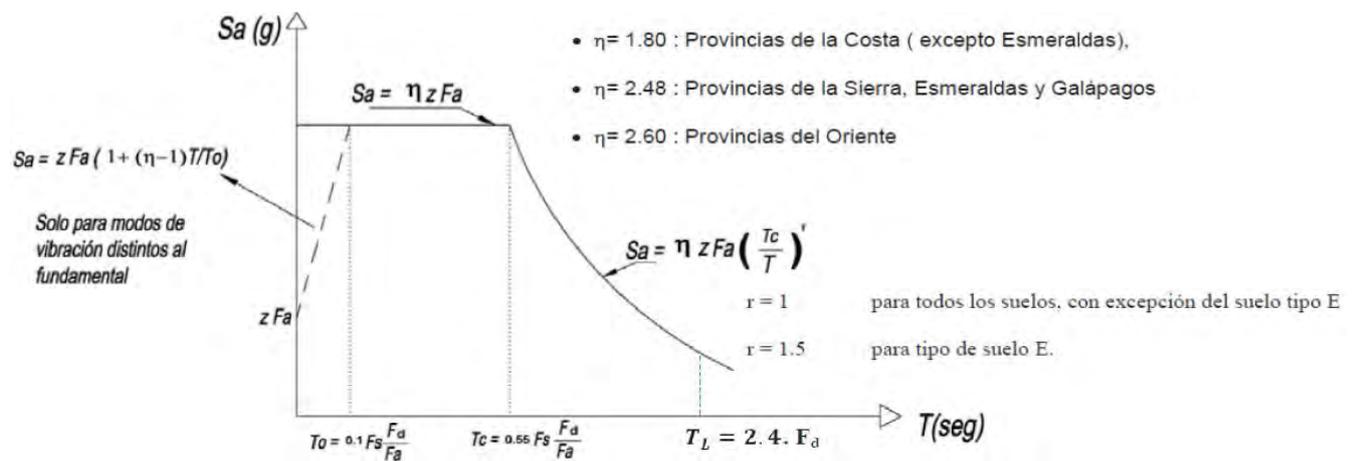


Figura 41: Espectro elástico de diseño NEC 2015

Se tiene:

**Tabla 38: Resumen de factores para el desarrollo del espectro elástico de diseño**

<b>Z=</b>	0.4
<b>Suelo=</b>	D
<b>Fa=</b>	1.2
<b>Fd=</b>	1.19
<b>Fs=</b>	1.28
<b>n=</b>	2.48
<b>r=</b>	1

$$T_o = 0.1F_s \frac{F_d}{F_a} \quad ; \quad T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a} \quad ; \quad T_L = 2.4 F_d$$

**Tabla 39: Periodos del espectro elástico de diseño**

To=	0.127	seg
Tc=	0.698	seg
TL=	2.856	seg

Con todos estos valores y factores, se obtiene el espectro elástico de diseño:

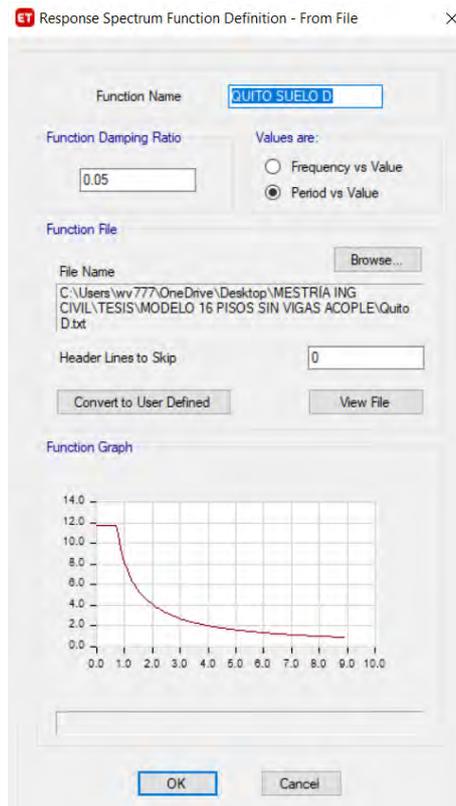


Figura 42: Espectro elástico de diseño según NEC 2015

Se procede a ingresar en el ETABS, los sismos elásticos en las dos direcciones principales de la estructura:

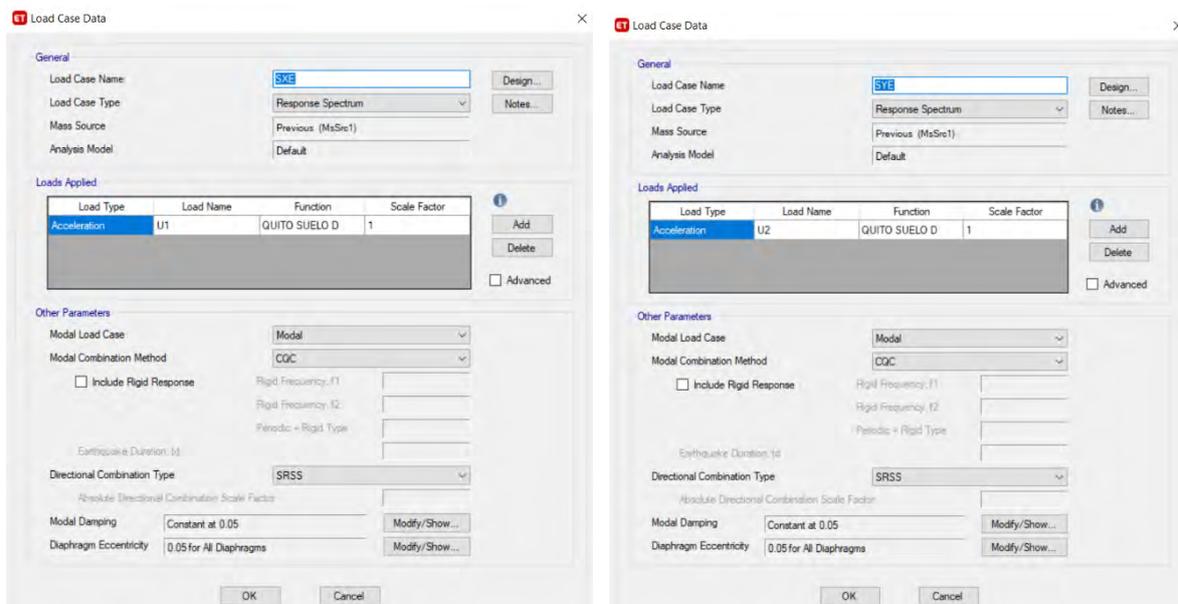


Figura 43: Sismos elásticos de diseño ETABS

Como se puede observar, el factor de escala en cada dirección es 1 ya que el espectro no está en función de la gravedad sino en  $m/s^2$ . Se considera una torsión accidental de 5% para todos los diafragmas de piso.

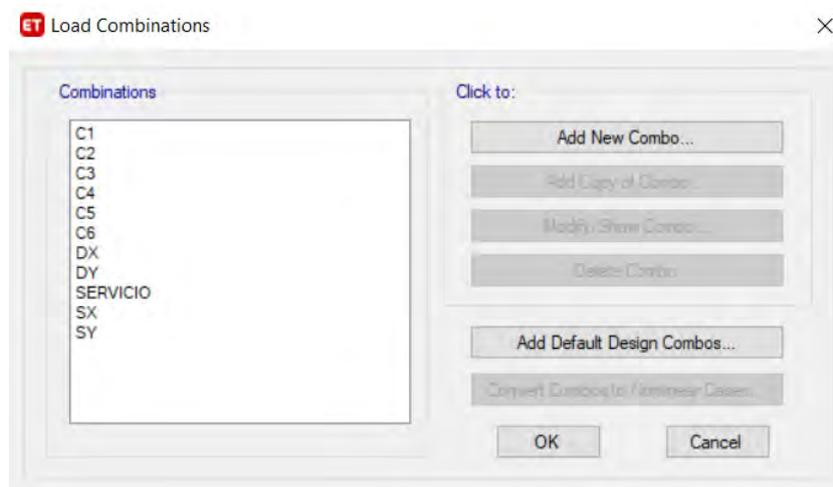
### Combinaciones de carga

Se tiene las siguientes combinaciones de carga que establece la NEC 2015:

**Tabla 40: Combinaciones de carga NEC 2015**

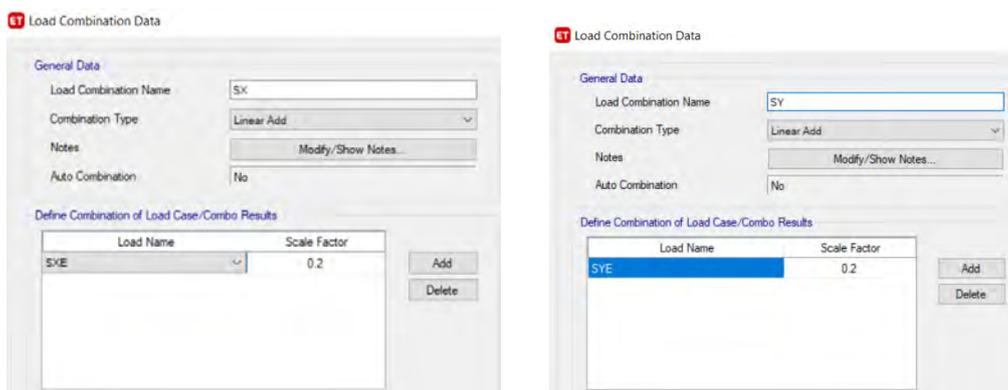
Combinaciones de carga NEC 2015	
C1	1.4D
C2	1.2D+1.6L
C3	1.2D+L+SX
C4	1.2D+L+SY
C5	0.9D+SX
C6	0.9D+SY

C1-C6 son las combinaciones de carga que se encuentran en la norma NEC 2015. No es necesario definir combos con signo positivo y signo negativo para sismo ya que el ETABS lo hace solo. Se crea las combinaciones de carga:



**Figura 44: Combinaciones de carga**

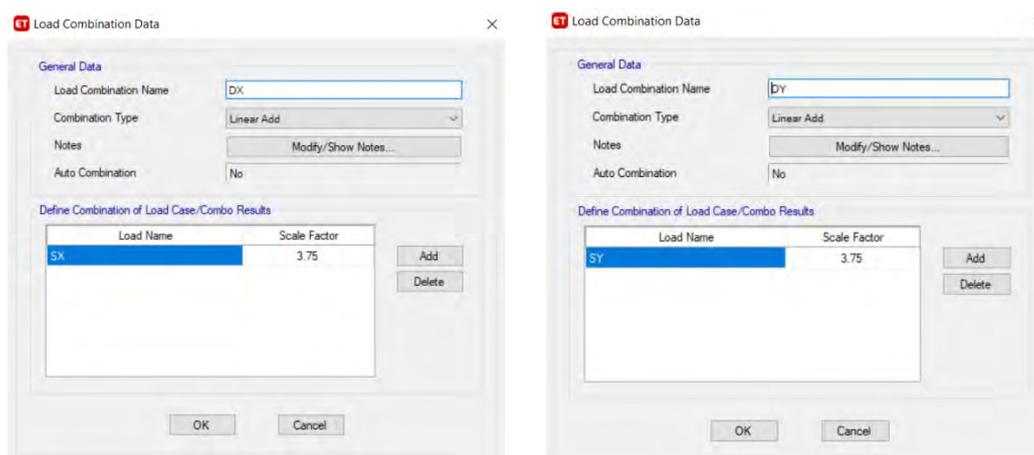
Las combinaciones de carga SX y SY corresponden a combinaciones de sismo elástico en las dos direcciones principales:



**Figura 45: Combinaciones de carga, sismo con factor 1/R**

Donde cada sismo elástico está multiplicado por un factor de 0.2, el cual es  $1/R$ , por ser una estructura con muros estructurales y columnas gravitacionales que no forman pórticos. Estas dos combinaciones de carga se las define en este sitio para modificar con mayor facilidad al presentarse el caso de no cumplir el cortante mínimo una vez corrido el programa de análisis.

Las combinaciones de carga DX y DY corresponden a combinaciones de sismo de la misma manera, pero con un factor de escala de  $0.75R$ . Estas combinaciones se las emplea para disponer de las deformaciones inelásticas de acuerdo con NEC:



**Figura 46: Combinaciones de carga, sismo con factor 0.75R**

Por último, la combinación de carga SERVICIO es una carga axial de servicio (D + L).

## 8.4 Definición de la masa

Se calcula la masa a partir de los pesos propios de los elementos asignados, más la carga permanente. La sobrecarga muerta será asignada al tipo de carga muerta (Dead), y la masa de la sobrecarga se considera allí, al igual que el peso propio.

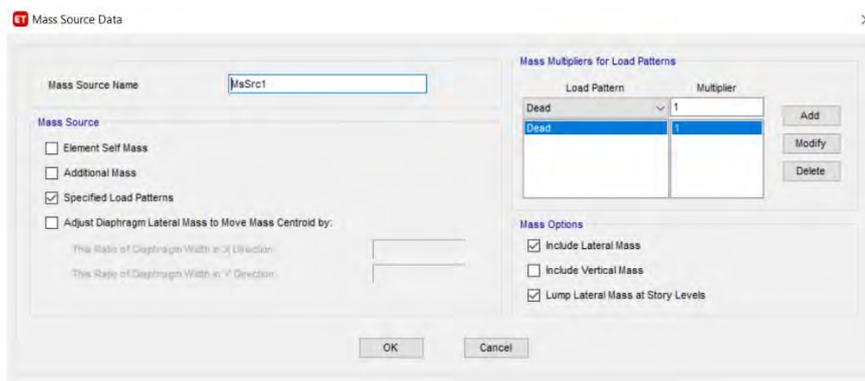


Figura 47: Definición de masa

## 8.5 Asignación de diafragmas

Todas las losas de las edificaciones propuestas se les asigna un diafragma

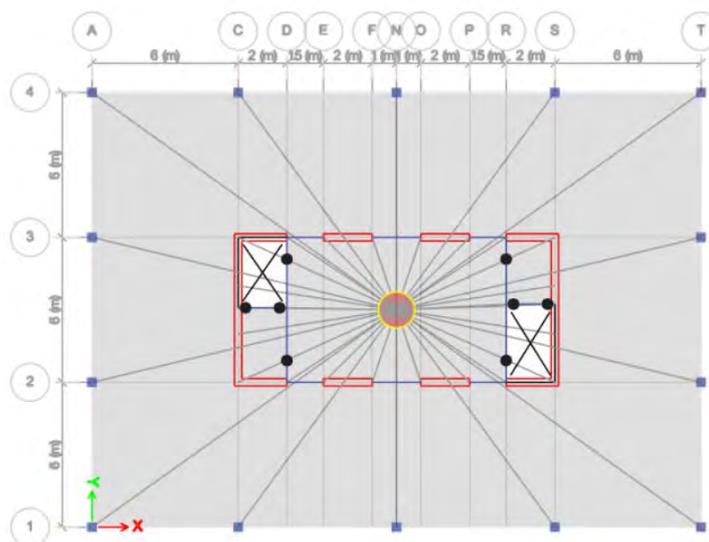


Figura 48: Asignación de diafragmas

Se asignó un diafragma rígido; la diferencia con un diafragma semi rígido es que este considera la rigidez en el plano mientras que el rígido no. En este caso no tendrá incidencia ya que la planta es regular y con pocas o ninguna zona de piso libre o hueca.

## 8.6 Edificio con muros estructurales de 7 pisos, con vigas de acople

La configuración en planta y elevación se las definió anteriormente y se las puede apreciar en la Figura 34 y Figura 35.

### 8.6.1 Vista en 3D de la edificación

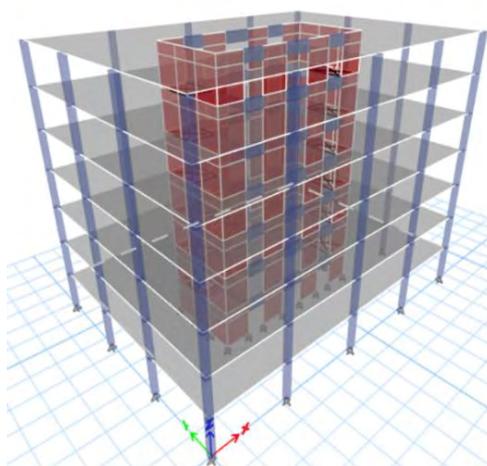


Figura 49: Vista en 3D de la edificación de 7 pisos, con vigas de acople

### 8.6.2 Definición de secciones

#### Columnas

Las columnas gravitacionales serán de hormigón armado de 40x40 centímetros:

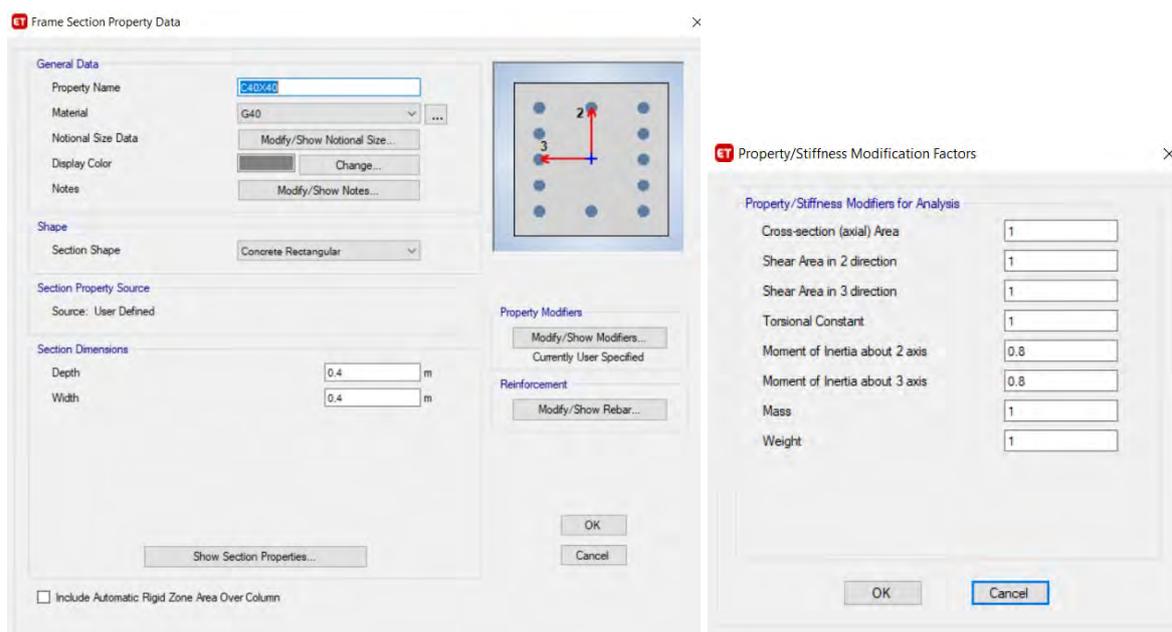


Figura 50: columnas edificio de 7 pisos con vigas de acople

Como se puede observar, se coloca las inercias agrietadas para columnas según lo establece la NEC 2015.

### Muros

Para esta edificación se tiene las siguientes secciones de muro, con inercias agrietadas para los dos primeros pisos:

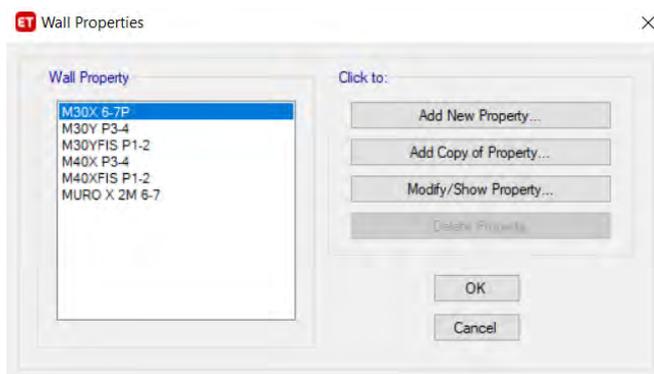


Figura 51: Secciones de muro para edificación de 7 pisos, con vigas de acople

Se puede observar que el espesor de los muros en dirección X son de 0.40 metros hasta el piso 4 y desde el piso 5 son de 0.30 metros. En dirección Y los muros tiene un espesor de 0.30 metros a toda la altura. A continuación, se muestra la asignación de inercia agrietada de los muros en dirección X:

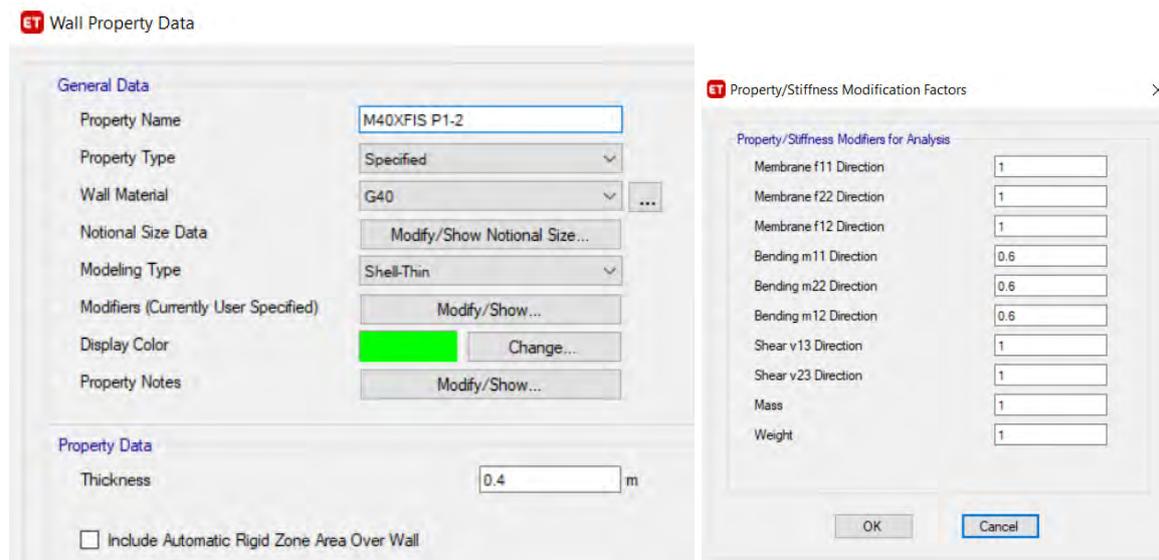
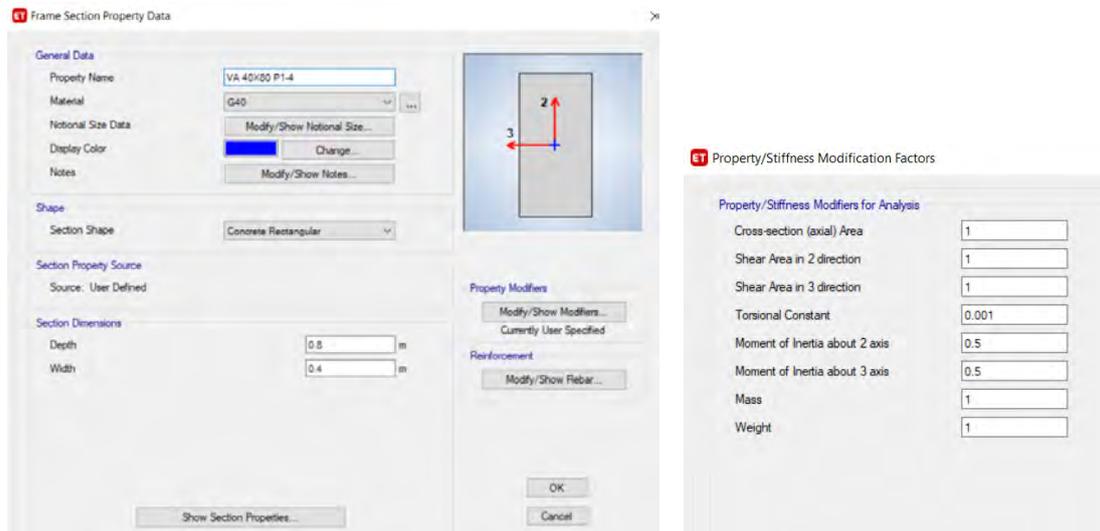


Figura 52: Inercias agrietadas en muros, edificación de 7 pisos con vigas de acople

$0.6 I_g$  para muros estructurales en los dos primeros pisos como lo establece la NEC.

### Vigas de acople

Se muestra la sección de la viga de acople que está ubicada desde el piso 1 hasta el piso 4, donde el ancho es igual al ancho de los muros a los que llega.



**Figura 53: Vigas de acople, edificio de pisos con vigas de acople**

Se coloca una constante torsional muy pequeña y  $0.5 I_g$  como lo estable NEC.

### Miembros embebidos

Esta sección se la utilizará para modelar la altura de la viga de acople, la cual tendrá una longitud igual a la altura de la viga (80 cm.) y su propósito es reducir la longitud flexible del muro por efecto de la altura de la viga de acople. De esta manera se produce un empotramiento más real entre elemento Frame y elemento Shell.

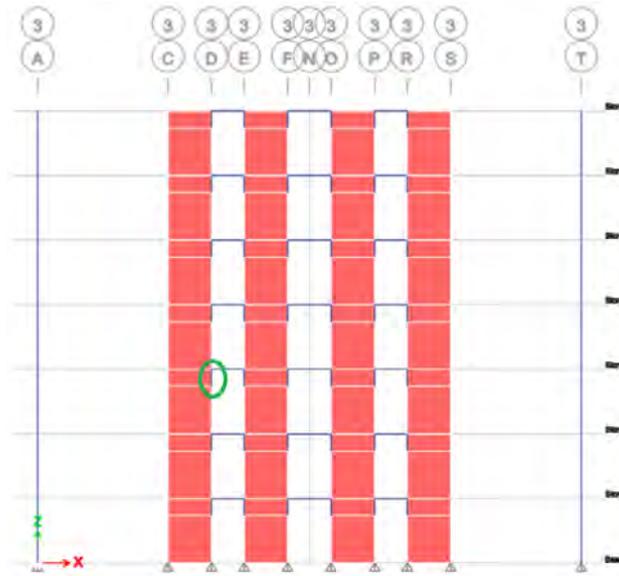


Figura 54: Ubicación de elemento embebido

Se la define de la siguiente manera:

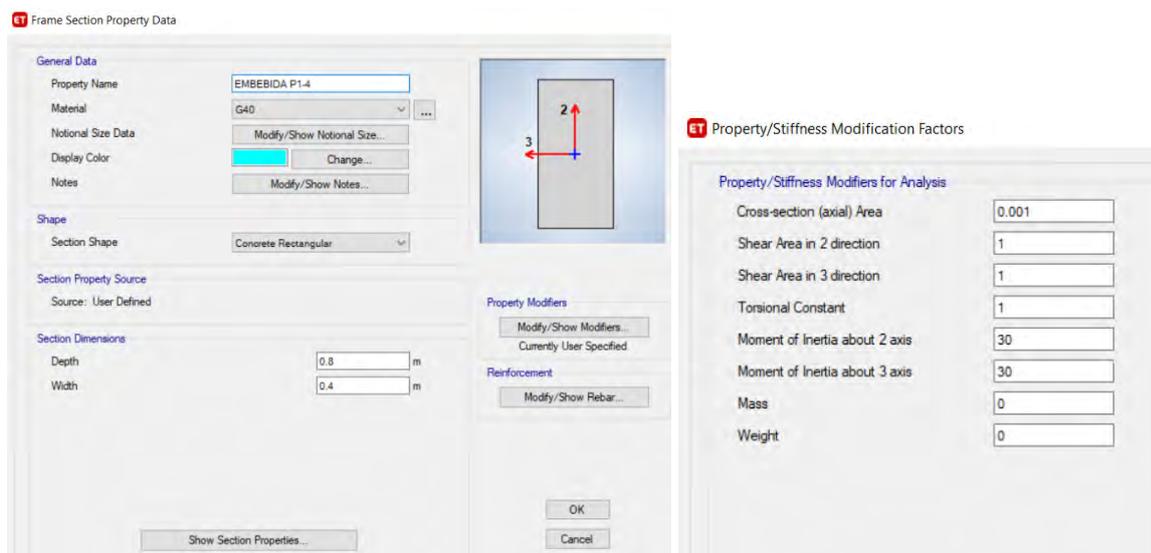


Figura 55: Definición de elementos embebidos para simular viga de acople

Se puede ver que tiene una rigidez axial muy pequeña para que no afecte a la rigidez a flexión del muro, y una inercia grande.

## Losa

Se considera una losa postensada maciza de 20 centímetros de espesor:

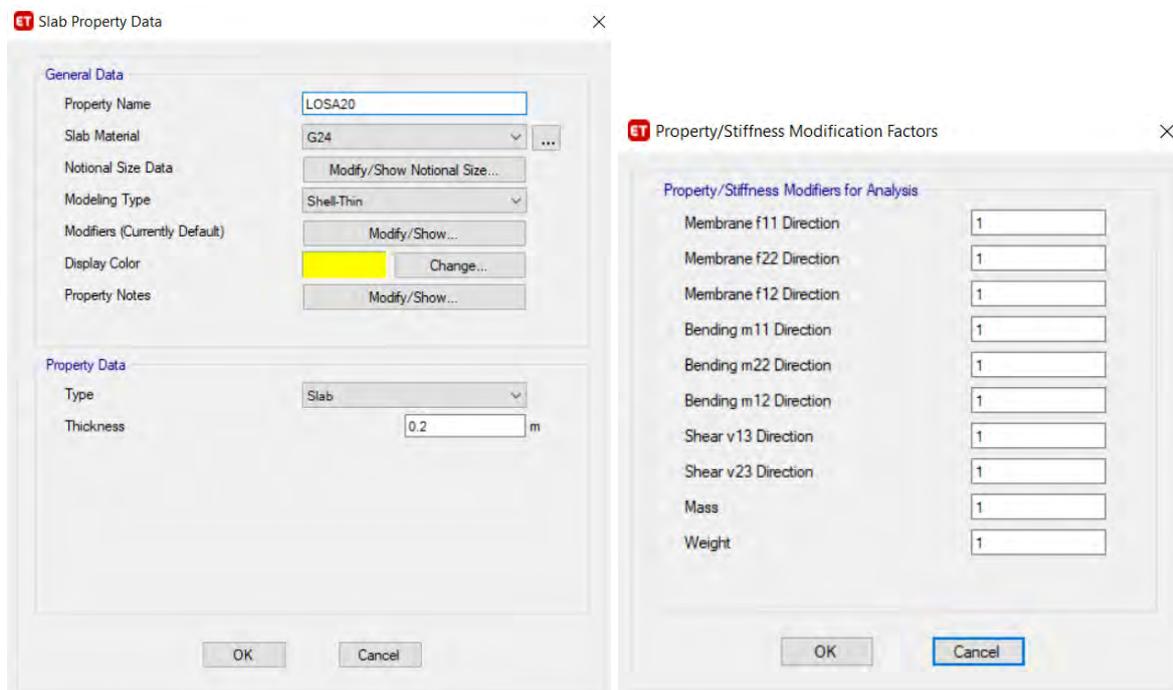


Figura 56: Definición de losa, edificación de 7 pisos, con vigas de acople

### 8.6.3 Período de la estructura:

Según lo mencionado en la unidad 4.4.1, NEC 2015, presenta dos métodos para calcular el período de la estructura. El método 1 se lo obtiene de la siguiente manera:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T_{\text{método 1}} = 0.055(21)^{0.75}$$

$$T_{\text{método 1}} = 0.540 \text{ seg}$$

Como indica NEC-SE-DS, el valor de  $T_a$  calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de  $T_a$  calculado con el Método 1. Por lo que se tiene el período máximo:

$$T_{\text{máx}} = 1.3 * T_{\text{método 1}}$$

$$T_{\text{máx}} = 1.3 * 0.540 = 0.701 \text{ seg.}$$

Del modelo de ETABS, se obtienen los períodos de vibración en las dos direcciones principales de la estructura:

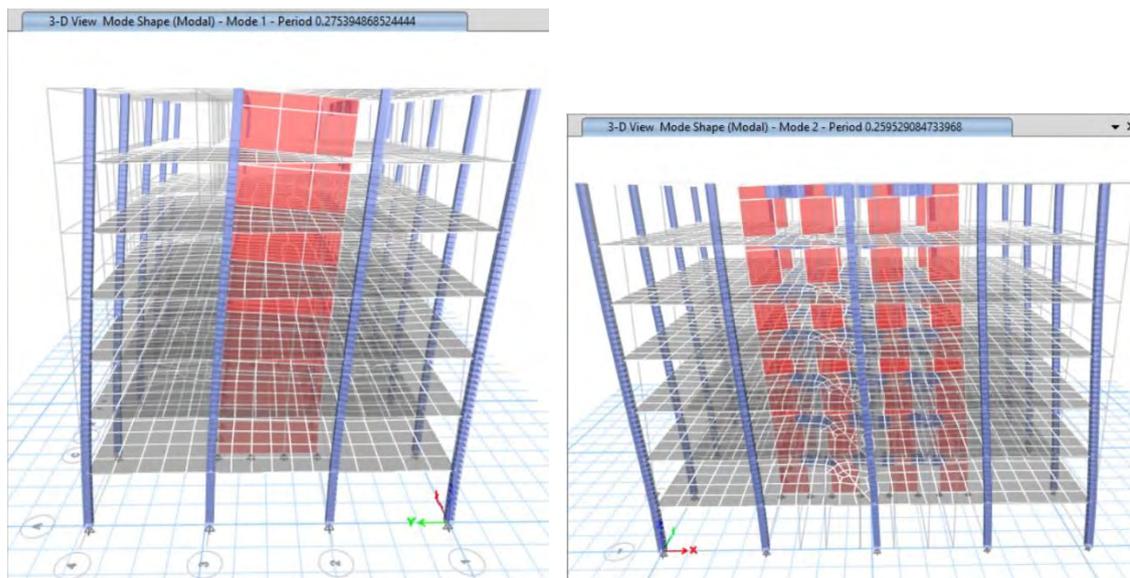


Figura 57: Periodos de vibración dirección Y y X, ETABS

Como se puede apreciar, los dos primeros modos de vibración son traslacionales en dirección Y (modo 1) y X (modo 2).

Un indicador de rigidez de la edificación es la relación entre la altura total y el periodo ( $H_o/T$ ). El parámetro  $H/T$  es altamente dependiente del sistema estructural de cargas laterales. Para edificaciones con muros estructurales  $H/T > 20$  (Lafontaine, 2020).

$$T_y = 0.275 \text{ seg.}$$

$$\frac{H}{T} = \frac{21}{0.275} = 76.36 > 20 \quad OK$$

$$T_x = 0.260 \text{ seg.}$$

$$\frac{H}{T} = \frac{21}{0.260} = 80.77 > 20 \quad OK$$

Escogiendo el menor valor entre el periodo  $T_{m\acute{a}x.}$  obtenido, y los periodos del ETABS ( $T_x$  y  $T_y$ ), se tiene que los periodos en X y Y para encontrar el cortante basal est\atico ser\an:

$$T_x = 0.260 \text{ seg.}$$

$$T_y = 0.275 \text{ seg.}$$

### 8.6.4 Cortante basal estático:

Para encontrar el cortante basal estático, se tiene:

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

Como se indicó anteriormente:

$$I = 1.00, R = 5, \phi_p = 1, \phi_E = 1$$

Tabla 41: Datos para obtener la aceleración  $S_a$

<b>Z =</b>	0.4	g
<b>Fa =</b>	1.2	
<b>Fd =</b>	1.19	
<b>Fs =</b>	1.28	
<b>Tc =</b>	0.698	seg
<b>r =</b>	1	
<b>n =</b>	2.48	
<b>Tx=</b>	0.260	seg
<b>Ty=</b>	0.275	seg

Como los dos periodos de la estructura se encuentran en la meseta del espectro (son menores a  $T_c$ ):

$$S_a = \eta z F_a$$

$$S_a(T_x) = 1.1904 \text{ g}$$

$$S_a(T_y) = 1.1904 \text{ g}$$

La masa del edificio se obtiene directamente del ETABS:

Tabla 42: Masa por piso del edificio

<b>TABLE: Mass Summary by Story</b>			
<b>Story</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>UZ</b>
	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m
Story7	26.519	26.519	0
Story6	41.897	41.897	0
Story5	41.897	41.897	0
Story4	42.680	42.680	0
Story3	43.267	43.267	0
Story2	43.267	43.267	0
Story1	43.267	43.267	0
Base	4.493	4.493	0
<b>Total</b>	<b>287.288</b>	<b>287.288</b>	

El peso del edificio sería:

$$Masa = 287.288 \text{ T. s}^2/m$$

$$W = Masa * 9.81$$

$$W = 2818.298 \text{ T.}$$

### Peso sísmico

El área del edificio es:

$$\text{Área} = 3150.00 \text{ m}^2$$

Se recomienda que el peso sísmico (y por ende la masa) este entre 0.9 a 1.2 tonf/m<sup>2</sup> (Lafontaine, 2020). Mientras más pesado sea el edificio mayor afectación tendrá ante un sismo.

$$\text{Peso sísmico} = \frac{W}{\text{Área}} = \frac{2818.298}{3150} = 0.900 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \quad OK$$

Como se muestra, el peso sísmico está entre 0.9 y 1.2 T/m<sup>2</sup>.

El cortante basal estático es:

### Dirección X

$$V_x = \frac{IS_a(T_x)}{R\phi_p\phi_E} W$$

$$V_x = \frac{1 * 1.1904}{5 * 1 * 1} * 2818.298 = 670.980 \text{ T.}$$

### Dirección Y

$$V_y = \frac{IS_a(T_y)}{R\phi_p\phi_E} W$$

$$V_y = \frac{1 * 1.1904}{5 * 1 * 1} * 2818.298 = 670.980 \text{ T.}$$

## 8.6.5 Cortante basal dinámico

Los cortantes dinámicos se obtienen directamente del ETABS:

Tabla 43: Cortantes dinámicos en X y Y

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m
Story1	SX	Combination	Max	Bottom	0	518.8076	2.364	5147.6264	34.5861
Story1	SY	Combination	Max	Bottom	0	2.364	499.7225	6871.472	7187.7544

$$V_{dx} = 518.8076 T.$$

$$V_{dy} = 499.7225 T.$$

### 8.6.6 Ajuste del cortante basal

Según NEC 2015, el valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático en estructuras regulares:

$$V_{x \text{ mín}} = 0.80 * V_x$$

$$V_{x \text{ mín}} = 0.80 * 670.980 = 536.784 T$$

$$V_{y \text{ mín}} = 0.80 * V_y$$

$$V_{y \text{ mín}} = 0.80 * 670.980 = 536.784 T$$

Los factores de corrección para cada dirección serían:

$$\text{Factor en X} = \frac{1}{R} * \frac{V_{x \text{ mín}}}{V_{dx}}$$

$$\text{Factor en X} = \frac{1}{5} * \frac{536.784}{518.8076} = 0.207$$

$$\text{Factor en Y} = \frac{1}{R} * \frac{V_{y \text{ mín}}}{V_{dy}}$$

$$\text{Factor en Y} = \frac{1}{5} * \frac{536.784}{499.7225} = 0.215$$

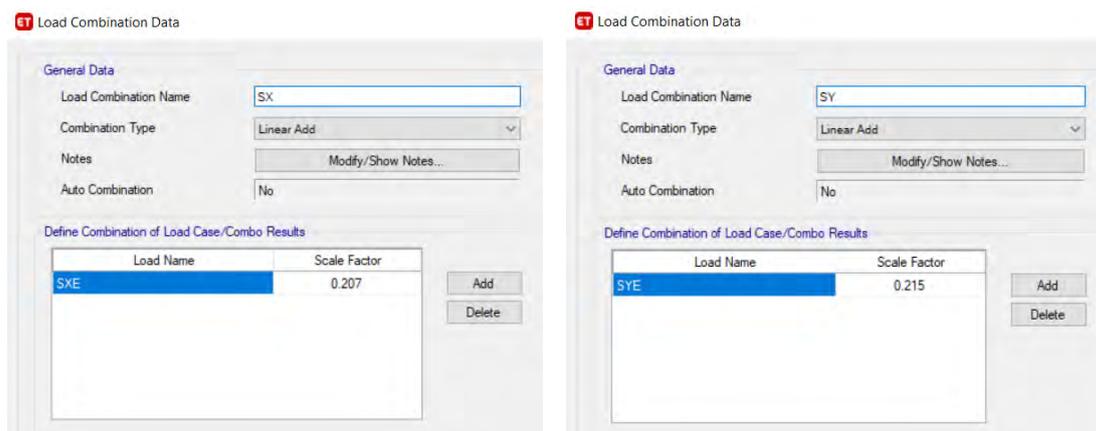


Figura 58: Factores de corrección de cortante dinámico

Tabla 44: Cortantes dinámicos corregidos

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m
▶	Story1	SX	Combination	Max	Bottom	0	536.9659	2.4468	5327.7933	35.7966
	Story1	SY	Combination	Max	Bottom	0	2.5413	537.2017	7386.8324	7726.836

Una vez corregidos los cortantes dinámicos, son muy similares a los cortantes estáticos mínimos.

### 8.6.7 Derivas de entrepiso

Según la NEC 2015, la deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Para verificar las derivas de piso, se utilizó las combinaciones de carga:

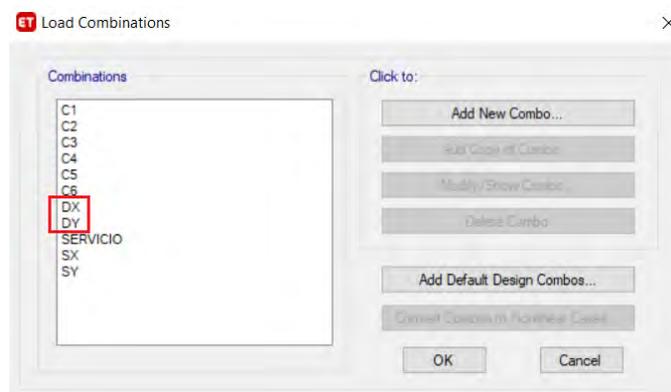


Figura 59: Combinaciones de carga para verificación de deriva

Las cuales son el sismo escalado o corregido por el factor de 0.75R:

Dirección X

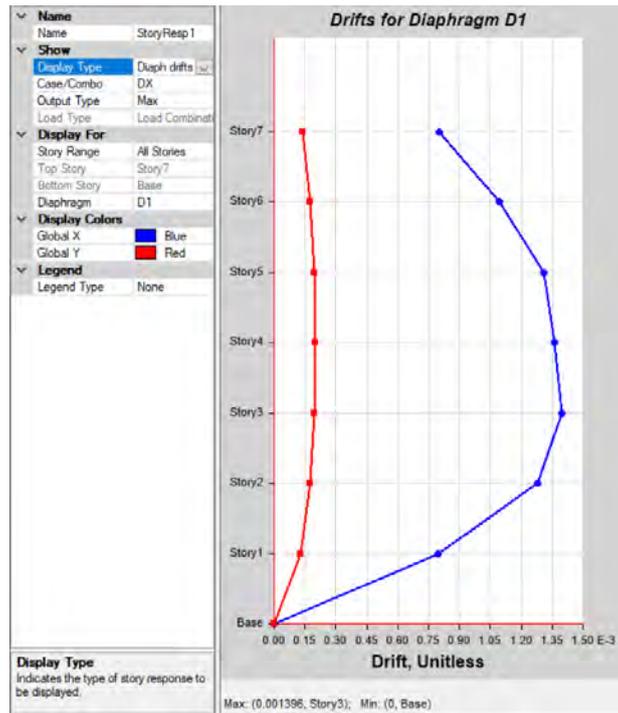


Figura 60: Deriva en dirección X

$0.001396 \leq 0.02$       OK

Dirección Y

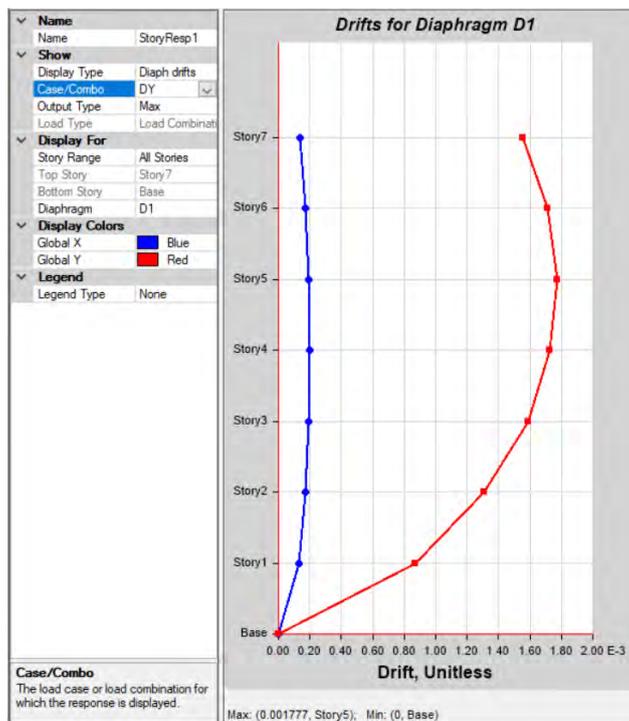


Figura 61: Deriva en dirección Y

$0.00177 \leq 0.02$       OK

Como se puede observar en las derivas de piso, el espesor de los muros podría ser menor, pero como se verá más adelante, al diseñarlos por capacidad, es necesario el espesor de muro usado.

Es importante mencionar que ETABS revisa la deriva máxima, no en el centro de masa, sino en todos los puntos del diafragma, y reporta el máximo obtenido.

### 8.6.8 Deriva global de techo

Para la deriva global de techo se tiene lo siguiente:

#### Dirección X

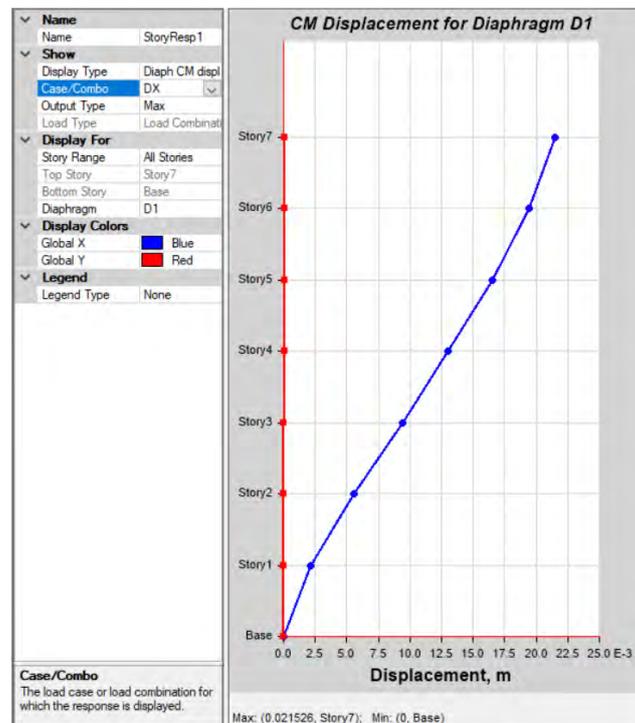


Figura 62: Desplazamiento de techo dirección X (centro de masa)

$$du = 0.021526 \text{ m}$$

La deriva de techo es:

$$\frac{du}{h} = \frac{0.021526}{21} = 0.001025$$

Se tiene una deriva de techo en sentido X de 0.103%

## Dirección Y

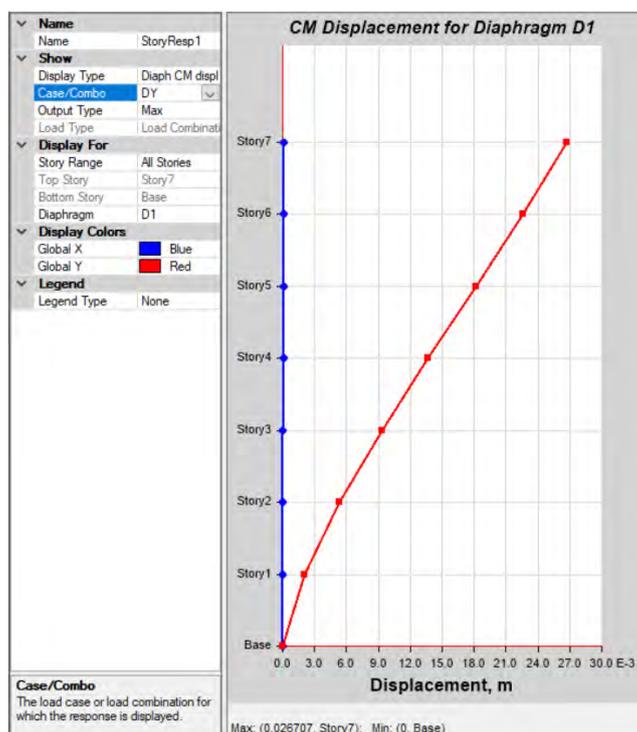


Figura 63: Desplazamiento de techo dirección Y (centro de masa)

$$du = 0.026707 \text{ m}$$

La deriva de techo es:

$$\frac{du}{h} = \frac{0.026707}{21} = 0.001272$$

La deriva global de techo en la dirección Y es 0.127%

### **Comparación contra mínimo**

La relación entre la máxima deriva de piso ( $\delta_i/h_i$ ) y la máxima deriva de techo ( $\delta_u/H_o$ ) depende del tipo de sistema de carga lateral utilizado. Estudios basados en modelos inelásticos de registros de Chile, indican que la relación entre la máxima deriva de entrepiso y la máxima deriva de techo estará entre 1.2 y 2 para estructuras con muros estructurales (Lagos, 2012).

$$1.2 \leq \left(\frac{\delta_i}{h_i}\right) / \left(\frac{\delta_u}{H_o}\right) \leq 2$$

Dirección X

$$\frac{\left(\frac{\delta_i}{h_i}\right)}{\left(\frac{\delta_u}{H_o}\right)} = \frac{0.001396}{0.001025} = 1.36$$

$$1.2 \leq 1.36 \leq 2 \quad OK$$

Dirección Y

$$\frac{\left(\frac{\delta_i}{h_i}\right)}{\left(\frac{\delta_u}{H_o}\right)} = \frac{0.00177}{0.001272} = 1.39$$

$$1.2 \leq 1.39 \leq 2 \quad OK$$

Como se puede observar, en las dos direcciones principales de la estructura se cumple con los límites en la relación de la máxima deriva de entrepiso y la máxima deriva de techo.

**8.6.9 Índice de estabilidad**

Según la NEC 2015, el índice de estabilidad  $Q_i$ , para el piso  $i$  y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de:

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

Se debe tener en cuenta que  $\frac{\Delta_i}{h_i}$ , no es la deriva inelástica, lo que representa es la deriva elástica para el sismo de diseño. Es decir,  $\frac{\Delta_i}{h_i}$  tiene que ser calculado con la misma fuerza o con la misma combinación con el cual se obtiene  $V_i$ , ya que si no se hace así pueden dar coeficientes de estabilidad muy grandes.

Para calcular el índice de estabilidad, primeramente, se obtiene la tabla donde se muestra los cortes de diseño por piso ( $V_x$  y  $V_y$ ) debido a las combinaciones de carga  $S_X$  y  $S_Y$ :

Tabla 45: Cortes de diseño ( $V_x$ ,  $V_y$ ) debido a las combinaciones SX y SY

TABLE: Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story7	SX	Combination	Max	Top	0	99.480	0.499	986.644	0.000	0.000
Story7	SY	Combination	Max	Top	0	0.484	110.109	1513.753	0.000	0.000
Story6	SX	Combination	Max	Top	0	227.115	1.109	2253.538	1.496	298.439
Story6	SY	Combination	Max	Top	0	1.090	242.159	3329.625	330.326	1.451
Story5	SX	Combination	Max	Top	0	330.446	1.578	3279.307	4.806	975.372
Story5	SY	Combination	Max	Top	0	1.564	341.304	4693.149	1053.276	4.699
Story4	SX	Combination	Max	Top	0	413.070	1.937	4099.399	9.492	1954.465
Story4	SY	Combination	Max	Top	0	1.941	417.827	5745.559	2063.945	9.324
Story3	SX	Combination	Max	Top	0	476.597	2.199	4729.578	15.217	3172.778
Story3	SY	Combination	Max	Top	0	2.242	476.058	6546.330	3290.248	15.015
Story2	SX	Combination	Max	Top	0	518.358	2.367	5143.547	21.682	4572.633
Story2	SY	Combination	Max	Top	0	2.449	516.169	7097.809	4675.643	21.536
Story1	SX	Combination	Max	Top	0	536.966	2.447	5327.793	28.619	6091.976
Story1	SY	Combination	Max	Top	0	2.541	537.202	7386.832	6169.981	28.639

Luego se obtiene el peso acumulado por piso ( $P_i$ ) debido a la combinación de carga de servicio definida anteriormente.

Tabla 46: Carga vertical de servicio por piso

TABLE: Story Forces									
Story	Output Case	Case Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story7	SERVICIO	Combination	Top	253.260	0.000	0.000	0.000	2279.340	-3165.750
Story7	SERVICIO	Combination	Bottom	329.868	0.000	0.000	0.000	2968.812	-4123.350
Story6	SERVICIO	Combination	Top	772.128	0.000	0.000	0.000	6949.152	-9651.600
Story6	SERVICIO	Combination	Bottom	848.736	0.000	0.000	0.000	7638.624	-10609.200
Story5	SERVICIO	Combination	Top	1290.996	0.000	0.000	0.000	11618.964	-16137.450
Story5	SERVICIO	Combination	Bottom	1367.604	0.000	0.000	0.000	12308.436	-17095.050
Story4	SERVICIO	Combination	Top	1811.784	0.000	0.000	0.000	16306.056	-22647.300
Story4	SERVICIO	Combination	Bottom	1899.912	0.000	0.000	0.000	17099.208	-23748.900
Story3	SERVICIO	Combination	Top	2344.092	0.000	0.000	0.000	21096.828	-29301.150
Story3	SERVICIO	Combination	Bottom	2432.220	0.000	0.000	0.000	21889.980	-30402.750
Story2	SERVICIO	Combination	Top	2876.400	0.000	0.000	0.000	25887.600	-35955.000
Story2	SERVICIO	Combination	Bottom	2964.528	0.000	0.000	0.000	26680.752	-37056.600
Story1	SERVICIO	Combination	Top	3408.708	0.000	0.000	0.000	30678.372	-42608.850
Story1	SERVICIO	Combination	Bottom	3496.836	0.000	0.000	0.000	31471.524	-43710.450

Finalmente, se obtienen las derivas debido a las combinaciones de carga SX y SY (no es la deriva inelástica):

- Se debe tener en cuenta que el programa ETABS no reporta la deriva en el centro de masas directamente, como menciona la NEC que se debe obtener, entonces se puede elegir un punto cualquiera que este lo más cercano (Nudo 14) posible al centro de masa, donde la deriva va a ser muy similar:

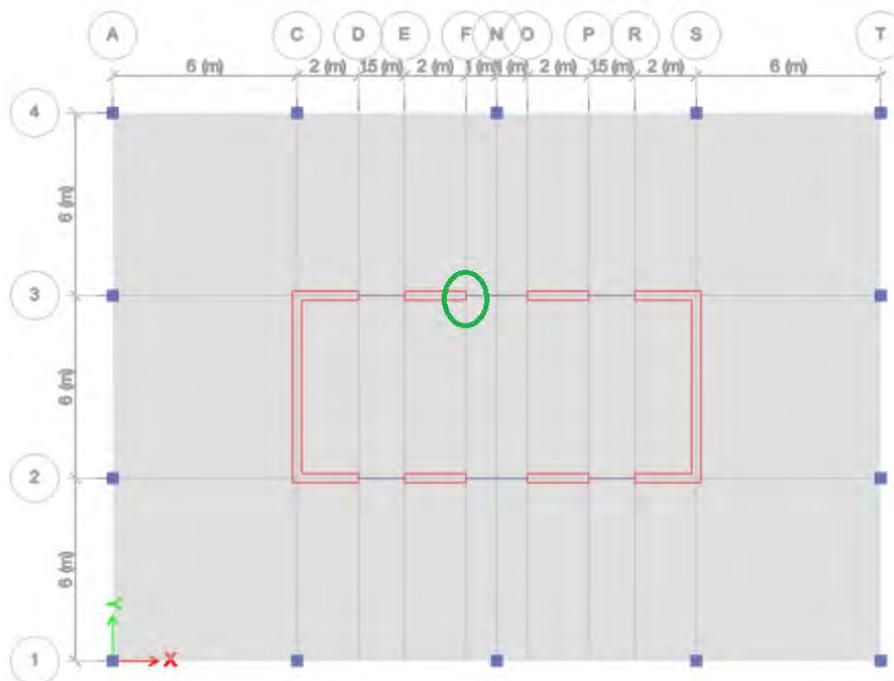


Figura 64: Deriva en punto cercano al centro de masa en el piso 7 (nudo 14)

La deriva en el nudo 14, debido a la combinación de carga SX y SY (deriva elástica) es:

Tabla 47: Derivas en punto cercano al centro de masas (nudo 14)

TABLE: Joint Drifts									
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Disp X	Disp Y	Drift X	Drift Y
						m	m		
Story7	14	611	SX	Combination	Max	0.005954	0.000105	0.000198	0.000004
Story7	14	611	SY	Combination	Max	0.000319	0.007219	0.000012	0.00037
Story6	14	618	SX	Combination	Max	0.005371	0.000091	0.000271	0.000005
Story6	14	618	SY	Combination	Max	0.000282	0.006116	0.000015	0.000399
Story5	14	630	SX	Combination	Max	0.004572	0.000076	0.000326	0.000006
Story5	14	630	SY	Combination	Max	0.000236	0.004927	0.000017	0.000411
Story4	14	648	SX	Combination	Max	0.003604	0.000059	0.000339	0.000006
Story4	14	648	SY	Combination	Max	0.000184	0.003704	0.000017	0.000397
Story3	14	666	SX	Combination	Max	0.002594	0.000041	0.000349	0.000006
Story3	14	666	SY	Combination	Max	0.000132	0.002521	0.000017	0.00036
Story2	14	690	SX	Combination	Max	0.001549	0.000025	0.00032	0.000005
Story2	14	690	SY	Combination	Max	0.00008	0.001446	0.000015	0.000292
Story1	14	264	SX	Combination	Max	0.000589	0.00001	0.000196	0.000003
Story1	14	264	SY	Combination	Max	0.000034	0.00057	0.000011	0.00019

Entonces para encontrar el índice de estabilidad se aplica:

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

Donde se utiliza los datos obtenidos de las tablas mostradas (señalados con recuadro rojo):

**Tabla 48: Índice de estabilidad para edificio de 7 pisos**

Story	Output Case	Índice de estabilidad
		Qi
Story7	SX	0.000504
Story7	SY	0.000851
Story6	SX	0.000921
Story6	SY	0.001272
Story5	SX	0.001274
Story5	SY	0.001555
Story4	SX	0.001487
Story4	SY	0.001721
Story3	SX	0.001717
Story3	SY	0.001773
Story2	SX	0.001776
Story2	SY	0.001627
Story1	SX	0.001244
Story1	SY	0.001206

El máximo de todos los coeficientes de estabilidad es:

$$Q_{i \text{ máx}} = 0.00178$$

Debido a que:

$$Q_{i \text{ máx}} < 0.1$$

$$0.00178 < 0.1$$

**Como resultado de esta revisión, la NEC establece que los efectos  $P - \Delta$  no se consideran.**

### **8.6.10 Diseño al corte de muro C**

Se diseñará el muro en forma de C, en la sección más crítica del edificio. Por el momento no se considera amplificación dinámica ni amplificación por sobre resistencia a flexión, debido a que no se tiene el diseño a flexión del muro.

### 8.6.10.1 Verificación de la sección crítica

Para verificar donde se encuentran los esfuerzos máximos de tensión, se utiliza el programa ETABS y se pide que muestre los esfuerzos, debido a los primeros modos de vibración:

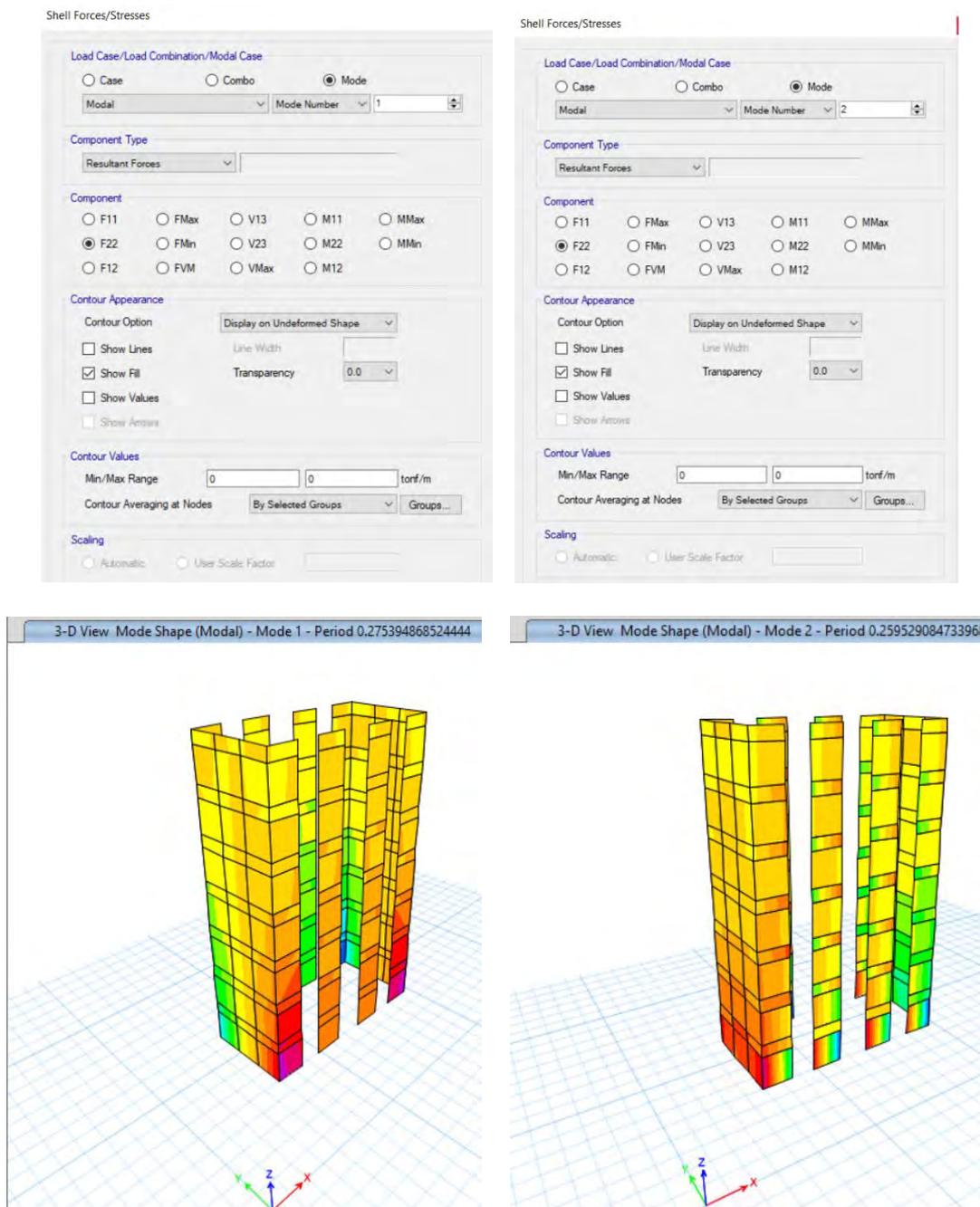


Figura 65: Esfuerzos de tensión debido a modo de vibración 1 Y 2 (sentido Y y X)

Se puede ver claramente que los máximos esfuerzos a tensión y compresión se encuentran en la parte baja del edificio para el modo de vibración 1 y 2 (sentido Y y X).

### 8.6.10.2 Chequeo del esfuerzo de corte:

Se procede a asignar los Piers a cada muro, donde cada segmento del muro en forma de C, tiene un Pier independiente:

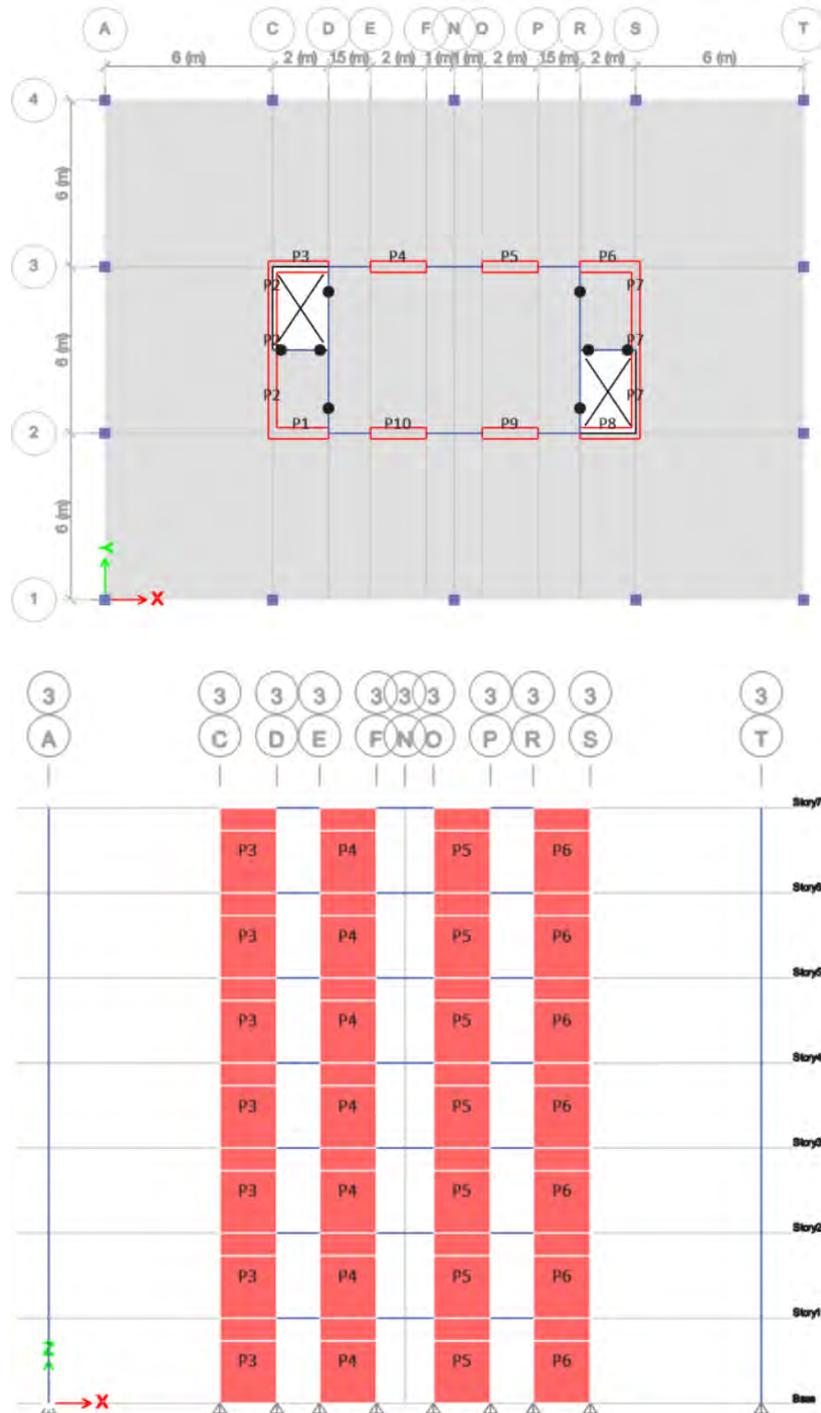


Figura 66: Asignación de Piers a muros

Como se puede observar, la parte del muro que coincide con el alto de la viga de acople no se asigna Pier ya que son parte de esta.

Directamente en ETABS, se pide que muestre los fuerzas en los Piers, debido a las combinaciones de diseño que especifica la NEC 2015 (C1 al C6), donde interesa el V2 (Cortante); de la misma manera, se pide que muestre las propiedades de los Piers. Con la ayuda de Excel, se procede a encontrar el espesor (e) y ancho de muro (lw).

Para cada Pier asignado, se calcula la capacidad cortante máxima de todos los muros estructurales mediante:

$$\phi Vn_{m\acute{a}x} = 0.75 * \frac{2}{3} A_{cv} (f'c)^{0.5}$$

Donde:

$$A_{cv} = e * lw$$

Como aún no se tiene diseñada la sección a flexión, no se puede obtener la amplificación por sobre resistencia a flexión, por lo que, por ahora, se considera un factor de 1. La misma consideración tendrá el factor de amplificación dinámica por corte ( $w_v$ )

Se calcula la demanda sobre capacidad mediante:

$$\frac{D}{C} = V2 * \frac{\phi_o * w_v}{\phi Vn_{m\acute{a}x}}$$

Donde:

$$V2 = \text{Cortante de cada muro}$$

Se tiene que la máxima D/C es 0.4355, la cual corresponde a un muro (Pier 2) ubicado en el piso 1, debido a la combinación de carga C4 la cual tiene sismo en dirección Y.

Tabla 49: Máxima D/C para muro

TABLE: Pier Forces																	
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	f <sub>c</sub>	e	lw	ΦV <sub>n</sub> max	Factor de amplificación	D/C
						tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf/m2					
Story1	P2	C4	Combination	Max	Top	-428.278	247.885	-0.885	0.374	2.072	505.004	4000	0.30	6.00	569.21	1.000	0.4355
Story1	P2	C4	Combination	Max	Bottom	-439.683	247.885	-0.885	0.374	-0.064	1164.125	4000	0.30	6.00	569.21	1.000	0.4355
Story1	P2	C4	Combination	Min	Top	-432.880	-247.660	-0.971	-0.272	1.802	-500.975	4000	0.30	6.00	569.21	1.000	0.4351
Story1	P2	C4	Combination	Min	Bottom	-444.285	-247.660	-0.971	-0.272	-0.145	-1159.602	4000	0.30	6.00	569.21	1.000	0.4351
Story1	P2	C6	Combination	Max	Top	-269.641	247.839	-0.498	0.354	1.260	504.191	4000	0.30	6.00	569.21	1.000	0.4354
Story1	P2	C6	Combination	Max	Bottom	-278.195	247.839	-0.498	0.354	-0.023	1163.212	4000	0.30	6.00	569.21	1.000	0.4354
Story1	P2	C6	Combination	Min	Top	-274.243	-247.706	-0.583	-0.291	0.991	-501.788	4000	0.30	6.00	569.21	1.000	0.4352
Story1	P2	C6	Combination	Min	Bottom	-282.796	-247.706	-0.583	-0.291	-0.104	-1160.516	4000	0.30	6.00	569.21	1.000	0.4352

### 8.6.11 Diseño a flexo compresión del muro C

Primeramente, se ubica el muro a diseñar y se le asigna un nuevo Pier (C1) de sección compuesta. Para el diseño a flexo compresión, se tomará en cuenta el muro con la mayor demanda capacidad (D/C) encontrado antes en el chequeo de esfuerzo de corte:

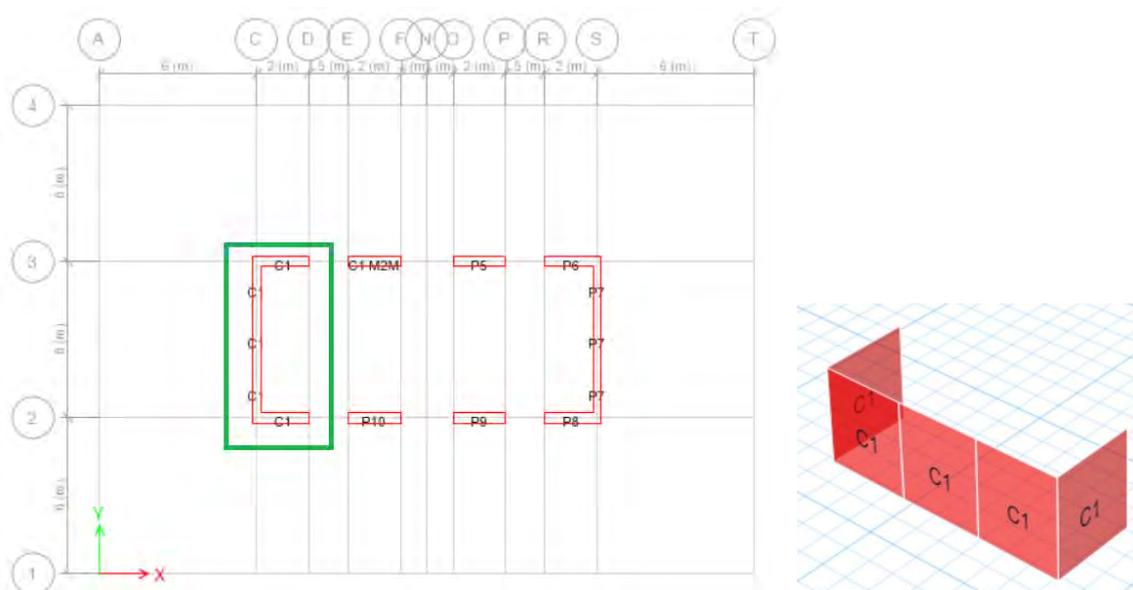


Figura 67: Asignación de un solo pier (pier C1)

El diseño a flexo compresión se lo realizará directamente en el programa ETABS, donde primeramente se verifican las preferencias de diseño:

Shear Wall Design Preferences for ACI 318-14

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-14
02	Multi-Response Case Design	Envelopes - All
03	Rebar Material	A706Gr60
04	Rebar Shear Material	A706Gr60
05	Design System Rho	1
06	Design System Sds	0.5
07	Importance Factor	1
08	System Cd	5.5
09	Phi (Tension Controlled)	0.9
10	Phi (Compression Controlled)	0.65
11	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
12	Phi (Shear Seismic)	0.6
13	Pmax Factor	0.8
14	Number of Curves	24
15	Number of Points	11
16	Edge Design PT-Max	0.06
17	Edge Design PC-Max	0.04
18	Section Design IP-Max	0.04

**Figura 68: Preferencias de diseño para muros**

Cuando se tenga casos de carga que puedan tener resultados parciales (como una modelación de secuencia constructiva), se tiene que indicar al programa con cual de esos resultados parciales se tiene que diseñar. En este caso, como no se está modelando una secuencia constructiva se puede usar Envelopes – All en Multi-Response Case Design. Se escoge el material de las varillas definido (A706 grado 60); las preferencias de diseño (Rho, Sds, Cd) no se ocuparán ya que aplican cuando se diseña según ASCE 7-16. Los factores Phi vienen por defecto y son los que usa ACI. La opción Pmax Factor es el truncamiento que tiene el diagrama de interacción en la parte de compresión y el factor de 0.8 es lo que establece ACI, y por último, el número de curvas y número de puntos tienen que ver con el diagrama de interacción que se presentará del muro, es decir, como tiene 24 curvas, indica que mostrará una curva cada 15 grados y cada curva estará representada por 11 puntos.

Seguidamente se eligen las combinaciones de diseño:

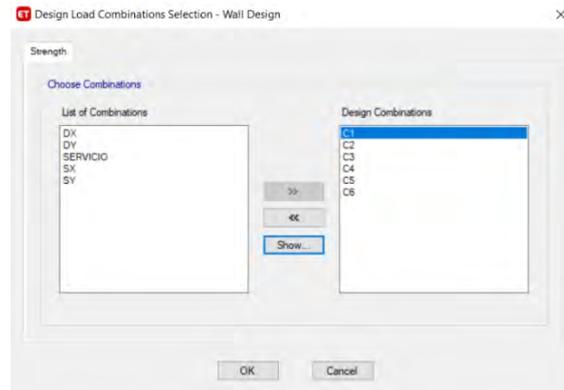


Figura 69: Combinaciones de diseño para muros NEC 2015

Se dibuja el muro con la herramienta Section Designer de ETABS:

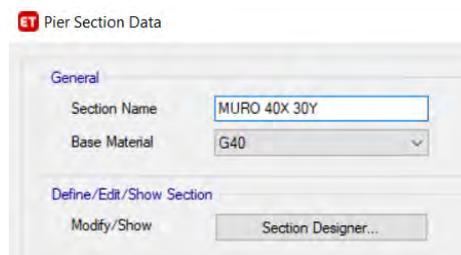


Figura 70: Dibujo del muro en Section designer de ETABS

Para armar el muro se partió con un área de acero en las esquinas (cabezales) de 1% y en las pantallas con una cuantía mínima de acero de 0.0025.

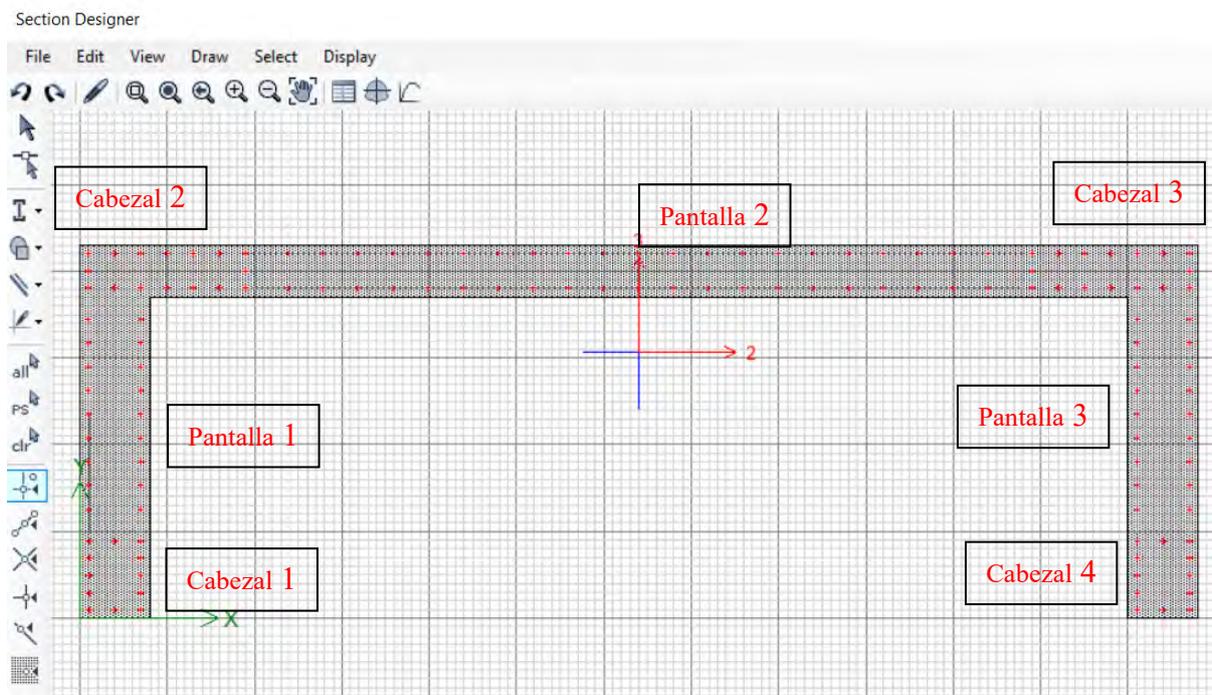


Figura 71: Armado de muro C, ETABS

En los cabezales 1 y 4 se tiene  $12\phi 16$ , los cabezales 2 y 3 están armados con  $16\phi 16$ . Las pantallas 1 y 3 tienen doble armadura de  $1\phi 12@15$  cm., y por último la pantalla 3 tiene una doble armadura de  $1\phi 10@20$  cm.

Se asigna la sección al muro:

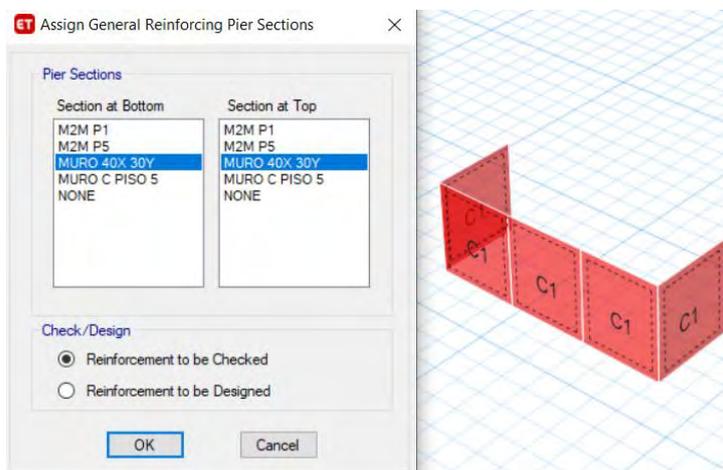


Figura 72: Asignación de la sección del muro

Se diseña con la ayuda de ETABS:

Tabla 50: Diseño de muro, ETABS (D/C)

**Flexural Design for P,  $M_3$  and  $M_2$**

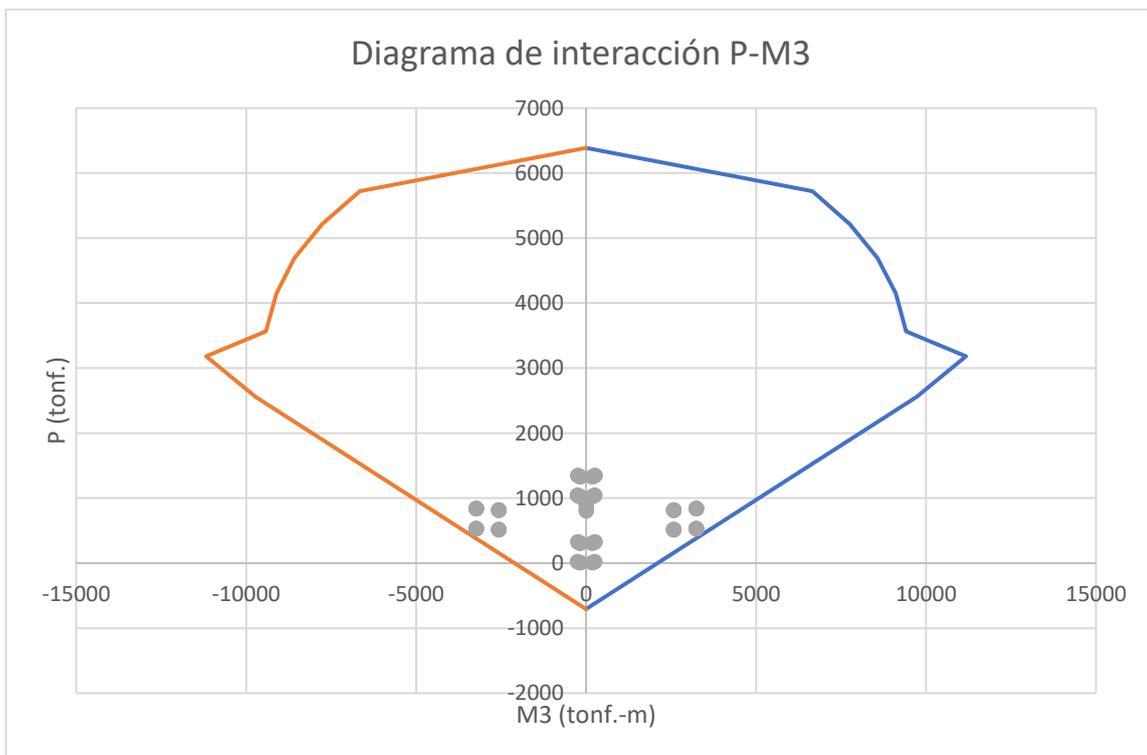
Station	D/C	Flexural	$P_u$ tonf	$M_{u2}$ tonf-m	$M_{u3}$ tonf-m
Top	0.497	C6	511.3243	3.7338	2580.0533
Bottom	0.971	C5	19.9461	468.6522	255.6023

Como se muestra, el muro cumple con la relación Demanda Capacidad. A continuación, se muestra los diagramas de interacción P-M2 y PM3, con las fuerzas de diseño que se presentan en el Pier C1:



**Figura 73: Diagrama de interacción de muro diseñado, P-M2 (sismo en dirección X)**

Como se puede observar, el punto más crítico (casi sobre la línea diagrama de interacción) es por flexión.



**Figura 74: Diagrama de interacción de muro diseñado, P-M3 (sismo en dirección Y)**

Como todas las combinaciones de diseño posibles, representadas por puntos en gris (obtenidas mediante la tabla Design Forces – Piers), se encuentran dentro de los diagramas de interacción P-M2 y P-M3, el muro cumple con el diseño a flexo compresión.

### 8.6.11.1 Elementos de borde

#### Cargas axiales debido a Combinaciones de carga con sismo en X y Y

Primeramente, se busca la carga axial máxima y mínima debido a la combinación de carga que tiene sismo en X (combinación C3).

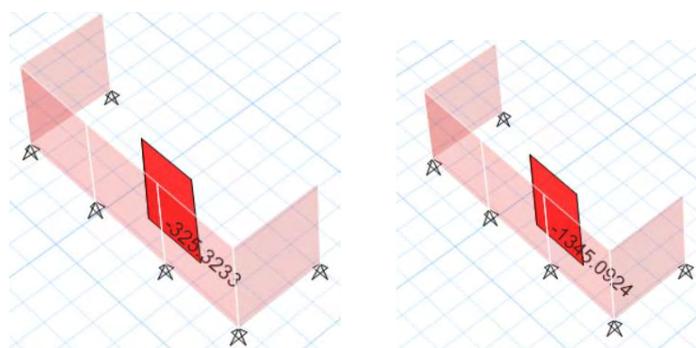


Figura 75: Cargas axiales máximas y mínimas debido a combinación de carga C3 (sismo en X)

$$P(+Sx) = -325.3233 T.$$

$$P(-Sx) = -1345.0924 T.$$

De igual manera, se busca la carga axial máxima y mínima debido a la combinación de carga que tiene sismo en Y más desfavorable (combinación C4)

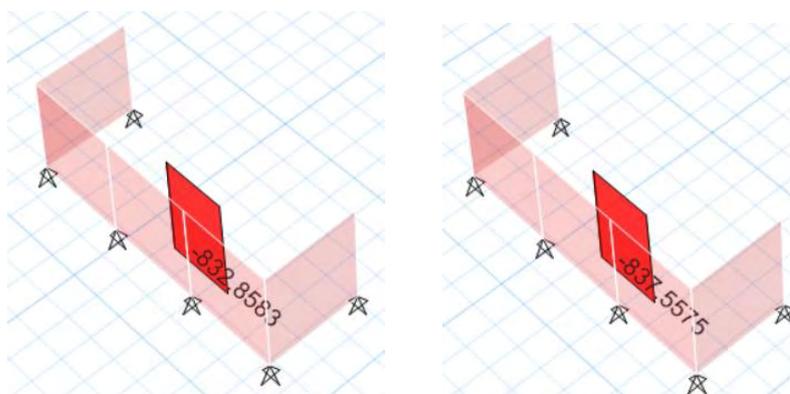


Figura 76: Cargas axiales máximas y mínimas debido a combinación de carga C4 (sismo en Y)

$$P(+Sy) = -832.8583 T.$$

$$P(-Sy) = -837.5575 T.$$

### 8.6.11.1.1 Confinamiento

La NEC 2015 indica que las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando:

$$c_{limite\ x} = \frac{lw}{600 \left( \frac{\delta u}{h} \right)}$$

Según NEC, la deriva de techo deberá ser  $\frac{\delta u}{h} \geq 0.007$

#### Dirección X

$$c_{limite\ x} = \frac{lw(X)}{600 \left( \frac{\delta u(X)}{h} \right)}$$

Como  $\frac{\delta u(X)}{h} = 0.001025$ , se tomará el valor de 0.007

$$c_{limite\ x} = \frac{2}{600(0.007)} = 0.48\ m.$$

#### Dirección Y

$$c_{limite\ y} = \frac{lw(Y)}{600 \left( \frac{\delta u(Y)}{h} \right)}$$

Como  $\frac{\delta u(Y)}{h} = 0.00127176$ , se tomará el valor de 0.007

$$c_{limite\ y} = \frac{6}{600(0.007)} = 1.43\ m.$$

Para encontrar el eje neutro c del muro, se utiliza el programa SAP2000, donde se define nuevamente el material del hormigón G40 (4000 t/m<sup>2</sup>) y se crea la sección del muro con el mismo armado:

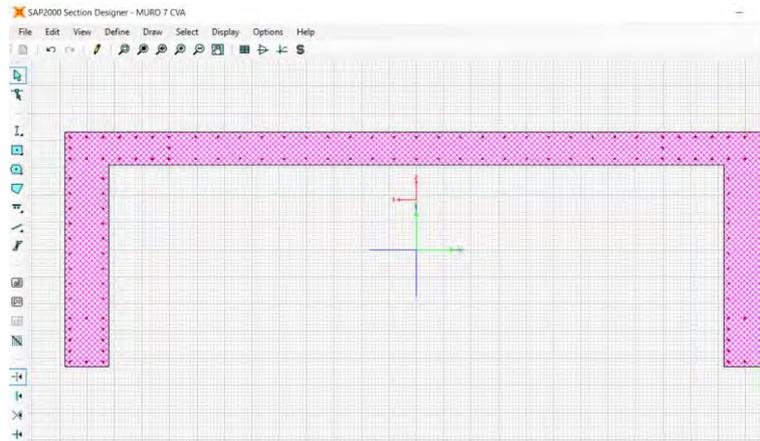


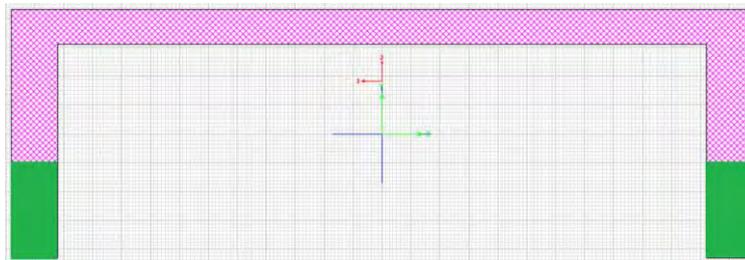
Figura 77: Armado de muro C, SAP2000

### Dirección X

Se comienza con la carga axial debido a combinación de carga C3 máxima:

$$P(+Sx) = -325.3233 T.$$

Para que se comprima el muro (parte verde) se necesita un ángulo de 180 grados (se debe tener en cuenta que los ejes locales en SAP2000 son distintos a los de ETABS).



Moment Curvature Curve (Limits: P(comp.) = -12338.399, P(ten.) = 846.637)

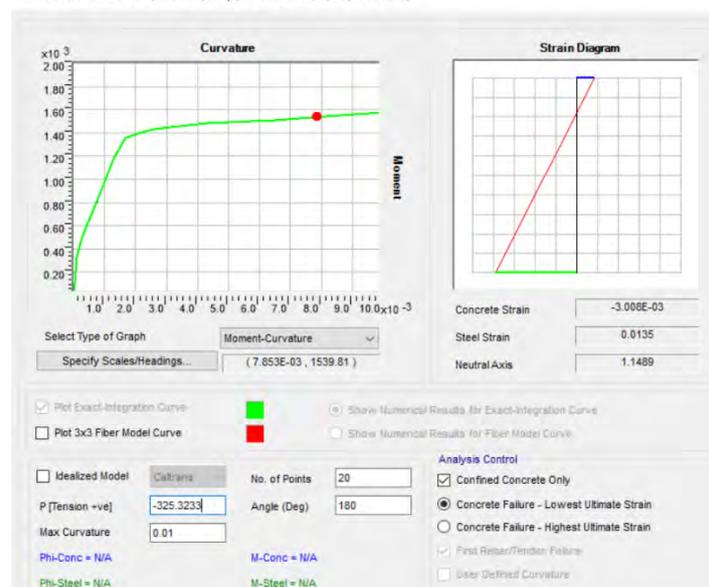


Figura 78: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C3 Máx.

Como se aprecia en la Figura 78, se navega por el diagrama momento curvatura hasta obtener un acortamiento del hormigón de 0.003, es decir hasta llegar a la capacidad nominal de la sección del muro. Para obtener el eje neutro  $c$ , se realiza una regla de tres

$$c_1 = \frac{0.003}{(0.003 + 0.0135)} * 2 = 0.36 \text{ m}$$

Seguidamente se usa la carga axial debido a combinación de carga C3 mínima:

$$P(-Sx) = -1345.0924 \text{ T.}$$

Para que se comprima el muro (parte verde) se necesita un ángulo de 0 grados.

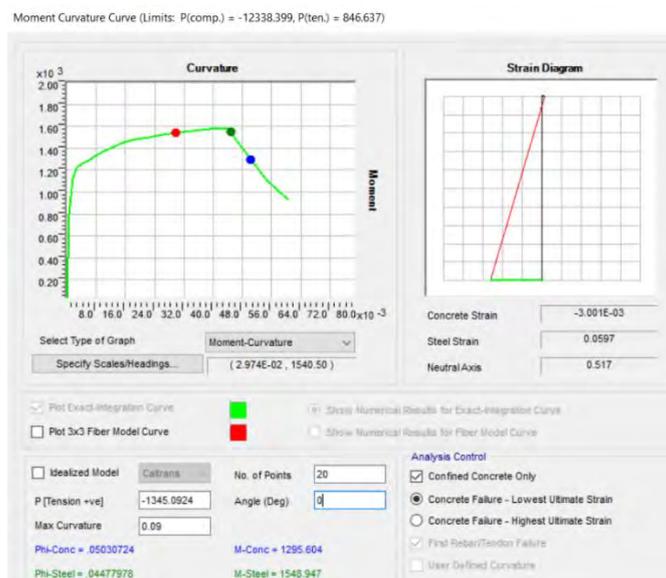
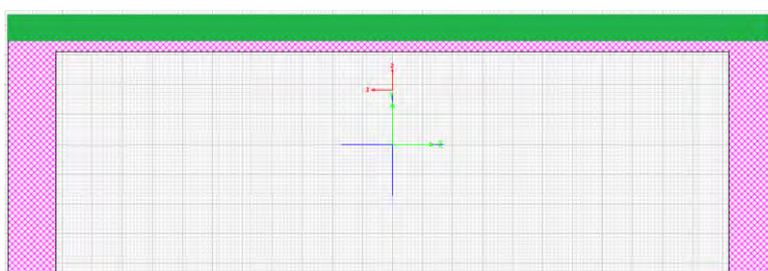


Figura 79: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C3 Mín.

$$c_2 = \frac{0.003}{(0.003 + 0.0597)} * 2 = 0.10 \text{ m}$$

### Dirección Y

Se comienza con la carga axial debido a combinación de carga C4 máxima:

$$P(+Sy) = -832.8583 \text{ T.}$$

Para que se comprima el muro (parte verde) se necesita un ángulo de 270 grados (se debe tener en cuenta que los ejes locales en SAP2000 son distintos a los de ETABS).

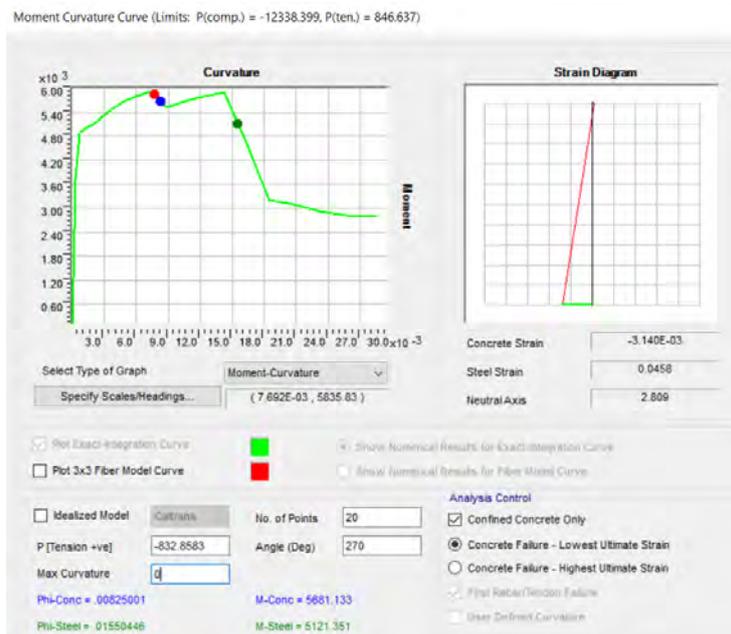
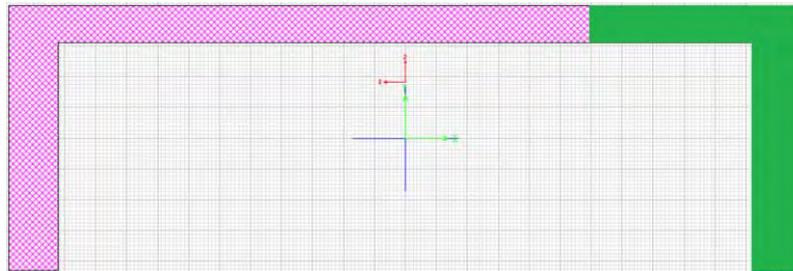


Figura 80: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C4 Máx.

$$c_1 = \frac{0.003}{(0.003 + 0.0458)} * 6 = 0.37 \text{ m}$$

Luego con la carga axial debido a combinación de carga C4 mínima:

$$P(-Sy) = -837.5575 \text{ T.}$$

Para que se comprima el muro (parte verde) se necesita un ángulo de 90 grados.



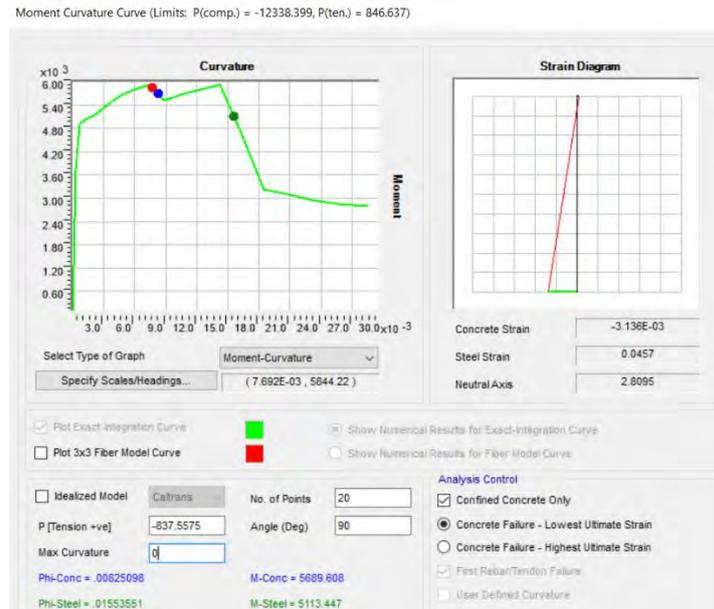


Figura 81: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C4 MÍN.

$$c_2 = \frac{0.003}{(0.003 + 0.0458)} * 6 = 0.37 \text{ m}$$

Una vez obtenidos los ejes neutros de la sección se verifica si necesita confinamiento:

Para la dirección X:

$$c_1 < c_{\text{limite } X}$$

$$0.36 < 0.48 \text{ m}$$

$$c_2 < c_{\text{limite } X}$$

$$0.10 < 0.48 \text{ m}$$

**Como resultado de esta revisión, no se necesitaría confinar en dirección X.**

Para la dirección Y:

Como se tiene una sección simétrica:

$$c_1 = c_2 < c_{\text{limite } x}$$

$$0.37 < 1.43 \text{ m}$$

**Como resultado de esta revisión, no se necesitaría confinar en dirección Y.**

Como se puede observar, no se necesita confinamiento, sin embargo, se confinarán los cabezales.

### 8.6.11.1.2 Largo de confinamiento

Para obtener el largo de confinamiento se utiliza la siguiente ecuación presentada en NEC y ACI:

$$c_c = \max\left(c - 0.1lw; \frac{c}{2}\right)$$

Como en este caso, el eje neutro  $c$  es menor al  $c_{limite}$ , tanto en la dirección X como Y, se tomará la ubicación de refuerzo longitudinal que exige ACI en muros estructurales especiales con diferentes configuraciones:

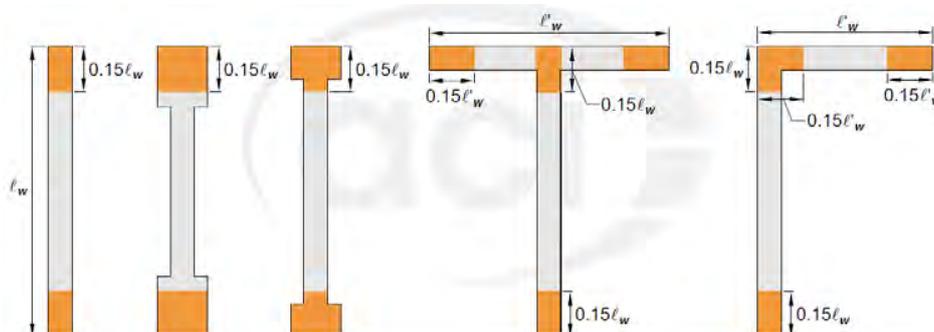


Fig. R18.10.2.4—Locations of longitudinal reinforcement required by 18.10.2.4(a) in different configurations of wall sections.

**Figura 82: Ubicación de refuerzo longitudinal de elementos de borde para diferentes configuraciones de muro**

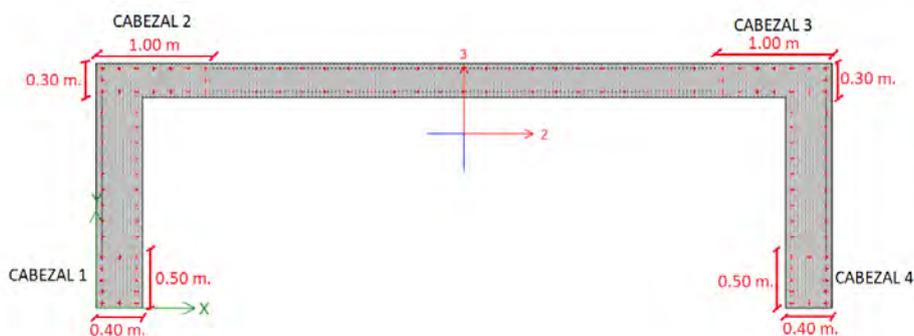
Es decir, para la dirección X, al menos se tendrán elementos de borde confinados de:

$$0.15lx = 0.15(2) = 0.30m$$

De igual manera para la dirección Y se tendrá:

$$0.15ly = 0.15(6) = 0.90m$$

La configuración de los cabezales quedaría de la siguiente manera para muro C ubicado en el primer piso:



**Figura 83: Configuración de los cabezales para muro de primer piso en forma de C**

### 8.6.11.1.3 Cuantía mínima de confinamiento:

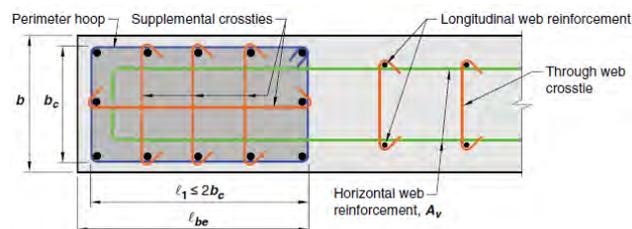
En todos los elementos de borde, la cuantía mínima en todo el largo de confinamiento calculado

es:

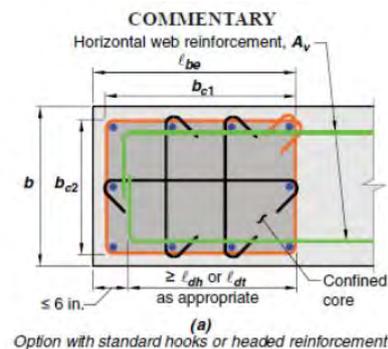
$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.3 \left( \frac{A_g}{Ach} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_y} \end{cases}$$

$$A_g = l_{be} * b$$

$$Ach = b_{c1} * b_{c2}$$



(a) Perimeter hoop with supplemental 135-degree cross-ties and 135-degree cross-ties supporting distributed web longitudinal reinforcement



Para los cabezales 1 y 4

$$b = 0.40, l_{be} = 0.46 \text{ m.}, b_{c1} = 0.42, b_{c2} = 0.32$$

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.3 \left( \frac{0.184}{0.1344} - 1 \right) \frac{40}{420} \\ 0.09 \frac{40}{420} \end{cases}$$

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.0105 \\ 0.00857 \end{cases}$$

$$\rho_{Ash} = 0.0105$$

$$\rho_1 = \rho_{Ash} * l_{be} * 100 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = 0.0105 * 40 * 100 = 42.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_2 = 0.0105 * 50 * 100 = 52.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para los cabezales 2 y 3

$$b = 0.30, l_{be} = 0.96 \text{ m.}, b_{c1} = 0.92, b_{c2} = 0.22$$

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left( \frac{0.288}{0.2024} - 1 \right) \frac{40}{420} \\ 0.09 \frac{40}{420} \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.0121 \\ 0.00857 \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = 0.0121$$

$$\rho_1 = 0.0121 * 30 * 100 = 36.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_1 = 0.0121 * 100 * 100 = 121.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### 8.6.12 Diseño por capacidad del muro C

#### Factor de sobre resistencia a Flexión:

Para considerar la sobre resistencia, se necesitan los diagramas de interacción con un  $\phi = 1$  y con propiedades esperadas del acero:

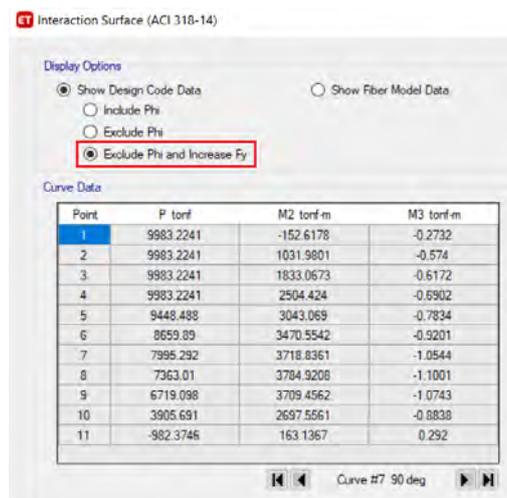


Figura 84: Diagrama de interacción con un  $\phi=1$  y con propiedades esperadas del acero

### 8.6.12.1 Chequeo de cortante dirección X

#### Factor de sobre resistencia a flexión

Se verifica para las combinaciones de carga que tienen sismo en X (C3 y C5), que son concordantes con el movimiento:

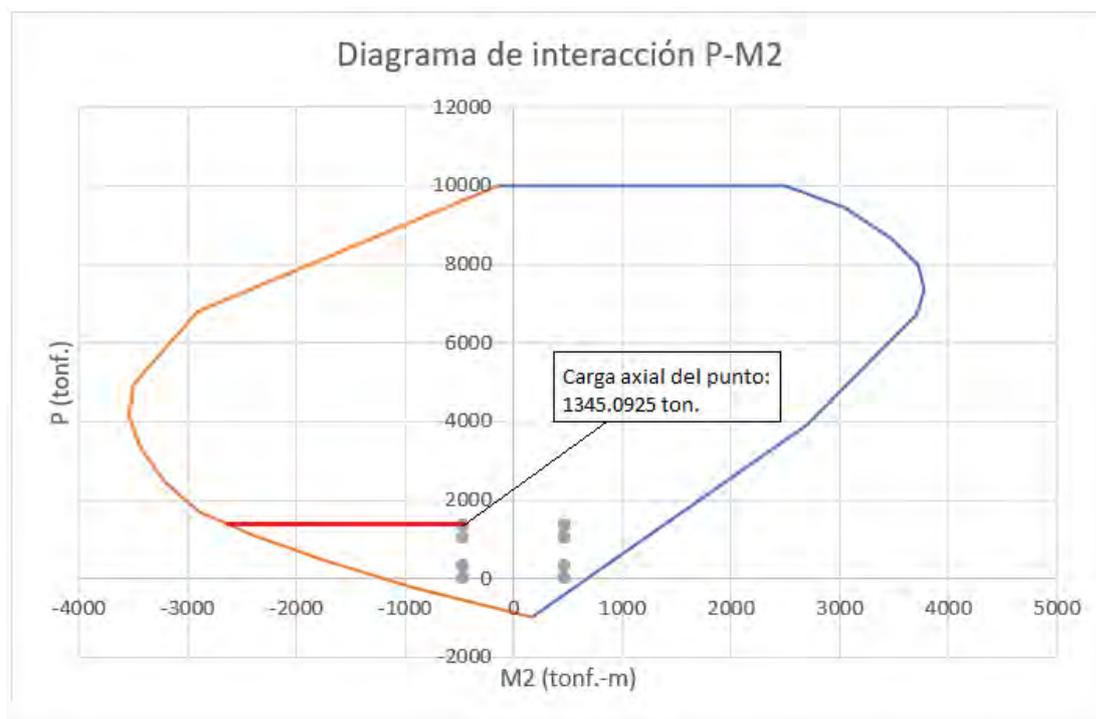


Figura 85: Diagrama de interacción PM2 ( $\phi=1$  y  $F_{ye}$ ) para obtención de momentos probables Mpr.

Directamente de ETABS se obtienen los puntos que forman el diagrama de interacción:

Tabla 51: Puntos de diagrama de interacción P-M2

Curve #7 90 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	9983.224	-152.618	-0.2732
2	9983.224	1031.98	-0.574
3	9983.224	1833.067	-0.6172
4	9983.224	2504.424	-0.6902
5	9448.488	3043.069	-0.7834
6	8659.89	3470.554	-0.9201
7	7995.292	3718.836	-1.0544
8	7363.01	3784.921	-1.1001
9	6719.098	3709.456	-1.0743
10	3905.691	2697.556	-0.8838
11	-982.375	163.1367	0.292

Curve #19 270 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	9983.224	-152.618	-0.2732
2	6802.301	-2907.01	0.2651
3	4928.919	-3495.09	0.3316
4	4162.671	-3540.89	0.4561
5	3346.59	-3443.01	0.6284
6	2448.057	-3212.28	0.8877
7	1710.973	-2901.27	1.0645
8	1095.219	-2399.91	0.9759
9	468.6574	-1760.99	0.8516
10	-213.473	-930.431	0.633
11	-982.375	163.1367	0.292

Con este diagrama de interacción ( $\phi = 1$  y  $F_{ye}$ ), realizando una interpolación lineal para la curva de 270 grados, se tiene que para una carga axial de 1345.0925 toneladas un momento probable de:

$$M_{pr} = -2603.36 \text{ ton.m}$$

Se realiza el mismo procedimiento para todos los puntos de fuerzas de diseño en los Piers, debido a las combinaciones de carga C3 y C5, hasta obtener la siguiente tabla

Tabla 52: Factor de sobre resistencia a flexión  $\phi_o$  para sismo en dirección X

TABLE: Design Forces - Piers												
Story	Pier	Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	P corregido	Mpr	Mpr/Mu
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf-m	
Story1	C1	C3-1	Bottom	-325.323	31.837	136.006	52.472	467.872	258.646	325.323	841.167	1.798
Story1	C1	C3-2	Bottom	-325.323	-31.483	136.006	52.472	-470.543	258.646	325.323	-1586.466	3.372
Story1	C1	C3-3	Bottom	-325.323	31.837	-141.877	52.472	467.872	-243.683	325.323	841.167	1.798
Story1	C1	C3-4	Bottom	-325.323	-31.483	-141.877	52.472	-470.543	-243.683	325.323	-1586.466	3.372
Story1	C1	C3-5	Bottom	-1345.092	31.837	136.006	-51.131	467.872	258.646	1345.092	1369.908	2.928
Story1	C1	C3-6	Bottom	-1345.092	-31.483	136.006	-51.131	-470.543	258.646	1345.092	-2603.360	5.533
Story1	C1	C3-7	Bottom	-1345.092	31.837	-141.877	-51.131	467.872	-243.683	1345.092	1369.908	2.928
Story1	C1	C3-8	Bottom	-1345.092	-31.483	-141.877	-51.131	-470.543	-243.683	1345.092	-2603.360	5.533
Story1	C1	C5-1	Bottom	-19.946	31.767	137.361	52.227	468.652	255.602	19.946	682.831	1.457
Story1	C1	C5-2	Bottom	-19.946	-31.553	137.361	52.227	-469.762	255.602	19.946	-1214.640	2.586
Story1	C1	C5-3	Bottom	-19.946	31.767	-140.523	52.227	468.652	-246.726	19.946	682.831	1.457
Story1	C1	C5-4	Bottom	-19.946	-31.553	-140.523	52.227	-469.762	-246.726	19.946	-1214.640	2.586
Story1	C1	C5-5	Bottom	-1039.715	31.767	137.361	-51.376	468.652	255.602	1039.715	1211.573	2.585
Story1	C1	C5-6	Bottom	-1039.715	-31.553	137.361	-51.376	-469.762	255.602	1039.715	-2354.718	5.013
Story1	C1	C5-7	Bottom	-1039.715	31.767	-140.523	-51.376	468.652	-246.726	1039.715	1211.573	2.585
Story1	C1	C5-8	Bottom	-1039.715	-31.553	-140.523	-51.376	-469.762	-246.726	1039.715	-2354.718	5.013

El factor de amplificación por sobre resistencia más grande para la combinación de carga C3 es 5.533 y para la combinación de carga C5 es 5.013.

#### Factor de amplificación dinámica por corte

ACI318-19 indica que para muros con  $h_{wcs}/l_w < 2$ ,  $\omega_v$  debe tomarse como 1, de lo contrario se calculará mediante:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$$

Donde  $n_s$  es el número de pisos por encima de la sección crítica y no se lo tomará menor que  $0.007h_{wcs}$

Dirección X:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{6}{10} = 1.5$$

Una vez obtenido estos factores de amplificación dinámica por corte y de sobre resistencia a flexión, para las dos combinaciones de carga que tienen sismo en X (C3 y C5), se vuelve a la tabla de diseño al corte donde se consideró en factor de amplificación de 1, y se colocan estos factores encontrados:

$$\text{Factor de amplificación} = \omega_v * \phi_o$$

$$\text{Factor de amplificación (combinación C3)} = 1.5 * 5.533 = 8.2995$$

$$\text{Factor de amplificación (combinación C5)} = 1.5 * 5.013 = 7.5195$$

**Sin embargo, ACI dice que este factor de amplificación ( $\omega_v * \phi_o$ ) no debe ser mayor a 3:**

Tabla 53: Máxima D/C de muro en dirección X (Diseño por capacidad)

TABLE: Pier Forces																	
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	f <sub>c</sub>	e	lw	ΦVn max	Factor de amplificación	D/C
						tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf/m2					
Story1	P1	C3	Combination	Max	Top	-130.275	76.308	0.991	1.232	-1.177	10.373	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.905
Story1	P1	C3	Combination	Max	Bottom	-135.344	76.308	0.991	1.232	0.309	155.897	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.905
Story1	P1	C3	Combination	Min	Top	-251.061	-74.051	0.540	0.828	-1.873	-14.051	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.878
Story1	P1	C3	Combination	Min	Bottom	-256.130	-74.051	0.540	0.828	0.010	-154.608	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.878
Story1	P1	C5	Combination	Max	Top	-59.955	75.778	0.670	0.817	-0.535	11.215	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.899
Story1	P1	C5	Combination	Max	Bottom	-63.757	75.778	0.670	0.817	0.244	155.573	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.899
Story1	P1	C5	Combination	Min	Top	-180.741	-74.581	0.219	0.413	-1.232	-13.209	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.884
Story1	P1	C5	Combination	Min	Bottom	-184.543	-74.581	0.219	0.413	-0.055	-154.932	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.884
Story1	P3	C3	Combination	Max	Top	-131.601	75.620	-0.593	-0.927	1.504	10.113	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.897
Story1	P3	C3	Combination	Max	Bottom	-136.670	75.620	-0.593	-0.927	0.006	155.421	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.897
Story1	P3	C3	Combination	Min	Top	-253.236	-73.862	-0.809	-1.356	1.201	-13.178	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.876
Story1	P3	C3	Combination	Min	Bottom	-258.304	-73.862	-0.809	-1.356	-0.384	-154.619	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.876
Story1	P3	C5	Combination	Max	Top	-60.567	75.183	-0.296	-0.468	0.928	10.841	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.892
Story1	P3	C5	Combination	Max	Bottom	-64.369	75.183	-0.296	-0.468	0.082	155.188	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.892
Story1	P3	C5	Combination	Min	Top	-182.201	-74.299	-0.512	-0.896	0.624	-12.450	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.881
Story1	P3	C5	Combination	Min	Bottom	-186.003	-74.299	-0.512	-0.896	-0.308	-154.852	4000	0.40	2.00	252.982	3.00	0.881

Se puede ver que la máxima relación demanda capacidad es 0.905 por lo que la sección del muro cumple dirección X

### 8.6.12.2 Chequeo de cortante dirección Y

#### Factor de sobre resistencia a flexión

Se verifica para las combinaciones de carga que tienen sismo en Y (C4 y C6), que son concordantes con el movimiento. Realizando el mismo procedimiento que en la dirección X, pero ahora, teniendo en cuenta los diagramas de interacción a 0 y 180 grados se obtiene la siguiente tabla:

**Tabla 54: Factor de sobre resistencia a flexión  $\phi_f$  para sismo en dirección Y**

TABLE: Design Forces - Piers												
Story	Pier	Combo	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P corregido tonf	Mpr tonf-m	Mpr/Mu
Story1	C1	C4-1	Bottom	-832.858	308.464	-2.098	333.624	1.048	3246.259	832.858	4916.874	1.515
Story1	C1	C4-2	Bottom	-832.858	-308.111	-2.098	333.624	-3.719	3246.259	832.858	4916.874	1.515
Story1	C1	C4-3	Bottom	-832.858	308.464	-3.774	333.624	1.048	-3231.296	832.858	-4915.690	1.521
Story1	C1	C4-4	Bottom	-832.858	-308.111	-3.774	333.624	-3.719	-3231.296	832.858	-4915.690	1.521
Story1	C1	C4-5	Bottom	-837.558	308.464	-2.098	-332.283	1.048	3246.259	837.558	4929.602	1.519
Story1	C1	C4-6	Bottom	-837.558	-308.111	-2.098	-332.283	-3.719	3246.259	837.558	4929.602	1.519
Story1	C1	C4-7	Bottom	-837.558	308.464	-3.774	-332.283	1.048	-3231.296	837.558	-4928.416	1.525
Story1	C1	C4-8	Bottom	-837.558	-308.111	-3.774	-332.283	-3.719	-3231.296	837.558	-4928.416	1.525
Story1	C1	C6-1	Bottom	-527.481	308.395	-0.743	333.379	1.829	3243.216	527.481	4089.756	1.261
Story1	C1	C6-2	Bottom	-527.481	-308.180	-0.743	333.379	-2.939	3243.216	527.481	4089.756	1.261
Story1	C1	C6-3	Bottom	-527.481	308.395	-2.419	333.379	1.829	-3234.340	527.481	-4088.673	1.264
Story1	C1	C6-4	Bottom	-527.481	-308.180	-2.419	333.379	-2.939	-3234.340	527.481	-4088.673	1.264
Story1	C1	C6-5	Bottom	-532.18	308.395	-0.743	-332.528	1.829	3243.216	532.180	4102.483	1.265
Story1	C1	C6-6	Bottom	-532.18	-308.180	-0.743	-332.528	-2.939	3243.216	532.180	4102.483	1.265
Story1	C1	C6-7	Bottom	-532.18	308.395	-2.419	-332.528	1.829	-3234.340	532.180	-4101.399	1.268
Story1	C1	C6-8	Bottom	-532.18	-308.180	-2.419	-332.528	-2.939	-3234.340	532.180	-4101.399	1.268

El factor de sobre resistencia a flexión más grande para la combinación de carga C4 es 1.525 y para la combinación de carga C6 es 1.268, sin embargo, ACI indica que no se puede obtener un valor menor a 1.5 por lo que para la combinación de carga C6 el valor será de 1.5.

#### Factor de amplificación dinámica por corte

ACI318-19 indica que para muros con  $h_{wcs}/l_w < 2$ ,  $\omega_v$  debe tomarse como 1, de lo contrario se calculará mediante:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$$

Donde  $n_s$  es el número de pisos por encima de la sección crítica y no se lo tomará menor que  $0.007h_{wcs}$

Dirección Y:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{6}{10} = 1.5$$

Una vez obtenido estos factores para las dos combinaciones de carga que tienen sismo en Y (C4 y C6), se vuelve a la tabla de diseño al corte donde se consideró en factor de amplificación de 1, y se colocan estos factores encontrados:

$$\text{Factor de amplificación} = \omega_v * \Phi_o$$

$$\text{Factor de amplificación (combinación C4)} = 1.5 * 1.525 = 2.288$$

$$\text{Factor de amplificación (combinación C6)} = 1.5 * 1.5 = 2.25$$

**Tabla 55: Máxima D/C de muro en dirección Y (Diseño por capacidad)**

TABLE: Pier Forces																	
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	f'c	e	lw	$\Phi V_n$ max	Factor de amplificación	D/C
						tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf/m2					
Story1	P2	C4	Combination	Max	Top	-428.278	247.885	-0.885	0.374	2.072	505.004	4000	0.30	6.00	569.21	2.288	0.996
Story1	P2	C4	Combination	Max	Bottom	-439.683	247.885	-0.885	0.374	-0.064	1164.125	4000	0.30	6.00	569.21	2.288	0.996
Story1	P2	C4	Combination	Min	Top	-432.880	-247.660	-0.971	-0.272	1.802	-500.975	4000	0.30	6.00	569.21	2.288	0.995
Story1	P2	C4	Combination	Min	Bottom	-444.285	-247.660	-0.971	-0.272	-0.145	-1159.602	4000	0.30	6.00	569.21	2.288	0.995
Story1	P2	C6	Combination	Max	Top	-269.641	247.839	-0.498	0.354	1.260	504.191	4000	0.30	6.00	569.21	2.250	0.980
Story1	P2	C6	Combination	Max	Bottom	-278.195	247.839	-0.498	0.354	-0.023	1163.212	4000	0.30	6.00	569.21	2.250	0.980
Story1	P2	C6	Combination	Min	Top	-274.243	-247.706	-0.583	-0.291	0.991	-501.788	4000	0.30	6.00	569.21	2.250	0.979
Story1	P2	C6	Combination	Min	Bottom	-282.796	-247.706	-0.583	-0.291	-0.104	-1160.516	4000	0.30	6.00	569.21	2.250	0.979

Se puede ver que la máxima relación demanda capacidad es 0.996 por lo que la sección del muro cumple en la dirección Y.

El mismo procedimiento se realizó para el muro en C del piso 5 y los muros de dos metros de longitud hasta obtener los armados que se muestra más adelante.

### 8.6.13 Diseño de las vigas de acople

Para el diseño de las vigas de acople se muestra el corte producido por el sismo en la dirección

X:

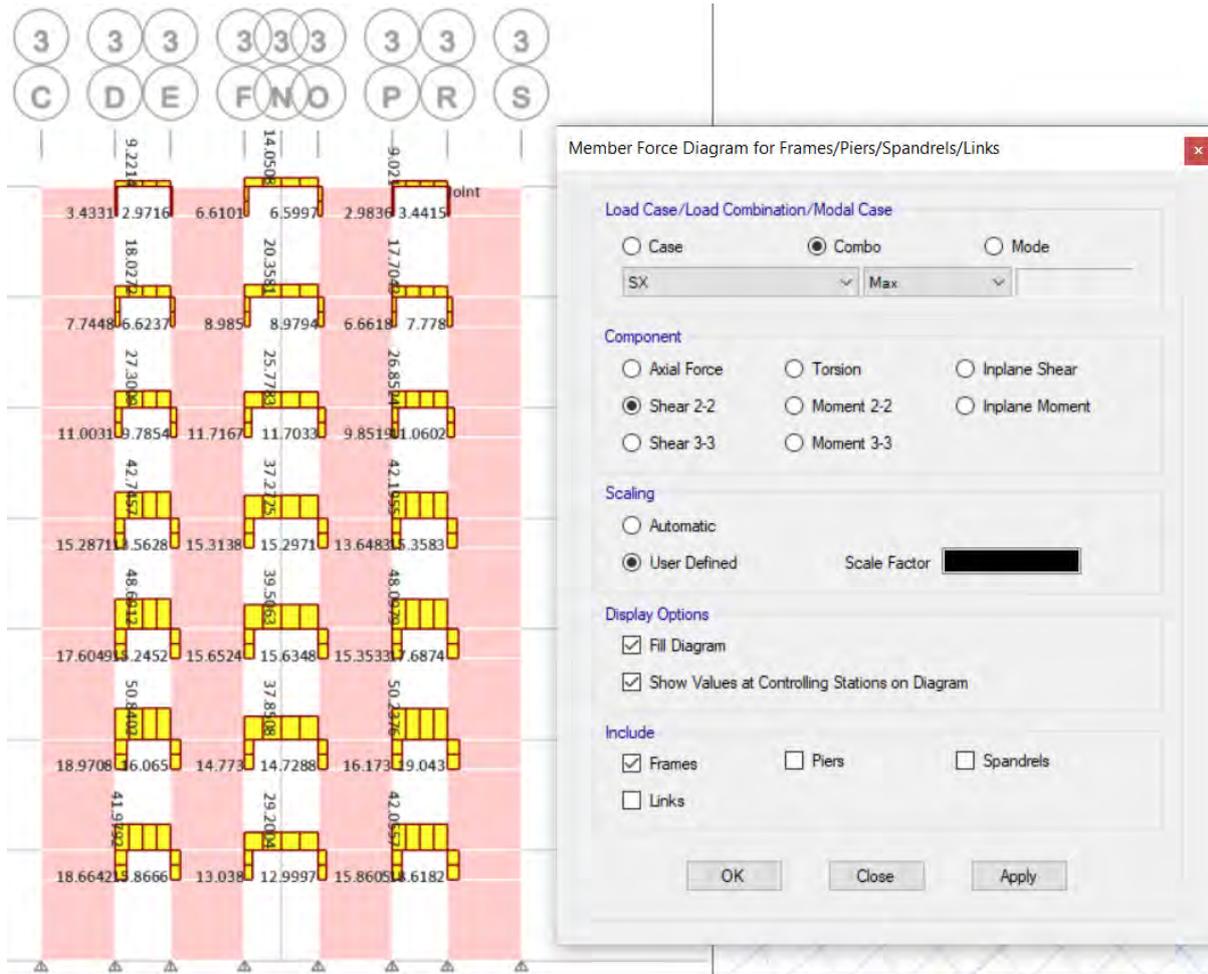


Figura 86: Corte debido a sismo en la dirección X para diseño de vigas de acople

A continuación, se muestra el diseño de la viga de acople de 1.50 metros de longitud, es decir para las vigas de los extremos de la Figura 86, de los cuatro primeros pisos:

El máximo cortante para las vigas de acople de los 4 primeros pisos 50.84 toneladas

$$V_n = 50.84 \text{ t.}$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha$$

$$A_{vd} = \frac{V_n}{\phi 2f_y \sin \alpha}$$

Se procede a encontrar el ángulo  $\alpha$ :

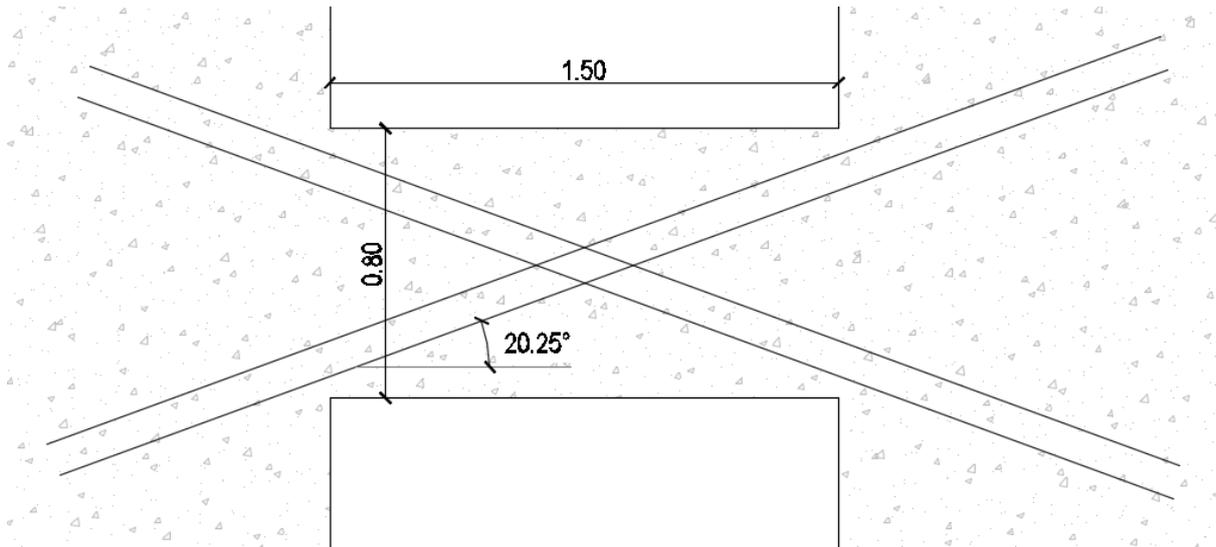


Figura 87: Ángulo  $\alpha$  de la viga de acople de 1.5 metros de longitud

$$\alpha = 20.25$$

$$A_{vd} = \frac{50.84}{0.85(2)(42000)\sin 20.25} = 0.002060 \text{ m}^2 = 20.60 \text{ cm}^2$$

Se necesita 20.60 cm<sup>2</sup> por cada diagonal. Se armará cada diagonal con 6Ø22 mm con lo cual se tiene un área de 22.81 cm<sup>2</sup>.

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 5/6 \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

$$V_n = 2 \left( \frac{22.81}{10000} \right) (42000) \sin 20.25 \leq 5/6 (\sqrt{40} * 100) (0.40 * 0.80)$$

$$V_n = 66.32 \leq 168.65 \text{ ton.}$$

Para el confinamiento de la viga de acople:

Se tiene:

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.3 \left( \frac{A_g}{Ach} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_y} \end{cases}$$

$$A_g = b * h$$

$$Ach = b_{c1} * b_{c2}$$

$$b = 0.40, h = 0.80, b_{c1} = 0.72, b_{c2} = 0.32$$

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left( \frac{0.32}{0.2304} - 1 \right) \frac{40}{420} \\ 0.09 \frac{40}{420} \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.0111 \\ 0.00857 \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = 0.0111$$

$$\rho_1 = 0.0111 * 40 * 100 = 44.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_1 = 0.0111 * 80 * 100 = 88.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

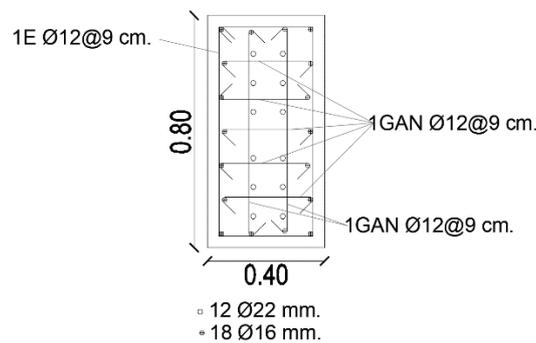


Figura 88: Viga de acople de los 4 primeros pisos del edificio de 7 pisos

Se realiza el mismo procedimiento y se obtiene la viga de acople de longitud de 2 metros donde cambiaría el cortante máximo a utilizar (39.51 ton) y el ángulo  $\alpha$  (16.06 *grados*), y que por coincidencia es el mismo armado que la viga de 1.50 metros de longitud. Además, se muestran las vigas de acople de los pisos 5 hasta el 7:

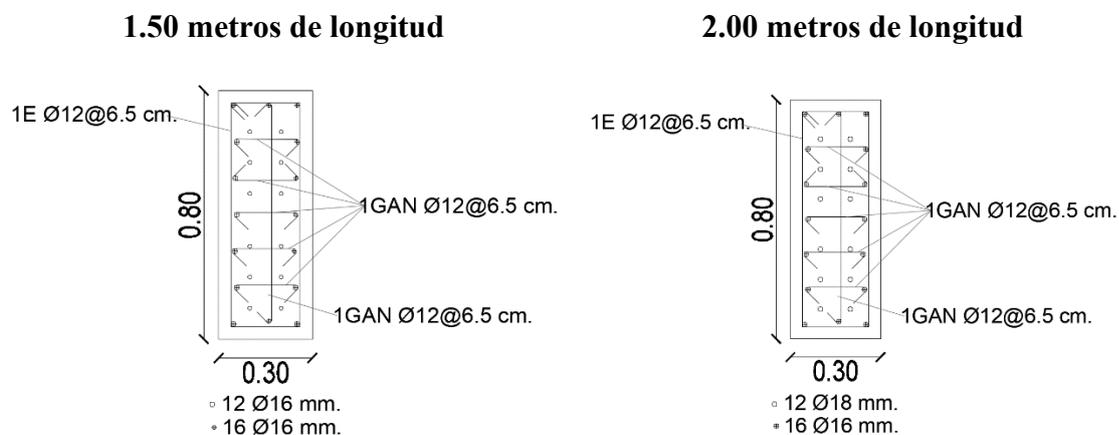


Figura 89: Vigas de acople pisos del 5 al 7 del edificio de 7 pisos

### 8.6.14 Cortes transversales de las secciones de muro diseñadas

Sección de muros tipo C y Muros de 2 metros del primero al cuarto piso:

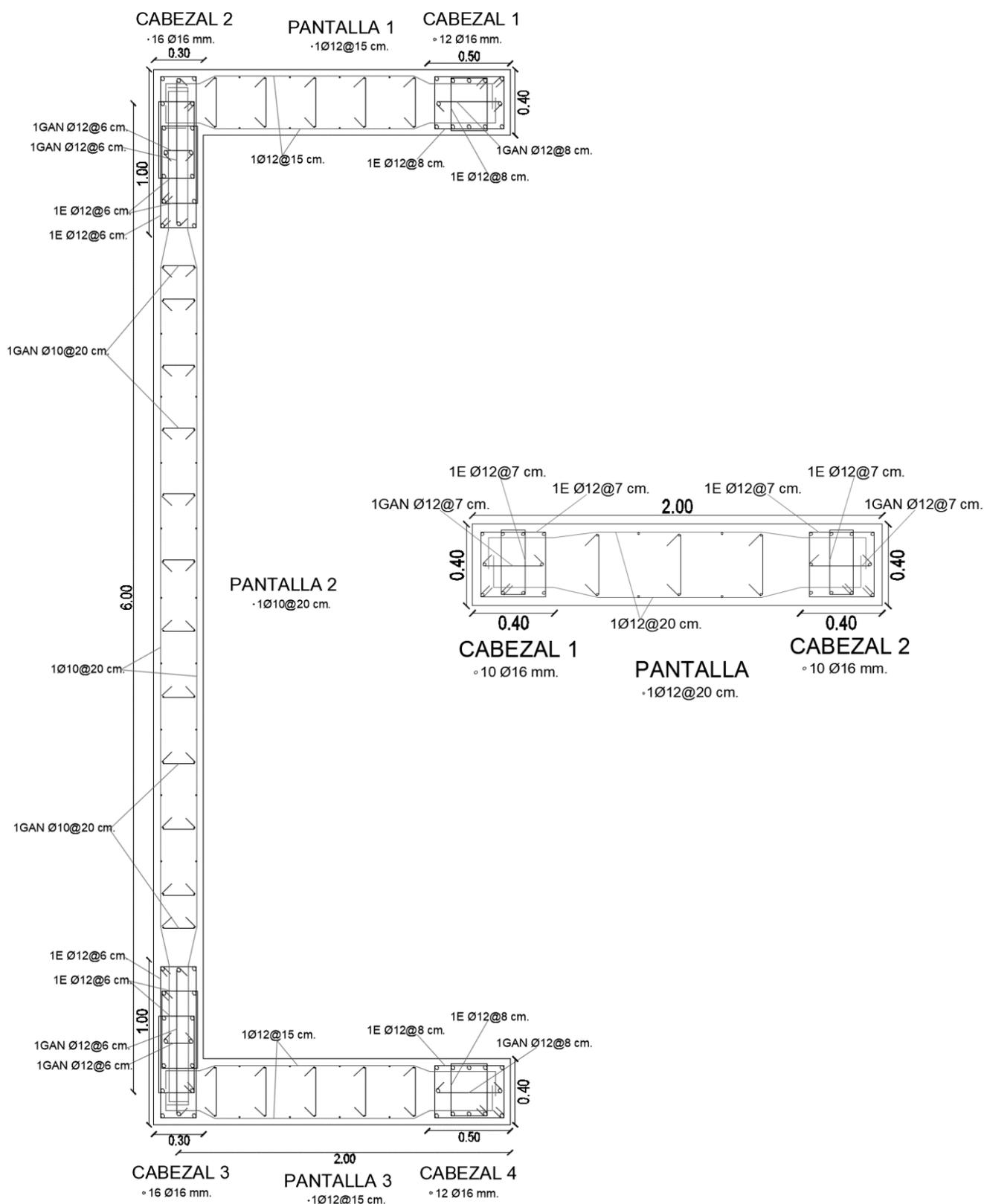
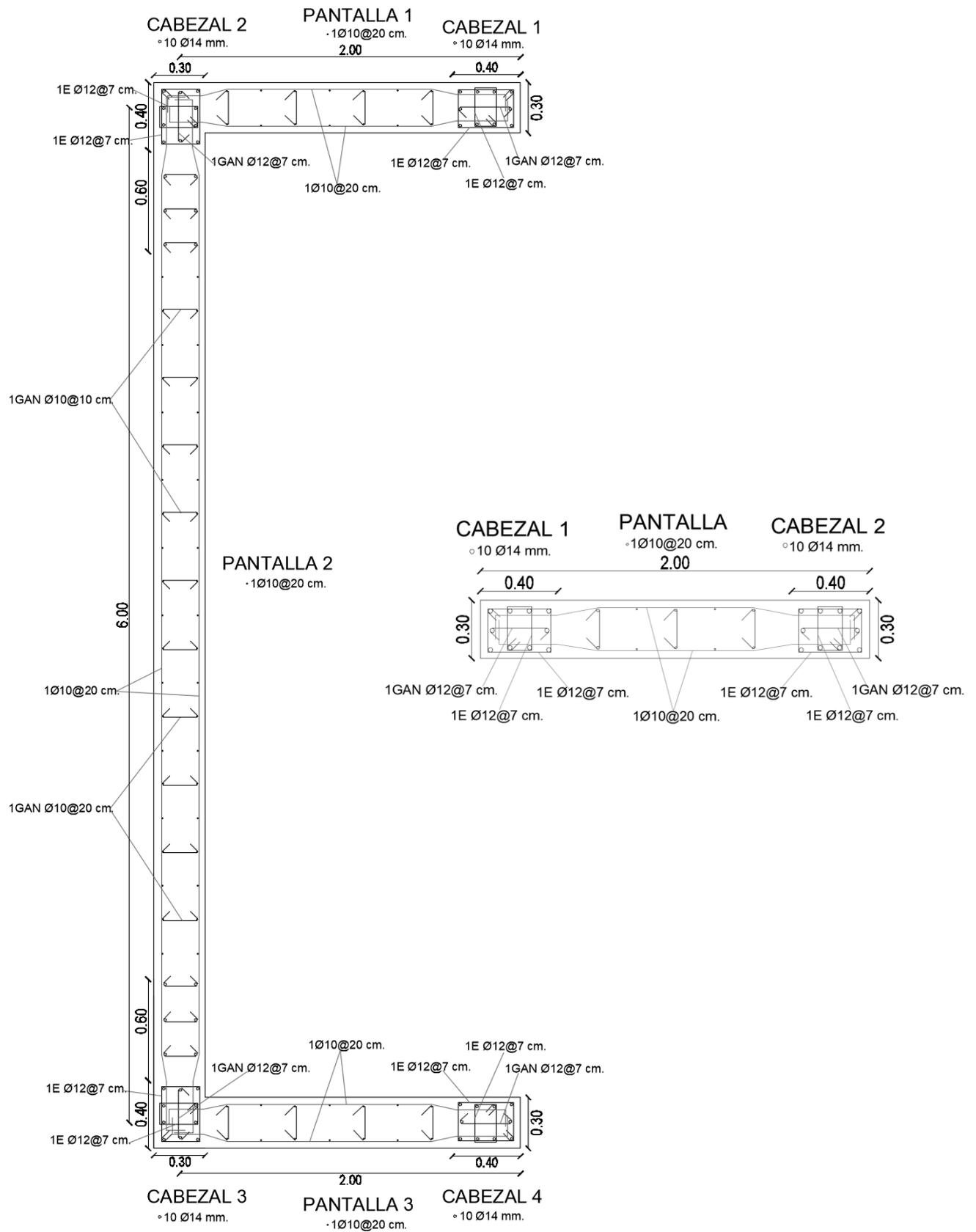


Figura 90: Corte transversal de muro tipo C y muro de 2 metros del 1 al 4 piso

**Sección de muros tipo C y Muros de 2 metros del quinto al séptimo piso:**



**Figura 91: Corte transversal de muro tipo C y muro de 2 metros del 5 al 7 piso**

### 8.6.15 Análisis estático no lineal

#### 8.6.15.1 Simplificación del modelo

Para un análisis no lineal es recomendable simplificar el modelo, disminuyendo los grados de libertad de la estructura. Para esto se sugiere eliminar las losas ya que aportan muy poca rigidez lateral y debido a su mallado (1x1) presenta numerosos grados de libertad que van a demorar al momento de correr el modelo. Se debe tener en cuenta que una función importante de la losa es actuar como diafragma; también es importante la masa que aporta a la edificación, ya que en el modelo lineal se tiene definido la masa a través de las cargas y estas cargas adicionales están sobre la losa.

##### 8.6.15.1.1 Eliminación de losas

Antes de eliminar las losas del edificio se procede a verificar la masa traslacional y rotacional por medio de la siguiente tabla:

Tabla 56: Masa traslacional y rotacional por piso

TABLE: Mass Summary by Diaphragm						
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Mass Moment of Inertia	X Mass Center	Y Mass Center
		tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-m-s <sup>2</sup>	m	m
Story7	D1	26.51915	26.51915	2003.0541	12.5	9
Story6	D1	41.89688	41.89688	3156.4768	12.5	9
Story5	D1	41.89688	41.89688	3156.4768	12.5	9
Story4	D1	42.68002	42.68002	3175.9672	12.5	9
Story3	D1	43.26737	43.26737	3191.8993	12.5	9
Story2	D1	43.26737	43.26737	3191.8993	12.5	9
Story1	D1	43.26737	43.26737	3191.7656	12.5	9

Se procede a eliminar las losas, y desde le piso 1, creando un nudo justo en el centro de masa, cuyas coordenadas se indica en la Tabla 56, se añade la masa traslacional y rotacional:

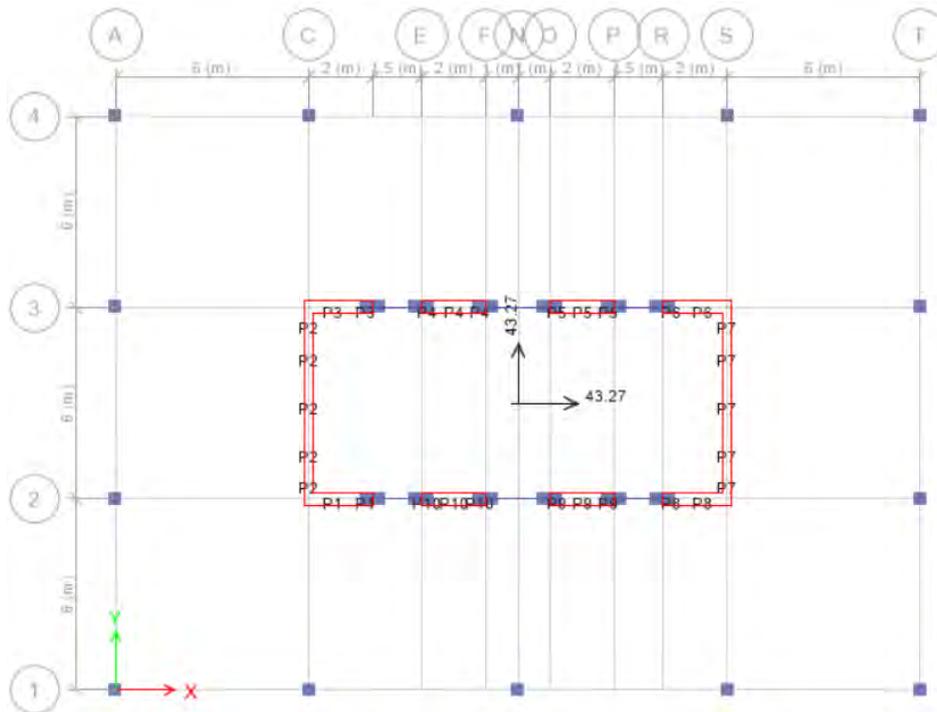


Figura 92: Asignación de masa traslacional y rotacional por piso

Seguidamente se asigna un diafragma en cada piso, donde el nudo de centro de masa también queda integrado:

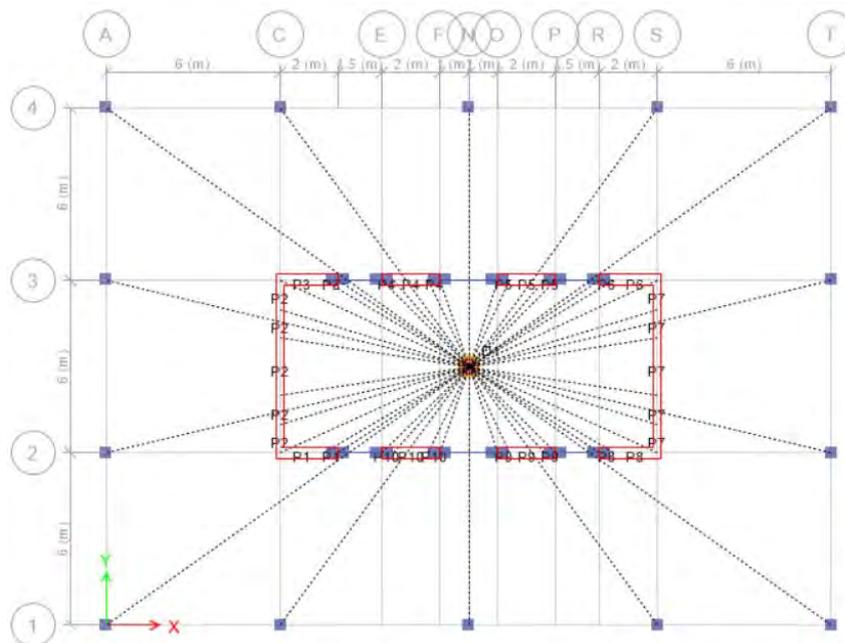
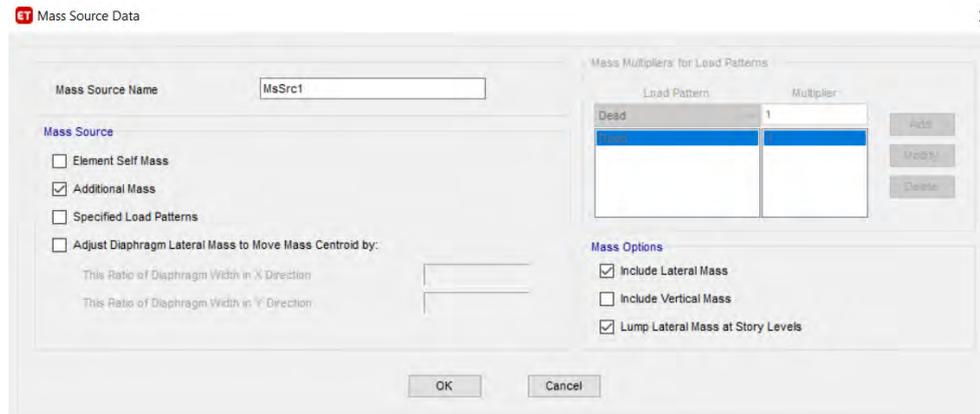


Figura 93: Asignación de diafragmas por cada piso

Se define nuevamente la masa para que ya no la obtenga de las cargas sino solamente de las masas adicionales:



**Figura 94: Definición de masas (masas adicionales)**

#### 8.6.15.1.2 Distribución de cargas puntuales en los muros y cargas distribuidas en vigas de acople

En un análisis no lineal, el principio de superposición de cargas no es válido por lo que se necesita precargar la estructura; si no se carga la estructura y se le empieza a empujar con las cargas laterales esta va a fluir inmediatamente.

Las columnas se las modelará lineales y elásticas y no tiene sentido que se apliquen cargas puntuales sobre las columnas (ya que también tienen losa tributaria) ya que no afectará la curva de capacidad o rigidez lateral (Lafontaine, 2020)

Se saca el área tributaria de los muros que se los va a modelar inelásticamente y los cuales soportan la carga lateral:

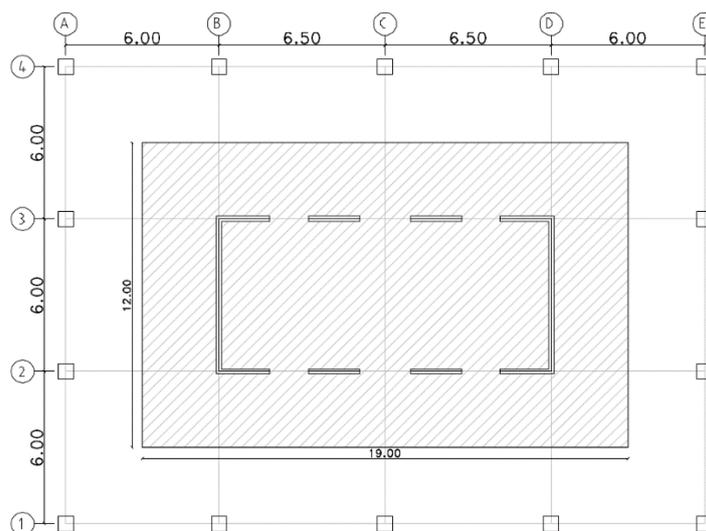


Figura 95: Área tributaria del conjunto de muros

El área tributaria para los muros es de:

$$A_{tributaria} = 19 \times 12 = 228.00 \text{ m}^2$$

El peso propio de la losa es de:

$$P_{losa} = \text{altura losa} \times \text{peso específico del hormigón}$$

$$P_{losa} = 0.20 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 0.48 \text{ t/m}^2$$

La carga muerta adicional calculada en la sección 4.8 es:

$$CM_{adicional} = 0.25 \text{ t/m}^2$$

La carga muerta total sería:

$$CM_{total} = P_{losa} + CM_{adicional}$$

$$CM_{total} = 0.48 + 0.25 = 0.73 \text{ t/m}^2$$

La carga viva definida en la sección 4.8 es de:

$$CV = 0.24 \text{ t/m}^2$$

### Definición de cargas puntuales en los muros

La carga muerta puntual es:

$$CM_{puntual} = CM_{total} * A_{tributaria}$$

$$CM_{puntual} = 0.73 * 228 = 166.44 \text{ Ton.}$$

La carga viva puntual es:

$$CV_{puntual} = CV * A_{tributaria}$$

$$CV_{puntual} = 0.24 * 228 = 54.72 \text{ Ton.}$$

La carga muerta distribuida en las vigas de acople y muros sería:

$$CM_{distribuida} = \frac{CM_{puntual}}{\text{Longitud total de muros} + \text{longitud de vigas de acople}}$$

$$CM_{distribuida} = \frac{166.44}{38} = 4.38 \text{ t/m}$$

La carga viva distribuida en las vigas de acople y muros sería:

$$CV_{distribuida} = CV_{puntual} / \text{Longitud total del muro}$$

$$CV_{distribuida} = \frac{54.72}{38} = 1.44 \text{ t/m}$$

Para determinar las fuerzas que actúan en los muros en cada dirección se tiene:

#### ***Fuerza debido a carga muerta***

Como los muros están divididos en 2 metros tanto en la dirección X como Y se tiene:

$$F_{CM,dir \text{ XyY}} = \frac{CM_{distribuida} * \text{long. muro en X}}{\# \text{ de fuerzas en el muro}}$$

$$F_{CM,dir \text{ XyY}} = \frac{4.38 * 2}{2} = 4.38 \text{ ton.}$$

#### ***Fuerza debido a carga viva***

Como los muros están divididos en 2 metros tanto en la dirección X como Y se tiene:

$$F_{CV,dir \text{ XyY}} = \frac{CV_{distribuida} * \text{long. muro en X}}{\# \text{ de fuerzas en el muro}}$$

$$F_{CV,dir \text{ XyY}} = \frac{1.44 * 2}{2} = 1.44 \text{ ton.}$$

Y se procede a asignar estas cargas al modelo:

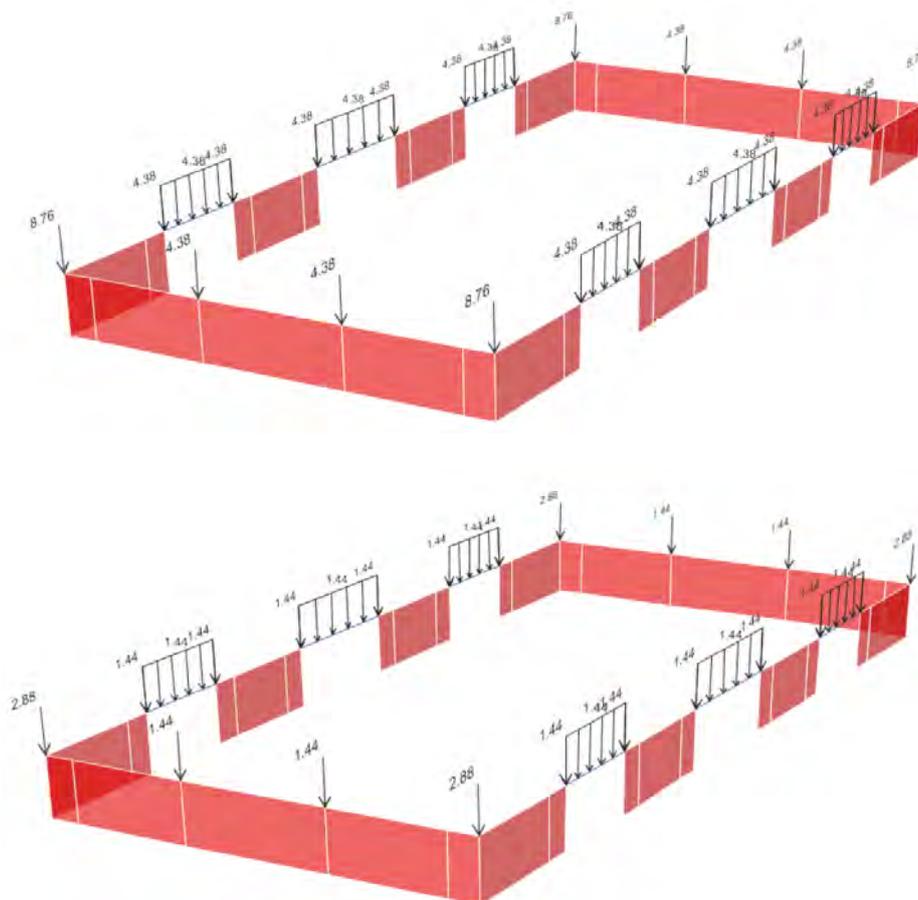


Figura 96: Asignación de cargas puntuales y distribuidas a muros y vigas de acople respectivamente

### 8.6.15.2 Definición de materiales no lineales

Para modelar los muros utilizando shell multicapa en ETABS, se deben ingresar curvas tensión-deformación que representen el comportamiento no lineal de los materiales que lo componen. (Medina y Music, 2018)

#### 8.6.15.2.1 *Hormigón confinado y no confinado*

Para crear y modelar el material de hormigón no confinado y confinado, se utilizó las ecuaciones del modelo de Mander, que incorpora el efecto del confinamiento proporcionado por los estribos. Se muestra como ejemplo el cabezal 1 y 4:

INGRESO DE DATOS		
<b>H</b>	40.00	cm
<b>B</b>	50.00	cm
<b>ncx</b>	3.00	u
<b>ncy</b>	5.00	u
<b>rec</b>	4.00	cm
<b>Dh</b>	12.00	mm
<b>s</b>	8.00	cm
<b>esq</b>	16.00	mm
<b>int</b>	16.00	mm
<b>Ast</b>	24.13	cm <sup>2</sup>
<b>fco=</b>	40.00	Mpa

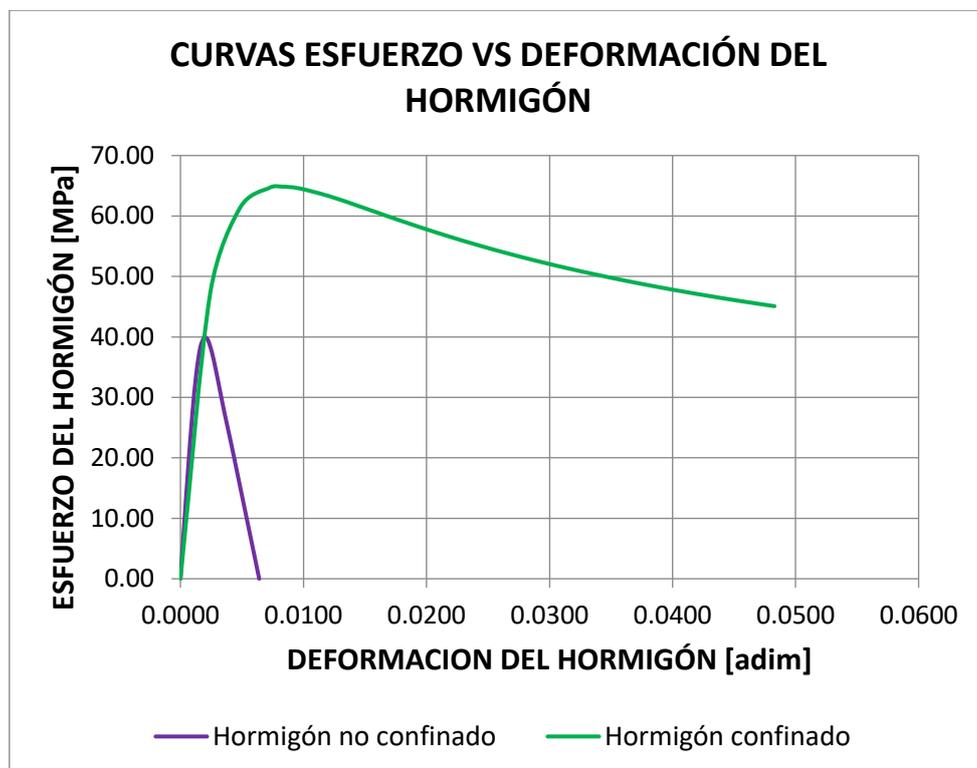
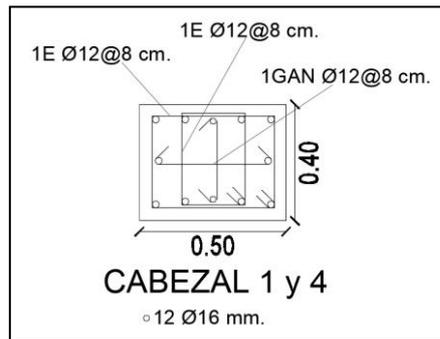


Figura 97: Hormigón no confinado y confinado

### Hormigón no confinado

Para crear el material de hormigón no confinado, se realiza el siguiente procedimiento en ETABS con la ayuda de la hoja de cálculo desarrollada en Excel mostrada anteriormente (Figura 97). Como ejemplo se muestra la creación de material de pantalla de muros en sentido:

### Material Property Data

**General Data**

Material Name: NO CONF PANTALLA X 1-4P

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes:

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s<sup>3</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 3031148.19 tonf/m<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000055 1/F

Shear Modulus, G: 1262978.41 tonf/m<sup>2</sup>

**Design Property Data**

**Advanced Material Property Data**

### Nonlinear Material Data

**Material Name and Type**

Material Name: NO CONF PANTALLA X 1-4P

Material Type: Concrete, Isotropic

**Miscellaneous Parameters**

Hysteresis Type: Takeda

**Drucker-Prager Parameters**

Friction Angle: 0 deg

Dilatational Angle: 0 deg

**Acceptance Criteria Strains**

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

**Stress Strain Curve Definition Options**

Parametric  User Defined

**User Stress-Strain Curve Data**

Number of Points in Stress-Strain Curve: 23

Point Number	Strain	Stress (tonf/m <sup>2</sup> )	Point ID
1	-0.0064	0	
2	-0.0061	-314.21	A
3	-0.0058	-628.43	
4	-0.0054	-942.64	
5	-0.0051	-1256.86	
6	-0.0048	-1571.07	
7	-0.0045	-1885.29	
8	-0.0042	-2199.5	
9	-0.0038	-2482.72	

### Material Stress-Strain Plot

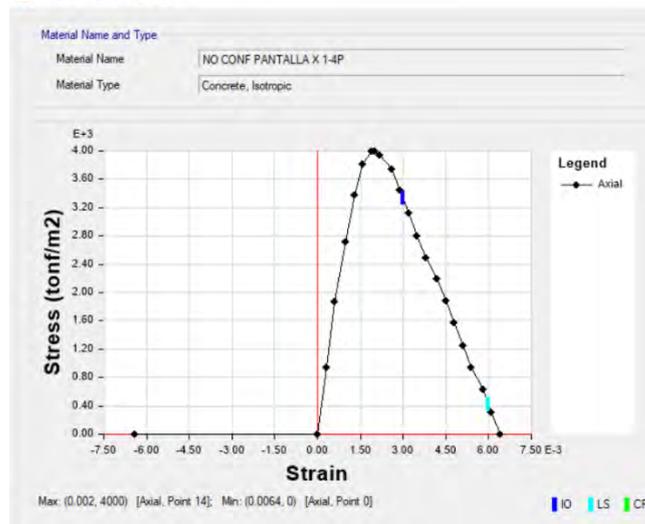


Figura 98: Hormigón no confinado

En la Figura 98 se puede observar que cuando el hormigón no está confinado, llega a una resistencia de 4000 t/m<sup>2</sup> y tienen una pérdida de capacidad rápida.

## Hormigón confinado

Para crear el material de hormigón confinado, se realiza el siguiente procedimiento en ETABS con la ayuda de una hoja de cálculo Excel. Como ejemplo se muestra el material confinado del cabezal 1 y 4:

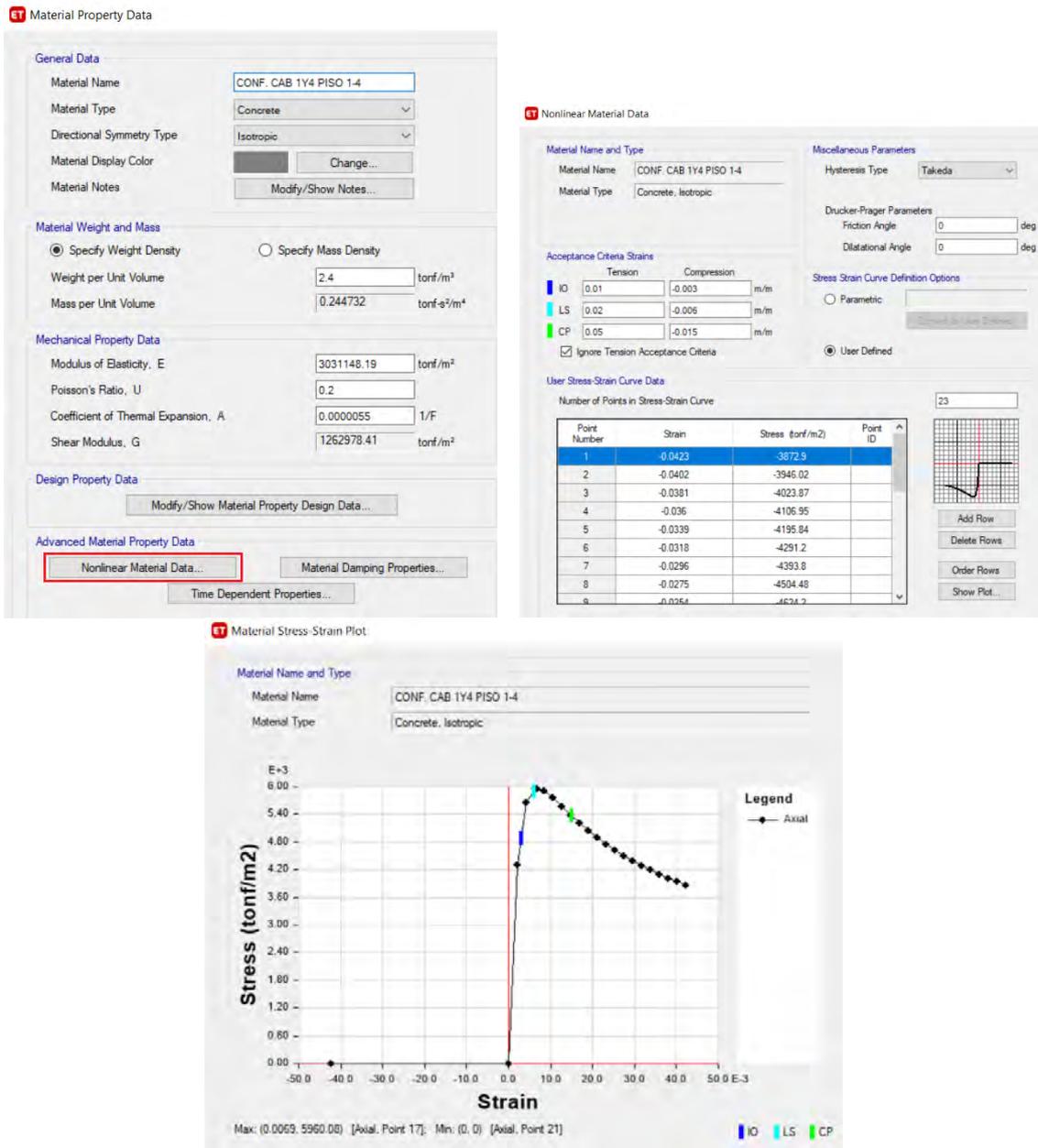


Figura 99: Hormigón confinado para cabezal 1 y 4

### 8.6.15.2.2 Acero

Para el acero se utilizó el material A706 Grado 60):

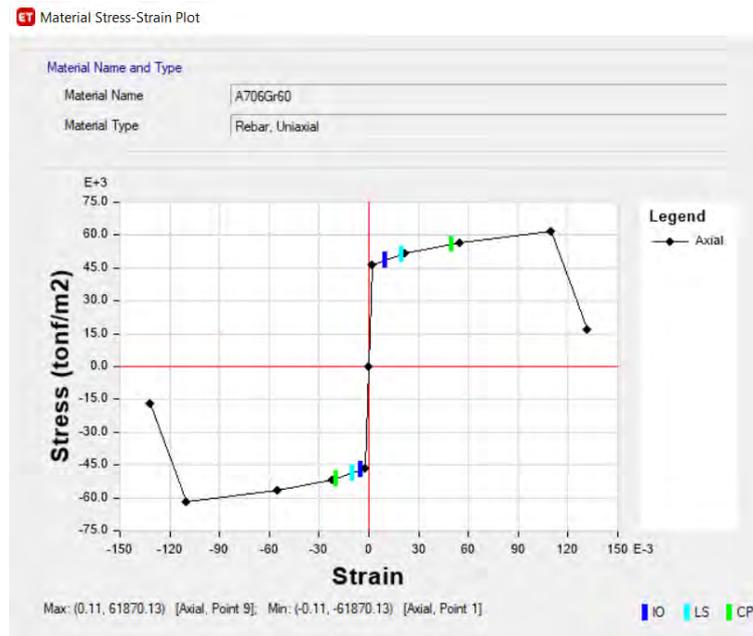


Figura 100: Curva esfuerzo deformación acero grado 60

### 8.6.15.3 Definición y asignación de secciones

Se aplicará el concepto de modelos shell multicapa que están basados principalmente en el método de elementos finitos, usan una alta discretización de cada miembro para lograr representar detalladamente cada material, incluso cada barra de acero de refuerzo.

#### Cabezales

La definición de secciones (cabezales) es muy similar, por lo que solamente se mostrará para los cabezales 1 y 4, los cuales tienen la misma sección:

ST Wall Property Data

**General Data**

Property Name: CAB 1 Y 4 MURO C

Property Type: Specified

Wall Material: Not Applicable

Notional Size Data: [Modify/Show Notional Size...](#)

Modeling Type: Layered

Modifiers (Currently Default): [Modify/Show...](#)

Display Color:  [Change...](#)

Property Notes: [Modify/Show...](#)

---

**Property Data**

Modify/Show Layered Wall Data...

Current Number of Layers: 0

Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

ST Wall Property Layer Definition Data - CAB 1 Y 4 MURO C

**Layer Definition Data**

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12

[Add](#) [Add/Copy](#) [Delete](#)

[Up](#) [Down](#)

[Calculated Layer Information](#)

Number of Layers: 0  
 Total Section Thickness: 0 m  
 Sum of Layer Overlaps: 0 m  
 Sum of Gaps Between Layer: 0 m

**Cross Section**

Highlight Selected Layer

Transparency:

Vertical Scale:

Min Max

[Order Layers](#)

[Order Ascending by Distance](#)

[Order Descending by Distance](#)

[Quick Start](#)

Parametric Quick Start...

ST Quick Layer Definition Data

**General Data**

Concrete Material: CAB 1 Y 4 CONFINADO

Rebar Material: A706Gr60

Concrete Thickness: 0.4 m

Number of Rebar Layers: 2

**In-Plane Component Behavior**

S11 Nonlinear

S22 Nonlinear

S12 Nonlinear

**Out-of-Plane Component Behavior**

Same as In-Plane

Linear

**Rebar Size, Spacing and Clear Cover**

Size and Spacing are the Same for All Rebar

Bars	Bar Size	Spacing, m	Clear Cover, m
Positive 3-Axis Bars - Dir. 1	16	0.3048	0.03048
Positive 3-Axis Bars - Dir. 2	16	0.3048	0.03048
Negative 3-Axis Bars - Dir. 1	16	0.3048	0.03048
Negative 3-Axis Bars - Dir. 2	16	0.3048	0.03048

**Section Cut**

Positive 3-Axis Side

Negative 3-Axis Side

Show 1-3 Section Cut  Show 2-3 Section Cut

**Local 1-2 Plane**

Show Bars on Positive 3-Axis Face  Show Bars on Negative 3-Axis Face

[Reset to Defaults](#)

OK

[Cancel](#)

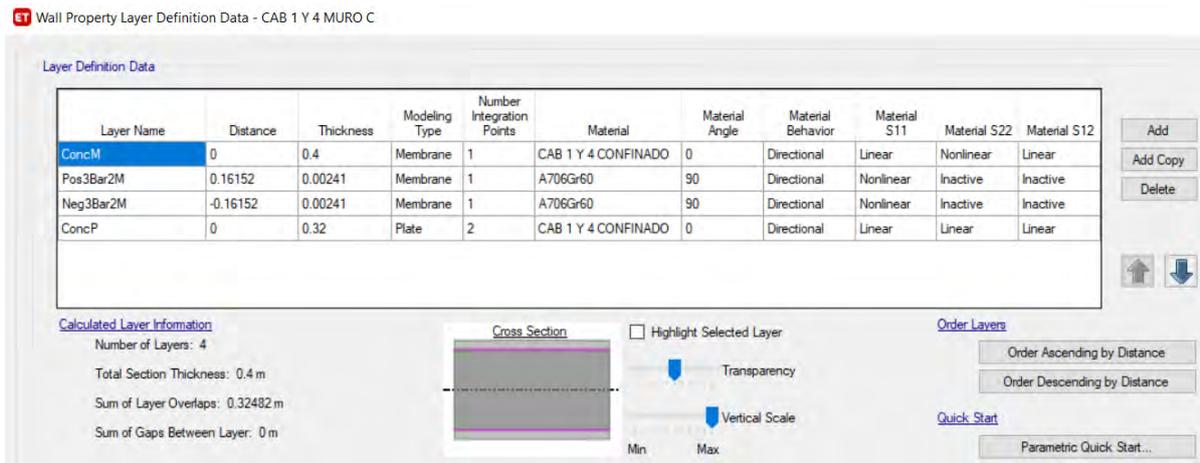
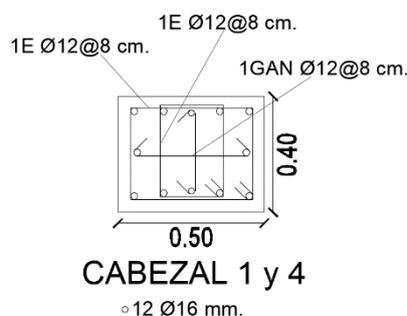


Figura 101: definición de secciones no lineales (cabezal 1 y 3)

Como se aprecia en la Figura 101, ConcM se refiere al comportamiento del hormigón en el plano. Pos3Bar2M y Neg3Bar2M son las varillas, en las caras positiva y negativa respectivamente, en dirección vertical (por eso tienen el ángulo de 90°); las distancias son irrelevantes para el comportamiento en el plano y se las deja las que trae por defecto ETABS; el espesor del acero es tal que, el espesor por el largo del elemento tiene que ser igual al área (m<sup>2</sup> en este caso) de acero que se quiere considerar. Como ejemplo de cálculo del espesor del acero se muestra el del cabezal 1 y 4:



$$\text{Área acero longitudinal} = \left(\frac{16}{20}\right)^2 * \pi * 12 = 24.127 \text{ cm}^2$$

Dividido para dos capas y para 10000 (para transformar a metros cuadrados):

$$\text{Área acero longitudinal} = \frac{24.127}{2(10000)} * = 0.00120637 \text{ m}^2$$

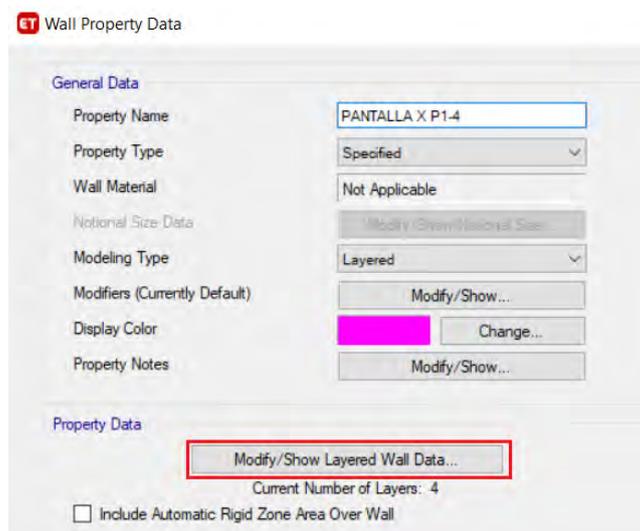
Finalmente, dividiendo esta área para largo del elemento:

$$Espesor = \frac{0.00120637 \text{ m}^2}{0.50 \text{ m}} = 0.002413 \text{ m.}$$

Por defecto se tiene que las varillas de acero toman corte y se las puede desactivar para asegurar que estas trabajen en la dirección vertical. Además, existe otra capa de hormigón adicional (ConcP) que busca capturar el comportamiento fuera del plano (el comportamiento fuera del plano se considera lineal); el espesor se lo modifica por el 80% del total, que equivale a fisurar en un 50% siendo esta una práctica recomendada por el código de Los Ángeles basado en desempeño, los cuales buscan considerar el fisuramiento de la rigidez fuera del plano de los elementos tipo Shell para asegurar que estos estén limitados en la cantidad de esfuerzo que esa capa toma.

### Pantalla

La definición de las pantallas tanto para los muros en X y Y son similares por lo que solamente se mostrará la sección de pantalla para el muro en dirección X del muro C. Para definir pantalla se recomienda utilizar Parametric Quick Start:



ET Wall Property Layer Definition Data - PANTALLA X MURO C

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12

Calculated Layer Information  
 Number of Layers: 0  
 Total Section Thickness: 0 m  
 Sum of Layer Overlaps: 0 m  
 Sum of Gaps Between Layer: 0 m

Cross Section  Highlight Selected Layer

Transparency  Vertical Scale

Order Layers  
 Order Ascending by Distance  
 Order Descending by Distance

Quick Start  
 Parametric Quick Start...

ET Quick Layer Definition Data

General Data

Concrete Material: NO CONF PANTALLA X 1-4P  
 Rebar Material: A706Gr60  
 Concrete Thickness: 0.4 m  
 Number of Rebar Layers: 2

In-Plane Component Behavior  
 S11 Nonlinear  
 S22 Nonlinear  
 S12 Nonlinear

Out-of-Plane Component Behavior  
 Same as In-Plane  
 Linear

Rebar Size, Spacing and Clear Cover  
 Size and Spacing are the Same for All Rebar

Bars	Bar Size	Spacing, m	Clear Cover, m
Positive 3-Axis Bars - Dir. 1	12	0.15	0.04
Positive 3-Axis Bars - Dir. 2	12	0.15	0.04
Negative 3-Axis Bars - Dir. 1	12	0.15	0.04
Negative 3-Axis Bars - Dir. 2	12	0.15	0.04

Section Cut  
 Positive 3-Axis Side  
 Negative 3-Axis Side  
 Show 1-3 Section Cut  
 Show 2-3 Section Cut

Local 1-2 Plane  
 Show Bars on Positive 3-Axis Face  
 Show Bars on Negative 3-Axis Face

Reset to Defaults  
 OK  
 Cancel

ET Wall Property Layer Definition Data - PANTALLA X P1-4

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
ConcM	0	0.4	Membrane	1	NO CONF PANTALLA ...	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Pos3Bar2M	0.154	0.00075	Membrane	1	A706Gr60	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Neg3Bar2M	-0.154	0.00075	Membrane	1	A706Gr60	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
ConcP	0	0.32	Plate	2	NO CONF PANTALLA ...	0	Directional	Linear	Linear	Linear

Calculated Layer Information  
 Number of Layers: 4  
 Total Section Thickness: 0.4 m  
 Sum of Layer Overlaps: 0.32301 m  
 Sum of Gaps Between Layer: 0 m

Cross Section  Highlight Selected Layer

Transparency  Vertical Scale

Order Layers  
 Order Ascending by Distance  
 Order Descending by Distance

Quick Start  
 Parametric Quick Start...

Figura 102: Definición de secciones no lineales (pantalla dirección X piso de 1 al 4)

Finalmente se asigna las secciones a los muros después de dividirlos en las longitudes de cada uno de los cabezales:

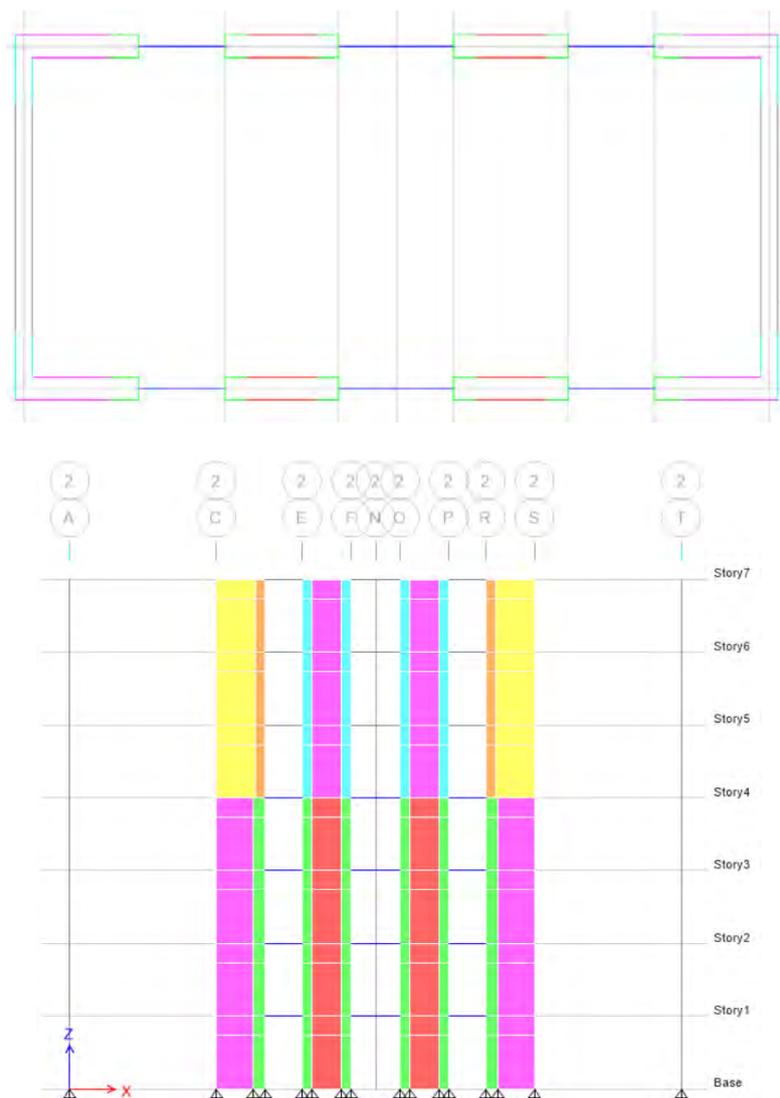


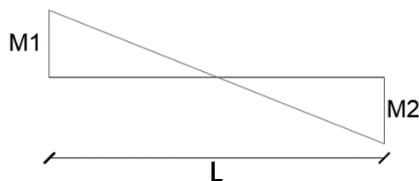
Figura 103: Asignación de secciones no lineales en muros

#### 8.6.15.4 Definición de rótulas plásticas en vigas de acople con diagonales

La rótula plástica que se definirá es de momento, pero una viga de acople armada con diagonales fluye por corte, sin embargo, se puede representar mediante momento la misma capacidad al corte que tiene la viga y una disipación de energía similar (Lafontaine, 2020)

Se definirá la rótula plástica para las vigas de acople de los 4 primeros pisos y de longitud de 1.5 metros:

De la Figura 86 se tiene que la viga resiste 66.32 toneladas de corte, por lo que el momento en cada uno de los extremos será:



$$M_1 = M_2$$

$$V = \frac{2M_1}{L}$$

$$M_1 = \frac{V * L}{2}$$

$$M_1 = \frac{66.32 * 1.50}{2} = 49.74 \text{ tonf.m}$$

Por medio de la Tabla 57, donde se indican los Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para muros de corte de hormigón armado y componentes asociados controlados por flexión mostrados en ASCE 41-13, se definen las rótulas plásticas:

**Tabla 57: Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales para muros de corte de hormigón armado y componentes asociados controlados por flexión**

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation <sup>a</sup> (radians)				
	a	b		Performance Level				
			c	IO	LS	CP		
i. Shear walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_s + P}{t_w t_w \sqrt{f'_c}}$	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary <sup>b</sup>	0.015					
$\leq 0.1$	$\leq 4$	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
$\geq 0.25$	$\leq 4$	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
$\leq 0.1$	$\leq 4$	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
$\geq 0.25$	$\leq 4$	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
$\geq 0.25$	$\geq 6$	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear wall coupling beams <sup>c</sup>								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f'_c}}$		0.050					
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$		0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\geq 6$		0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\leq 3$		0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\geq 6$		0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement	NA		0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

<sup>a</sup>Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

<sup>b</sup>A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_w$ . It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_w$ . Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.

<sup>c</sup>For coupling beams spanning  $< 8$  ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

<sup>d</sup>Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$ , and (b) strength of closed stirrups  $V_s \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

ET Hinge Property Data for VA L-1.5 PISO1-4 - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.8	-0.05
D	-0.8	-0.0475
C	-1	-0.03
B	-1	0
A	0	0
F	1	0
G	1	0.03
D	0.8	0.0475
E	0.8	0.05

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Positive Moment SF: 49.74 tonf-m

Negative Moment SF:

Positive Rotation SF: 1

Negative Rotation SF:

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Show Acceptance Criteria on Plot

Positive Immediate Occupancy: 0.006

Negative Immediate Occupancy:

Positive Life Safety: 0.03

Negative Life Safety:

Positive Collapse Prevention: 0.05

Negative Collapse Prevention:

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

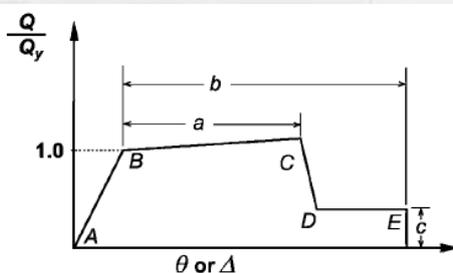


Figura 104: Definición de la rótula plástica

En la Figura 104 se muestra que la rótula siempre parte infinitamente rígida; el punto C, en morado, es el punto  $a$  de la Figura 104 inferior, que toma un valor de deformación de 0.03 según la Tabla 57, a partir de este punto se comienza a perder resistencia. ASCE no indica cuanto tiene que ser la pendiente de la recta C-D; lo que recomiendan todas las guías de diseño por desempeño es que la recta no debe ser demasiado abrupta ya que los programas de análisis les va a costar converger, es por esto que se considera un valor del 95% del punto b (0.0475) para que la pendiente C-D no sea pronunciada (Lafontaine, 2020).

El punto E, en rojo es el punto b (Figura 104 inferior) el cual toma un valor de 0.05. A todo esto, es importante mencionar que siempre se trata de diseñar para que las estructuras no pasen del punto C (o punto  $a$  del gráfico inferior). También se define los criterios de aceptación para categorizar el nivel de desempeño que alcanza la rótula para cierto desplazamiento.

Con este procedimiento, queda definida la rótula plástica para la viga de acople de los cuatro primeros pisos. De la misma manera se hace para las demás vigas y se las asigna:

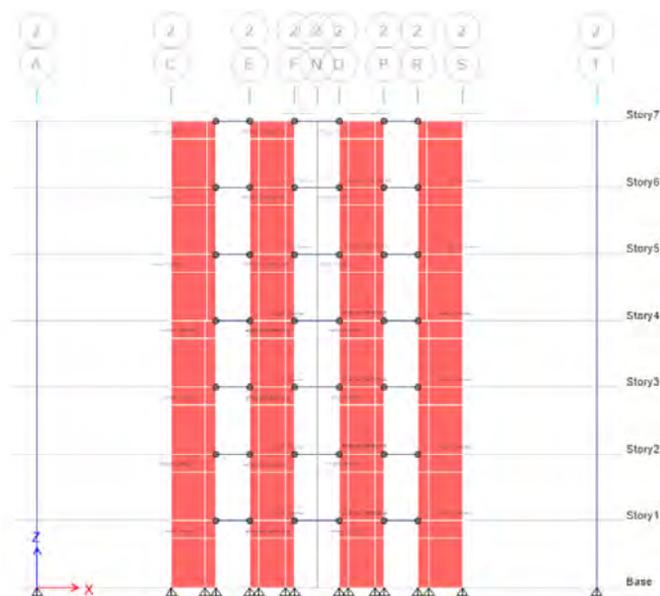


Figura 105: Asignación de rótulas plásticas

#### 8.6.15.5 Definición de estados de carga

Primeramente, se crea un estado de carga no lineal estático, donde se parte de condiciones nulas y se aplica la carga gravitacional:

Load Case Data

**General**

Load Case Name: Carga estática [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [ ]

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25

[Add] [Delete]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

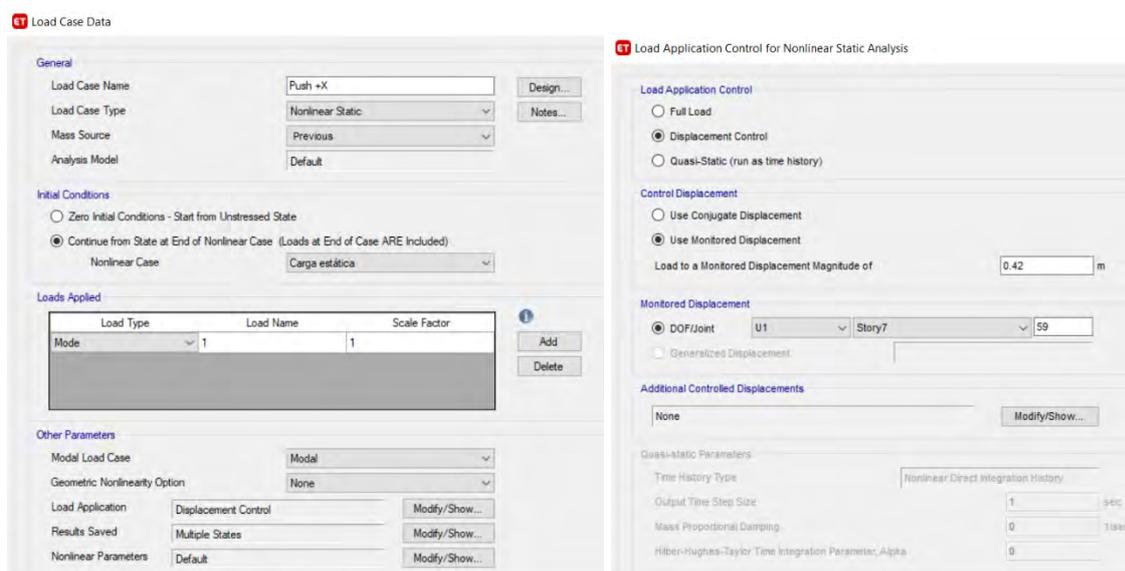
Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Figura 106: Carga estática no lineal

Seguidamente se crea un nuevo caso de carga que también va a ser no lineal (Pushover, dirección +X), en el cual se parte del estado de carga que se acaba de definir (Figura 106) y se agrega el modo de vibración que corresponde con el movimiento. No se aplica la carga completa, si no, se aplica un desplazamiento, el cual debe ser de techo en el punto de centro de masa creado anteriormente. En este caso se utilizó un desplazamiento de control de 0.42 m, el cual, tomando en cuenta la altura del edificio (21 metros) representa a una deriva de techo del 2%.



**Figura 107: Definición de carga Pushover dirección +X**

De la misma manera se crean los estados de carga Push over dirección -X, Pushover dirección +Y y Pushover dirección -Y.

Realizado estos pasos previos se tiene listo el modelo estático no lineal y se corre el programa de análisis.

### 8.6.15.6 Validación general del modelo

#### 8.6.15.6.1 Componentes energéticos acumulativos

Una forma de validación general del modelo es revisar el gráfico de energía. El programa ETABS en cada paso hace un balance energético y cuando no converge muestra error; se puede observar que no existe error, tanto para los casos de Pushover en dirección X y Y.

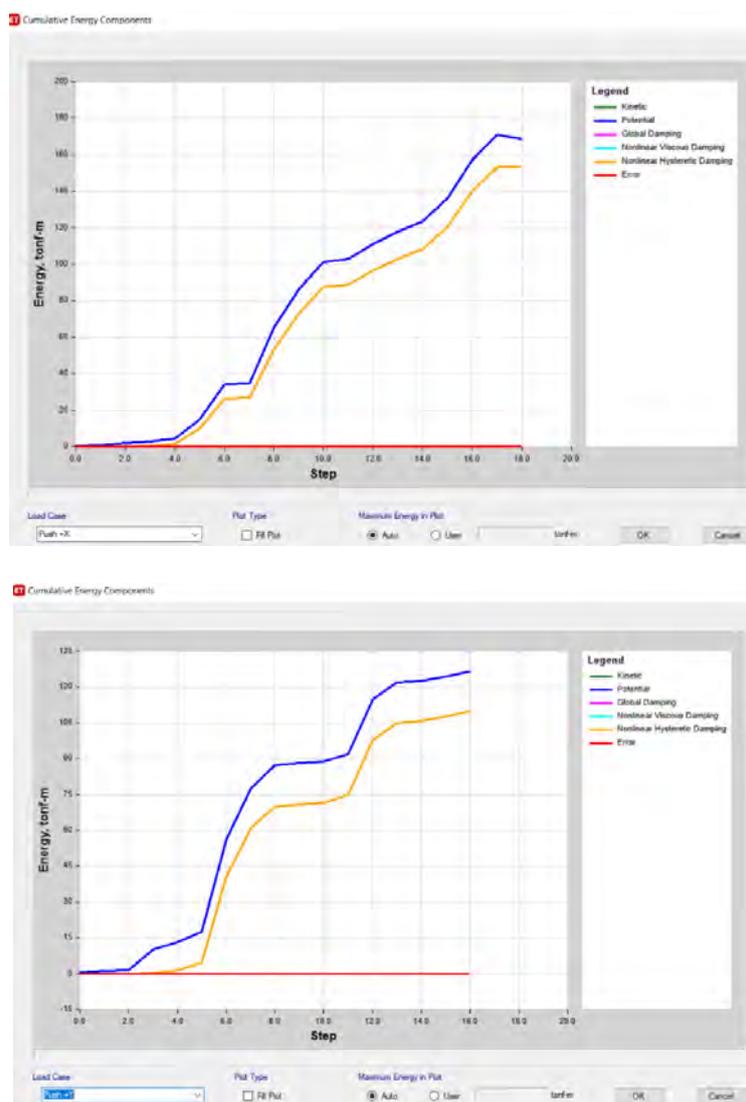


Figura 108: Componentes energéticos acumulativos (Pushover +X, Pushover +Y)

Se puede observar en la Figura 108 que no se tiene energía cinética ni amortiguamiento inherente o energía disipada debido a que es un análisis estático. Se aprecia también que existe

bastante energía no lineal disipada por amortiguamiento histerético que tiene que ver principalmente con las vigas de acople.

#### 8.6.15.6.2 Capacidad de muro usando análisis seccional

Se debe verificar la resistencia de alguno de los muros y asegurarse que el momento sea similar o que no difiera demasiado del momento que indica el análisis seccional (Momento – curvatura). Con esto se verifica que la asignación de propiedades no lineales hayan sido las adecuadas:

El esfuerzo axial del muro C que se encuentra en el piso 1 para Pushover Y es:

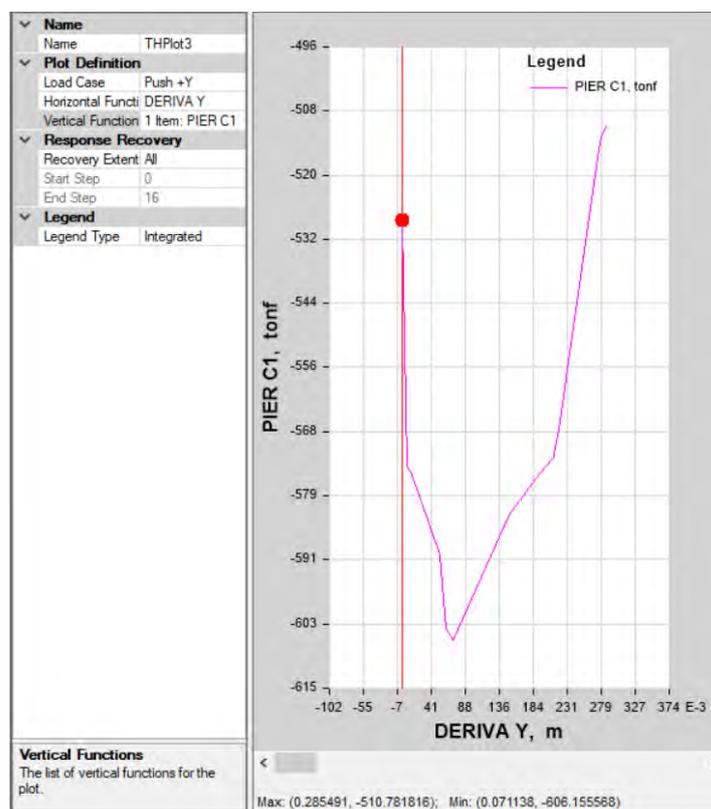


Figura 109: Carga axial para muro C1 (primer piso) debido a Pushover Y

Donde la Carga axial es:

$$P \approx -511 \text{ ton.}$$

El diagrama momento curvatura para la dirección Y (M3), se lo obtiene directamente del ETABS (section designer):

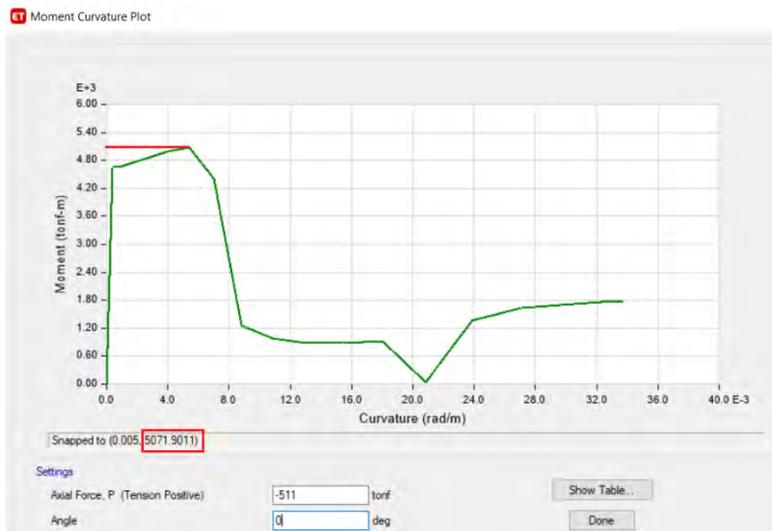


Figura 110: Diagrama momento curvatura, dirección Y

La resistencia flexión que muestra el análisis seccional es de:

$$Momento = 5071.9011 \text{ tonf} - m$$

El momento debido al análisis no lineal (Pushover Y) es:

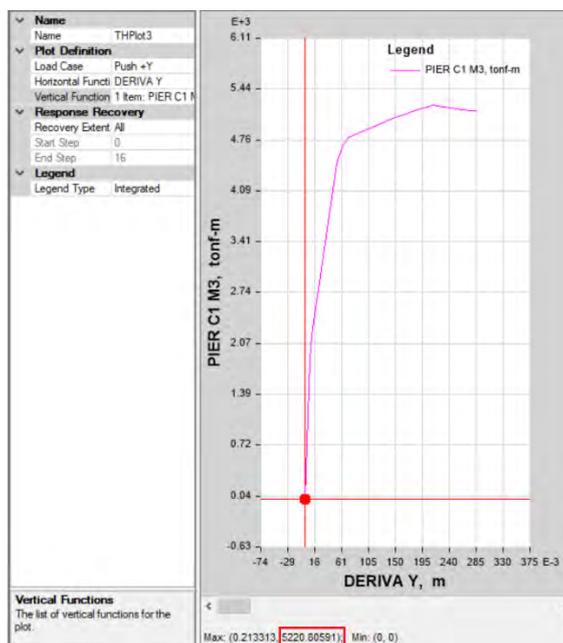


Figura 111: momento debido al Push over en la dirección Y (muro C1 primer piso)

$$Momento = 5220.8059 \text{ tonf} - m$$

La resistencia que alcanza en el análisis no lineal (Pushover Y) es similar al que predice el análisis seccional (diagrama momento curvatura), lo que indica que el modelo no lineal está

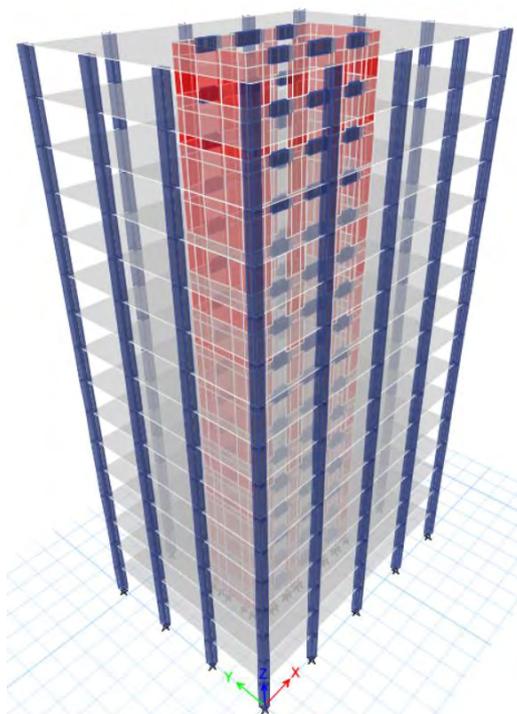
representando de buena manera las características impuestas, como son las capas de acero y hormigón que se definió anteriormente.

Los resultados del análisis lineal y no lineal del edificio de 7 pisos con vigas de acople se mostrarán más adelante en la sección de resumen y análisis de resultados.

### **8.7 Edificio con muros estructurales de 16 pisos, con vigas de acople**

La configuración en planta y elevación se las definió anteriormente y se las puede apreciar en la Figura 34 y Figura 35.

#### **8.7.1 Vista en 3D de la edificación**



**Figura 112: vista en 3D del edificio de 16 pisos con vigas de acople**

#### **8.7.2 Definición de secciones**

Se realizará un resumen de las secciones asignadas a la edificación de 16 pisos con vigas de acople:

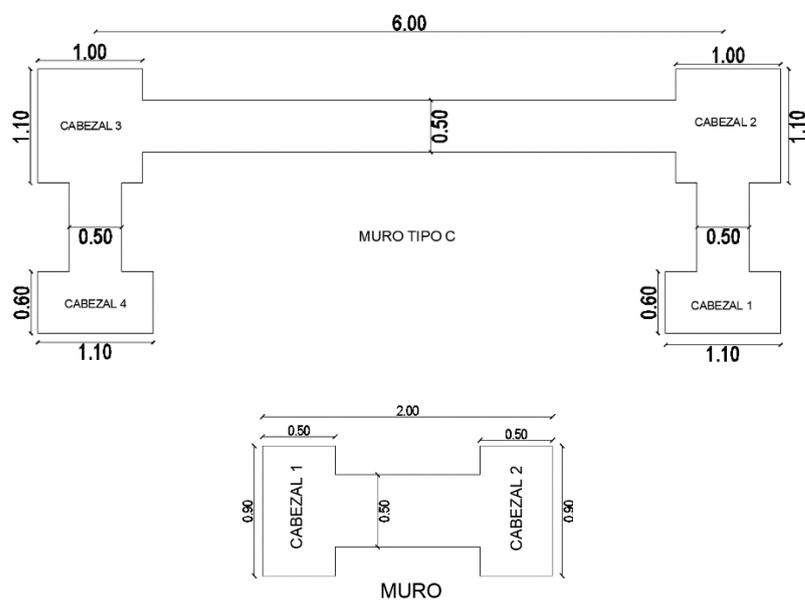
### Columnas

- Las columnas gravitacionales serán cuadradas, de hormigón armado, de 0.60x0.60 metros y tendrán las inercias agrietadas ( $0.8 I_g$ ) según lo indica NEC 2015.

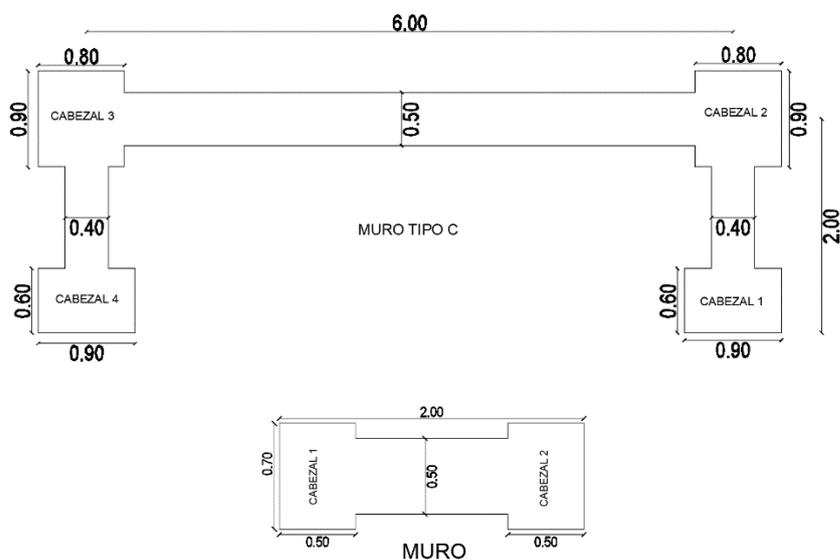
### Muros

- Para los muros se usó elementos de borde y se los definirá gráficamente para su mayor compresión:

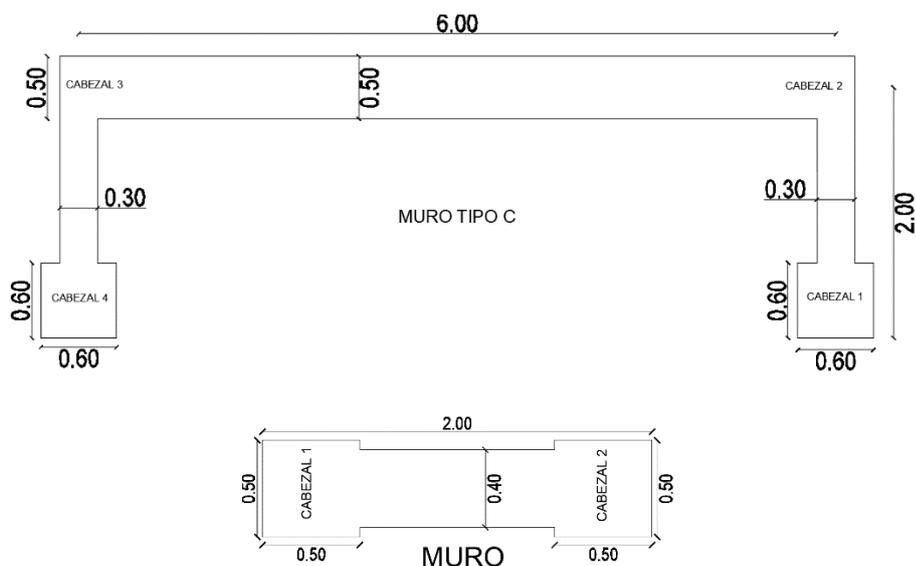
*Sección de muro del 1 al 5 piso:*



*Sección de muro del 6 al 12 piso:*



*Sección de muro del 6 al 12 piso:*



**Figura 113: Secciones de muros del edificio de 16 pisos con vigas de acople**

Cabe mencionar que en los dos primeros pisos se agrietó las secciones (0.6 Ig) como los indica NEC 2015

### Vigas de acople

- Las vigas de acople tendrán una sección de 0.50x80 en los 5 primeros pisos, 0.40x0.80 desde el piso 6 hasta el piso 12 y de 0.30x80 del piso 13 al 16.

### Losa

- La losa será maciza de 0.20 metros de espesor

### **8.7.3 Periodo de la estructura, Cortante basal estático, derivas de entrepiso, derivas de techo e índice de estabilidad**

El análisis modal espectral lineal de la estructura es exactamente igual al descrito en el edificio de 7 pisos con vigas de acople, por lo que se mostrará una tabla a manera de resumen de los resultados más importantes:

Tabla 58: Resumen de análisis modal espectral lineal del edificio de 16 pisos con vigas de acople

Edificio de 16 pisos con vigas de acople			
		16 pisos	Observación
Periodos NEC (seg)	T (método 1)	1.003	$T=Ct*hn^{\alpha}$
	Tmax	1.304	
Periodos ETABS (seg)	Modo de vibración 1	0.866	Traslacional
	Modo de vibración 2	0.679	Traslacional
Periodos para encontrar cortante basal estático (seg)	Tx	0.679	Para el edificio de 16 pisos, el periodo Ty está en la curva del espectro mientras que el periodo Tx está en la meseta. $Sa(x) = nzFa$ $Sa(y) = nzFa \left(\frac{Tc}{T}\right)^r$
	Ty	0.866	
Cortante basal estático (tonf)	Dirección X	1844.72	
	Dirección Y	1486.451	
Cortante basal estático mínimo (tonf)	Dirección X	1475.776	El cortante basal estático puede ser el 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares.
	Dirección Y	1189.161	
Cortante basal dinámico (tonf)	Dirección X	1340.429	El valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares
	Dirección Y	1034.985	
Factor de ajuste del cortante dinámico	Dirección X	0.220	
	Dirección Y	0.230	
Derivas de entrepiso ( $\delta_i/h_i$ ) (%)	Dirección X	0.46%	En el edificio de 7 y 16 pisos, el diseño por capacidad gobierna al encontrar el espesor de los muros y no las derivas.
	Dirección Y	0.70%	
Deriva global de techo ( $\delta_u/H_o$ ) (%)	Dirección X	0.340%	
	Dirección Y	0.498%	
Índice de estabilidad		0.008049	El índice de estabilidad de la edificación es menor a 0.1. No se consideran efectos P- $\Delta$

#### 8.7.4 Diseño al corte, Diseño a flexo compresión y diseño por capacidad del muro C del primer piso

El proceso de diseño a corte, flexo compresión y capacidad del muro C en el primer piso será exactamente igual al mostrado en el edificio de 7 pisos con vigas de acople por lo que mostrará una tabla resumen de los resultados:

Edificio de 16 pisos con vigas de acople			
Diseño al Corte sin considerar factor de sobre resistencia a flexión ni amplificación dinámica por corte (D/C)	Dirección X	0.323	corresponde a un muro ubicado en el piso 1
	Dirección Y	0.368	
Factor de amplificación dinámica por corte $\omega_v$	Dirección X	1.800	Según ACI 318-19 $\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$ $\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$
	Dirección Y	1.800	
Máximo factor por sobre resistencia a flexión $\phi_o$	Dirección X	5.501	El factor de sobre resistencia no puede ser menor a 1.5 según ACI 318-19
	Dirección Y	1.500	
Diseño por capacidad considerando factor de amplificación dinámica $\omega_v$ y factor por sobre resistencia $\phi_o$ (D/C)	Dirección X	0.969	La multiplicación ( $\omega_v * \phi_o$ ) no es necesario que sea mayor a 3 según ACI 318-19
	Dirección Y	0.994	

### 8.7.5 Diseño de las vigas de acople

Para el diseño de las vigas de acople se muestra el corte producido por el sismo en la dirección X:

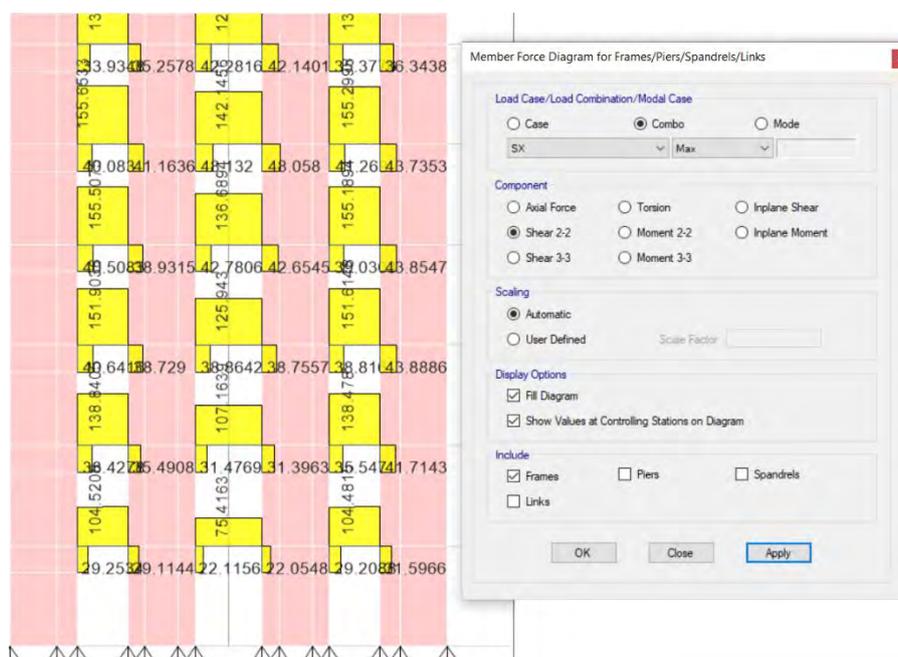


Figura 114: Corte debido a sismo en la dirección X de los 5 primeros pisos para diseño de vigas de acople de edificio de 16 pisos

A continuación, se muestra el diseño de la viga de acople de 1.50 metros de longitud de los 5 primeros pisos, es decir para las vigas de los extremos de la Figura 114.

El máximo cortante para las vigas de acople de  $L=1.50$  m. en los 5 primeros pisos es de 155.65 toneladas

$$V_n = 155.65 \text{ t.}$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 2A_{vd}f_y \sin\alpha$$

$$A_{vd} = \frac{V_n}{\phi 2f_y \sin\alpha}$$

Se procede a encontrar el ángulo  $\alpha$ :

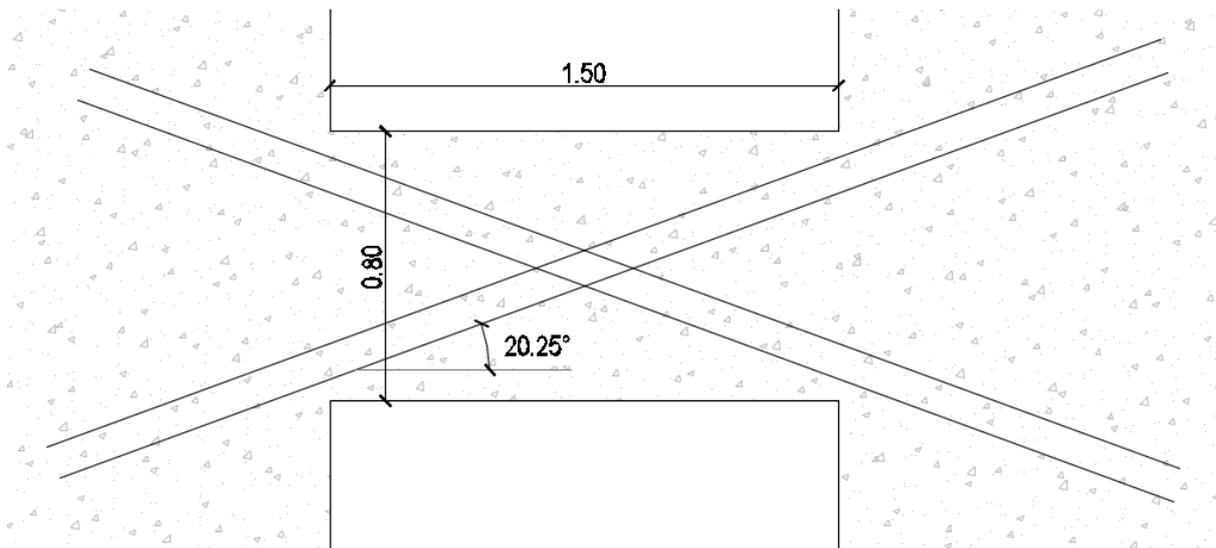


Figura 115: Ángulo  $\alpha$  de la viga de acople de 1.5 metros de longitud

$$\alpha = 20.25$$

$$A_{vd} = \frac{155.65}{0.85(2)(42000)\sin 20.25} = 0.006298 \text{ m}^2 = 62.98 \text{ cm}^2$$

Se necesita 62.98 cm<sup>2</sup> por cada diagonal. Se armará cada diagonal con 8Ø32 mm con lo cual se tiene un área de 64.34 cm<sup>2</sup>.

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin\alpha \leq 5/6\sqrt{f'c} A_{cw}$$

$$V_n = 2 \left( \frac{64.34}{10000} \right) (42000) \sin 20.25 \leq 5/6 (\sqrt{40} * 100) (0.50 * 0.80)$$

$$V_n = 187.06 \leq 210.82 \text{ ton.}$$

Para el confinamiento de la viga de acople:

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.3 \left( \frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{f'c}{fyt} \\ 0.09 \frac{f'c}{fy} \end{cases}$$

$$Ag = b * h$$

$$Ach = b_{c1} * b_{c2}$$

$$b = 0.50, h = 0.80, b_{c1} = 0.72, b_{c2} = 0.42$$

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.3 \left( \frac{0.40}{0.3024} - 1 \right) \frac{40}{420} \\ 0.09 \frac{40}{420} \end{cases}$$

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.00922 \\ 0.00857 \end{cases}$$

$$\rho_{Ash} = 0.0111$$

$$\rho_1 = 0.00922 * 50 * 100 = 46.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_2 = 0.00922 * 80 * 100 = 73.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

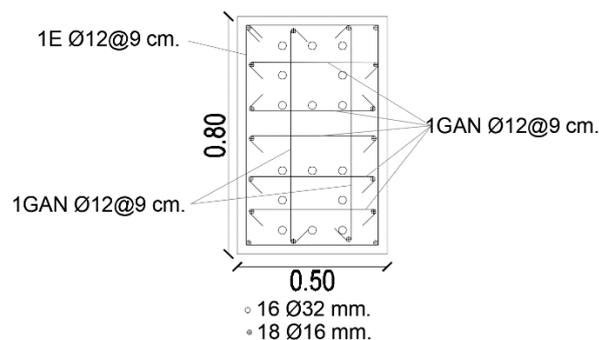


Figura 116: Viga de acople de los 5 primeros pisos, longitud 1.50m., del edificio de 16 niveles

Se realiza el mismo procedimiento y se obtiene la viga de acople de longitud de 2 metros donde cambiaría el cortante máximo a utilizar (142.45 ton) y el ángulo  $\alpha$  (16.06 *grados*) y se tiene:

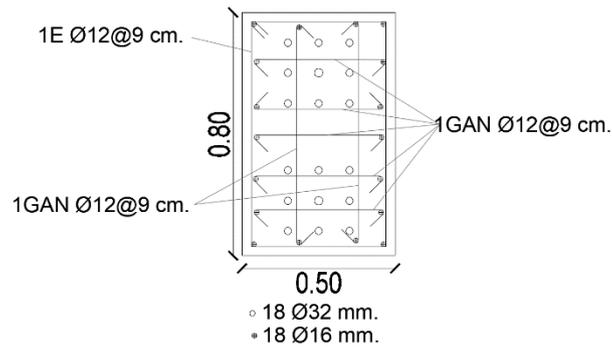
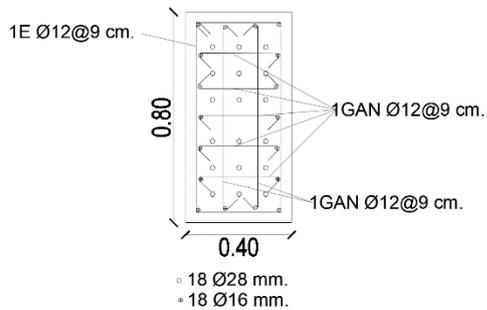


Figura 117: Viga de acople de los 5 primeros pisos, longitud 2m., del edificio de 16 niveles

Se muestran las vigas de acople de los siguientes pisos:

Vigas de acople pisos 6 al 12:

**1.50 metros de longitud**



**2.00 metros de longitud**

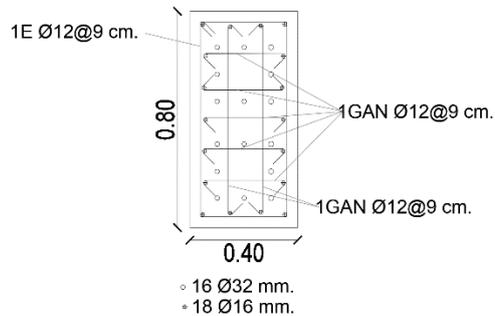
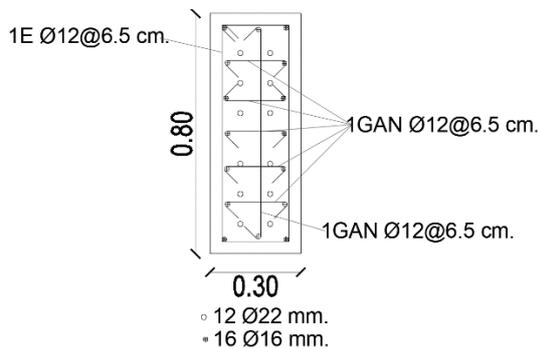


Figura 118: Vigas de acople de los pisos 6 al 12 del edificio de 16 pisos

Vigas de acople pisos 13 al 16:

**1.50 metros de longitud**



**2.00 metros de longitud**

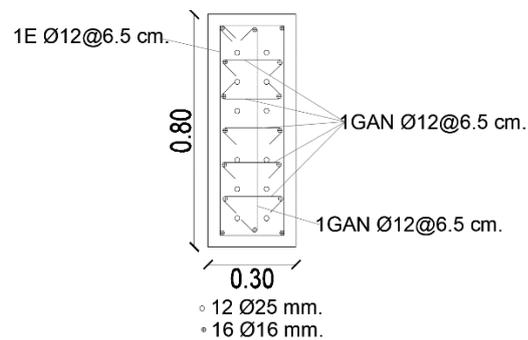


Figura 119: Vigas de acople de los pisos 13 al 16 del edificio de 16 pisos

8.7.6 Corte transversal de la sección de muro diseñada

Sección de muros tipo C y Muros de 2 metros del primero al quinto piso:

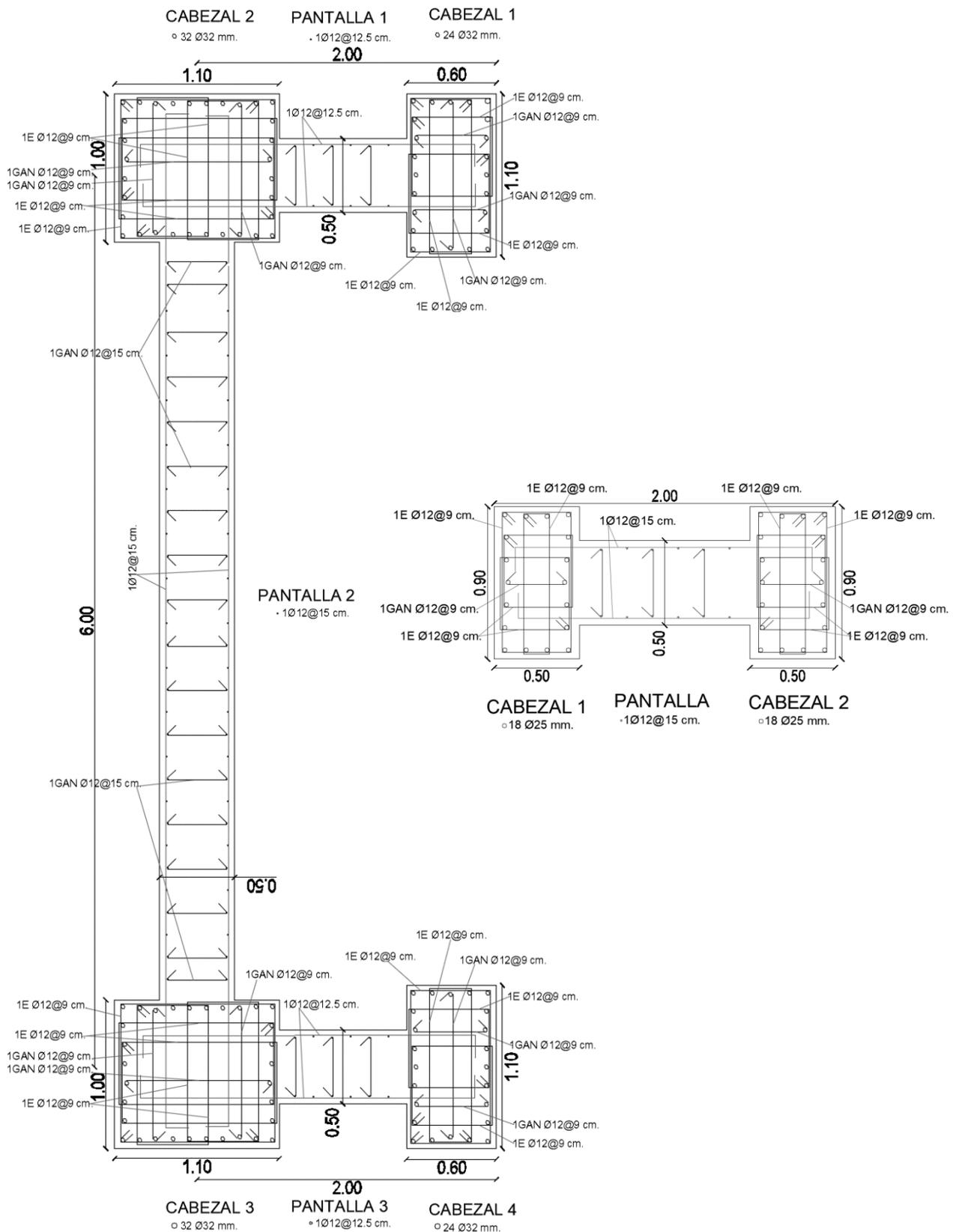
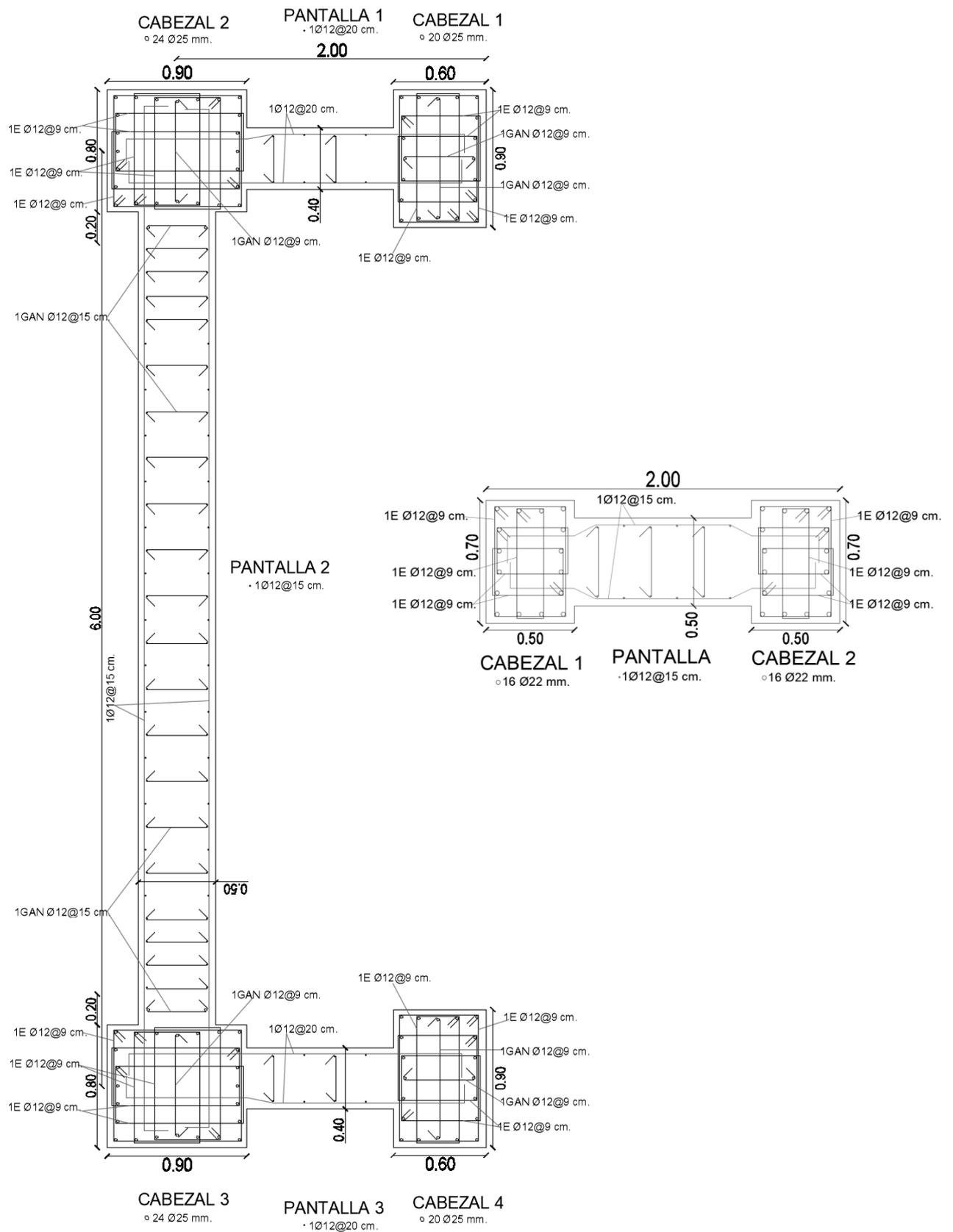


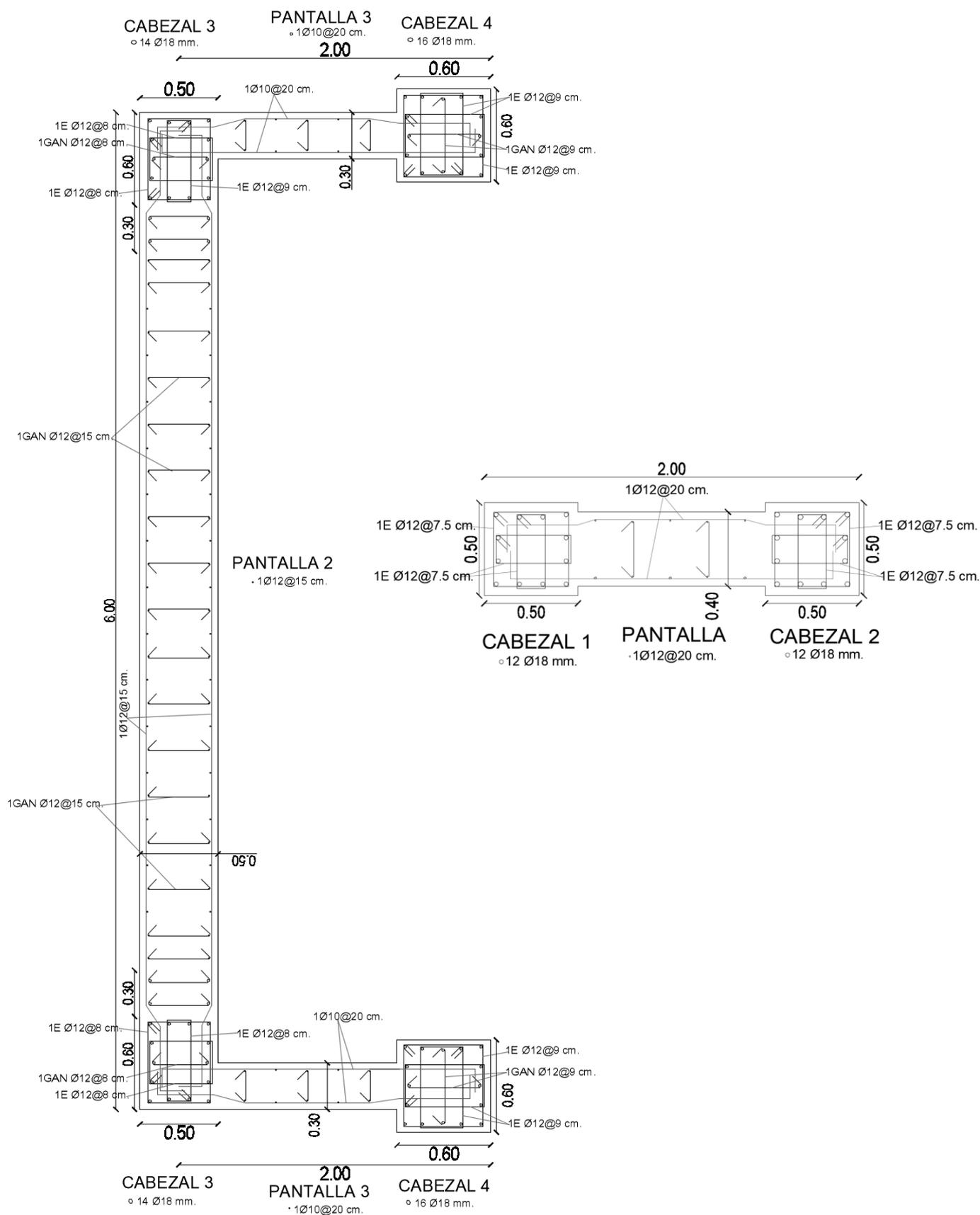
Figura 120: Corte transversal de muro tipo C y muro de 2 metros del 1 al 5 piso

**Sección de muros tipo C y Muros de 2 metros del sexto al doceavo piso:**



**Figura 121: Corte transversal de muro tipo C y muro de 2 metros del 6 al 12 piso**

**Sección de muros tipo C y Muros de 2 metros del treceavo al decimosexto piso:**



**Figura 122: Corte transversal de muro tipo C y muro de 2 metros del 13 al 16 piso**

## 8.7.7 *Análisis estático no lineal no lineal*

### 8.7.7.1 Simplificación del modelo

La simplificación del modelo es exactamente igual a lo descrito en la sección 8.6.15.1 del edificio de 7 pisos con vigas de acople, solamente se debe tener en cuenta al eliminar las losas que las masas rotacionales y traslacionales son diferentes por ser este un edificio de 16 pisos.

Las cargas puntuales y distribuidas sobre los muros y vigas de acople respectivamente son las mismas que se describieron con anterioridad.

### 8.7.7.2 Definición de materiales

La definición de los materiales se lo realiza exactamente igual que el proceso mostrado en el edificio de 7 pisos con vigas de acople. Se define un material confinado para cada uno de los cabezales y también un material no confinado para las pantallas de cada muro.

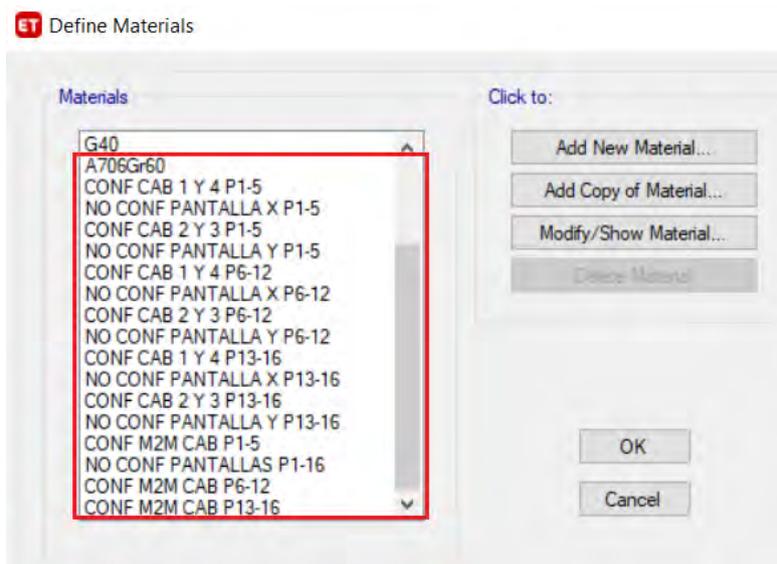


Figura 123: Definición de materiales de edificio de 16 pisos con vigas de acople

### 8.7.7.3 Definición y asignación de secciones

Se procede a definir las secciones como se indicó anteriormente en el edificio de 7 pisos con vigas de acople. Se define una sección para cada cabezal y pantalla de los muros, para las tres divisiones en altura de sección que tiene el edificio:

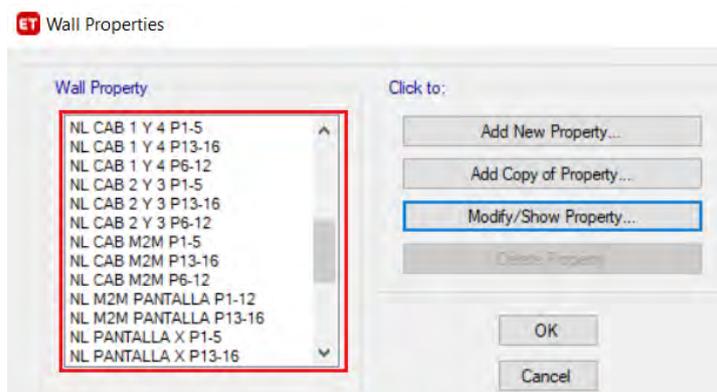


Figura 124: Definición de secciones para edificio de 16 pisos sin vigas de acople

Finalmente se asigna las secciones a los muros después de dividirlos en las longitudes de cada uno de los cabezales y pantallas.

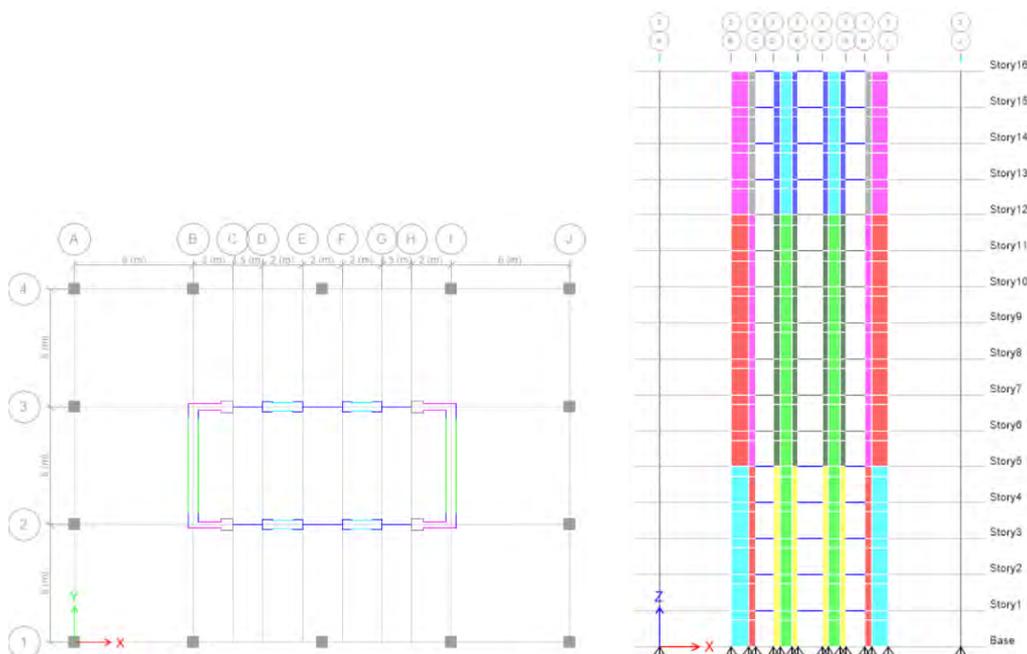


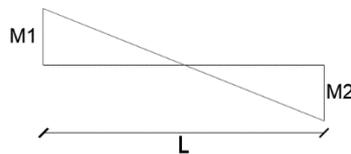
Figura 125: Asignación de secciones no lineales edificio de 16 pisos con vigas de acople

#### **8.7.7.4 Definición de rótulas plásticas en vigas de acople con diagonales**

La rótula plástica que se definirá es de momento, pero una viga de acople armada con diagonales fluye por corte, sin embargo, se puede representar mediante momento la misma capacidad al corte que tiene la viga y una disipación de energía similar (Lafontaine, 2020)

Se definirá la rótula plástica para las vigas de acople de los 5 primeros pisos y de longitud de 1.5 metros:

De la Figura 114 se tenía que resiste 187.06 toneladas de corte debido al sismo en dirección x, por lo que el momento en cada uno de los extremos será:



$$M_1 = M_2$$

$$V = \frac{2M_1}{L}$$

$$M_1 = \frac{V * L}{2}$$

$$M_1 = \frac{187.06 * 1.50}{2} = 140.295 \text{ tonf.m}$$

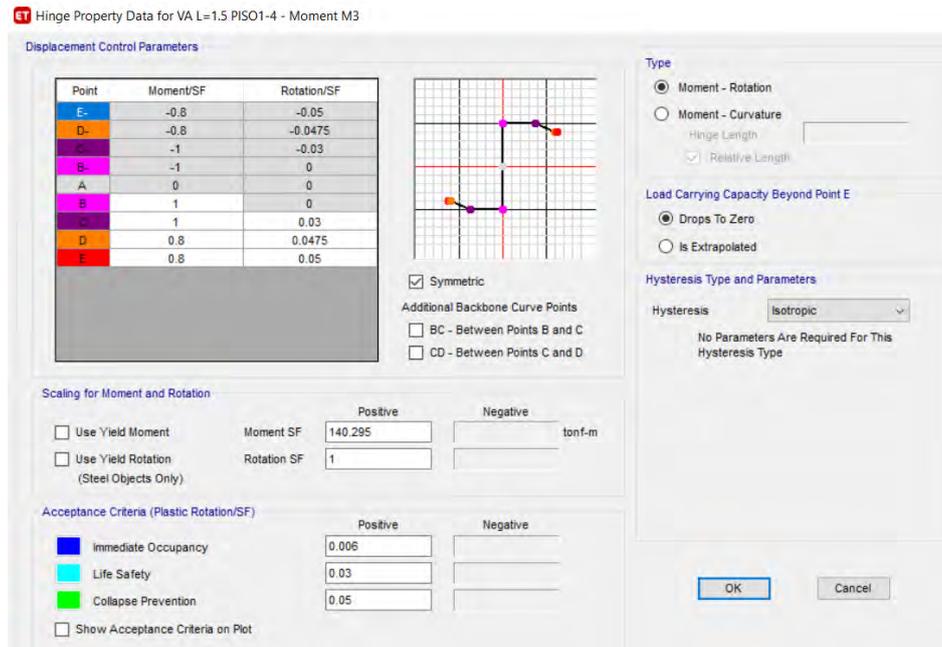


Figura 126: Definición de la rótula plástica

Con este procedimiento, queda definida la rótula plástica para las vigas de acople de los 5 primeros pisos y de 1.5 metros de longitud. De la misma manera se hace para las demás vigas y se las asigna:

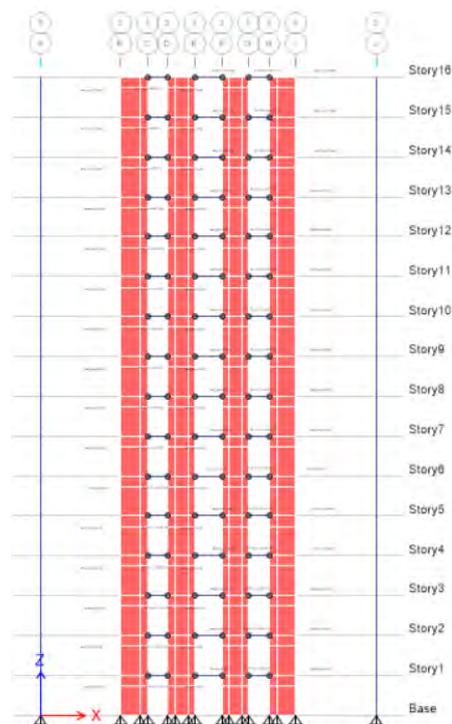


Figura 127: Asignación de rótulas plásticas en vigas de acople edificio de 16 pisos

### 8.7.7.5 Validación general del modelo

#### 8.7.7.5.1 Componentes energéticos acumulativos



**Figura 128: Componentes energéticos acumulativos (Pushover +X, Pushover +Y)**

Se puede observar en la Figura 128 que no se tiene energía cinética ni amortiguamiento inherente o energía disipada debido a que es un análisis estático. Se aprecia también que existe bastante energía no lineal disipada por amortiguamiento histerético (Pushover +X) que tiene que ver principalmente las vigas de acople.

### 8.7.7.5.2 Capacidad de muro usando análisis seccional

Se debe verificar la resistencia de alguno de los muros y asegurarse que el momento sea similar o que no difiera demasiado del momento que indica el análisis seccional (Momento – curvatura). Con esto se verifica que la asignación de propiedades no lineales hayan sido las adecuadas:

El esfuerzo axial del muro C que se encuentra en el piso 1 para Pushover Y es:

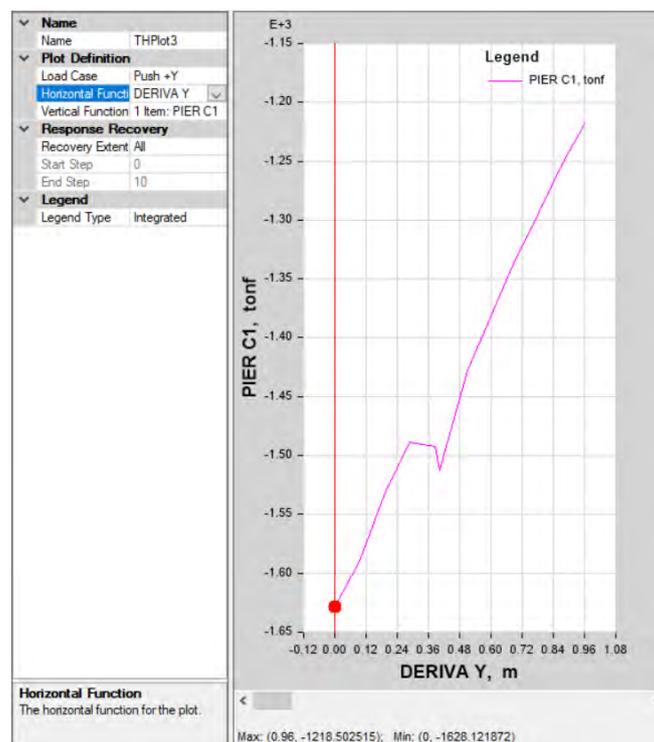


Figura 129: Carga axial para muro C1 (primer piso) debido a Pushover Y

Donde la Carga axial es:

$$P \approx -1219 \text{ ton.}$$

El diagrama momento curvatura para la dirección Y (M3), se lo obtiene directamente del ETABS (section designer):

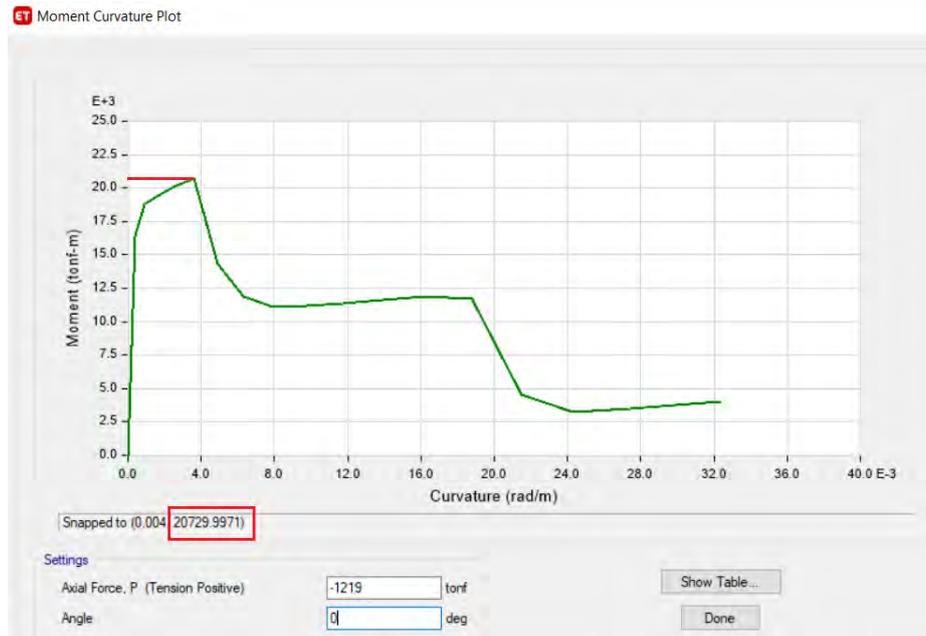


Figura 130: Diagrama momento curvatura, dirección Y

La resistencia flexión que muestra el análisis seccional es de:

$$Momento = 20729.9971 \text{ tonf} - m$$

El momento debido al análisis no lineal (Pushover Y) es:

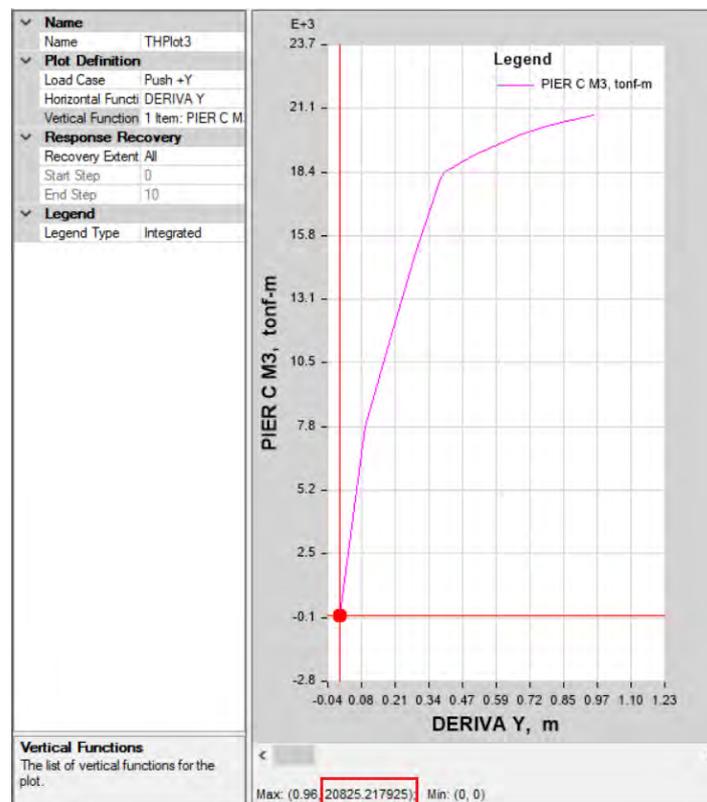


Figura 131: momento debido al Push over en la dirección Y (muro C1 primer piso)

$$\text{Momento} = 20825.2179 \text{ tonf} - m$$

La resistencia que alcanza en el análisis no lineal (Pushover Y) es similar al que predice el análisis seccional (diagrama momento curvatura), lo que indica que el modelo no lineal está representando de buena manera las características impuestas, como son las capas de acero y hormigón que se definió para este análisis.

Los resultados del análisis lineal y no lineal del edificio de 7 pisos con vigas de acople se mostrarán más adelante en la sección de resumen y análisis de resultados.

## 9. MODELACIÓN DE EDIFICACIONES CON MUROS ESTRUCTURALES SIN VIGAS DE ACOPLE

Tanto para las edificaciones con muros estructurales de 7 y 16 pisos sin vigas de acople se definieron los siguientes parámetros:

### 9.1 Configuración en planta y elevación

Como se indicó en la sección 3, La configuración en planta para los edificios de 7 y 16 pisos sin vigas de acople será:

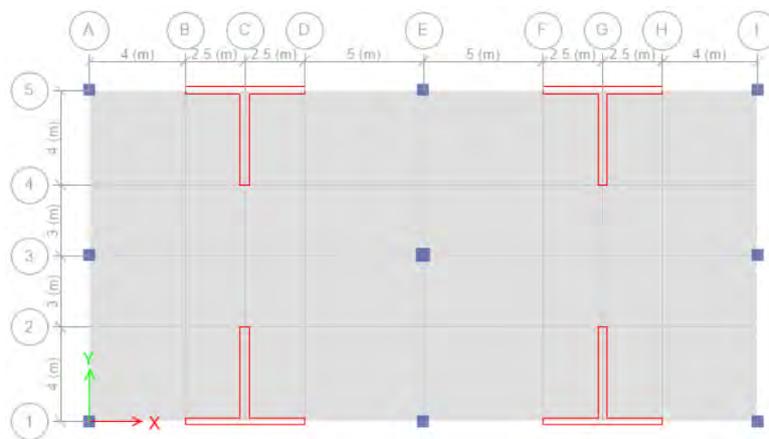


Figura 132: Configuración en planta de los edificios de 7 y 16 pisos sin vigas de acople

A continuación, se muestra el eje 2 en elevación de las edificaciones donde se puede apreciar la altura de entre piso:

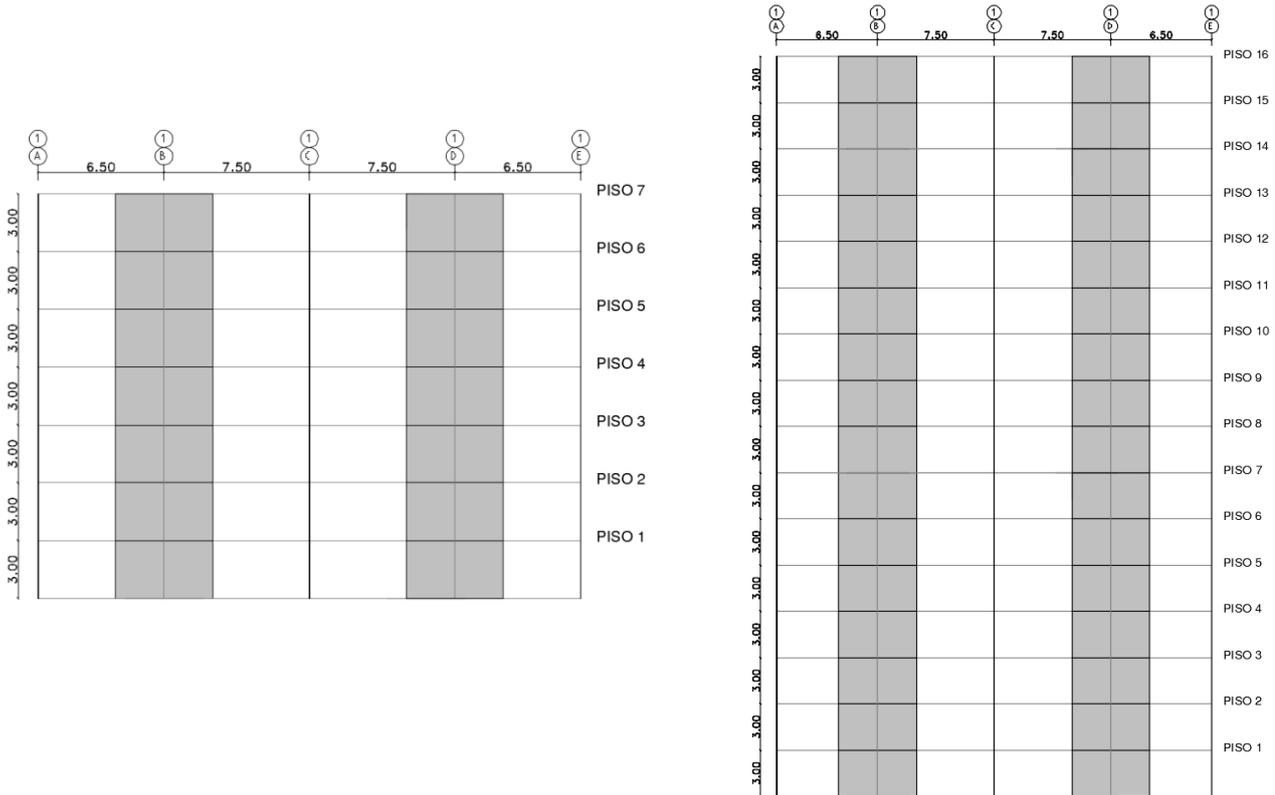


Figura 133: Configuración en elevación de edificaciones de 7 y 16 pisos sin vigas de acople

## 9.2 Definición de materiales

Como se mencionó en la unidad 5.1, para los edificios de 7 y 16 pisos sin vigas de acople se utilizará una resistencia a la compresión  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ :

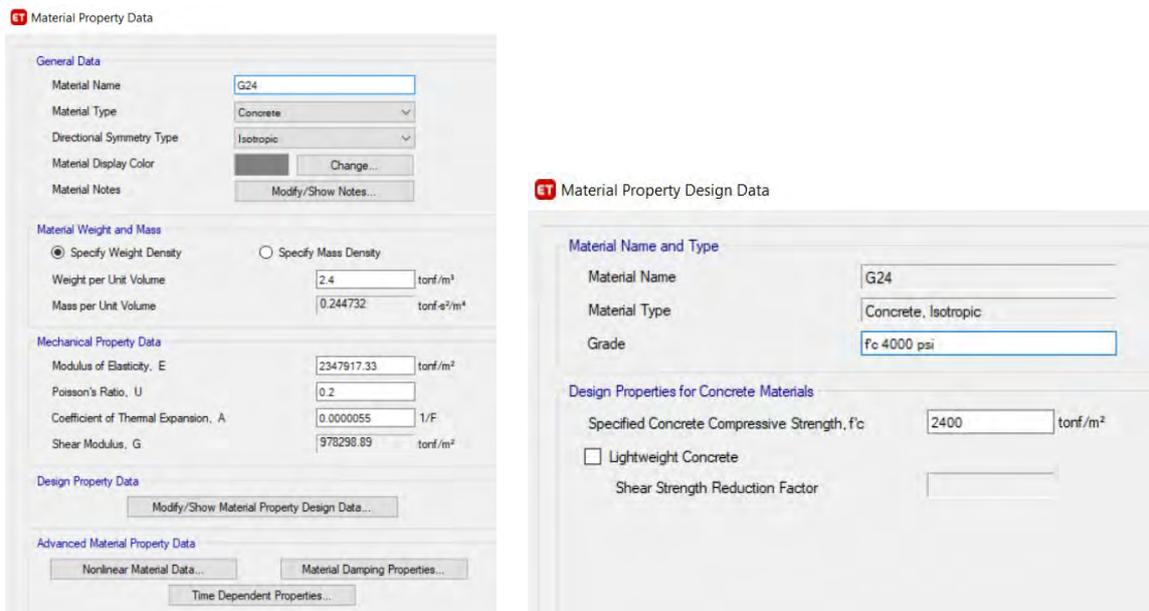


Figura 134: Definición de materiales (hormigón armado)

Como se muestra, el módulo de elasticidad se lo obtuvo con la fórmula  $E_c = 4.7\sqrt{f'_c}$  (GPa), aunque no es representativo en el Ecuador debido a sus agregados; sin embargo, para realizar el análisis sísmico, la NEC 2015 permite ocupar el  $E_c$  mencionado.

Para el acero, se utilizará el tipo A706 grado 60.

**Material Property Data**

General Data

Material Name: A706Gr60

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Color Selection]

Material Notes: [Notes Field]

Material Weight and Mass

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.80038 tonf-m<sup>3</sup>/m<sup>4</sup>

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20389019.16 tonf/m<sup>2</sup>

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000065 1/F

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

**Material Property Design Data**

Material Name and Type

Material Name: A706Gr60

Material Type: Rebar, Uniaxial

Grade: Grade 60

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy: 42184.18 tonf/m<sup>2</sup>

Minimum Tensile Strength, Fu: 56245.57 tonf/m<sup>2</sup>

Expected Yield Strength, Fye: 46402.6 tonf/m<sup>2</sup>

Expected Tensile Strength, Fue: 61870.13 tonf/m<sup>2</sup>

Figura 135: Definición de materiales (acero)

### 9.3 Asignación de cargas y combinaciones de carga

#### Estados de carga

Se tiene dos estados de carga: Carga muerta (Dead), donde se considera las cargas muertas adicionales y también los pesos propios de los elementos modelados, y carga viva (live):

Define Load Patterns

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load

Delete Load

OK Cancel

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	

Figura 136: Estados de carga

En la unidad de Cargas y Combinaciones de carga, se mencionó que las edificaciones tendrán un uso para oficinas por lo que tendrán una carga viva de  $240 \text{ kg/m}^2$  para las áreas de oficina y de  $70 \text{ kg/m}^2$  para la cubierta. Además, se calculó la carga muerta adicional la cual fue de  $250 \text{ kg/m}^2$ . A continuación se muestra la asignación de estas cargas:

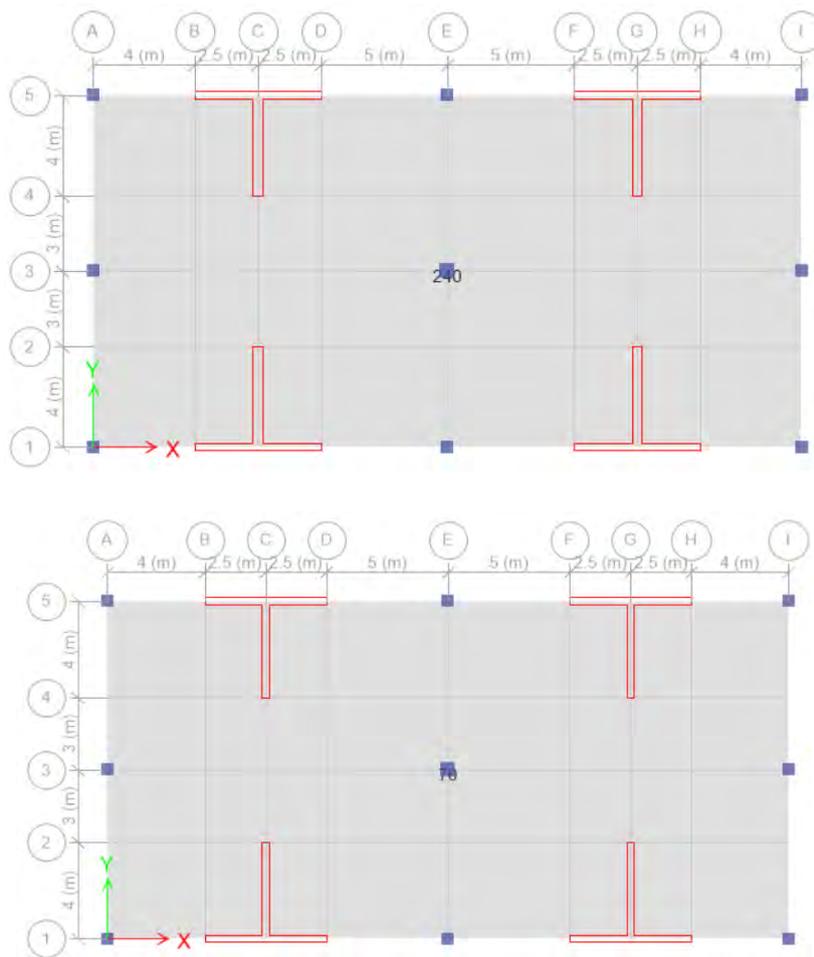


Figura 137: Asignación de carga viva (área de oficinas  $240 \text{ kg/m}^2$  y  $70 \text{ kg/m}^2$  para cubierta)

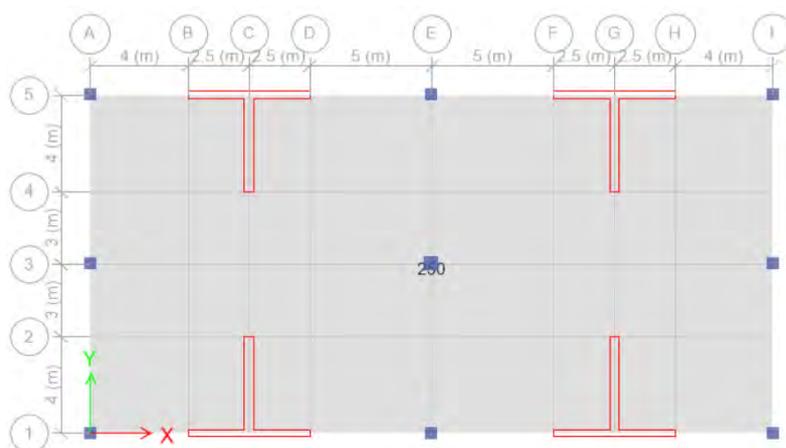
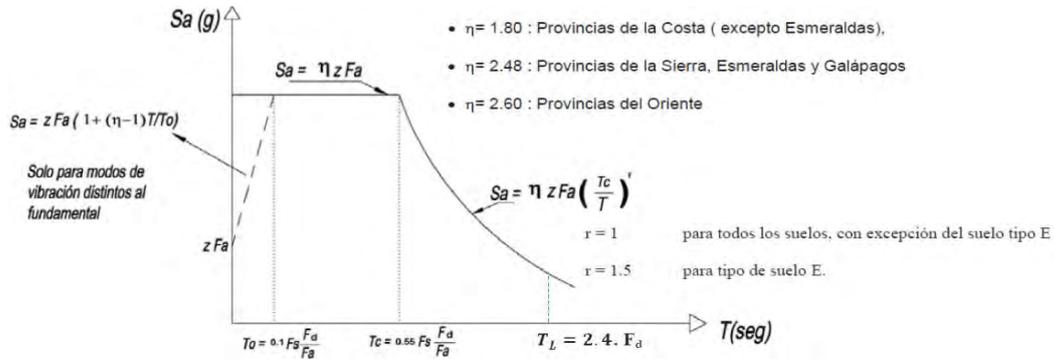


Figura 138: Asignación de carga muerta adicional ( $250 \text{ kg/m}^2$ )

**Espectro elástico de diseño**

Con todos los parámetros mencionados en la unidad 4 del presente trabajo, se puede elaborar el espectro elástico de diseño que se presenta en la NEC 2015:



**Figura 139: Espectro elástico de diseño NEC 2015**

Se tiene:

**Tabla 59: Resumen de factores para el desarrollo del espectro elástico de diseño**

<b>Z=</b>	0.4
<b>Suelo=</b>	D
<b>Fa=</b>	1.2
<b>Fd=</b>	1.19
<b>Fs=</b>	1.28
<b>n=</b>	2.48
<b>r=</b>	1

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad ; \quad T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad ; \quad T_L = 2.4 F_d$$

**Tabla 60: Periodos del espectro elástico de diseño**

To=	0.127	seg
Tc=	0.698	seg
TL=	2.856	seg

Con todos estos valores y factores, se obtiene el espectro elástico de diseño:

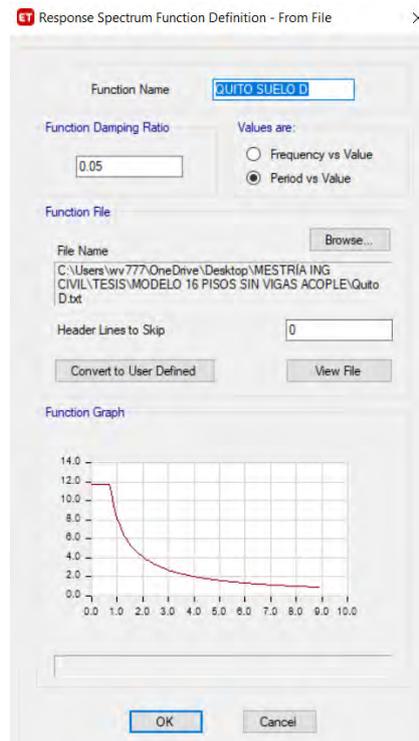


Figura 140: Espectro elástico de diseño según NEC 2015

Se procede a ingresar en el ETABS, los sismos elásticos en las dos direcciones principales de la estructura:

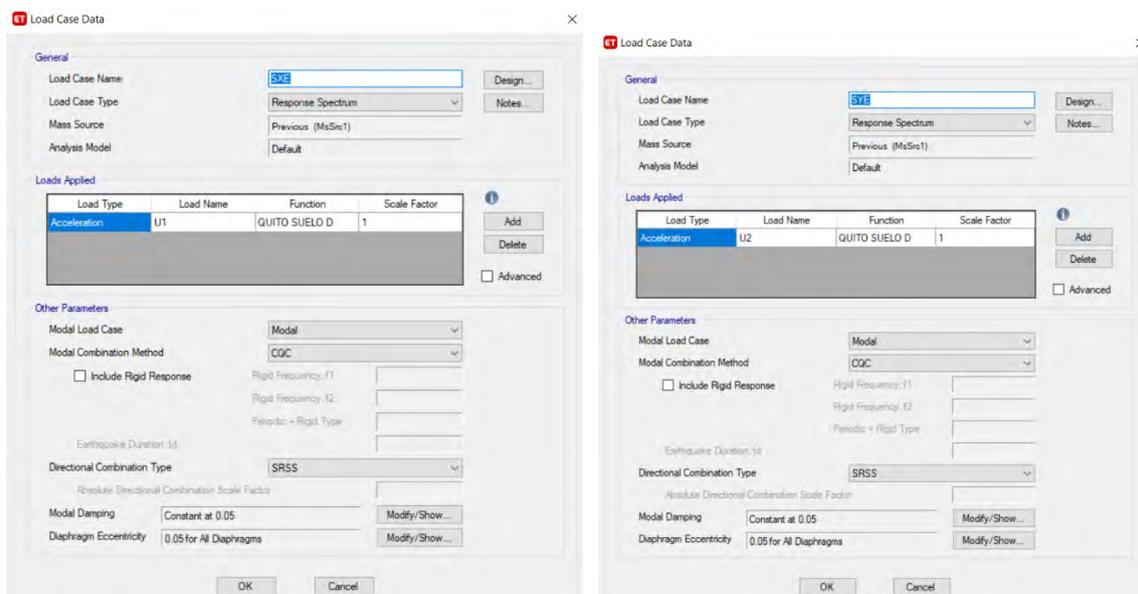


Figura 141: Sismos elásticos de diseño ETABS

Como se puede observar, el factor de escala en cada dirección es 1 ya que el espectro no está en función de la gravedad sino en  $m/s^2$ . Se considera una torsión accidental de 5% para todos los diafragmas de piso.

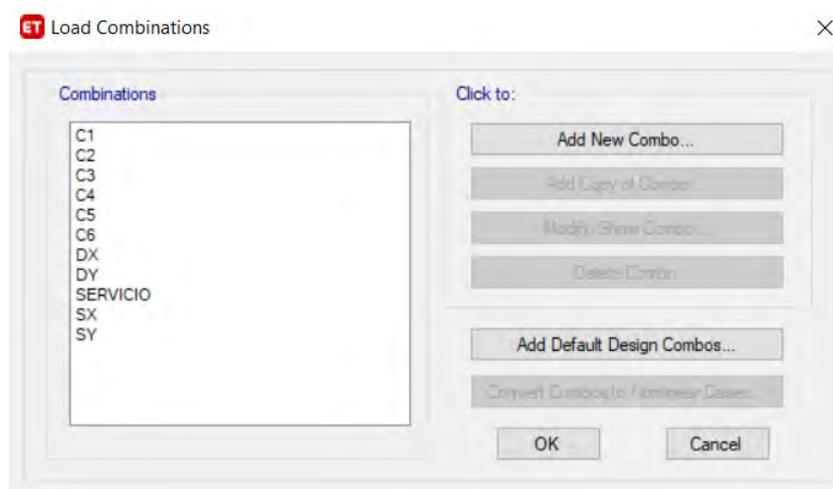
### Combinaciones de carga

Se tiene las siguientes combinaciones de carga que establece la NEC 2015:

**Tabla 61: Combinaciones de carga NEC 2015**

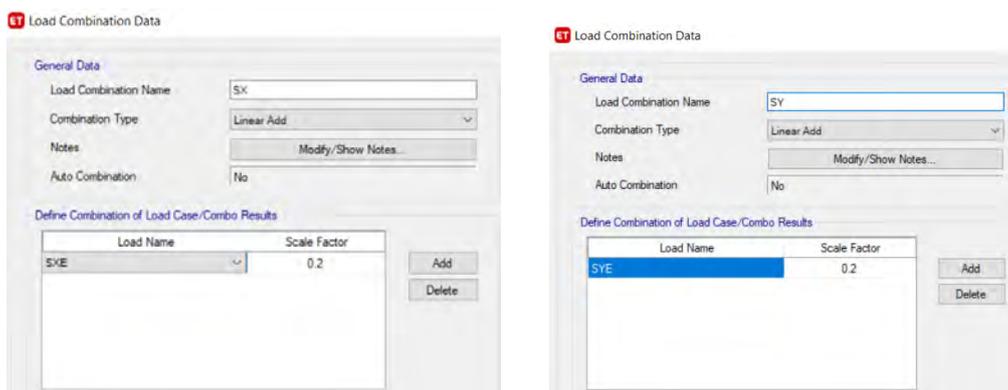
Combinaciones de carga NEC 2015	
C1	1.4D
C2	1.2D+1.6L
C3	1.2D+L+SX
C4	1.2D+L+SY
C5	0.9D+SX
C6	0.9D+SY

C1-C6 son las combinaciones de carga que se encuentran en la norma NEC 2015. No es necesario definir combos con signo positivo y signo negativo para sismo ya que el ETABS lo hace solo. Se crea las combinaciones de carga:



**Figura 142: Combinaciones de carga**

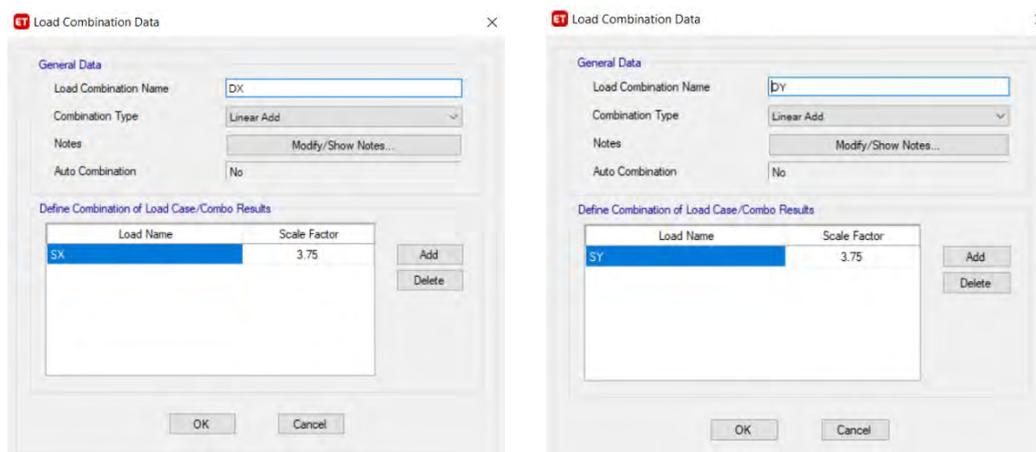
Las combinaciones de carga SX y SY corresponden a combinaciones de sismo elástico en las dos direcciones principales:



**Figura 143: Combinaciones de carga, sismo con factor 1/R**

Donde cada sismo elástico está multiplicado por un factor de 0.2, el cual es  $1/R$ , por ser una estructura con muros estructurales con columnas gravitacionales que no forman pórticos. Estas dos combinaciones de carga se las define en este sitio para modificar con mayor facilidad al presentarse el caso de no cumplir el cortante mínimo una vez corrido el programa.

Las combinaciones de carga DX y DY corresponden a combinaciones de sismo de la misma manera, pero con un factor de escala de  $0.75R$ . Estas combinaciones se las emplea para disponer de las deformaciones inelásticas de acuerdo con NEC:



**Figura 144: Combinaciones de carga, sismo con factor 0.75R**

Por último, la combinación de carga SERVICIO es una carga axial de servicio (D + L).

## 9.4 Definición de la masa

Se calcula la masa a partir de los pesos propios de los elementos asignados, más la carga permanente. La sobrecarga muerta será asignada al tipo de carga muerta (Dead), y la masa de la sobrecarga se considera allí, al igual que el peso propio.

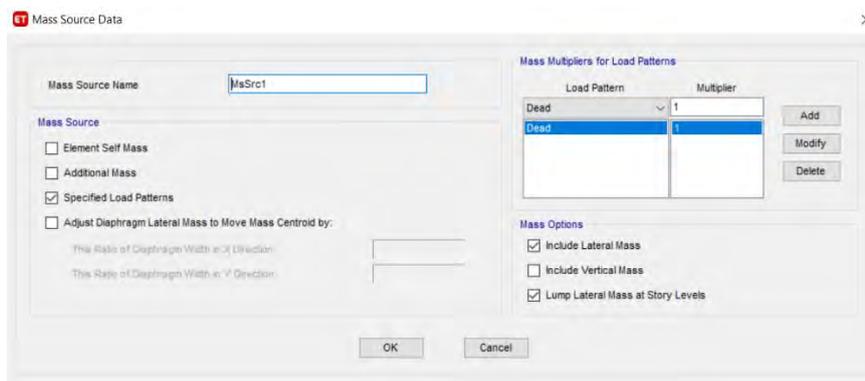


Figura 145: Definición de masa

## 9.5 Asignación de diafragmas

Todas las losas de las edificaciones propuestas se les asigna un diafragma

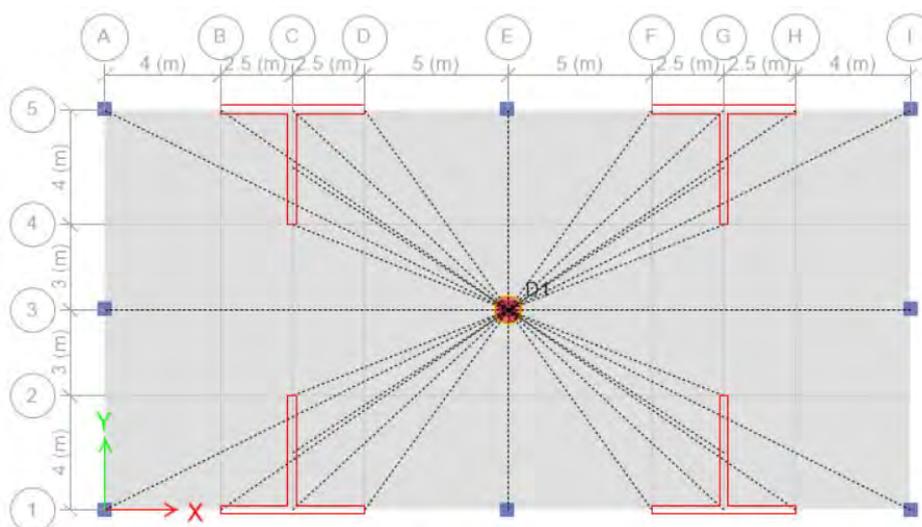


Figura 146: Asignación de diafragmas

Se asignó un diafragma rígido; la diferencia con un diafragma semi rígido es que este considera la rigidez en el plano mientras que el rígido no. En este caso no tendrá incidencia ya que la planta es regular y con pocas o ninguna zona de piso libre o hueca.

## 9.6 Edificio con muros estructurales de 7 pisos, sin vigas de acople

La configuración en planta y elevación se las definió anteriormente y se las puede apreciar en la Figura 132 y Figura 133.

### 9.6.1 Vista en 3D de la edificación

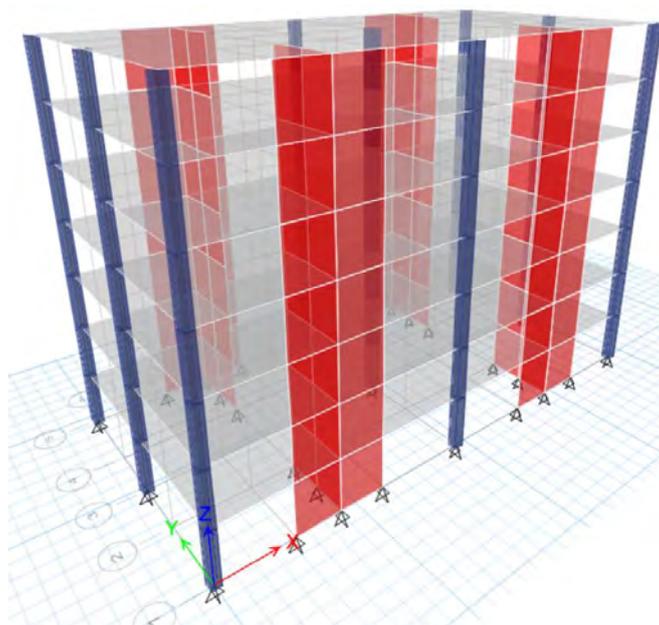


Figura 147: Vista en 3D de la edificación de 7 pisos, sin vigas de acople

### 9.6.2 Definición de secciones

Se realizará un resumen de las secciones asignadas a la edificación de 7 pisos sin vigas de acople:

#### Columnas

- Las columnas gravitacionales perimetrales serán cuadradas, de hormigón armado, de 0.50x0.50 metros y la columna central eje 3E (ver Figura 132) será de 0.60x0.60 metros. Todas las columnas tendrán las inercias agrietadas ( $0.8 I_g$ ) según lo indica NEC 2015.

#### Muros

En la dirección X, cada muro tiene una longitud de 5 metros y un espesor de 0.30 metros a toda la altura. En la dirección Y, cada muro tiene una longitud de 4 metros y un espesor de 0.40

metros hasta el piso 4 y desde el piso 5 hasta el 7 de 0.30 metros. Cabe mencionar que en los dos primeros pisos se agrietó las secciones de los muros (0.6 Ig) como los indica NEC 2015.

#### Losa

- La losa será maciza de 0.20 metros de espesor.

### 9.6.3 *Periodo de la estructura, Cortante basal estático, derivas de entrepiso, derivas de techo e índice de estabilidad*

El análisis lineal de la estructura es exactamente igual al descrito en la sección 8.6, del edificio de 7 pisos con vigas de acople, por lo que se mostrará una tabla a manera de resumen de los resultados más importantes:

**Tabla 62: Resumen de análisis modal espectral lineal del edificio de 7 pisos sin vigas de acople**

Edificio de 7 pisos sin vigas de acople			
		7 pisos	Observación
Periodos NEC (seg)	T (método 1)	0.540	$T=Ct*hn^{\alpha}$
	Tmax	0.702	
Periodos ETABS (seg)	Modo de vibración 1	0.4971	Traslacional
	Modo de vibración 2	0.4033	Traslacional
Periodos para encontrar cortante basal estático (seg)	Tx	0.4971	En el edificio 7 pisos sin vigas de acople, los periodos se encuentran en la meseta del espectro. $Sa = nzFa$
	Ty	0.4033	
Cortante basal estático (tonf)	Dirección X	622.664	
	Dirección Y	622.664	
Cortante basal estático mínimo (tonf)	Dirección X	498.131	El cortante basal estático puede ser el 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares.
	Dirección Y	498.131	
Cortante basal dinámico (tonf)	Dirección X	432.604	El valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares
	Dirección Y	434.692	
Factor de ajuste del cortante dinámico	Dirección X	0.230	
	Dirección Y	0.229	
Derivas de entrepiso ( $\delta_i/h_i$ ) (%)	Dirección X	0.62%	En el edificio de 7 pisos, el diseño por capacidad gobierna al encontrar el espesor de los muros y no las derivas.
	Dirección Y	0.48%	
Deriva global de techo ( $\delta_u/H_o$ ) (%)	Dirección X	0.453%	
	Dirección Y	0.297%	
Índice de estabilidad		0.00581	El índice de estabilidad de la edificación es menor a 0.1. No se consideran efectos P- $\Delta$

### 9.6.4 Diseño al corte de muro T

Se diseñará el muro en forma de T, en la sección más crítica del edificio. Por el momento no se considera amplificación dinámica ni sobre resistencia a flexión.

#### 9.6.4.1 Verificación de la sección crítica

Para verificar donde se encuentran los esfuerzos máximos de tensión, se utiliza el programa ETABS y se pide que muestre los esfuerzos debido a los primeros modos de vibración:

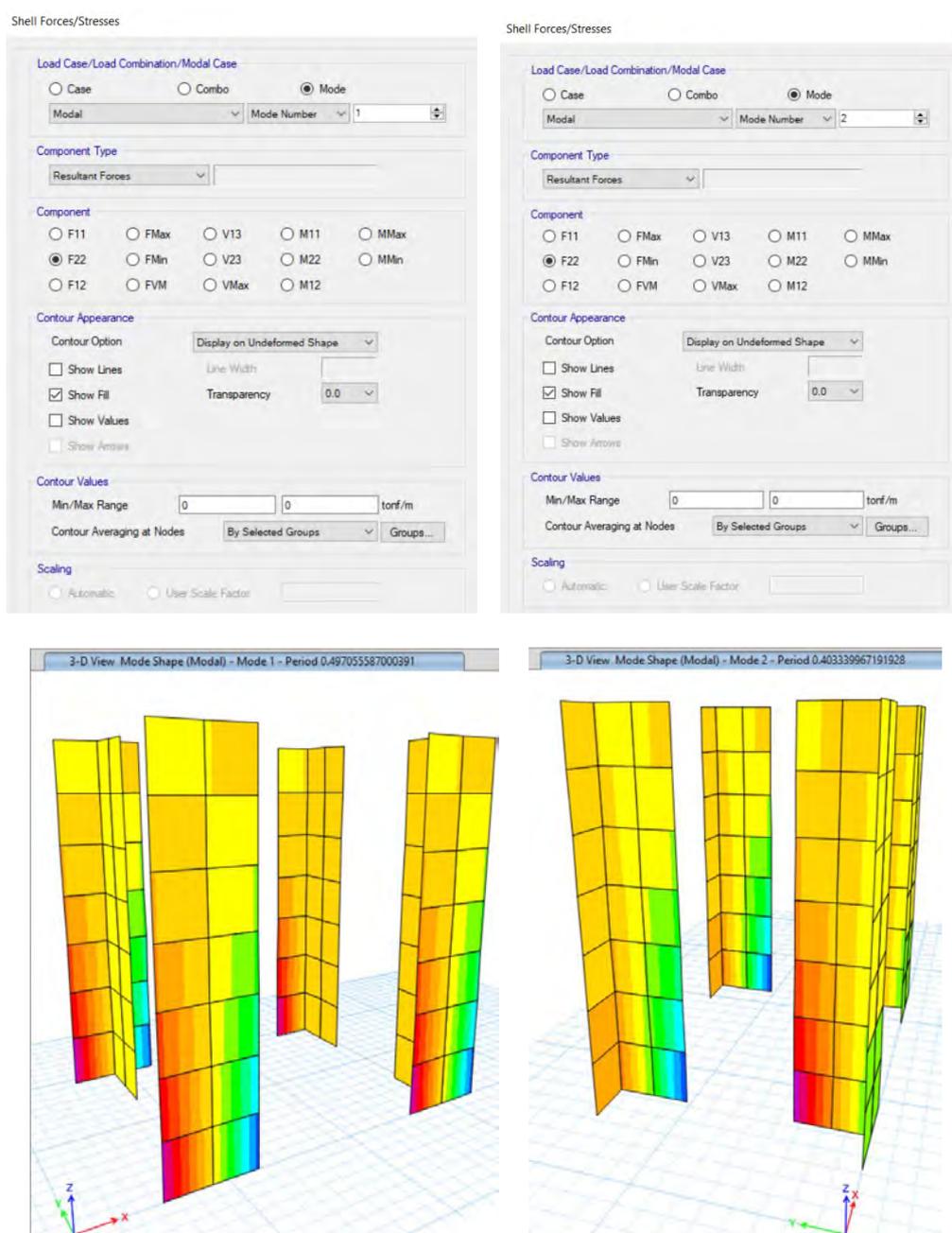


Figura 148: Esfuerzos de tensión debido a modo de vibración 1 Y 2 (sentido X y Y)

Se puede ver claramente que los máximos esfuerzos a tensión y compresión se encuentran en la parte baja del edificio para el modo de vibración 1 y 2 (sentido X y Y).

#### 9.6.4.2 Chequeo del esfuerzo de corte:

Se procede a asignar los Piers a cada muro, donde cada segmento del muro en forma de C, tiene un Pier independiente:

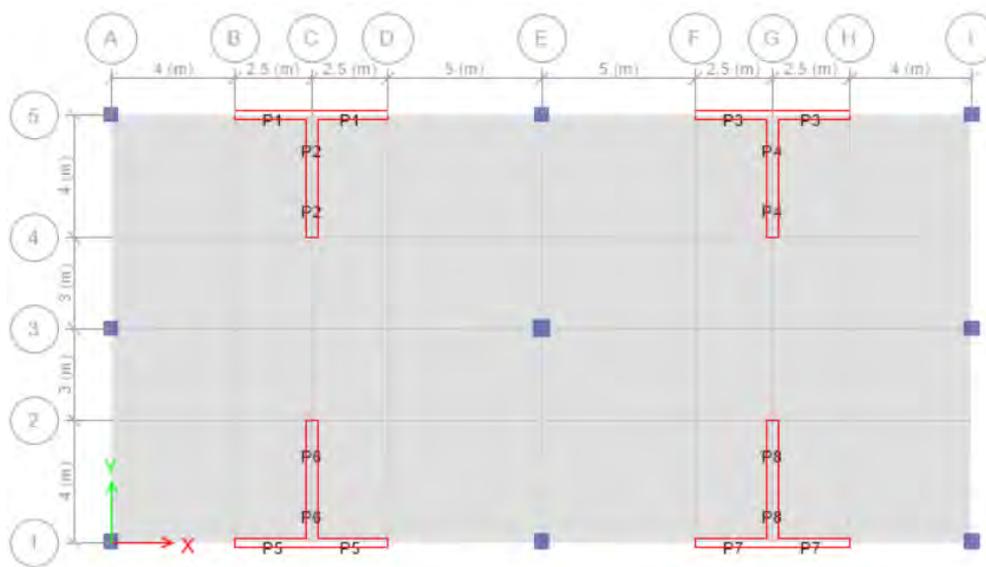


Figura 149: Asignación de Piers a muros

Directamente del ETABS, se pide que muestre las fuerzas en los Piers, debido a las combinaciones de diseño que especifica la NEC 2015 (C1 al C6), donde interesa el V2 (Cortante); de la misma manera, se pide que muestre las propiedades de los Piers. Con la ayuda de Excel, se procede a encontrar el espesor (e) y ancho de muro (lw).

Para cada Pier asignado, se calcula la capacidad cortante máxima de todos los muros estructurales mediante:

$$\phi V_{n_{m\acute{a}x}} = 0.75 * \frac{2}{3} A_{cv} (f'c)^{0.5}$$

Donde:

$$A_{cv} = e * lw$$

Como no se tiene diseñado la sección a flexión no se puede sacar cuanto es la amplificación por sobre resistencia, por lo que se considera un factor de 1. Por el momento también se considerará el factor de amplificación dinámica por corte ( $w_v$ ).

Se calcula la demanda sobre capacidad mediante:

$$\frac{D}{C} = V2 * \frac{\phi_o * w_v}{\phi V n_{m\acute{a}x}}$$

Donde:

$$V2 = \text{Cortante de cada muro}$$

Se tiene que la máxima D/C es 0.383, la cual corresponde a un muro (Pier 1) ubicado en el piso 1, debido a la combinación de carga C3 la cual tiene sismo en dirección X.

**Tabla 63: Máxima D/C para muro**

TABLE: Pier Forces																	
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	f'c	e	lw	$\phi V n_{max}$	Factor de amplificación	D/C
						tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf/m2					
Story1	P1	C3	Combination	Max	Top	-263.535	140.7203	2.4632	0.9078	-6.72	1401.073	2400	0.3	5	367.423	1	0.383
Story1	P1	C3	Combination	Max	Bottom	-276.495	140.7203	2.4632	0.9078	0.4873	1810.456	2400	0.3	5	367.423	1	0.383
Story1	P1	C3	Combination	Min	Top	-327.166	-140.9372	2.4007	-0.3348	-7.003	-1361.91	2400	0.3	5	367.423	1	0.384
Story1	P1	C3	Combination	Min	Bottom	-340.126	-140.9372	2.4007	-0.3348	0.3815	-1771.95	2400	0.3	5	367.423	1	0.384
Story1	P1	C5	Combination	Max	Top	-154.448	140.7995	1.462	0.7889	-3.895	1394.119	2400	0.3	5	367.423	1	0.383
Story1	P1	C5	Combination	Max	Bottom	-164.168	140.7995	1.462	0.7889	0.3093	1803.74	2400	0.3	5	367.423	1	0.383
Story1	P1	C5	Combination	Min	Top	-218.079	-140.8579	1.3995	-0.4537	-4.177	-1368.87	2400	0.3	5	367.423	1	0.383
Story1	P1	C5	Combination	Min	Bottom	-227.799	-140.8579	1.3995	-0.4537	0.2036	-1778.66	2400	0.3	5	367.423	1	0.383

### 9.6.5 Diseño a flexo compresión del muro T

Primeramente, se ubica el muro a diseñar y se le asigna un nuevo Pier (C1) de sección compuesta T. Para el diseño a flexo compresión, se tomará en cuenta el muro con la mayor demanda capacidad (D/C) encontrado antes en el chequeo de esfuerzo de corte (Pier1):

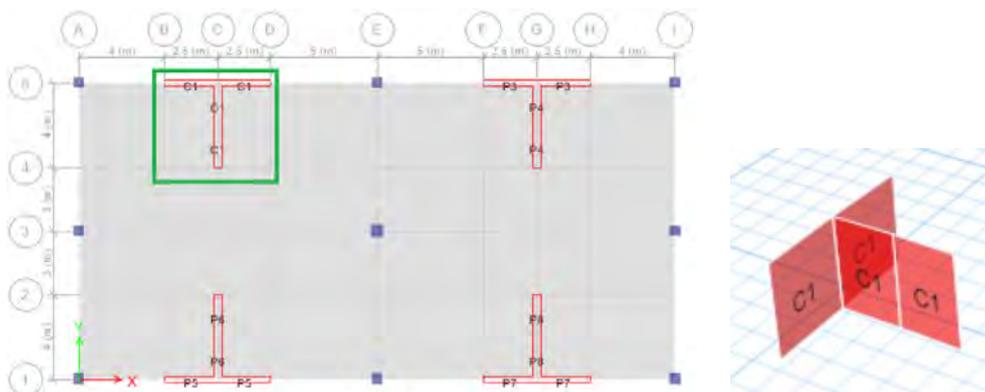


Figura 150: Asignación de un solo pier (pier C1)

El diseño a flexo compresión se lo realizará directamente en el programa ETABS, donde primeramente se verifican las preferencias de diseño:

ET Shear Wall Design Preferences for ACI 318-14

Item	Value
01 Design Code	ACI 318-14
02 Multi-Response Case Design	Envelopes - All
03 Rebar Material	A706Gr60
04 Rebar Shear Material	A706Gr60
05 Design System Rho	1
06 Design System Sds	0.5
07 Importance Factor	1
08 System Cd	5.5
09 Phi (Tension Controlled)	0.9
10 Phi (Compression Controlled)	0.65
11 Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
12 Phi (Shear Seismic)	0.6
13 Pmax Factor	0.8
14 Number of Curves	24
15 Number of Points	11
16 Edge Design PT-Max	0.06
17 Edge Design PC-Max	0.04
18 Section Design IP-Max	0.04

Figura 151: Preferencias de diseño para muros

Cuando se tengan casos de carga que puedan tener resultados parciales (como una modelación de secuencia constructiva), se tiene que indicar al programa con cual de esos resultados parciales se tiene que diseñar. En este caso, como no se está modelando una secuencia constructiva se puede usar Envelopes – All en Multi-Response Case Design. Se escoge el material de las varillas definido (A706 grado 60); las preferencias de diseño (Rho, Sds, Cd) no se ocuparán ya que aplican cuando se diseña según ASCE 7-16. Los factores Phi vienen por defecto y son los que usa ACI. La opción Pmax Factor es el truncamiento que tiene el diagrama de interacción en la parte de compresión y el factor de 0.8 es lo que establece ACI, y, por

último, el número de curvas y número de puntos tienen que ver con el diagrama de interacción que presentará del muro, es decir, como tiene 24 curvas, indica que mostrará una curva cada 15 grados y cada curva estará representada por 11 puntos.

Seguidamente se eligen las combinaciones de diseño:

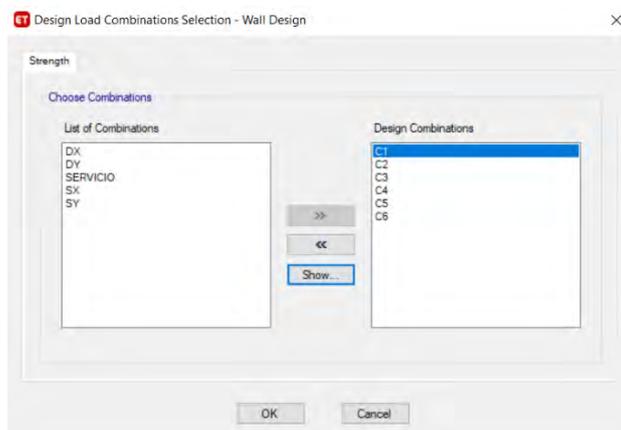


Figura 152: Combinaciones de diseño para muros NEC 2015

Se dibuja el muro con la herramienta Section Designer de ETABS:

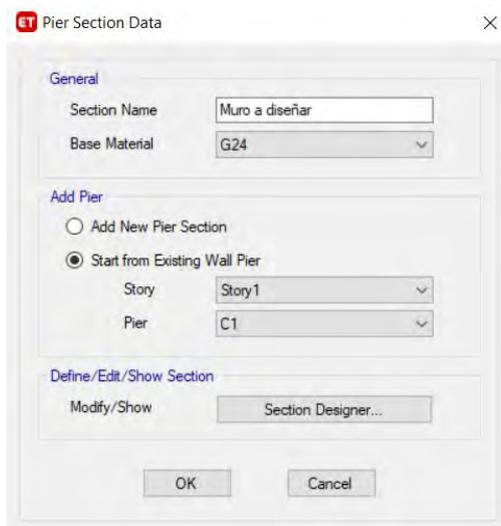


Figura 153: Dibujo del muro en Section designer de ETABS

Para armar el muro se partió con un área de acero en las esquinas (cabezales) de 1% y en las pantallas con una cuantía mínima de acero de 0.0025.

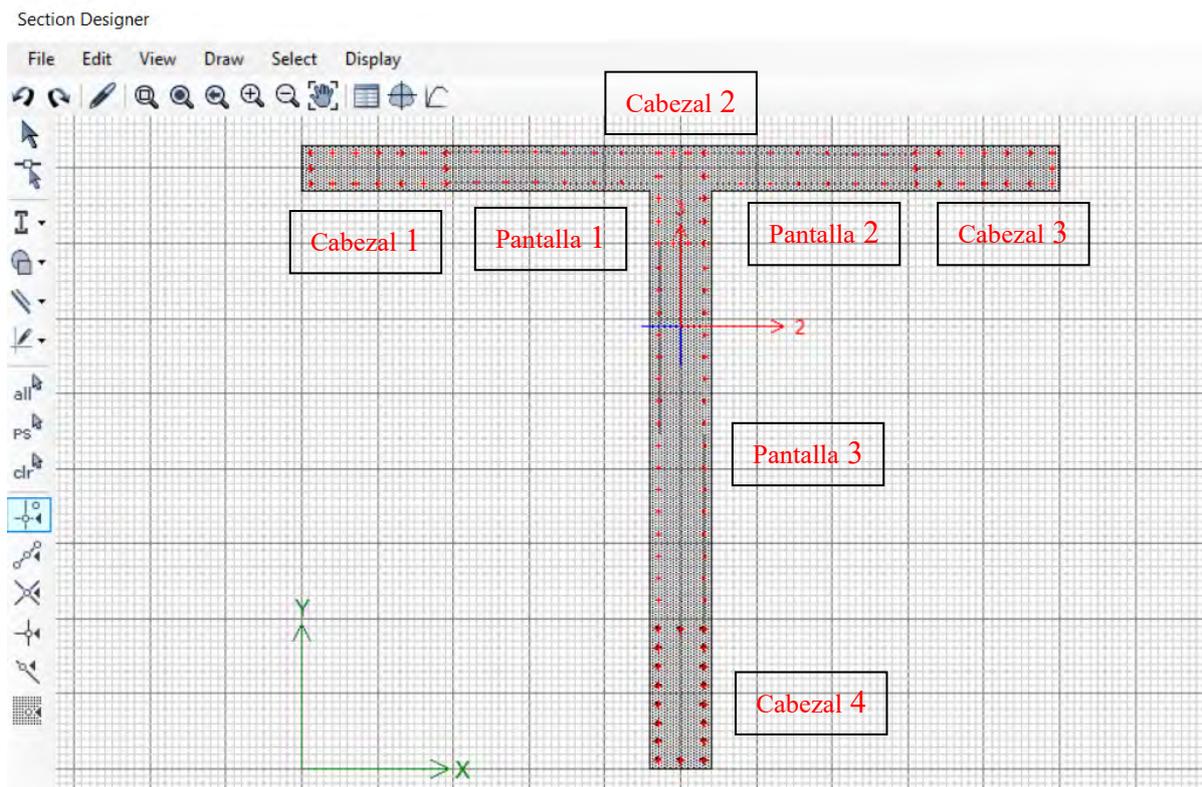


Figura 154: Armado de muro T, ETABS

En los cabezales 1 y 3 se tiene  $16\phi 20$ , el cabezal 2 está armado con  $14\phi 20$ . Las pantallas 1 y 2 tienen doble armadura de  $1\phi 10@20$  cm., y por último la pantalla 3 tiene una doble armadura de  $1\phi 12@15$  cm.

Se asigna la sección al muro:

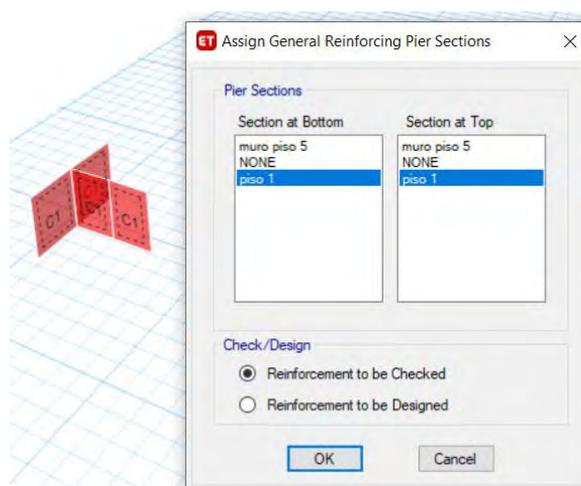


Figura 155: Asignación de la sección del muro

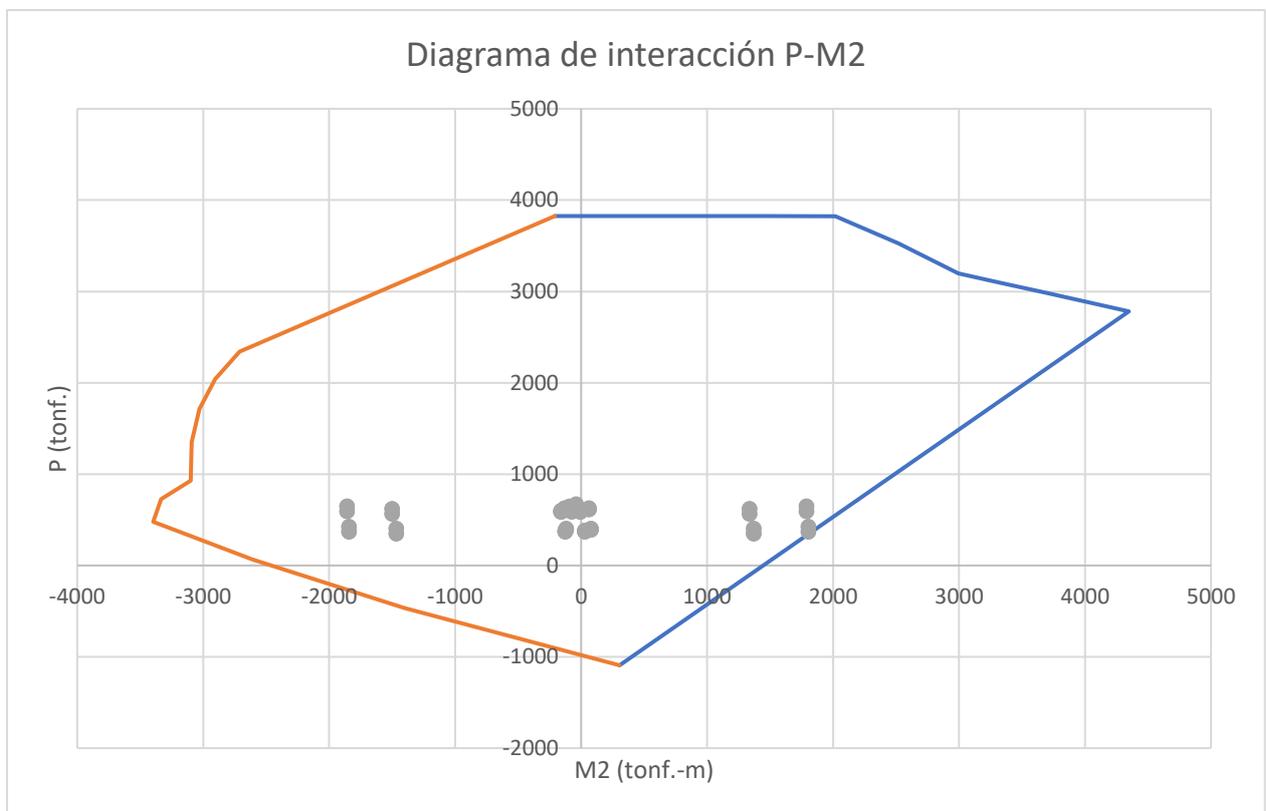
Se diseña con la ayuda de ETABS:

Tabla 64: Diseño de muro, ETABS (D/C)

Flexural Design for P, M<sub>3</sub> and M<sub>2</sub>

Station	D/C	Flexural	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u2</sub> tonf-m	M <sub>u3</sub> tonf-m
Top	0.696	C6	348.4587	1370.9883	-86.3719
Bottom	0.981	C6	368.5467	1803.1927	120.5225

Como se muestra, el muro cumple con la relación Demanda Capacidad. A continuación, se muestra los diagramas de interacción P-M<sub>2</sub> y PM<sub>3</sub>, con las fuerzas de diseño que se presentan en el Pier C1:

Figura 156: Diagrama de interacción de muro diseñado, P-M<sub>2</sub> (sismo en dirección Y)

Como se puede observar, el punto más crítico (casi sobre la línea diagrama de interacción) es por flexión.

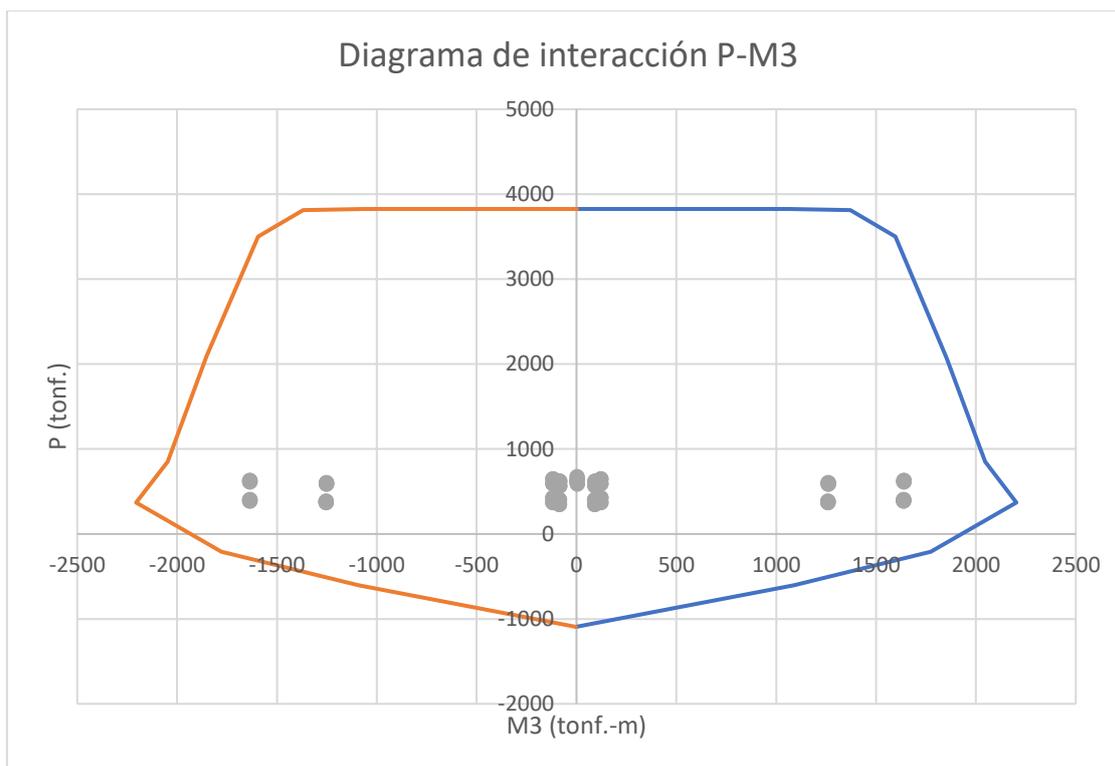


Figura 157: Diagrama de interacción de muro diseñado, P-M3 (sismo en dirección X)

Como todas las combinaciones de diseño posibles, representadas por puntos en gris (obtenidas mediante la tabla Design Forces – Piers), se encuentran dentro de los diagramas de interacción P-M2 y P-M3, el muro cumple con el diseño a flexo compresión.

#### 9.6.5.1 Elementos de borde

##### Cargas axiales debido a Combinaciones de carga con sismo en X y Y

Primeramente, se busca la carga axial máxima y mínima debido a la combinación de carga que tiene sismo en X (combinación C3).

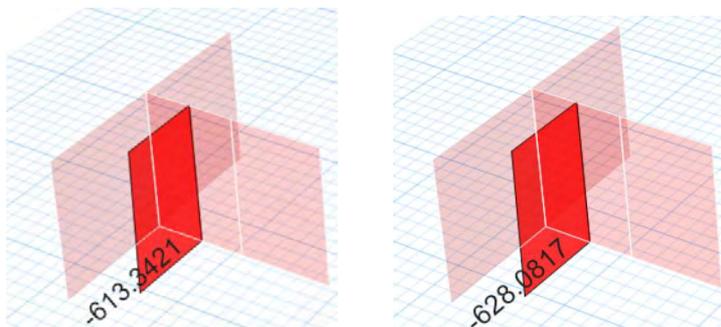


Figura 158: Cargas axiales máximas y mínimas debido a combinación de carga C3 (sismo en X)

$$P(+Sx) = -613.3421 T.$$

$$P(-Sx) = -628.0817 T.$$

De igual manera, se busca la carga axial máxima y mínima debido a la combinación de carga que tiene sismo en Y más desfavorable (combinación C4)

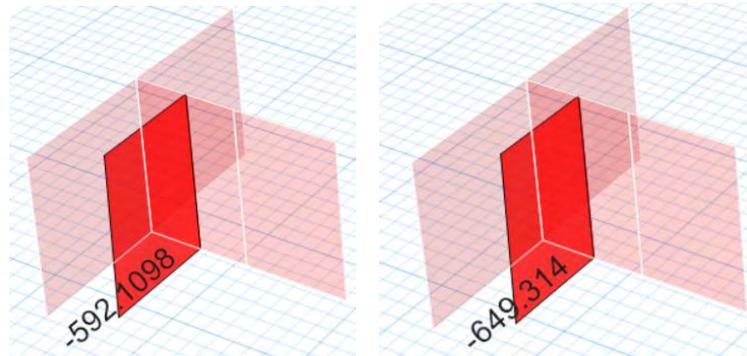


Figura 159: Cargas axiales máximas y mínimas debido a combinación de carga C4 (sismo en Y)

$$P(+Sy) = -592.1098 T.$$

$$P(-Sy) = -649.314 T.$$

#### 9.6.5.1.1 Confinamiento

La NEC 2015 y ACI 318-19 indica que las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando:

$$c_{limite\ x} = \frac{lw}{600 \left( \frac{\delta u}{h} \right)}$$

Según NEC, la deriva de techo deberá ser  $\frac{\delta u}{h} \geq 0.007$

#### Dirección X

$$c_{limite\ x} = \frac{lw(X)}{600 \left( \frac{\delta u(X)}{h} \right)}$$

Como  $\frac{\delta u(X)}{h} = 0.00453$ , se tomará el valor de 0.007

$$c_{limite\ x} = \frac{5}{600(0.007)} = 1.19\ m.$$

Dirección Y

$$c_{limite y} = \frac{lw(Y)}{600 \left( \frac{\delta u(Y)}{h} \right)}$$

Como  $\frac{\delta u(X)}{h} = 0.0029735$ , se tomará el valor de 0.007

$$c_{limite y} = \frac{4}{600(0.007)} = 0.95 \text{ m.}$$

Para encontrar el eje neutro c del muro, se utiliza el programa SAP2000, donde se define nuevamente el material del hormigón G24 (2400 t/m<sup>2</sup>) y acero (A706 grado 60) y se crea la sección del muro con el mismo armado:

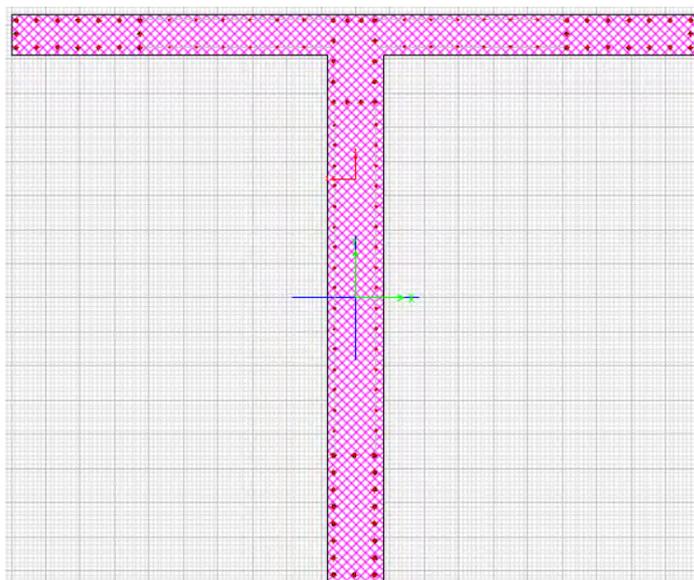


Figura 160: Armado de muro T, SAP2000

Dirección X

Se comienza con la carga axial debido a combinación de carga C3 máxima:

$$P(+Sx) = -613.3421 \text{ T.}$$

Para que se comprima el muro (parte verde) se necesita un ángulo de 270 grados (se debe tener en cuenta que los ejes locales en SAP2000 son distintos a los de ETABS).

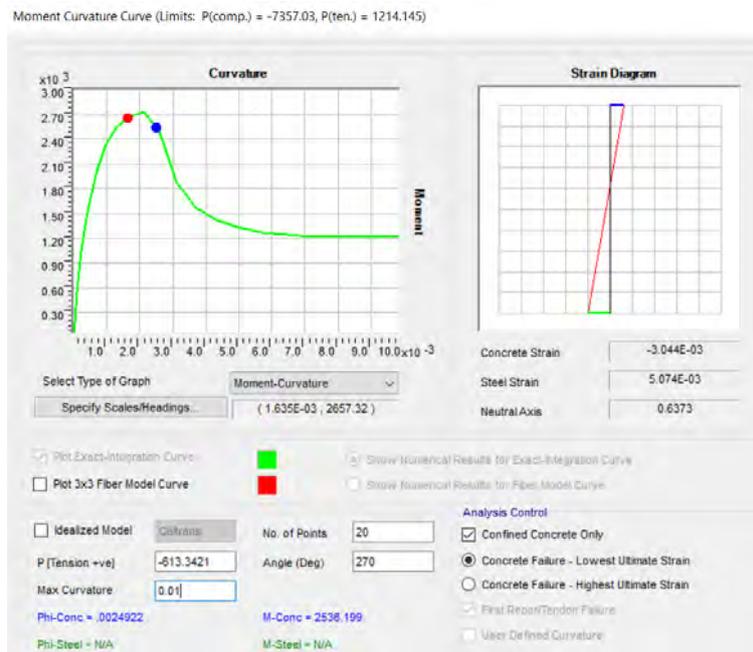
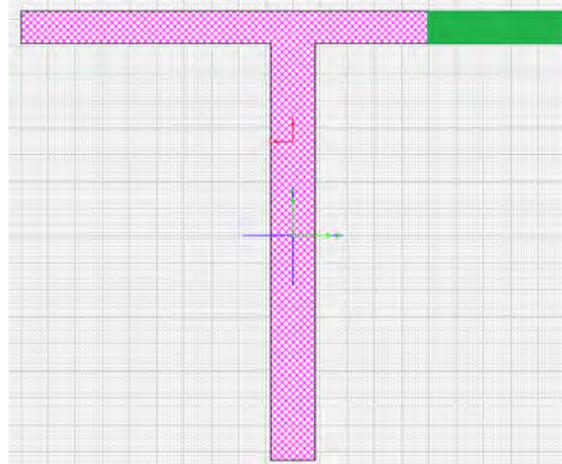


Figura 161: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C3 Máx.

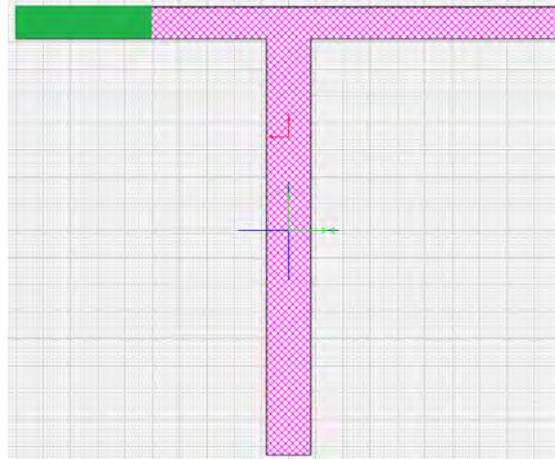
Como se aprecia en la Figura 161, se navega por el diagrama momento curvatura hasta obtener un acortamiento del hormigón de 0.003, es decir hasta llegar a la capacidad nominal de la sección del muro. Para obtener el eje neutro  $c$ , se realiza una regla de tres

$$c_1 = \frac{0.003}{(0.003 + 0.005074)} * 5 = 1.85 \text{ m}$$

Seguidamente se usa la carga axial debido a combinación de carga C3 mínima:

$$P(-Sx) = -628.0817 \text{ T.}$$

Para que se comprima el muro (parte verde) se necesita un ángulo de 90 grados.



Moment Curvature Curve (Limits: P(comp.) = -7357.03, P(ten.) = 1214.145)

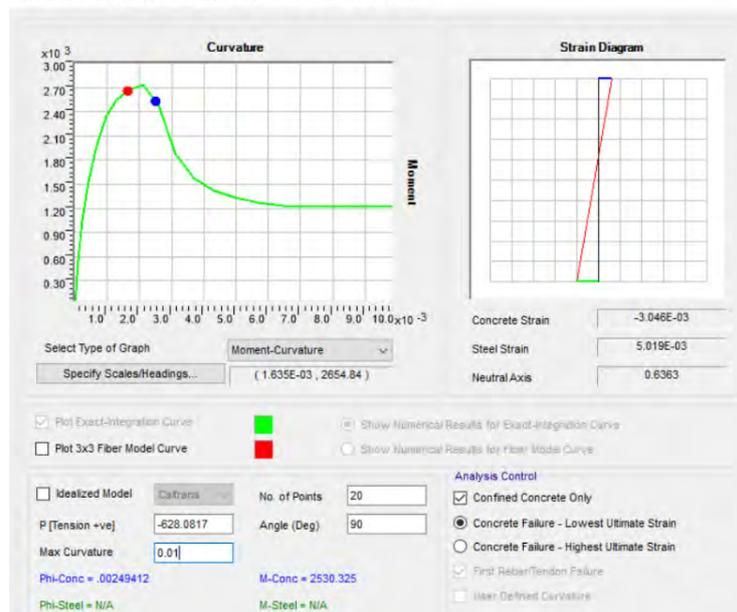


Figura 162: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C3 MÍN.

$$c_2 = \frac{0.003}{(0.003 + 0.005019)} * 5 = 1.87 \approx 1.85 \text{ m}$$

### Dirección Y

Se comienza con la carga axial debido a combinación de carga C4 máxima:

$$P(+Sy) = -592.1098 \text{ T.}$$

Para que se comprima el muro (parte verde) se necesita un ángulo de 0 grados (se debe tener en cuenta que los ejes locales en SAP2000 son distintos a los de ETABS).

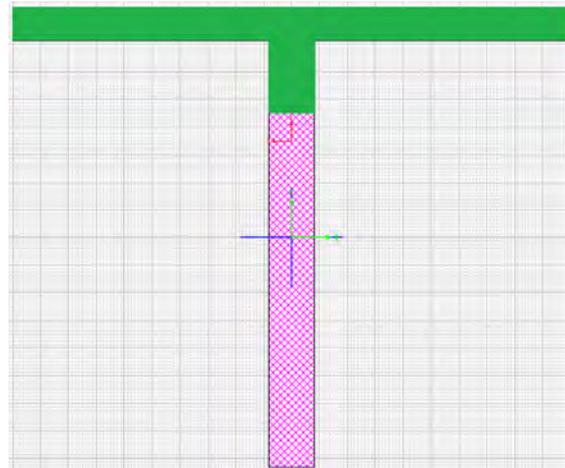


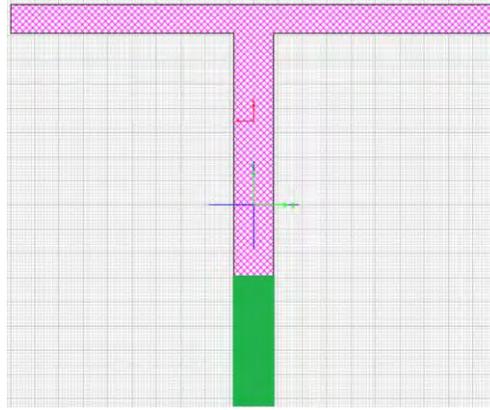
Figura 163: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C4 Máx.

$$c_1 = \frac{0.003}{(0.003 + 0.0838)} * 4 = 0.14 \text{ m}$$

Luego con la carga axial debido a combinación de carga C4 mínima:

$$P(-S_y) = -649.314 \text{ T.}$$

Para que se comprima el muro (parte verde) se necesita un ángulo de 180 grados.



Moment Curvature Curve (Limits: P(comp.) = -7357.03, P(ten.) = 1214.145)

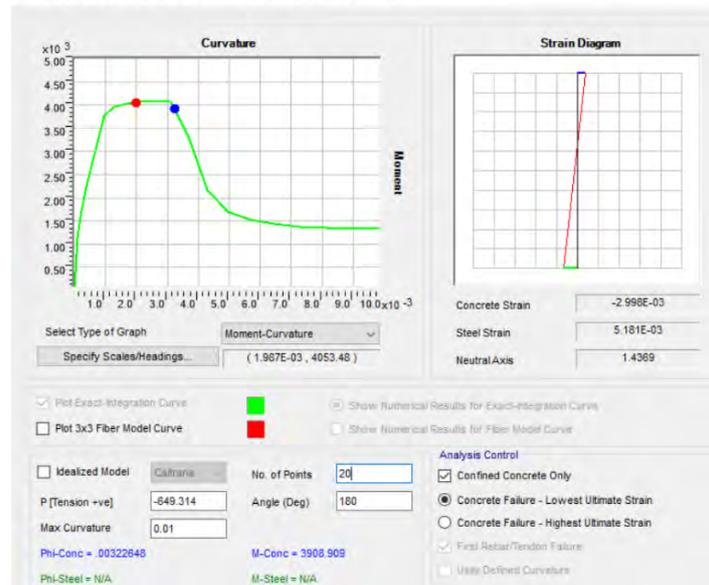


Figura 164: Diagrama momento curvatura para carga axial debido a C4 MÍN.

$$c_2 = \frac{0.003}{(0.003 + 0.005181)} * 4 = 1.47 \text{ m.}$$

Una vez obtenidos los ejes neutros de la sección se verifica si necesita confinamiento:

Para la dirección X:

Como se tiene una sección simétrica:

$$c_1 = c_2 > c_{\text{limite } x}$$

$$1.85 > 1.19 \text{ m}$$

Como resultado de esta revisión, se necesitaría confinar en dirección X (elementos de borde 1 y 3).

Para la dirección Y:

$$c1 < c_{\text{limite } Y}$$

$$0.14 < 0.95 \text{ m}$$

**Como resultado de esta revisión, no se necesitaría confinar en dirección Y (elemento de borde 2).**

$$c2 > c_{\text{limite } Y}$$

$$1.47 > 0.95 \text{ m}$$

**Como resultado de esta revisión, se necesitaría confinar en dirección Y (elemento de borde 4).**

#### 9.6.5.1.2 Largo de confinamiento

Para obtener el largo de confinamiento se utiliza la siguiente ecuación presentada en NEC y ACI:

$$Cc = \text{máx} \left( c - 0.1lw ; \frac{c}{2} \right)$$

#### Dirección X

*Elemento de borde 1 y 3*

Como se tiene una sección simétrica:

$$Cc = \text{máx} \left( c - 0.1lw ; \frac{c}{2} \right)$$

$$Cc = \text{máx} \left( 1.85 - 0.1(5) ; \frac{1.85}{2} \right)$$

$$Cc = \text{máx}(1.35 ; 0.925)$$

$$Cc = 1.35 \text{ m.}$$

#### Dirección Y

*Elemento de borde 4*

$$Cc = \text{máx} \left( c - 0.1lw ; \frac{c}{2} \right)$$

$$C_c = \max\left(1.47 - 0.1(4); \frac{1.47}{2}\right)$$

$$C_c = \max(1.07; 0.735)$$

$$C_c = 1.07 \approx 1.05 \text{ m.}$$

### Elemento de borde 2

A pesar que no se necesitará el cabezal 2, se tomará la ubicación que exige ACI para la ubicación de refuerzo longitudinal en muros estructurales especiales con diferentes configuraciones y se lo confinará:

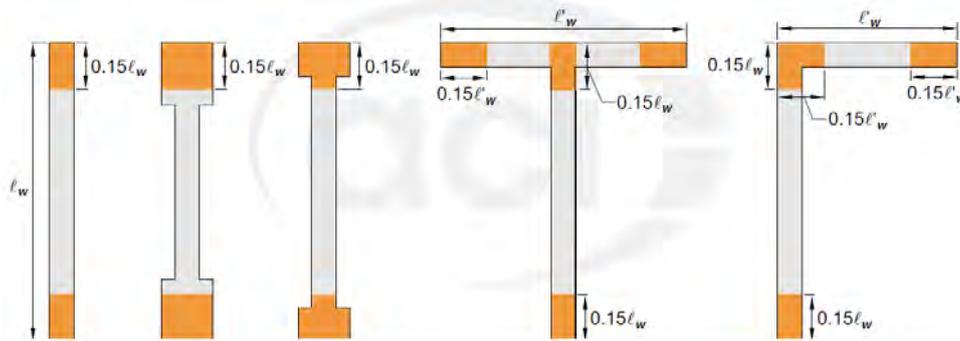


Fig. R18.10.2.4—Locations of longitudinal reinforcement required by 18.10.2.4(a) in different configurations of wall sections.

Figura 165: Ubicación de refuerzo longitudinal de elementos de borde para diferentes configuraciones de muro

Es decir, para la dirección Y (cabezal 2), al menos se tendrán elementos de borde confinados de:

$$0.15lx = 0.15(4) = 0.60m$$

La configuración de los cabezales quedaría de la siguiente manera para muro T ubicado en el primer piso:

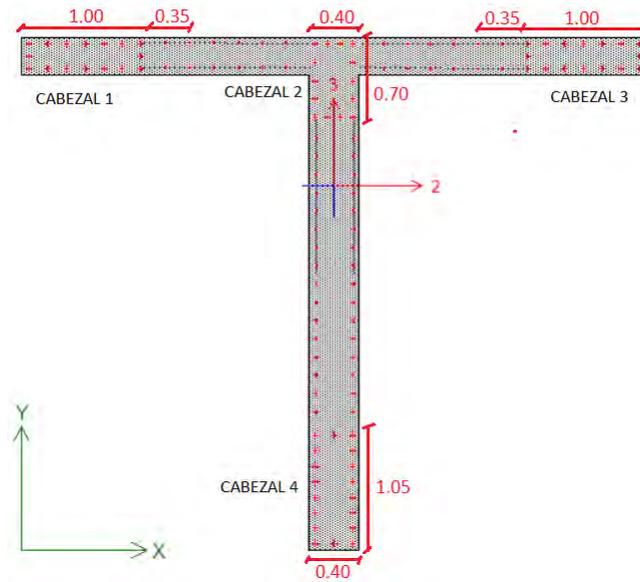


Figura 166: Configuración de los cabezales para muro de primer piso en forma de T

### 9.6.5.1.3 Cuantía mínima de confinamiento:

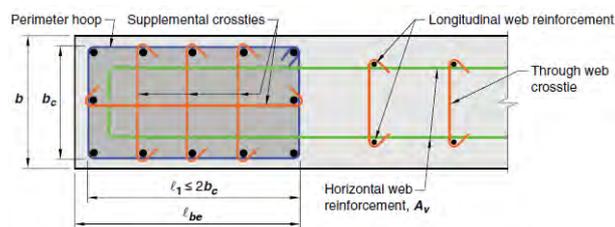
En todos los elementos de borde, la cuantía mínima en todo el largo de confinamiento calculado

es:

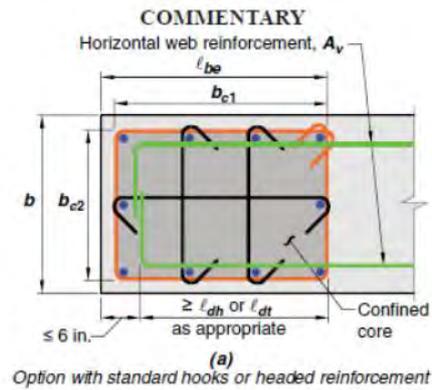
$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_y} \end{cases}$$

$$A_g = l_{be} * b$$

$$A_{ch} = b_{c1} * b_{c2}$$



(a) Perimeter hoop with supplemental 135-degree crossties and 135-degree crossties supporting distributed web longitudinal reinforcement



Para los cabezales 1 y 3

$$b = 0.30, l_{be} = 0.96 \text{ m.}, b_{c1} = 0.22, b_{c2} = 0.92$$

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left( \frac{0.288}{0.2024} - 1 \right) \frac{24}{420} \\ 0.09 \frac{24}{420} \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.00725 \\ 0.005143 \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = 0.00725$$

$$\rho_1 = \rho_{Ash} * l_{be} * 100 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = 0.00725 * 30 * 100 = 21.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_2 = 0.00725 * 100 * 100 = 72.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el cabezal 2

$$b = 0.40, l_{be} = 0.66 \text{ m.}, b_{c1} = 0.32, b_{c2} = 0.62$$

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left( \frac{0.264}{0.1984} - 1 \right) \frac{24}{420} \\ 0.09 \frac{24}{420} \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.005668 \\ 0.005143 \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = 0.005668$$

$$\rho_1 = \rho_{Ash} * l_{be} * 100 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = 0.005668 * 40 * 100 = 22.67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_2 = 0.005668 * 70 * 100 = 39.68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el cabezal 4

$$b = 0.40, l_{be} = 0.96 \text{ m.}, b_{c1} = 0.32, b_{c2} = 0.92$$

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left( \frac{0.384}{0.2944} - 1 \right) \frac{24}{420} \\ 0.09 \frac{24}{420} \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.005217 \\ 0.005143 \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = 0.005217$$

$$\rho_1 = \rho_{Ash} * l_{be} * 100 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = 0.005217 * 40 * 100 = 20.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_2 = 0.005217 * 100 * 100 = 52.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### 9.6.6 Diseño por capacidad del muro T

#### Factor de sobre resistencia a Flexión:

Para considerar la sobre resistencia, se necesitan los diagramas de interacción con un  $\phi = 1$  y con propiedades esperadas del acero:

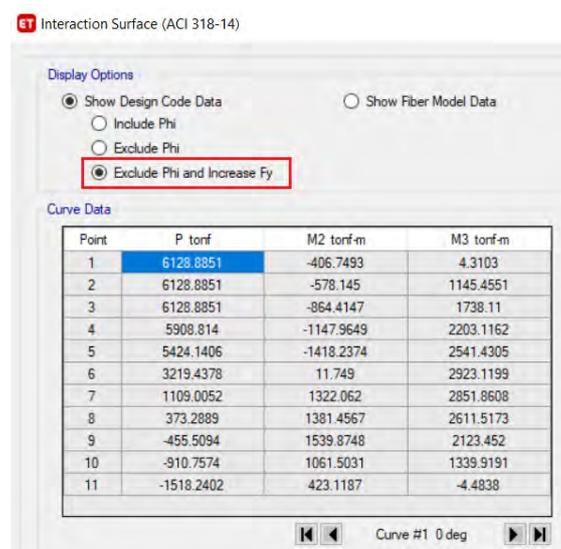


Figura 167: Diagrama de interacción con un  $\phi=1$  y con propiedades esperadas del acero

### 9.6.6.1 Chequeo de cortante dirección X

#### Factor de sobre resistencia a flexión

Se verifica para las combinaciones de carga que tienen sismo en X (C3 y C5), que son concordantes con el movimiento:

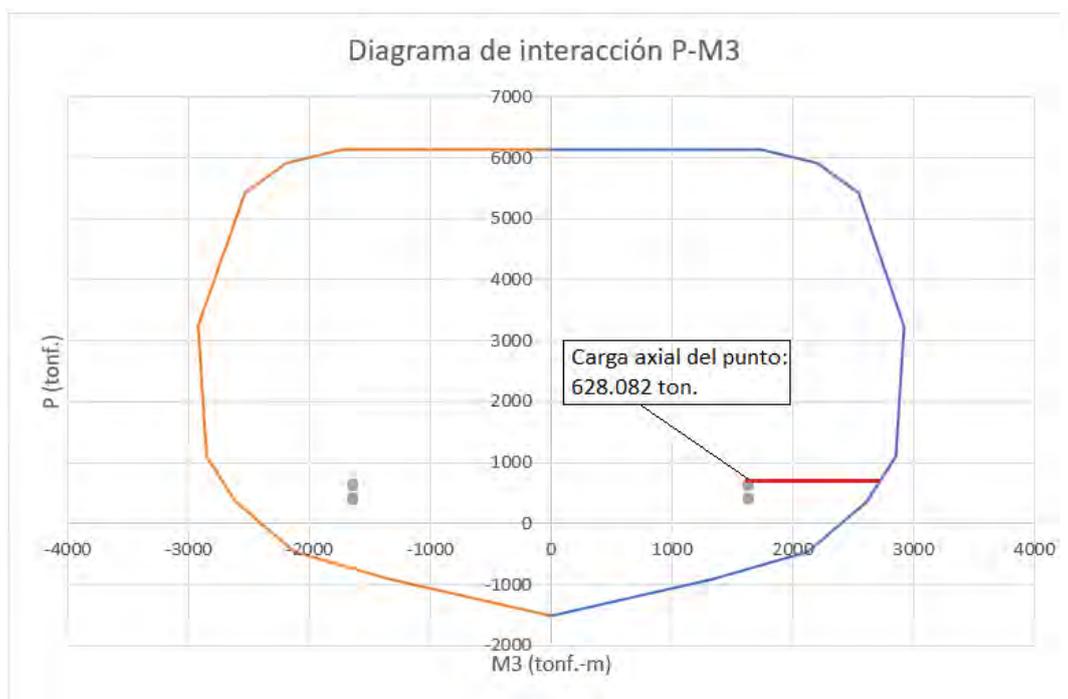


Figura 168: Diagrama de interacción PM2 ( $\phi=1$  y  $F_{ye}$ ) para obtención de momentos probables Mpr.

Directamente de ETABS se obtienen los puntos que forman el diagrama de interacción:

Tabla 65: Puntos de diagrama de interacción PM3

Curve #1 0 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	6128.885	-406.749	4.3103
2	6128.885	-578.145	1145.455
3	6128.885	-864.415	1738.11
4	5908.814	-1147.96	2203.116
5	5424.141	-1418.24	2541.431
6	3219.438	11.749	2923.12
7	1109.005	1322.062	2851.861
8	373.2889	1381.457	2611.517
9	-455.509	1539.875	2123.452
10	-910.757	1061.503	1339.919
11	-1518.24	423.1187	-4.4838

Curve #13 180 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	6128.885	-406.749	4.3103
2	6128.885	-576.242	-1137.44
3	6128.885	-863.427	-1732.57
4	5908.952	-1146.58	-2198.18
5	5424.973	-1416.59	-2537.63
6	3254.499	-20.3075	-2921.54
7	1110.173	1323.05	-2852.37
8	373.6981	1381.498	-2614.16
9	-456.293	1539.349	-2127.16
10	-912.097	1060.096	-1343.95
11	-1518.24	423.1187	-4.4838

Con este diagrama de interacción ( $\phi = 1$  y  $F_{ye}$ ), realizando una interpolación lineal para la curva de 0 grados, se tiene que para una carga axial de 628.082 toneladas un momento probable de:

$$M_{pr} = -2694.753 \text{ ton.m}$$

Se realiza el mismo procedimiento para todos los puntos de fuerzas de diseño en los Piers, debido a las combinaciones de carga C3 y C5, hasta obtener la siguiente tabla

Tabla 66: Factor de sobre resistencia a flexión  $\phi_o$  para sismo en dirección X

TABLE: Design Forces - Piers												
Story	Pier	Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	P corregido	Mpr	Mpr/Mu
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf-m	
Story1	C1	C3-1	Bottom	-613.342	130.069	22.738	139.709	62.865	1638.080	613.342	2689.938	1.642
Story1	C1	C3-2	Bottom	-613.342	-131.691	22.738	139.709	-132.133	1638.080	613.342	2689.938	1.642
Story1	C1	C3-3	Bottom	-613.342	130.069	9.084	139.709	62.865	-1635.959	613.342	-2691.673	1.645
Story1	C1	C3-4	Bottom	-613.342	-131.691	9.084	139.709	-132.133	-1635.959	613.342	-2691.673	1.645
Story1	C1	C3-5	Bottom	-628.082	130.069	22.738	-138.611	62.865	1638.080	628.082	2694.753	1.645
Story1	C1	C3-6	Bottom	-628.082	-131.691	22.738	-138.611	-132.133	1638.080	628.082	2694.753	1.645
Story1	C1	C3-7	Bottom	-628.082	130.069	9.084	-138.611	62.865	-1635.959	628.082	-2696.440	1.648
Story1	C1	C3-8	Bottom	-628.082	-131.691	9.084	-138.611	-132.133	-1635.959	628.082	-2696.440	1.648
Story1	C1	C5-1	Bottom	-389.779	130.402	16.190	139.484	77.138	1637.645	389.779	2616.904	1.598
Story1	C1	C5-2	Bottom	-389.779	-131.359	16.190	139.484	-117.860	1637.645	389.779	2616.904	1.598
Story1	C1	C5-3	Bottom	-389.779	130.402	2.536	139.484	77.138	-1636.394	389.779	-2619.361	1.601
Story1	C1	C5-4	Bottom	-389.779	-131.359	2.536	139.484	-117.860	-1636.394	389.779	-2619.361	1.601
Story1	C1	C5-5	Bottom	-404.519	130.402	16.190	-138.836	77.138	1637.645	404.519	2621.720	1.601
Story1	C1	C5-6	Bottom	-404.519	-131.359	16.190	-138.836	-117.860	1637.645	404.519	2621.720	1.601
Story1	C1	C5-7	Bottom	-404.519	130.402	2.536	-138.836	77.138	-1636.394	404.519	-2624.128	1.604
Story1	C1	C5-8	Bottom	-404.519	-131.359	2.536	-138.836	-117.860	-1636.394	404.519	-2624.128	1.604

El factor de amplificación por sobre resistencia más grande para la combinación de carga C3 es 1.648 y para la combinación de carga C5 es 1.604.

#### Factor de amplificación dinámica por corte

ACI318-19 indica que para muros con  $h_{wcs}/l_w < 2$ ,  $\omega_v$  debe tomarse como 1, de lo contrario se calculará mediante:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$$

Donde  $n_s$  es el número de pisos por encima de la sección crítica y no se lo tomará menor que  $0.007h_{wcs}$

Dirección X:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{6}{10} = 1.5$$

Una vez obtenido estos factores para las dos combinaciones de carga que tienen sismo en X (C3 y C5), se vuelve a la tabla de diseño al corte donde se consideró en factor de amplificación de 1, y se colocan estos factores encontrados:

$$\text{Factor de amplificación} = \omega_v * \Phi_o$$

$$\text{Factor de amplificación (combinación C3)} = 1.5 * 1.648 = 2.472$$

$$\text{Factor de amplificación (combinación C5)} = 1.5 * 1.604 = 2.406$$

**Tabla 67: Máxima D/C de muro en dirección X (Diseño por capacidad)**

TABLE: Pier Forces																	
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	f <sub>c</sub>	e	lw	ΦVn max	Factor de amplificación	D/C
						tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf/m2					
Story1	P1	C3	Combination	Max	Top	-263.535	140.7203	2.4632	0.9078	-6.72	1401.073	2400	0.30	5.00	367.423	2.472	0.947
Story1	P1	C3	Combination	Max	Bottom	-276.495	140.7203	2.4632	0.9078	0.4873	1810.456	2400	0.30	5.00	367.423	2.472	0.947
Story1	P1	C3	Combination	Min	Top	-327.166	-140.9372	2.4007	-0.3348	-7.003	-1361.91	2400	0.30	5.00	367.423	2.472	0.948
Story1	P1	C3	Combination	Min	Bottom	-340.126	-140.9372	2.4007	-0.3348	0.3815	-1771.95	2400	0.30	5.00	367.423	2.472	0.948
Story1	P1	C5	Combination	Max	Top	-154.448	140.7995	1.462	0.7889	-3.895	1394.119	2400	0.30	5.00	367.423	2.406	0.922
Story1	P1	C5	Combination	Max	Bottom	-164.168	140.7995	1.462	0.7889	0.3093	1803.74	2400	0.30	5.00	367.423	2.406	0.922
Story1	P1	C5	Combination	Min	Top	-218.079	-140.8579	1.3995	-0.4537	-4.177	-1368.87	2400	0.30	5.00	367.423	2.406	0.922
Story1	P1	C5	Combination	Min	Bottom	-227.799	-140.8579	1.3995	-0.4537	0.2036	-1778.66	2400	0.30	5.00	367.423	2.406	0.922

Se puede ver que la máxima relación demanda capacidad es 0.947 por lo que la sección del muro cumple dirección X.

### 9.6.6.2 Chequeo de cortante dirección Y

#### Factor de sobre resistencia a flexión

Se verifica para las combinaciones de carga que tienen sismo en Y (C4 y C6), que son concordantes con el movimiento. Realizando el mismo procedimiento que en la dirección X, pero ahora, teniendo en cuenta los diagramas de interacción a 90 y 270 grados se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 68: Factor de sobre resistencia a flexión  $\phi_o$  para sismo en dirección Y

TABLE: Design Forces - Piers												
Story	Pier	Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	P corregido	Mpr	Mpr/Mu
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf-m	
Story1	C1	C4-1	Bottom	-592.110	9.707	154.876	11.941	1788.920	120.958	592.110	2392.030	1.337
Story1	C1	C4-2	Bottom	-592.110	-11.329	154.876	11.941	-1858.188	120.958	592.110	-3142.541	1.691
Story1	C1	C4-3	Bottom	-592.110	9.707	-123.053	11.941	1788.920	-118.837	592.110	2392.030	1.337
Story1	C1	C4-4	Bottom	-592.110	-11.329	-123.053	11.941	-1858.188	-118.837	592.110	-3142.541	1.691
Story1	C1	C4-5	Bottom	-649.314	9.707	154.876	-10.843	1788.920	120.958	649.314	2445.400	1.367
Story1	C1	C4-6	Bottom	-649.314	-11.329	154.876	-10.843	-1858.188	120.958	649.314	-3223.915	1.735
Story1	C1	C4-7	Bottom	-649.314	9.707	-123.053	-10.843	1788.920	-118.837	649.314	2445.400	1.367
Story1	C1	C4-8	Bottom	-649.314	-11.329	-123.053	-10.843	-1858.188	-118.837	649.314	-3223.915	1.735
Story1	C1	C6-1	Bottom	-368.547	10.040	148.327	11.716	1803.193	120.523	368.547	2183.450	1.211
Story1	C1	C6-2	Bottom	-368.547	-10.997	148.327	11.716	-1843.915	120.523	368.547	-2819.667	1.529
Story1	C1	C6-3	Bottom	-368.547	10.040	-129.602	11.716	1803.193	-119.272	368.547	2183.450	1.211
Story1	C1	C6-4	Bottom	-368.547	-10.997	-129.602	11.716	-1843.915	-119.272	368.547	-2819.667	1.529
Story1	C1	C6-5	Bottom	-425.751	10.040	148.327	-11.068	1803.193	120.523	425.751	2236.820	1.240
Story1	C1	C6-6	Bottom	-425.751	-10.997	148.327	-11.068	-1843.915	120.523	425.751	-2905.893	1.576
Story1	C1	C6-7	Bottom	-425.751	10.040	-129.602	-11.068	1803.193	-119.272	425.751	2236.820	1.240
Story1	C1	C6-8	Bottom	-425.751	-10.997	-129.602	-11.068	-1843.915	-119.272	425.751	-2905.893	1.576

El factor de sobre resistencia a flexión más grande para la combinación de carga C4 es 1.735 y para la combinación de carga C6 es 1.576.

#### Factor de amplificación dinámica por corte

ACI318-19 indica que para muros con  $h_{wcs}/l_w < 2$ ,  $\omega_v$  debe tomarse como 1, de lo contrario se calculará mediante:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$$

Donde  $n_s$  es el número de pisos por encima de la sección crítica y no se lo tomará menor que  $0.007h_{wcs}$

Dirección Y:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{6}{10} = 1.5$$

Una vez obtenido estos factores para las dos combinaciones de carga que tienen sismo en Y (C4 y C6), se vuelve a la tabla de diseño al corte donde se consideró en factor de amplificación de 1, y se colocan estos factores encontrados:

$$\text{Factor de amplificación} = \omega_v * \Phi_o$$

$$\text{Factor de amplificación (combinación C4)} = 1.5 * 1.735 = 2.603$$

$$\text{Factor de amplificación (combinación C6)} = 1.5 * 1.576 = 2.364$$

**Tabla 69: Máxima D/C de muro en dirección Y (Diseño por capacidad)**

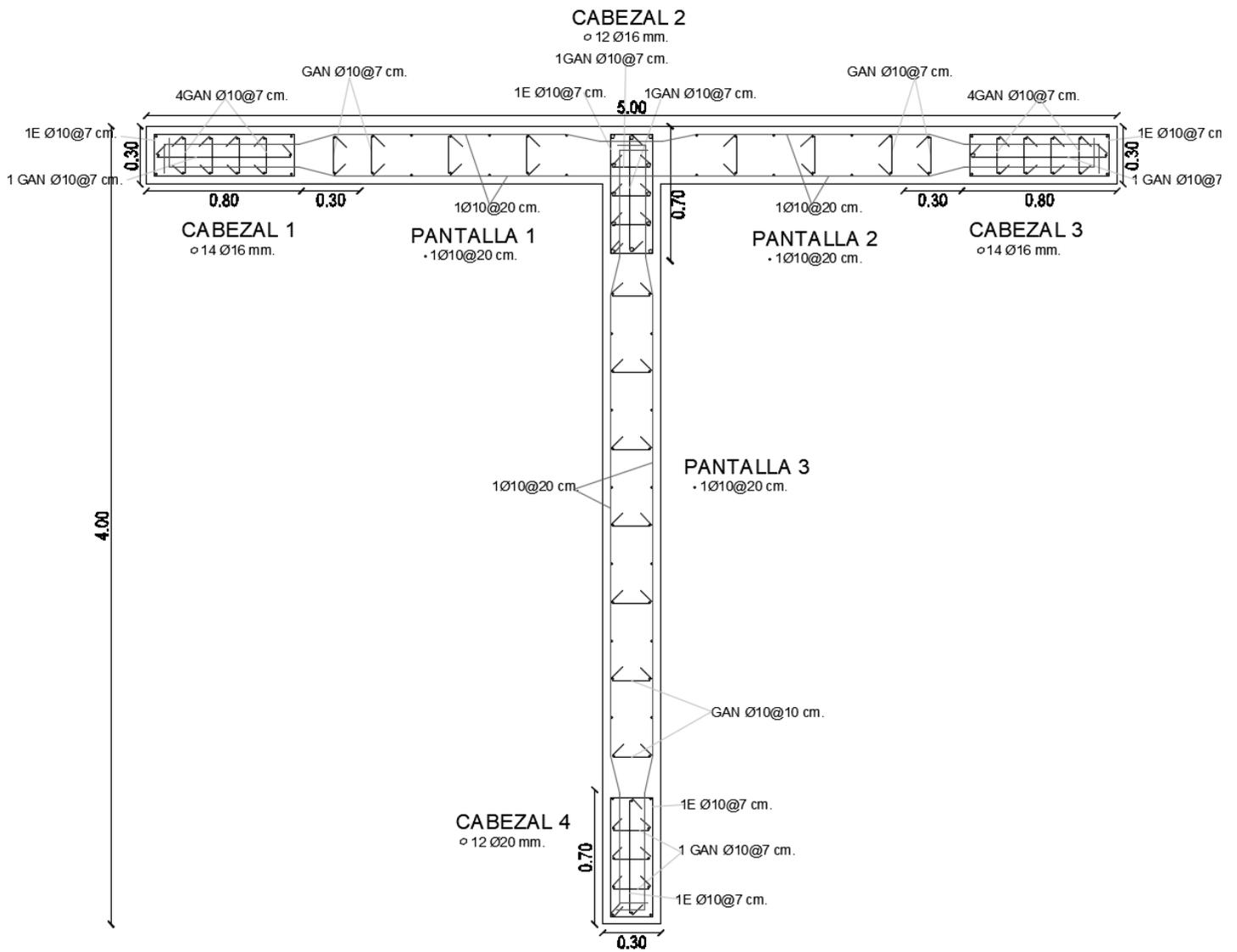
TABLE: Pier Forces																		
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	f'c	e	lw	$\Phi V_n$ max	Factor de amplificación	D/C	
						tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf/m2						
Story1	P2	C4	Combination	Max	Top	171.584	146.587	0.289	0.047	-0.251	492.068	2400	0.40	4.00	391.918	2.603	0.973	
Story1	P2	C4	Combination	Max	Bottom	157.760	146.587	0.289	0.047	0.095	966.637	2400	0.40	4.00	391.918	2.603	0.973	
Story1	P2	C4	Combination	Min	Top	-817.238	-134.903	0.113	-0.545	-0.982	-565.100	2400	0.40	4.00	391.918	2.603	0.896	
Story1	P2	C4	Combination	Min	Bottom	-831.062	-134.903	0.113	-0.545	-0.119	-956.618	2400	0.40	4.00	391.918	2.603	0.896	
Story1	P2	C6	Combination	Max	Top	292.362	144.945	0.208	0.147	-0.002	507.829	2400	0.40	4.00	391.918	2.364	0.874	
Story1	P2	C6	Combination	Max	Bottom	281.994	144.945	0.208	0.147	0.099	965.471	2400	0.40	4.00	391.918	2.364	0.874	
Story1	P2	C6	Combination	Min	Top	-696.460	-140.546	0.032	-0.445	-0.733	-549.339	2400	0.40	4.00	391.918	2.364	0.848	
Story1	P2	C6	Combination	Min	Bottom	-706.828	-140.546	0.032	-0.445	-0.115	-957.784	2400	0.40	4.00	391.918	2.364	0.848	

Se puede ver que la máxima relación demanda capacidad es 0.973 por lo que la sección del muro cumple en la dirección Y.

El mismo procedimiento se realizó para el muro en forma de T del piso 5 hasta obtener los armados que se muestra más adelante:



*Sección de muro tipo T pisos 5-7:*



**Figura 170: Figura 169: Corte transversal de muro tipo T del 5 al 7 piso**

## 9.6.8 *Análisis estático no lineal*

### 9.6.8.1 Definición de materiales

La definición de los materiales se lo realiza exactamente igual que el proceso mostrado en el edificio de 7 pisos con vigas de acople. Se define un material confinado para cada uno de los cabezales y también un material no confinado para las pantallas de cada muro.

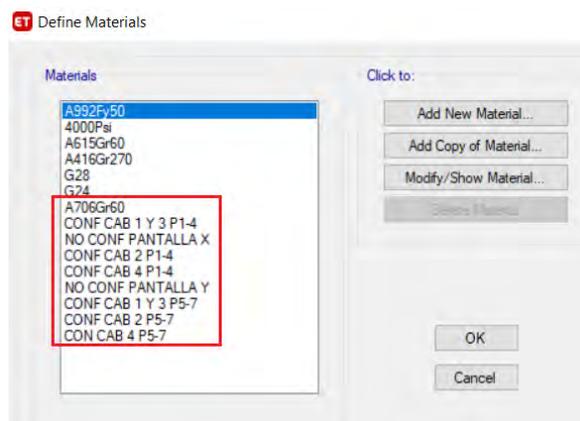


Figura 171: Definición de materiales de edificio de 7 pisos sin vigas de acople

### 9.6.8.2 Definición y asignación de secciones

Se procede a definir las secciones como se indicó anteriormente en el edificio de 7 pisos con vigas de acople. Se define una sección para cada cabezal y pantalla de los muros del 1-4 pisos y del 5-7 piso:

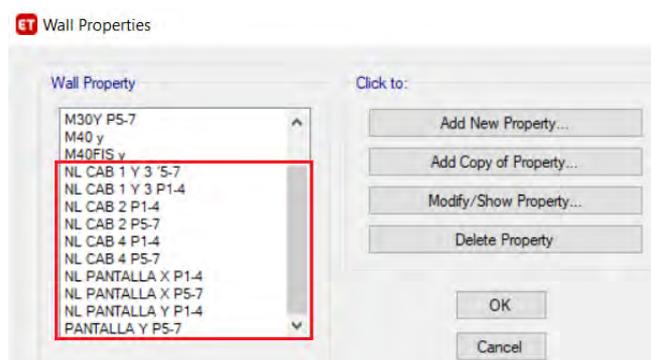


Figura 172: Definición de secciones para edificio de 7 pisos sin vigas de acople

Finalmente se asigna las secciones a los muros después de dividirlos en las longitudes de cada uno de los cabezales y pantallas.

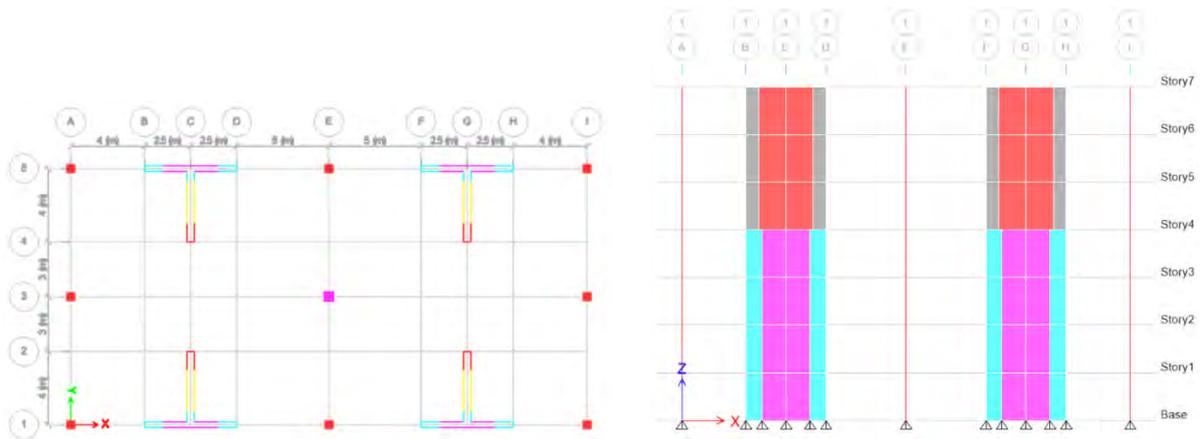
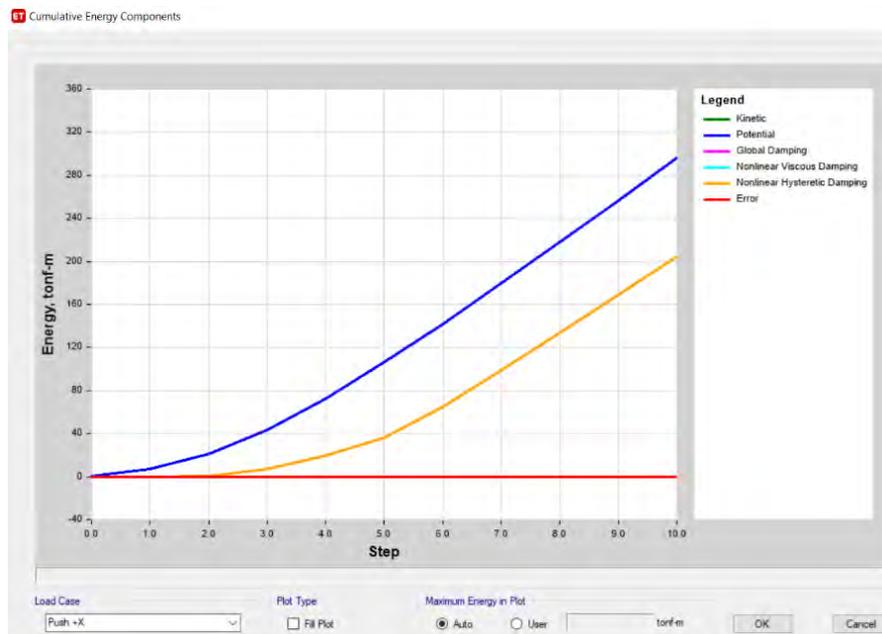


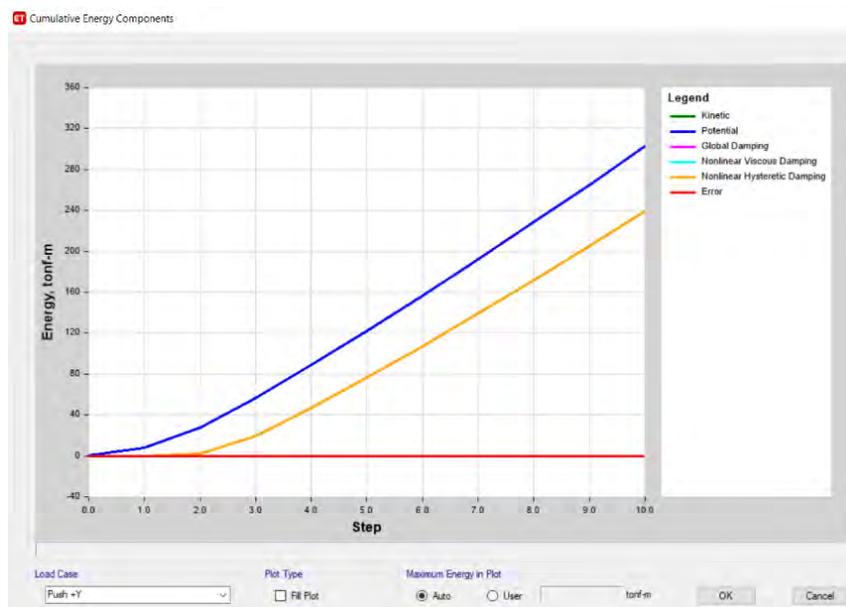
Figura 173: Asignación de secciones no lineales edificio de 7 pisos sin vigas de acople

Realizado este proceso y creando los casos de carga no lineales (Carga estática, Pushover +X, Pushover -X, Pushover +Y, Pushover -Y) explicados en el edificio de 7 pisos con vigas de acople se tendría listo el modelo

### 9.6.8.3 Validación general del modelo

#### 9.6.8.3.1 Componentes energéticos acumulativos





**Figura 174: Componentes energéticos acumulativos (Pushover +X, Pushover +Y)**

Se puede observar en la Figura 174 que no se tiene energía cinética ni amortiguamiento inherente o energía disipada debido a que es un análisis estático. Se aprecia también que no existe tanta energía no lineal disipada por amortiguamiento histerético como presentaban los edificios con vigas de acople.

#### 9.6.8.3.2 Capacidad de muro usando análisis seccional

Se debe verificar la resistencia de alguno de los muros y asegurarse que el momento sea similar o que no difiera demasiado del momento que indica el análisis seccional (Momento – curvatura). Con esto se verifica que la asignación de propiedades no lineales hayan sido las adecuadas:

El esfuerzo axial del muro T que se encuentra en el piso 1 para Pushover Y es:

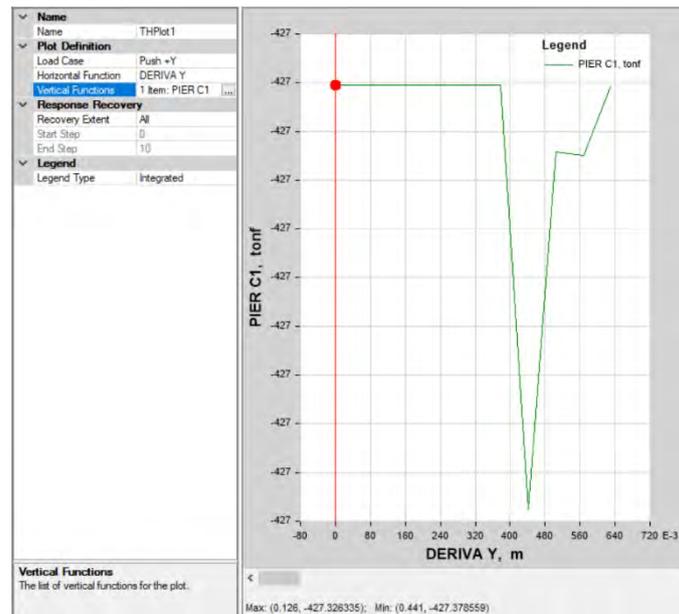


Figura 175: Carga axial para muro C1 (primer piso) debido a Pushover Y

Donde la Carga axial es:

$$P \approx -427 \text{ ton.}$$

El diagrama momento curvatura para la dirección Y (M2), se lo obtiene directamente del ETABS (section designer):

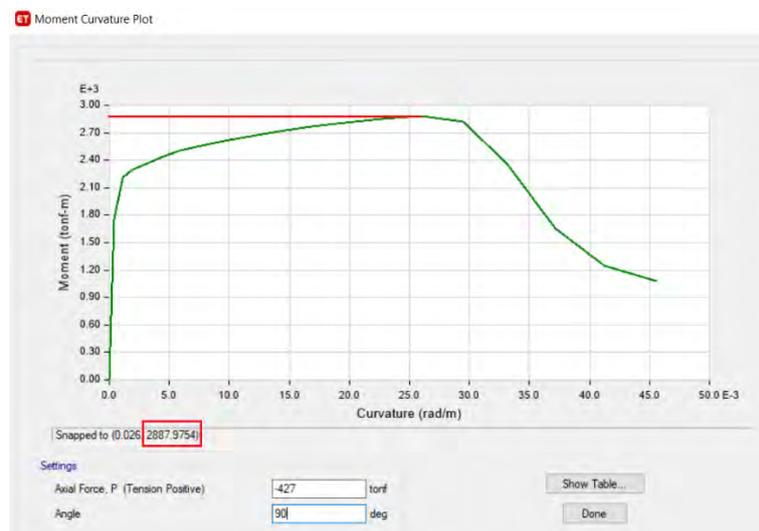


Figura 176: Diagrama momento curvatura, dirección X

La resistencia flexión que muestra el análisis seccional es de:

$$\text{Momento} = 2887.9754 \text{ tonf} - \text{m}$$

El momento debido al análisis no lineal (Pushover Y) es:

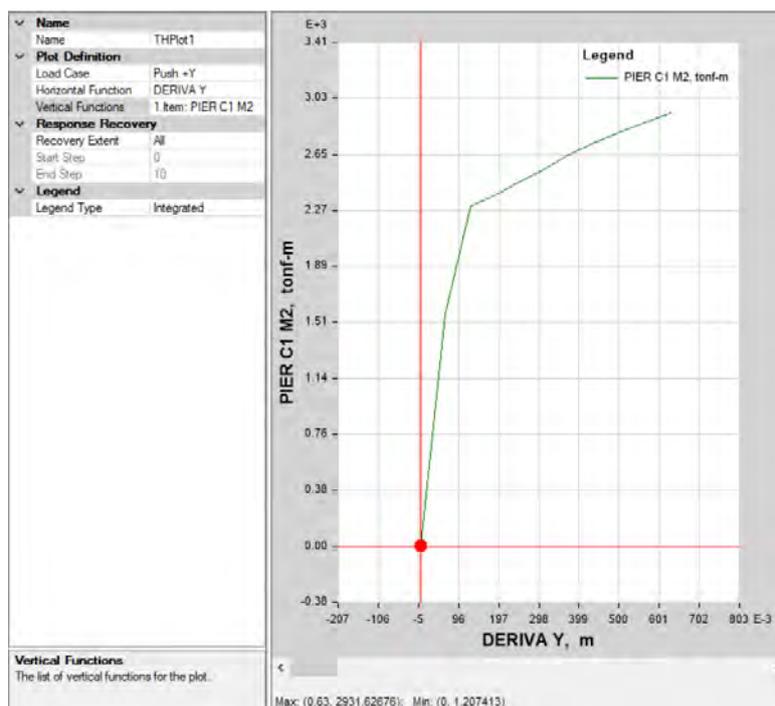


Figura 177: momento debido al Push over en la dirección Y (muro C1 primer piso)

$$\text{Momento} = 2931.63 \text{ tonf} - \text{m}$$

La resistencia que alcanza en el análisis no lineal (Pushover Y) es similar al que predice el análisis seccional (diagrama momento curvatura), lo que indica que el modelo no lineal está representando de buena manera las características impuestas, como son las capas de acero y hormigón que se definió para este análisis.

### 9.7 Edificio con muros estructurales de 16 pisos, sin vigas de acople

La configuración en planta y elevación se las definió anteriormente y se las puede apreciar en la Figura 132 y Figura 133.

### 9.7.1 Vista en 3D de la edificación

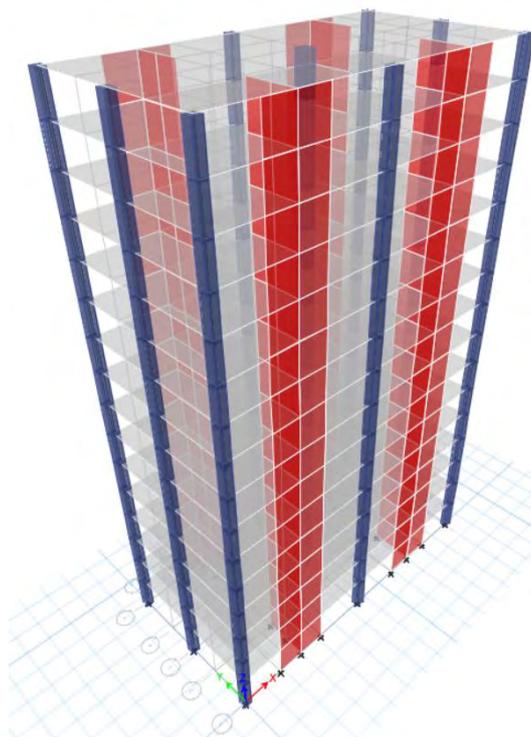


Figura 178: vista en 3D del edificio de 16 pisos sin vigas de acople

### 9.7.2 Definición de secciones

Se realizará un resumen de las secciones asignadas a la edificación de 7 pisos sin vigas de acople:

#### Columnas

- Las columnas gravitacionales perimetrales serán cuadradas, de hormigón armado, de 0.70x0.70 metros y la columna central eje 3E (ver Figura 132) será de 0.90x0.90 metros. Todas las columnas tendrán las inercias agrietadas ( $0.8 I_g$ ) según lo indica NEC 2015.

#### Muros

- En la dirección X, cada muro tiene una longitud de 5 metros y un espesor de 0.40 metros desde la base hasta el piso 12; el espesor disminuye desde el piso 13 hasta el piso 16 a 0.30 metros. En la dirección Y, cada muro tiene una longitud de 4 metros y un espesor de 0.50 metros desde la base hasta el piso 12; disminuye a 0.40 metros desde el piso 13

hasta el piso 16. En los dos primeros pisos se agrietó las secciones de los muros (0.6 Ig) como los indica NEC 2015.

#### Losa

- La losa será maciza de 0.20 metros de espesor.

### **9.7.3 Periodo de la estructura, Cortante basal estático, derivas de entrepiso, derivas de techo e índice de estabilidad**

El análisis modal espectral lineal de la estructura es exactamente igual al descrito en el edificio de 7 pisos con vigas de acople, por lo que se mostrará una tabla a manera de resumen de los resultados más importantes:

**Tabla 70: Resumen de análisis lineal del edificio de 16 pisos sin vigas de acople**

Edificio de 16 pisos sin vigas de acople			
		16 pisos	Observación
Periodos NEC (seg)	T (método 1)	1.003	$T=Ct*hn^{\alpha}$
	Tmax	1.304	
Periodos ETABS (seg)	Modo de vibración 1	1.857	Traslacional (X)
	Modo de vibración 2	1.563	Traslacional (Y)
Periodos para encontrar cortante basal estático (seg)	Tx	1.304	En el edificio de 16 pisos sin vigas de acople, los periodos se encuentran en la curva del espectro.
	Ty	1.304	
Cortante basal estático (tonf)	Dirección X	862.658	
	Dirección Y	862.658	
Cortante basal estático mínimo (tonf)	Dirección X	690.126	El cortante basal estático puede ser el 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares.
	Dirección Y	690.126	
Cortante basal dinámico (tonf)	Dirección X	501.3811	El valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares
	Dirección Y	565.5376	
Factor de ajuste del cortante dinámico	Dirección X	0.275	
	Dirección Y	0.244	
Derivas de entrepiso ( $\delta_i/h_i$ ) (%)	Dirección X	1.69%	En el edificio de 16 pisos, el diseño por capacidad de los muros gobierna al encontrar el espesor de estos y no las derivas de entrepiso.
	Dirección Y	1.49%	
Deriva global de techo ( $\delta_u/H_o$ ) (%)	Dirección X	1.26%	
	Dirección Y	0.95%	
Índice de estabilidad		0.036072	El índice de estabilidad de la edificación es menor a 0.1. No se consideran efectos P- $\Delta$

**9.7.4 Diseño al corte, Diseño a flexo compresión y diseño por capacidad del muro C del primer piso**

El proceso de diseño a corte, flexo compresión y capacidad del muro C en el primer piso será exactamente igual al mostrado en el edificio de 7 pisos sin vigas de acople por lo que indicará una tabla resumen de los resultados:

**Tabla 71: Resume de diseño de muro en forma de T ubicado en el primer piso del edificio de 16 pisos sin vigas de acople**

Edificio de 16 pisos sin vigas de acople			
Diseño al Corte sin considerar factor de sobre resistencia a flexión ni amplificación dinámica por corte (D/C)	Dirección X	0.3674	corresponde a un muro ubicado en el piso 1
	Dirección Y	0.334	
Factor de amplificación dinámica por corte $\omega_v$	Dirección X	1.800	$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$ $\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$ Según ACI 318-19
	Dirección Y	1.8	
Máximo factor por sobre resistencia a flexión $\phi_o$	Dirección X	1.500	El factor de sobre resistencia no puede ser menor a 1.5 según ACI 318-19
	Dirección Y	1.659	
Diseño por capacidad considerando factor de amplificación dinámica $\omega_v$ y factor por sobre resistencia $\phi_o$ (D/C)	Dirección X	0.992	La multiplicación ( $\omega_v * \phi_o$ ) no es necesario que sea mayor a 3 según ACI 318-19
	Dirección Y	0.998	

9.7.5 Corte transversal de la sección de muro diseñada

Sección de muro tipo T pisos 1-5:

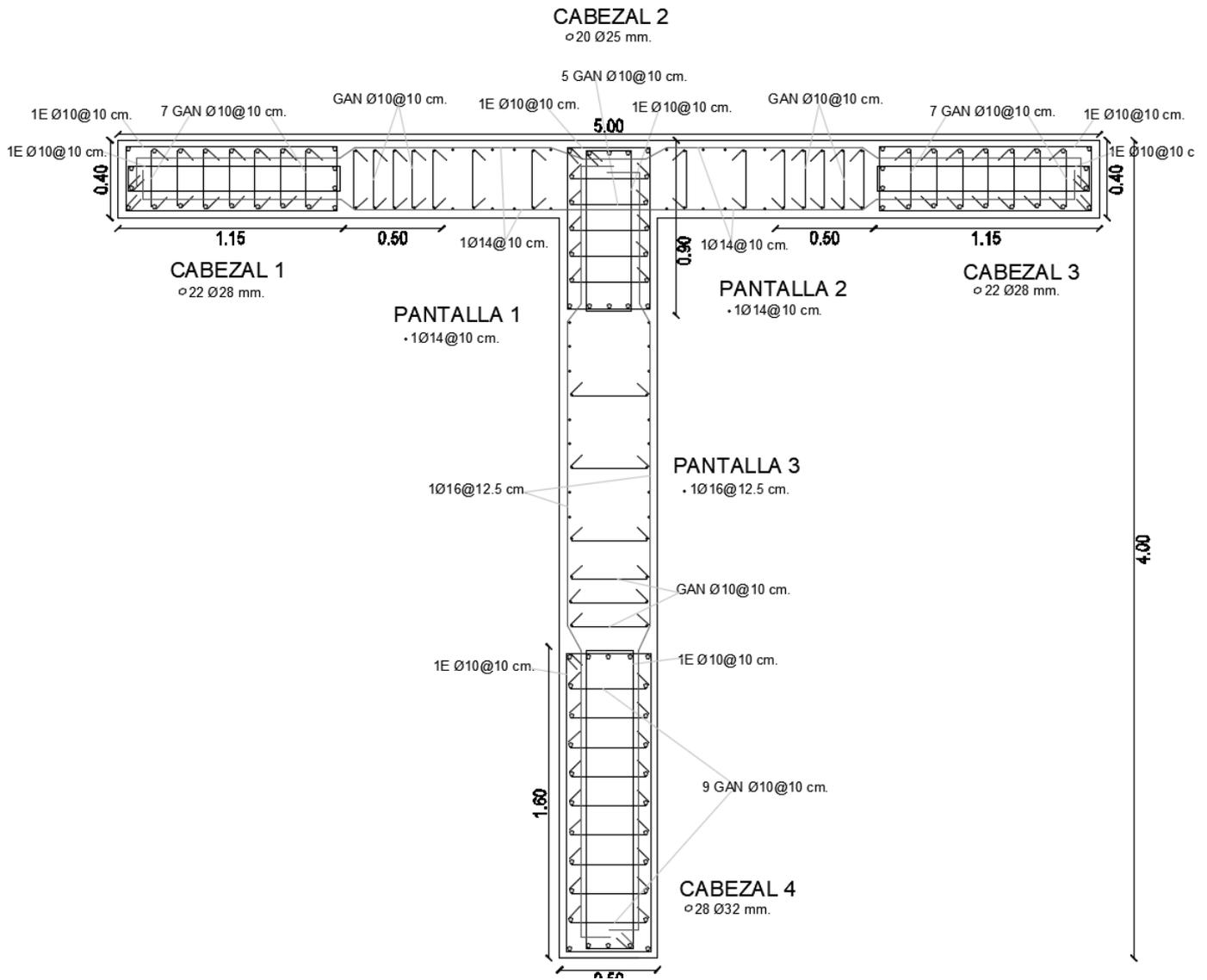
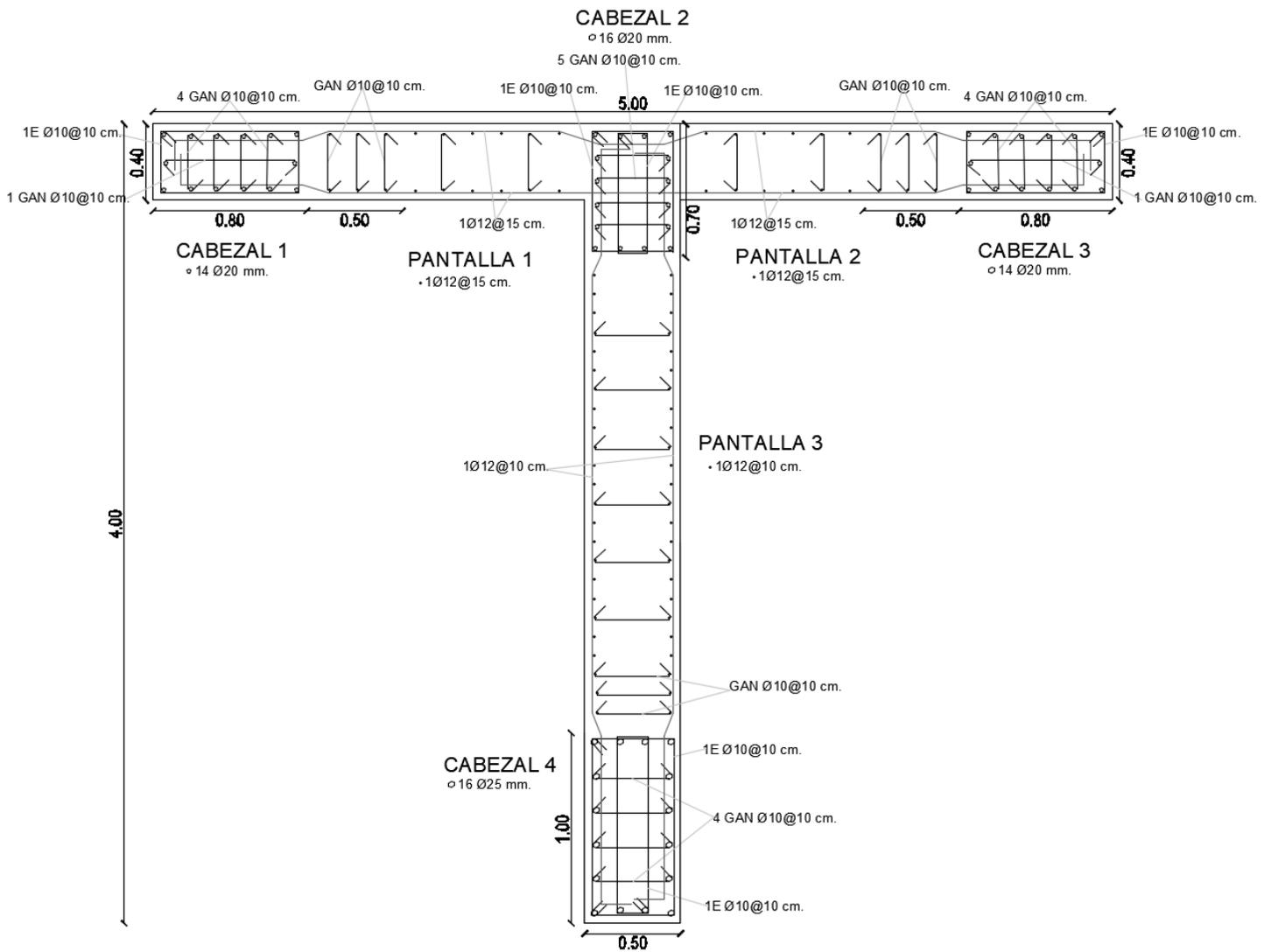


Figura 179: Corte transversal de muro tipo T del 1 al 5 piso

**Sección de muro tipo T pisos 6-12**



**Figura 180: Corte transversal de muro tipo T del 6 al 12 piso**

*Sección de muro tipo T pisos 13-16*

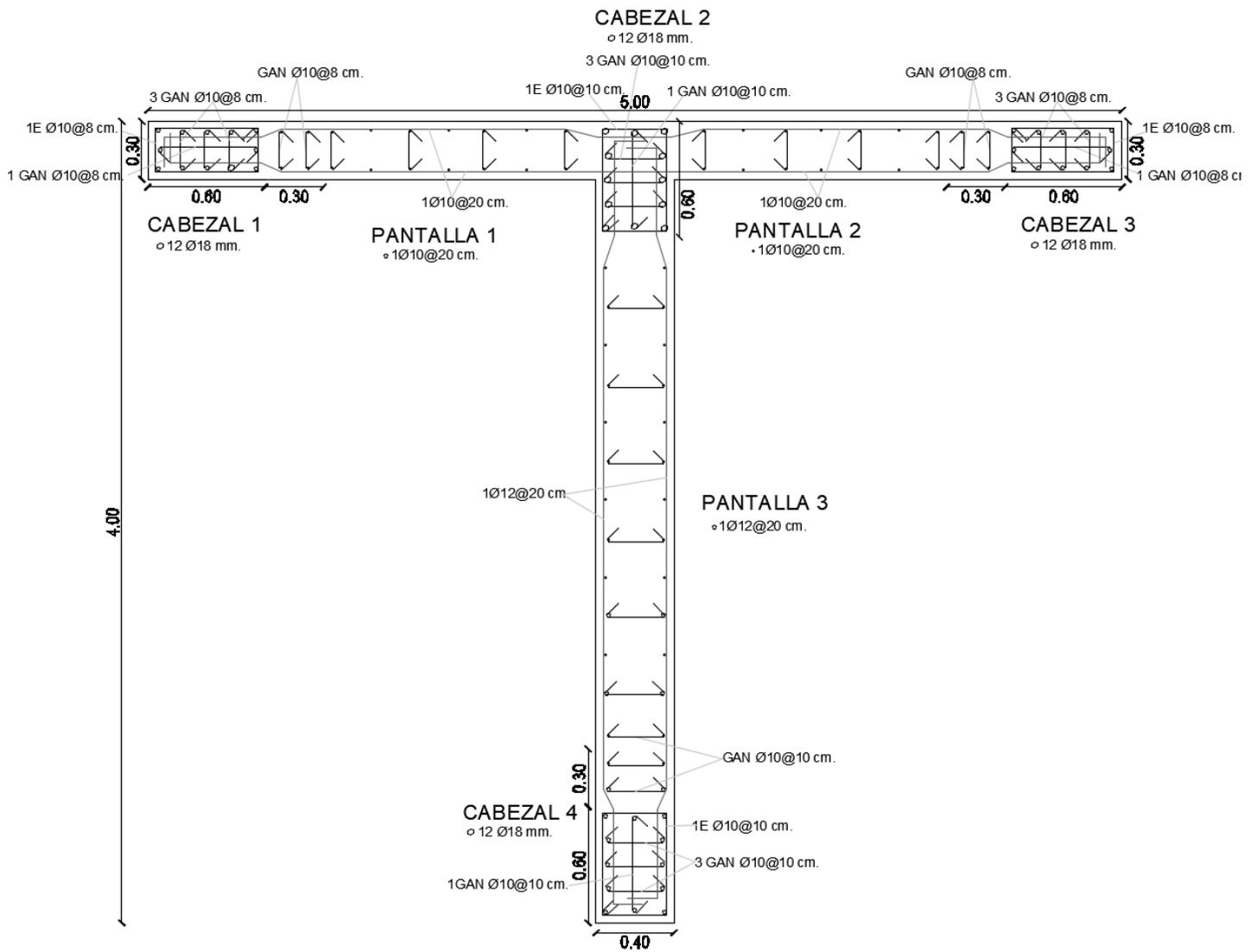


Figura 181: Corte transversal de muro tipo T del 13 al 16 piso

## 9.7.6 *Análisis estático no lineal*

### 9.7.6.1 Definición de materiales

La definición de los materiales se lo realiza exactamente igual que el proceso mostrado en el edificio de 7 pisos con vigas de acople. Se define un material confinado para cada uno de los cabezales y también un material no confinado para las pantallas de los muros.

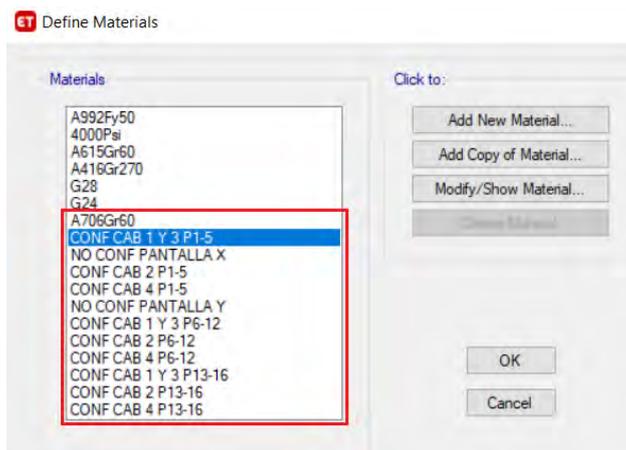


Figura 182: Definición de materiales de edificio de 16 pisos sin vigas de acople

### 9.7.6.2 Definición y asignación de secciones

Se procede a definir las secciones como se indicó anteriormente en el edificio de 7 pisos con vigas de acople. Se define una sección para cada cabezal y pantalla de los muros del 1-5 piso, 6-12 y del 13-16 piso:

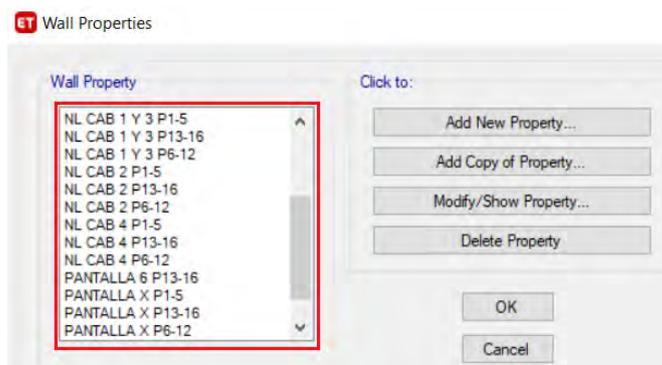


Figura 183: Definición de secciones para edificio de 16 pisos sin vigas de acople

Finalmente se asigna las secciones a los muros después de dividirlos en las longitudes de cada uno de los cabezales y pantallas.

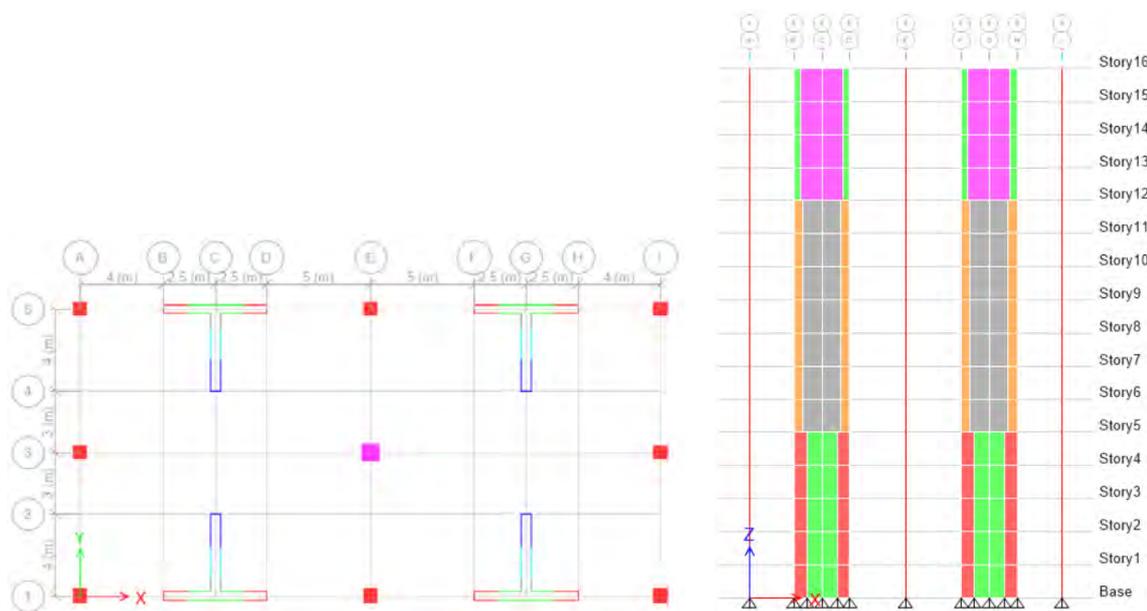
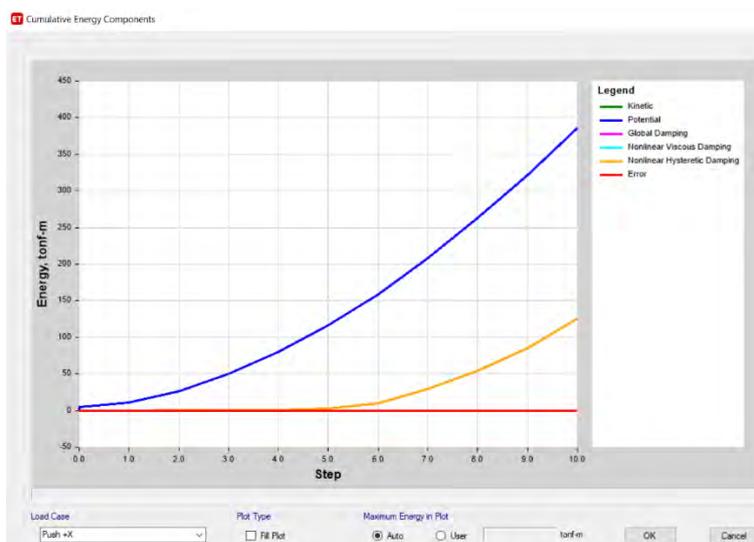


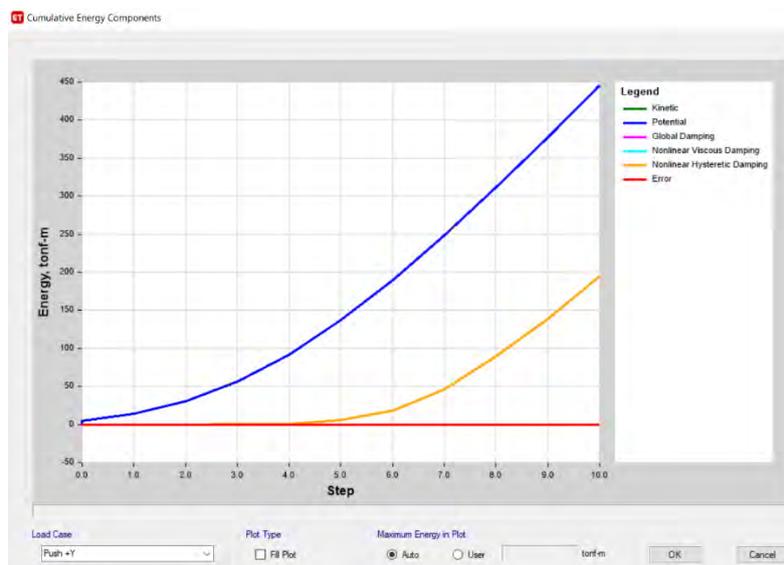
Figura 184: Asignación de secciones no lineales edificio de 16 pisos sin vigas de acople

Realizado este proceso y creando los casos de carga no lineales (Carga estática, Pushover +X, Pushover -X, Pushover +Y, Pushover -Y) explicados en el edificio de 7 pisos con vigas de acople se tendría listo el modelo

**9.7.6.3 Validación general del modelo**

**9.7.6.3.1 Componentes energéticos acumulativos**





**Figura 185: Componentes energéticos acumulativos (Pushover +X, Pushover +Y)**

Se puede observar en la Figura 185 que no se tiene energía cinética ni amortiguamiento inherente o energía disipada debido a que es un análisis estático. Se aprecia también que no existe tanta energía no lineal disipada por amortiguamiento histerético como presentaban los edificios con vigas de acople.

#### 9.7.6.3.2 Capacidad de muro usando análisis seccional

Se debe verificar la resistencia de alguno de los muros y asegurarse que el momento sea similar o que no difiera demasiado del momento que indica el análisis seccional (Momento – curvatura). Con esto se verifica que la asignación de propiedades no lineales hayan sido las adecuadas:

El esfuerzo axial del muro T que se encuentra en el piso 1 para Pushover Y es:

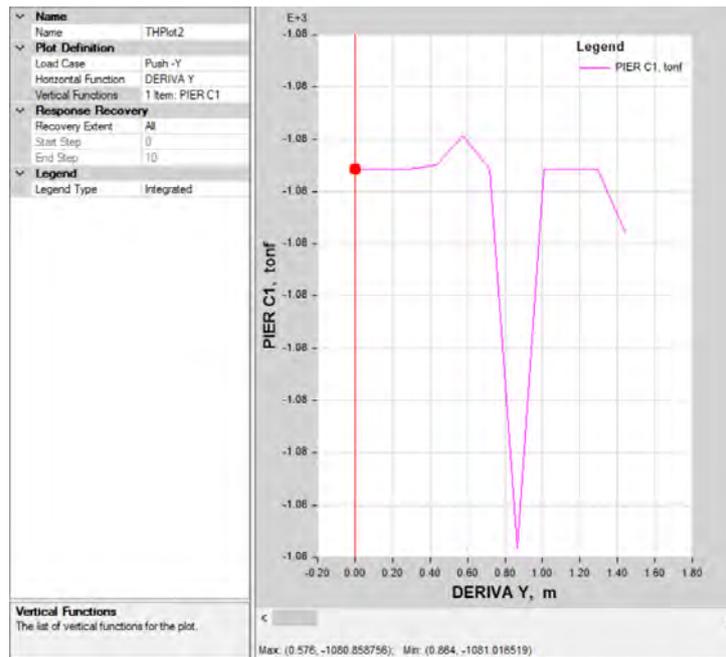


Figura 186: Carga axial para muro C1 (primer piso) debido a Pushover -Y

Donde la Carga axial es:

$$P \approx -1081 \text{ ton.}$$

El diagrama momento curvatura para la dirección Y (M2), se lo obtiene directamente del ETABS (section designer):

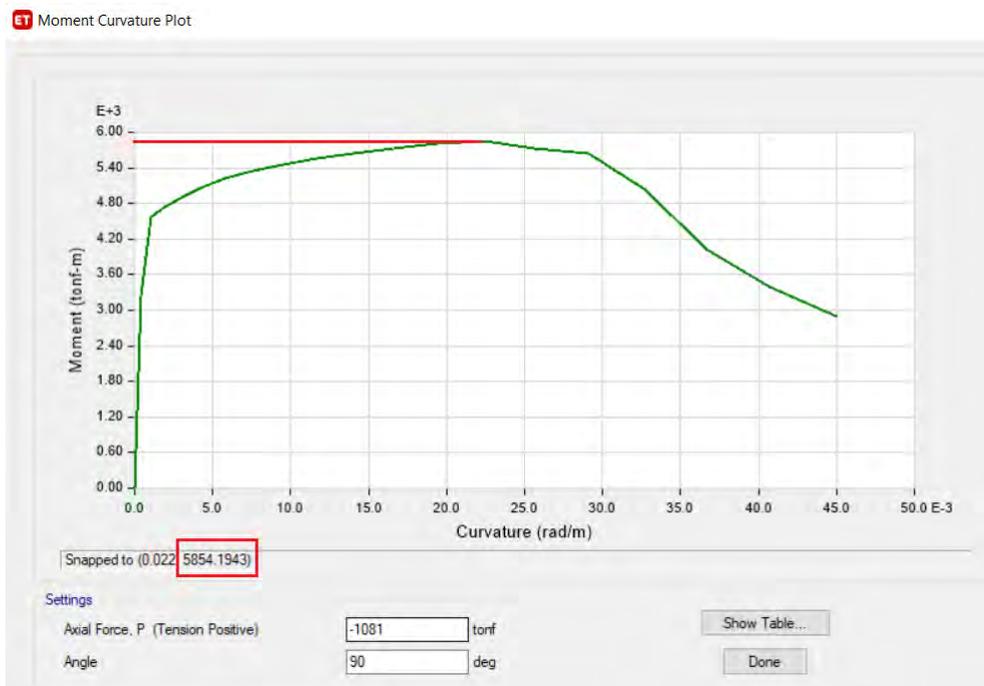


Figura 187: Diagrama momento curvatura, dirección Y

La resistencia flexión que muestra el análisis seccional es de:

$$\text{Momento} = 5854.1943 \text{ tonf} - m$$

El momento debido al análisis no lineal (Pushover Y) es:

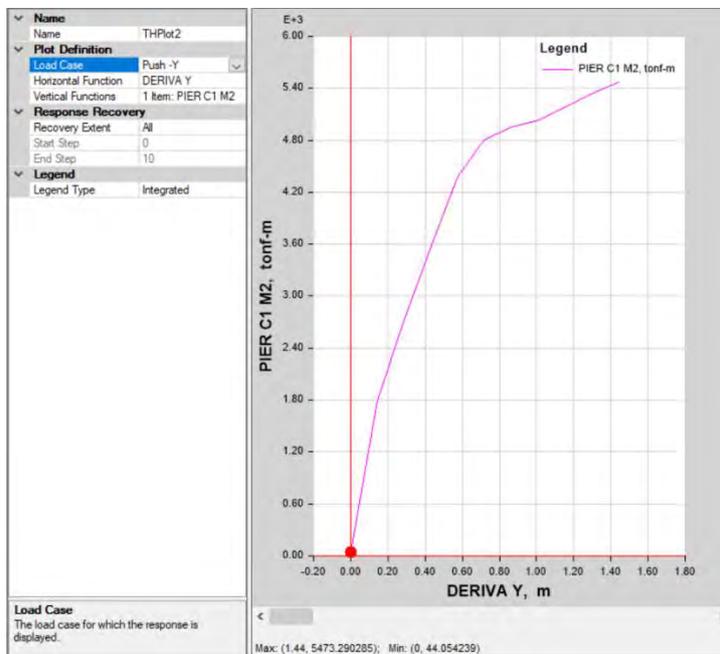


Figura 188: momento debido al Push over en la dirección Y (muro C1 primer piso)

$$\text{Momento} = 5473.29.63 \text{ tonf} - m$$

La resistencia que alcanza en el análisis no lineal (Pushover Y) es similar al que predice el análisis seccional (diagrama momento curvatura), lo que indica que el modelo no lineal está representando de buena manera las características impuestas, como son las capas de acero y hormigón que se definió para este análisis.

## 10. RESUMEN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 10.1 Análisis lineal de edificaciones

A continuación, se muestra un resumen de los resultados de los análisis lineales realizados para las edificaciones con muros estructurales con y sin vigas de acople, así como el diseño de los muros ubicados en el primer piso:

**Edificios con muros estructurales con vigas de acople**

**Tabla 72: Resumen de análisis lineal y diseño de muro C en el primer piso para los edificios de 7 y 16 pisos con vigas de acople**

Edificio con vigas de acople				
		7 pisos	16 pisos	Observación
Periodos NEC (seg)	T (método 1)	0.540	1.003	$T=Ct*hn^{\alpha}$
	Tmax	0.701	1.304	
Periodos ETABS (seg)	Modo de vibración 1	0.275	0.866	Traslacional
	Modo de vibración 2	0.260	0.679	Traslacional
Periodos para encontrar cortante basal estático (seg)	Tx	0.260	0.679	Para el edificio de 16 pisos, el periodo Tx está en la curva del espectro mientras que el periodo Ty está en la meseta. En el edificio de 7 pisos los dos periodos se encuentran en la meseta del espectro.
	Ty	0.275	0.866	
Cortante basal estático (tonf)	Dirección X	670.98	1844.72	
	Dirección Y	670.98	1486.451	
Cortante basal estático mínimo (tonf)	Dirección X	536.784	1475.776	El cortante basal estático puede ser el 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares.
	Dirección Y	536.784	1189.161	
Cortante basal dinámico (tonf)	Dirección X	518.8076	1340.429	El valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares
	Dirección Y	499.7225	1034.985	
Factor de ajuste del cortante dinámico	Dirección X	0.207	0.220	
	Dirección Y	0.215	0.230	
Derivas de entrepiso ( $\delta_i/h_i$ ) (%)	Dirección X	0.14%	0.46%	En el edificio de 7 y 16 pisos, el diseño por capacidad gobierna al encontrar el espesor de los muros y no el control de las derivas de entrepiso.
	Dirección Y	0.18%	0.70%	
Deriva global de techo ( $\delta_u/H_o$ ) (%)	Dirección X	0.103%	0.340%	
	Dirección Y	0.127%	0.498%	
Índice de estabilidad		0.00178	0.008049	El índice de estabilidad de las dos edificaciones es menor a 0.1. No se consideran efectos P- $\Delta$
DISEÑO DE MURO UBICADO EN EL PISO 1				
Diseño al Corte sin considerar factor de sobre resistencia a flexión ni amplificación dinámica por corte (D/C)	Dirección X	0.302	0.323	Corresponde al muro Tipo C, ubicado en el piso 1
	Dirección Y	0.435	0.368	
Factor de amplificación dinámica por corte $\omega_v$	Dirección X	1.500	1.800	$\omega_v = 0.9 + \frac{n_x}{10} \quad n_x \leq 6$ $\omega_v = 1.3 + \frac{n_x}{30} \leq 1.8 \quad n_x > 6$ Según ACI 318-19
	Dirección Y	1.500	1.800	
Máximo factor por sobre resistencia a flexión $\phi_o$	Dirección X	5.533	5.501	El factor de sobre resistencia no puede ser menor a 1.5 según ACI 318-19
	Dirección Y	1.525	1.500	
Diseño por capacidad considerando factor de amplificación dinámica $\omega_v$ y factor por sobre resistencia $\phi_o$ (D/C)	Dirección X	0.906	0.969	La multiplicación ( $\omega_v * \phi_o$ ) no es necesario que sea mayor a 3 según ACI 318-19. La relación Demanda Capacidad debe ser menor a 1.
	Dirección Y	0.995	0.994	

Como se puede observar en la Tabla 72, los dos primeros periodos de las estructuras de 7 pisos y de 16 pisos con vigas de acople son traslacionales. En el edificio de 7 pisos, tanto el periodo en la dirección X como la dirección Y se encuentran en la meseta del espectro, es decir son menores al periodo  $T_c$ . Para el edificio de 16 pisos, el periodo  $T_x$  está en la curva del espectro mientras que el periodo  $T_y$  está en la meseta. El cortante basal estático puede ser el 80% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático en estructuras regulares, es decir, el valor del cortante dinámico total en la base, no debe ser menor al 80% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático. En los dos edificios, el diseño por capacidad gobierna al encontrar el espesor de los muros y no el control de las derivas de entrepiso, además, la disposición en planta de los muros, más su acoplamiento, hacen que estas estructuras sean rígidas. El índice de estabilidad de las dos edificaciones es menor a 0.1. por lo que se indica en la NEC 2015 no se consideran efectos  $P-\Delta$ .

Se muestra también el diseño del muro tipo C, ubicado en el primer piso (sección crítica), donde primeramente se aprecia el diseño a corte sin considerar los factores de amplificación y una vez realizado el diseño a flexo compresión se obtiene el factor de sobre resistencia  $\phi_o$ . Se consideró que en ningún caso el factor de sobre resistencia puede ser menor a 1.5 como indica ACI. Seguidamente, se calculó el factor de amplificación dinámica  $w_p$ , utilizando las fórmulas expuestas en ACI 318-19, las cuales están en función del número de pisos por encima de la sección crítica ( $n_s$ ). ACI especifica que la multiplicación de el factor de amplificación dinámica por corte y el factor de sobre resistencia a flexión no necesita ser mayor a 3 y es lo que se presenta en la dirección X de los dos edificios. Se observa que la relación demanda capacidad, considerando el factor de amplificación por corte y el factor de sobre resistencia a flexión no es mayor a 1 en ningún muro.

**Edificios con muros estructurales sin vigas de acople**

**Tabla 73: Resumen de análisis lineal y diseño de muro T, ubicado en el primer piso para los edificios de 7 y 16 pisos sin vigas de acople**

Edificio sin vigas de acople				
		7 pisos	16 pisos	Observación
Periodos NEC (seg)	T (método 1)	0.540	1.003	$T=Ct*hn^{\alpha}$
	Tmax	0.702	1.304	
Periodos ETABS (seg)	Modo de vibración 1	0.4971	1.857	Traslacional (X)
	Modo de vibración 2	0.4033	1.563	Traslacional (Y)
Periodos para encontrar cortante basal estático (seg)	Tx	0.4971	1.304	En el edificio de 16 pisos sin vigas de acople, los periodos se encuentran en la curva del espectro.
	Ty	0.4033	1.304	
Cortante basal estático (tonf)	Dirección X	622.664	862.658	
	Dirección Y	622.664	862.658	
Cortante basal estático mínimo (tonf)	Dirección X	498.131	690.126	El cortante basal estático puede ser el 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares.
	Dirección Y	498.131	690.126	
Cortante basal dinámico (tonf)	Dirección X	432.604	501.3811	El valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares
	Dirección Y	434.692	565.5376	
Factor de ajuste del cortante dinámico	Dirección X	0.230	0.275	
	Dirección Y	0.229	0.244	
Derivas de entrepiso ( $\delta_i/h_i$ ) (%)	Dirección X	0.62%	1.69%	En el edificio de 16 pisos, el diseño por capacidad de los muros gobierna al encontrar el espesor de estos y no las derivas de entrepiso.
	Dirección Y	0.48%	1.49%	
Deriva global de techo ( $\delta_u/H_o$ ) (%)	Dirección X	0.453%	1.26%	
	Dirección Y	0.297%	0.95%	
Índice de estabilidad		0.00581	0.036072	El índice de estabilidad de la edificación es menor a 0.1. No se consideran efectos P- $\Delta$
Diseño al Corte sin considerar factor de sobrerresistencia a flexión ni amplificación dinámica por corte (D/C)	Dirección X	0.383	0.3674	corresponde a un muro ubicado en el piso 1
	Dirección Y	0.374	0.334	
Factor de amplificación dinámica por corte $\omega_v$	Dirección X	1.500	1.800	Según ACI 318-19
	Dirección Y	1.500	1.8	
Máximo factor por sobre resistencia a flexión $\phi_o$	Dirección X	1.648	1.500	El factor de sobre resistencia no puede ser menor a 1.5 según ACI 318-19
	Dirección Y	1.735	1.659	
Diseño por capacidad considerando factor de amplificación dinámica $\omega_v$ y factor por sobre resistencia $\phi_o$ (D/C)	Dirección X	0.947	0.992	La multiplicación ( $\omega_v*\phi_o$ ) no es necesario que sea mayor a 3 según ACI 318-19
	Dirección Y	0.973	0.998	

Como se puede observar en la Tabla 73, los dos primeros periodos de las estructuras de 7 pisos y de 16 pisos sin vigas de acople son traslacionales. En el edificio de 7 pisos, tanto el periodo en la dirección X como la dirección Y se encuentran en la meseta del espectro, es decir son menores al periodo  $T_c$ . Para el edificio de 16 pisos, los dos periodos de las direcciones principales se encuentran en la curva del espectro. El cortante basal estático puede ser el 80% del cortante basal V obtenido por el método estático en estructuras regulares, es decir, el valor del cortante dinámico total en la base, no debe ser menor al 80% del cortante basal V obtenido por el método estático. En los dos edificios, el diseño por capacidad gobierna al encontrar el espesor de los muros y no el control de las derivas de entrepiso, además, la disposición en planta de los muros hace que estas estructuras sean más flexibles, comparando con las estructuras acopladas. El índice de estabilidad de las dos edificaciones es menor a 0.1. por lo que se indica en la NEC 2015 no se consideran efectos P- $\Delta$ .

Se muestra también el diseño del muro tipo T, ubicado en el primer piso (sección crítica), donde primeramente se aprecia el diseño a corte sin considerar los factores de amplificación y una vez realizado el diseño a flexo compresión se obtiene el factor de sobre resistencia  $\phi_o$ . Se consideró que en ningún caso el factor de sobre resistencia puede ser menor a 1.5 como indica ACI. Seguidamente, se calculó el factor de amplificación dinámica por corte  $w_v$ , utilizando las fórmulas expuestas en ACI 318-19, las cuales están en función del número de pisos por encima de la sección crítica ( $n_s$ ). Se observa que la relación demanda capacidad, considerando el factor de amplificación por corte y el factor de sobre resistencia a flexión no es mayor a 1 en ningún muro.

## 10.2 Análisis No lineal de edificaciones

Se realizó un análisis estático no lineal, donde se sometieron a las estructuras a un patrón de carga laterales de magnitud relativamente constante y que va incrementado gradualmente hasta que se alcanza un desplazamiento objetivo (Punto de desempeño). La carga gravitacional permanece constante. La respuesta global de la estructura es caracterizada por una curva reacción (cortante) vs desplazamiento (Curva de capacidad).

### 10.2.1 Curvas de capacidad

#### Edificio de 7 pisos con vigas de acople

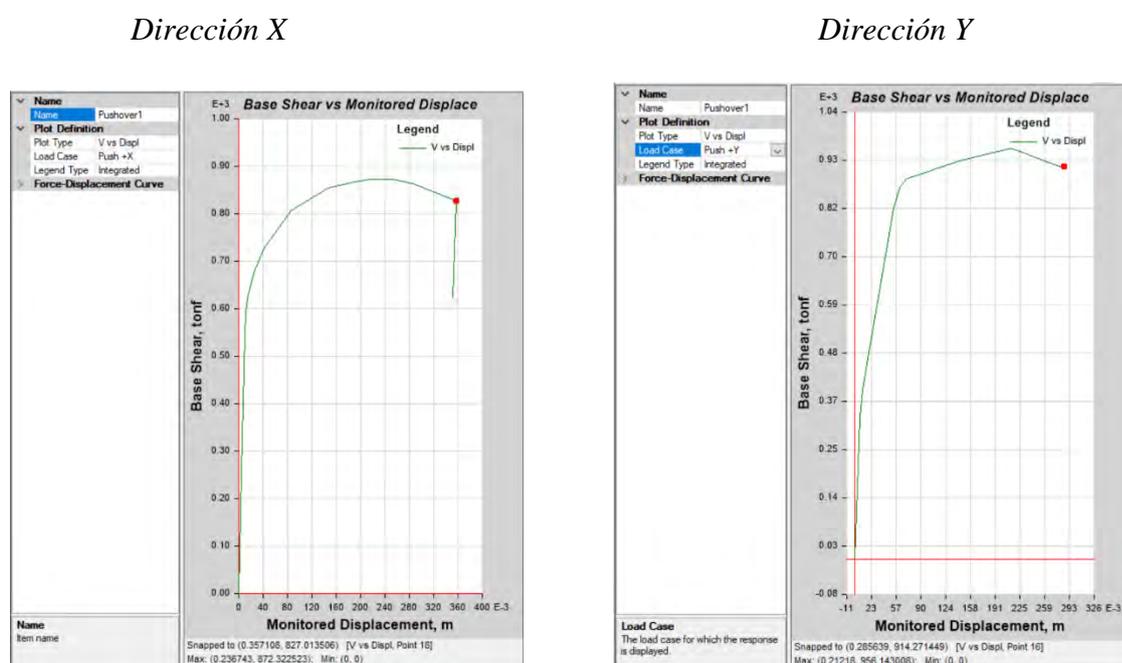
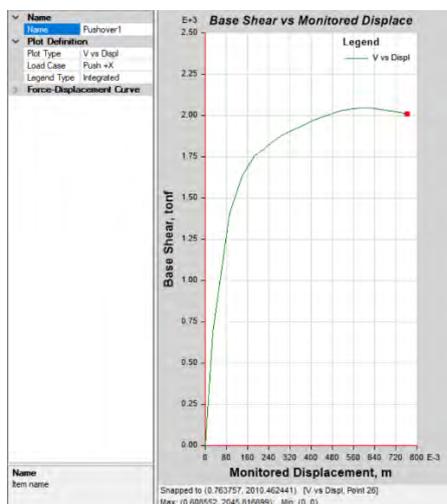


Figura 189: Curvas de capacidad del edificio de 7 pisos con vigas de acople

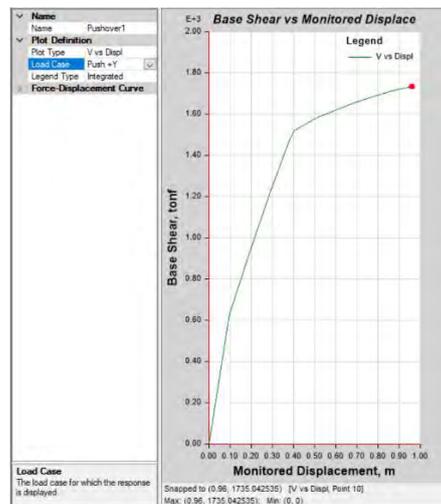
Se puede observar que en la dirección X la estructura llegaría a un desplazamiento máximo de techo de  $\delta_u = 0.3571 \text{ m}$ ., es decir una deriva global de techo máxima de 1.7% donde comenzaría su mecanismo de falla. En la dirección Y, la estructura llega a un desplazamiento máximo de techo de  $\delta_u = 0.2856 \text{ m}$ ., es decir una deriva global de techo máxima de 1.36% donde comenzaría su mecanismo de falla.

**Edificio de 16 pisos con vigas de acople**

*Dirección X*



*Dirección Y*

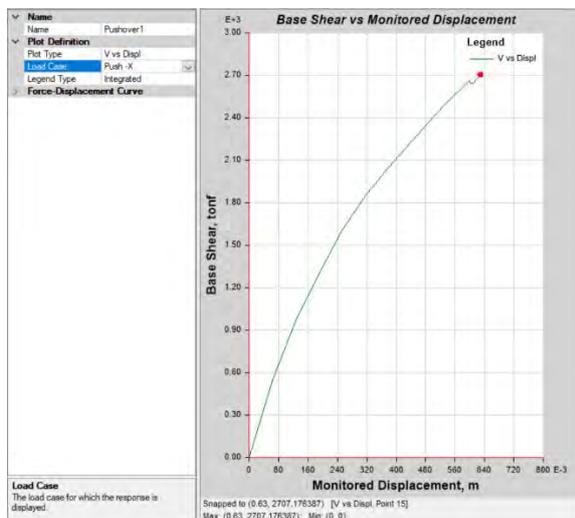


**Figura 190: Curvas de capacidad del edificio de 16 pisos con vigas de acople**

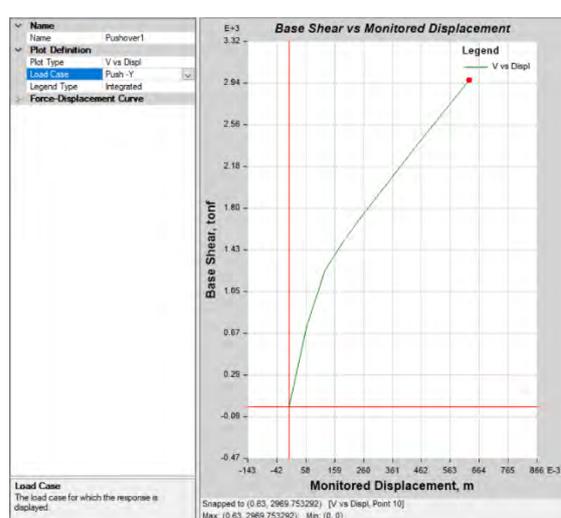
Se aprecia que en la dirección X la estructura llegaría a un desplazamiento máximo de techo de  $\delta_u = 0.7638 \text{ m}$ ., es decir una deriva global de techo máxima de 1.59% donde comenzaría su mecanismo de falla. En la dirección Y, la estructura llega a un desplazamiento máximo de techo de  $\delta_u = 0.96 \text{ m}$ ., lo que equivale a una deriva global de techo del 2.00%, el cual fue el desplazamiento de control utilizado para encontrar estas curvas de capacidad.

**Edificio de 7 pisos sin vigas de acople**

*Dirección X*



*Dirección Y*

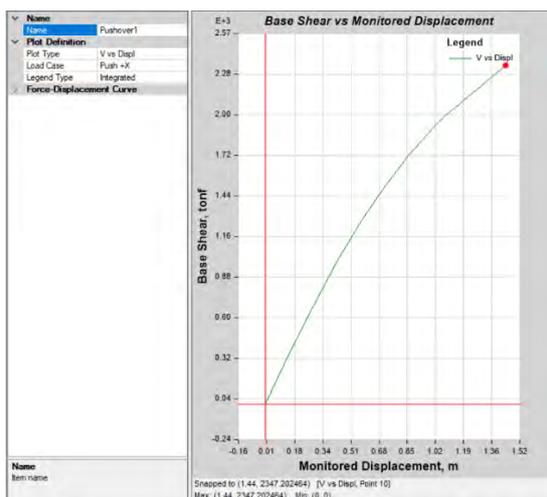


**Figura 191: Curvas de capacidad del edificio de 7 pisos sin vigas de acople**

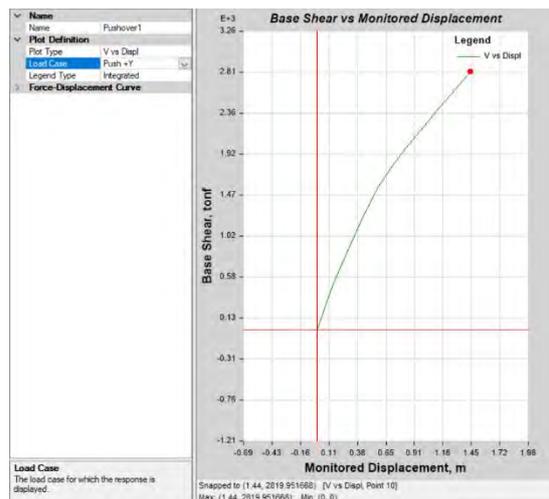
Se observa que tanto en la dirección X y Y la estructura llegaría a aun desplazamiento máximo de techo de  $\delta_u = 0.63 m.$ , es decir una deriva global de techo del 3%, el cual fue el desplazamiento de control utilizado para encontrar estas curvas de capacidad.

### Edificio de 16 pisos sin vigas de acople

*Dirección X*



*Dirección Y*



**Figura 192: Curvas de capacidad del edificio de 16 pisos sin vigas de acople**

Se puede observar que tanto en la dirección X y Y la estructura llegaría a aun desplazamiento máximo de techo de  $\delta_u = 1.44 m.$ , es decir una deriva global de techo del 3%, el cual fue el desplazamiento de control utilizado para encontrar estas curvas de capacidad.

#### **10.2.2 Nivel de desempeño de cada estructura**

La NEC indica que se deberá prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura (nivel de desempeño de seguridad de vida), ante un sismo de 475 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211) y evitar el colapso (Nivel de desempeño: prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.0004).

Para esto se requiere definir el sismo máximo probable ( $T_r=2500$ ). En vista de que no se dispone de espectros para el sismo máximo probable para el tipo de suelo utilizado, se utiliza

el criterio de la norma ASCE/SEI 7-16, la cual en la sección 11.4.7, indica que, para obtener el sismo máximo, se puede multiplicar por 1.5 el espectro de diseño, quedando de la siguiente manera:

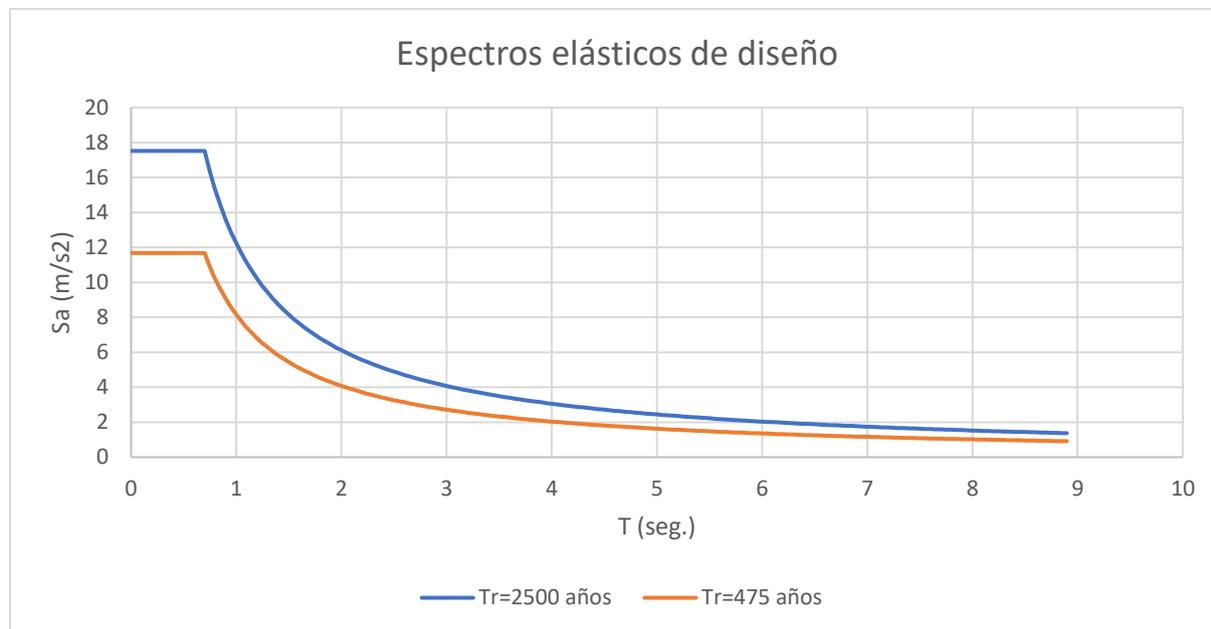


Figura 193: Espectros elásticos de diseño para periodos de retorno de 475 y 2500 años

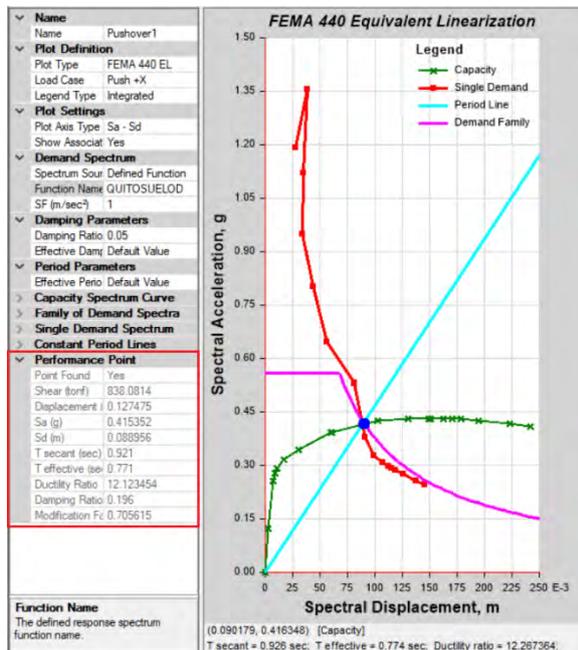
### 10.2.2.1 Obtención del punto de desempeño

Para obtener el punto de desempeño se usó la metodología propuesta por ATC 40 y mejorada por FEMA 440 EL (Equivalent Linearization). A continuación, se muestra el punto de desempeño de cada edificación para sismos con periodo de retorno de 475 años (espectro elástico de diseño) y 2500 (espectro elástico de sismo máximo probable) en sus dos direcciones principales (X y Y)

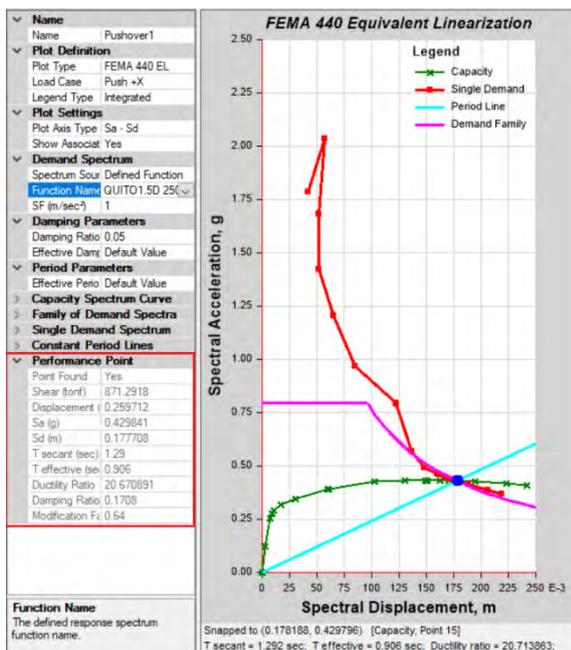
**Edificio de 7 pisos con vigas de acople**

**Dirección X**

*Tr=475 años*

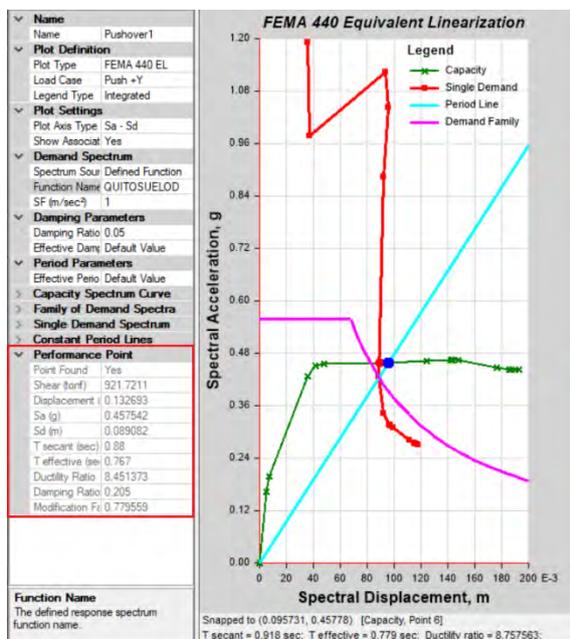


*Tr=2500 años*

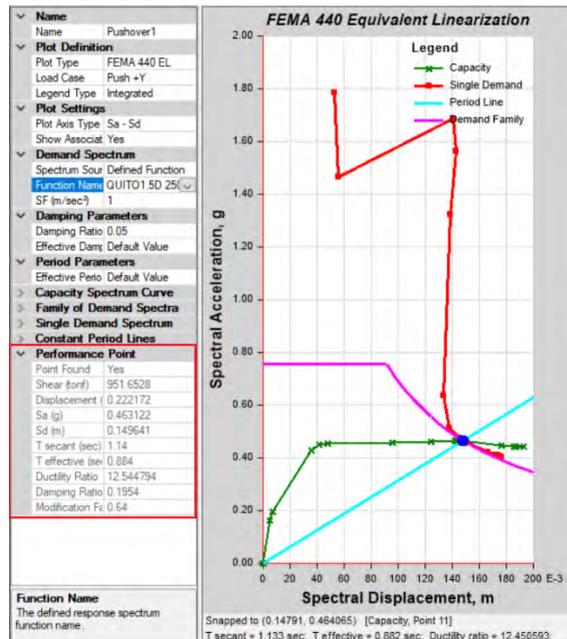


**Dirección Y**

*Tr=475 años*



*Tr=2500 años*

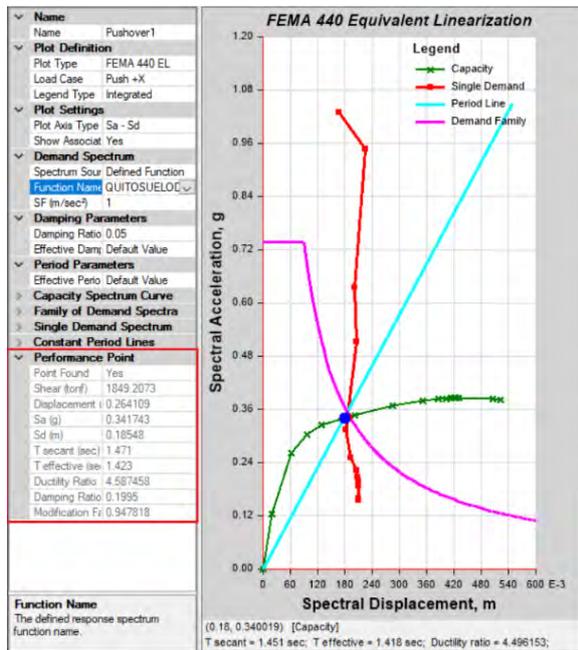


**Figura 194: Punto de desempeño para la edificación de 7 pisos con vigas de acople (Sentido X y Y)**

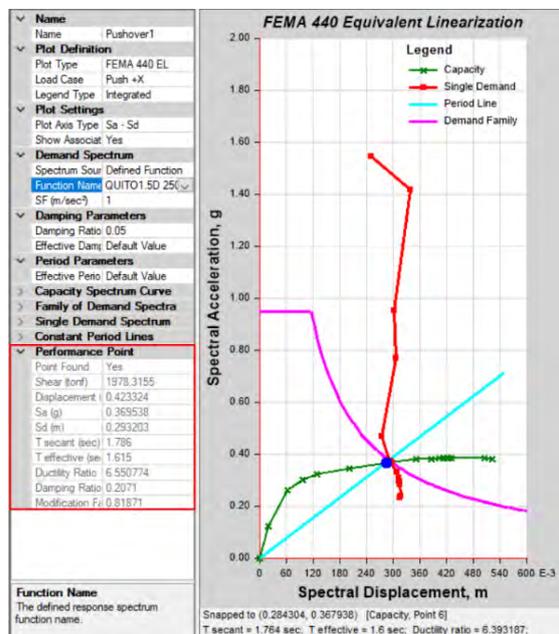
**Edificio de 16 pisos con vigas de acople**

**Dirección X**

*Tr=475 años*

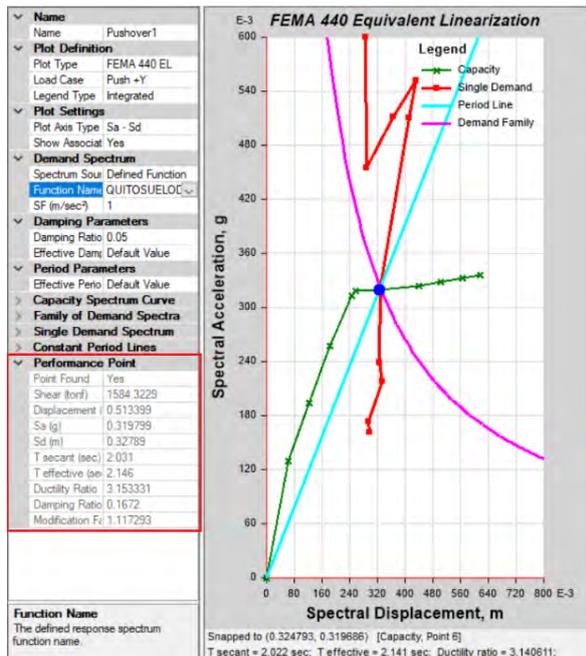


*Tr=2500 años*



**Dirección Y**

*Tr=475 años*



*Tr=2500 años*

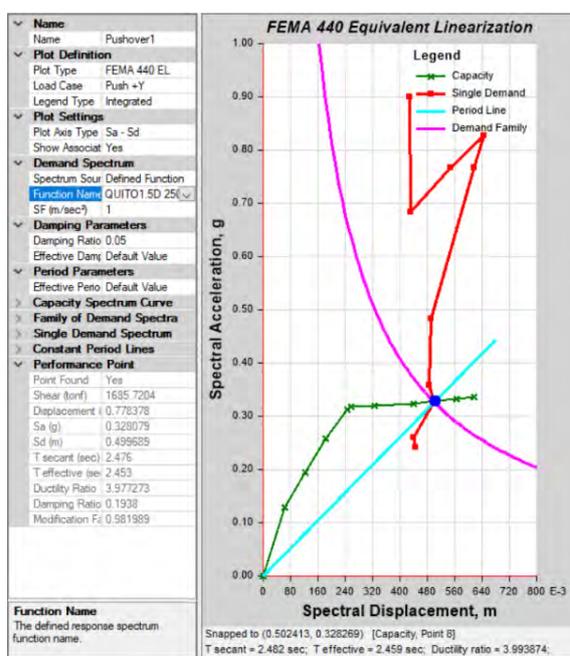


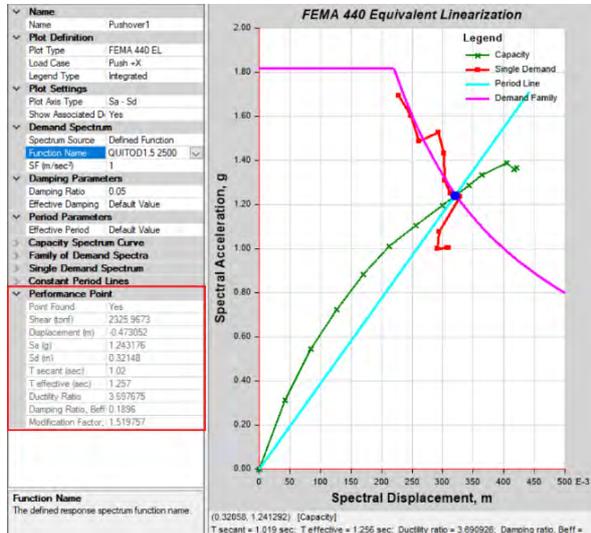
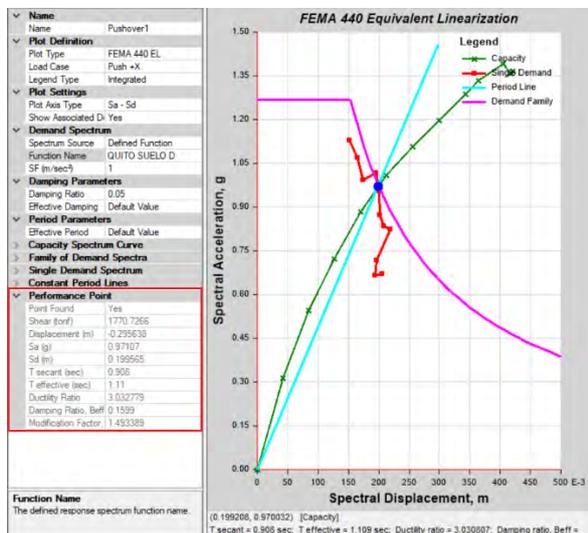
Figura 195: Punto de desempeño para la edificación de 16 pisos con vigas de acople (Sentido X y Y)

# Edificio de 7 pisos sin vigas de acople

## Dirección X

$Tr=475$  años

$Tr=2500$  años



## Dirección Y

$Tr=475$  años

$Tr=2500$  años

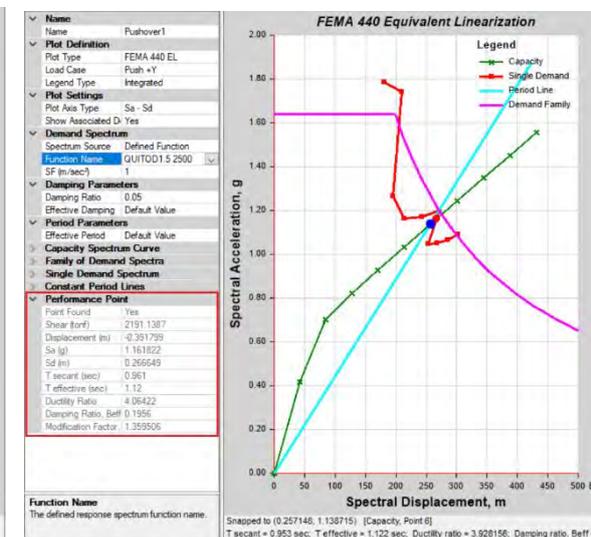
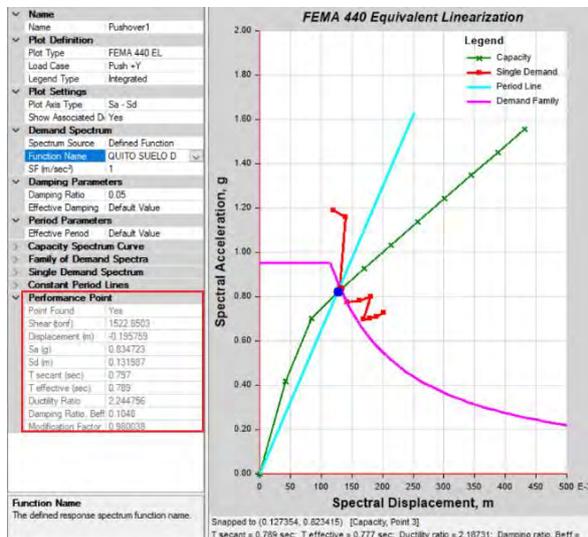


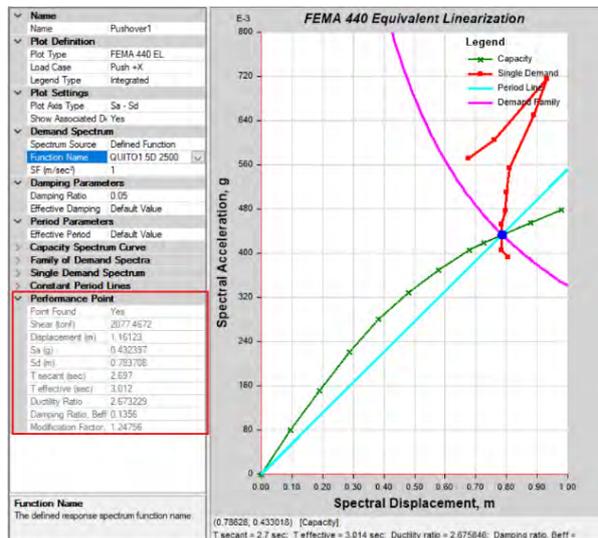
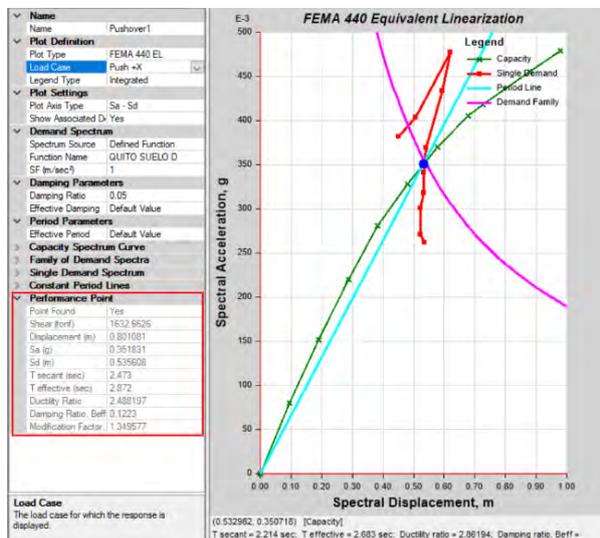
Figura 196: Punto de desempeño para la edificación de 7 pisos sin vigas de acople (Sentido X y Y)

**Edificio de 16 pisos sin vigas de acople**

**Dirección X**

*Tr=475 años*

*Tr=2500 años*



**Dirección Y**

*Tr=475 años*

*Tr=2500 años*

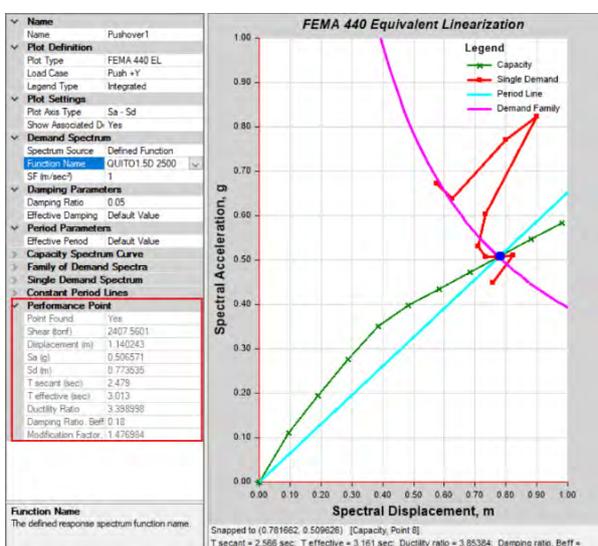
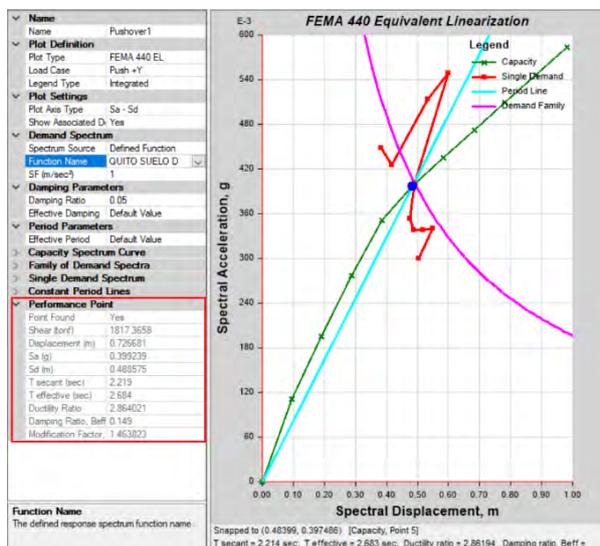


Figura 197: Punto de desempeño para la edificación de 16 pisos sin vigas de acople (Sentido X y Y)

La siguiente tabla muestra un resumen de los desplazamientos objetivo (Sd) de cada edificio con su respectiva deriva de techo:

Tabla 74: Desplazamientos objetivo (Sd) y derivas de techo

			Desplazamiento objetivo Sd (metros)		Altura de la edificación (m)	Deriva de techo (Sd/H)	
			Tr=475 años	Tr=2500 años		Tr=475 años	Tr=2500 años
Edificios con vigas de acople	7 pisos	Dirección X	0.0890	0.1777	21	0.0042	0.0085
		Dirección Y	0.0891	0.1496		0.0042	0.0071
	16 pisos	Dirección X	0.1855	0.2932	48	0.0039	0.0061
		Dirección Y	0.3279	0.4997		0.0068	0.0104
Edificios sin vigas de acople	7 pisos	Dirección X	0.1996	0.3215	21	0.0095	0.0153
		Dirección Y	0.1320	0.2666		0.0063	0.0127
	16 pisos	Dirección X	0.5356	0.7837	48	0.0112	0.0163
		Dirección Y	0.4886	0.7735		0.0102	0.0161

### 10.2.2.2 Determinación del nivel de desempeño

Por medio del análisis estático no lineal, se puede determinar el nivel de desempeño global y local de cada estructura para sismos con periodo de retorno de 475 y 2500 años:

#### 10.2.2.2.1 Nivel de desempeño local

Para comprobar el desempeño de la estructura localmente, se verificará la fluencia del hormigón en los muros (sección crítica) y el nivel de desempeño en las rótulas de los edificios con vigas de acople

#### Edificio de 7 pisos con vigas de acople

Sismo con periodo de retorno de 475 años

Dirección X

Vigas de acople:



Figura 198: Rótulas plásticas de vigas de acople para desplazamiento objetivo Sd (Dirección X, sismo Tr=475 años)

La Figura 198 muestra las rótulas para el caso de carga Pushover +X en el paso 8, el cual tiene un desplazamiento de techo muy similar al desplazamiento objetivo ( $S_d$ ) en dirección X, donde se muestra un nivel de desempeño de seguridad de vida.

### Tensión en el hormigón

Las tensiones en el hormigón se verifican directamente en ETABS, mostrando los sitios donde posiblemente sobrepase la resistencia a la compresión (4000 t/m<sup>2</sup>) con el mismo desplazamiento del Pushover en X del paso 8:

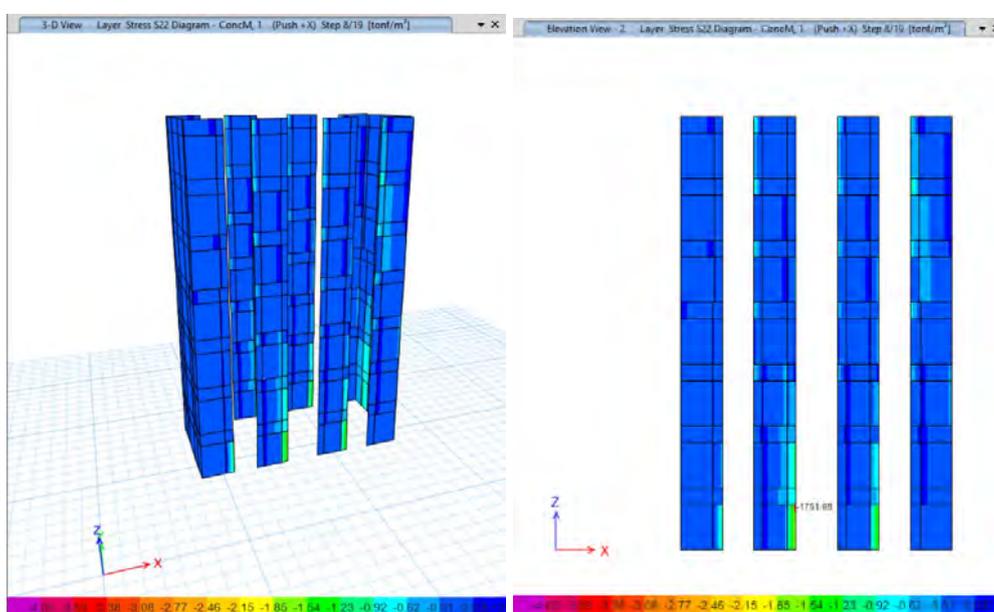


Figura 199: Tensiones máximas del hormigón (dirección X, sismo  $T_r=475$  años)

Se muestra que las tensiones máximas del hormigón son de 1752 t/m<sup>2</sup>, las cuales están muy por debajo de la resistencia a compresión del hormigón (4000 t/m<sup>2</sup>). La deformación unitaria del hormigón es:

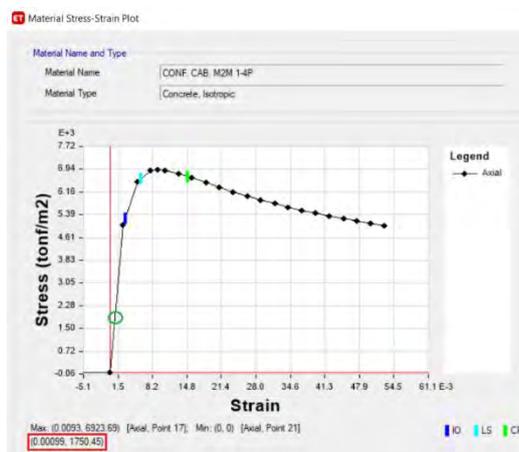


Figura 200: Tensión vs Deformación unitaria del hormigón (Dirección X, dirección Y, sismo Tr=475 años)

En la Figura 200 se muestra que el hormigón está lejos de fluir por lo que el muro tiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata.

*Dirección Y*

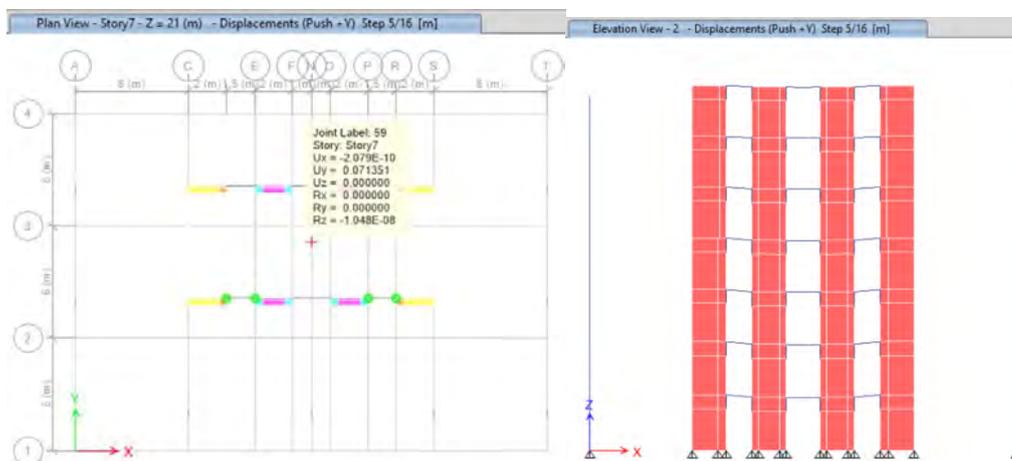


Figura 201: Rótulas plásticas de vigas de acople para desplazamiento objetivo Sd (dirección Y, sismo Tr=475 años)

La Figura 200 muestra las rótulas para el caso de carga Pushover +Y en el paso 5 el cual tiene un desplazamiento de techo muy similar al desplazamiento objetivo ( $S_d$ ) en dirección Y, donde muestra un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, ya que no se han empezado a formar las rótulas en las vigas de acople.

### Tensiones en el hormigón

Para las tensiones en el hormigón se tiene:

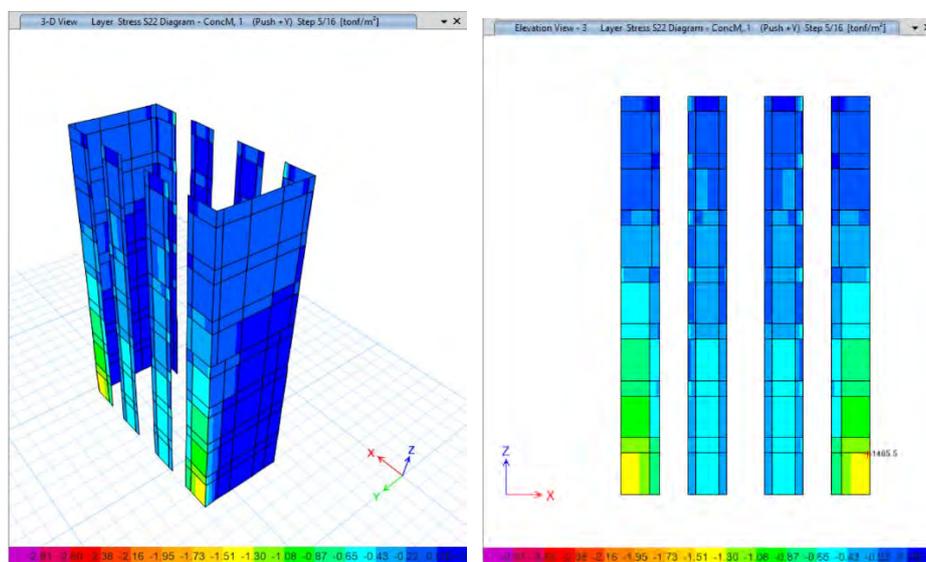


Figura 202: Tensiones máximas del hormigón (dirección Y, sismo  $T_r=475$  años)

Se muestra que en ninguna parte del muro sobre pasa las tensiones de 4000 t/m<sup>2</sup> que es la resistencia del hormigón lo que quiere decir que no está fluyendo.

Las tensiones máximas del hormigón son de 1465.5 t/m<sup>2</sup>, las cuales están muy por debajo de la resistencia a compresión del hormigón (4000 t/m<sup>2</sup>). La deformación unitaria del hormigón es:

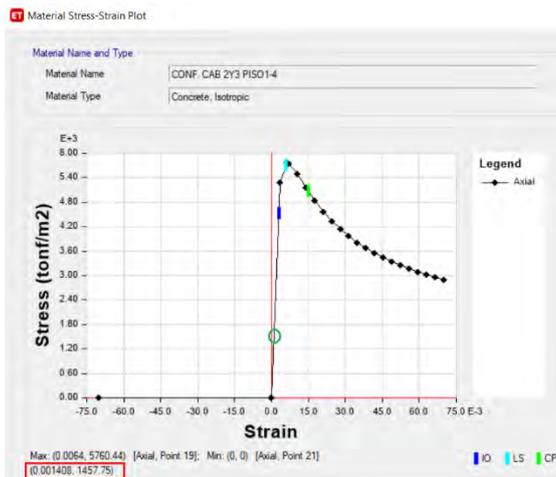


Figura 203: Tensión vs Deformación unitaria del hormigón (Dirección Y, sismo Tr=475)

Se muestra que el hormigón está lejos de fluir por lo que el muro tiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata.

**Sismo con periodo de retorno de 2500 años**

Se realiza el mismo procedimiento explicado anteriormente, por lo que se mostrará los resultados un poco más directos y simplificados:

**Vigas de acople:**

*Dirección X*

*Dirección Y*

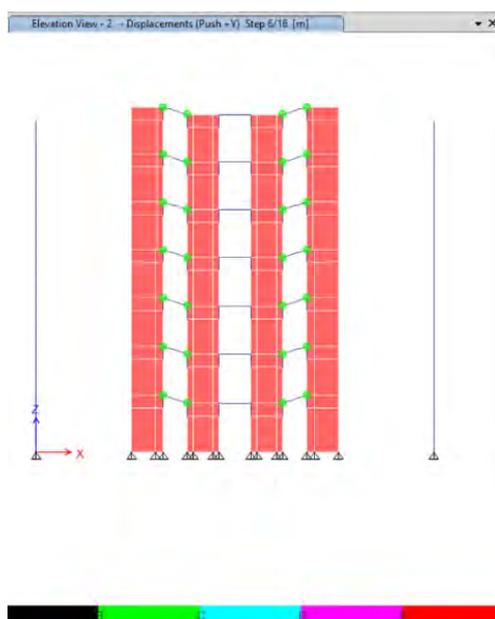
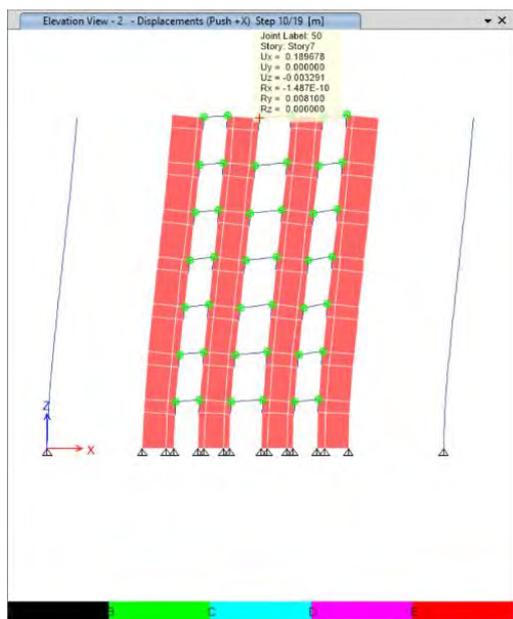
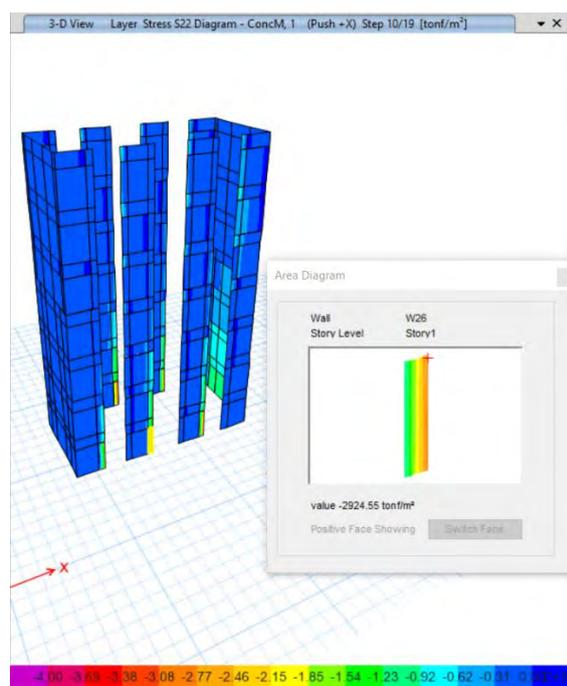


Figura 204: Rótulas plásticas de vigas de acople para objetivo Sd (Dirección X y Y, sismo Tr=2500 años)

Se puede observar que las rótulas para el caso de carga Pushover +X y +Y en el paso 10 y 6 respectivamente, muestran un nivel de desempeño de seguridad de vida.

## Tensiones en muros

### Dirección X



### Dirección Y

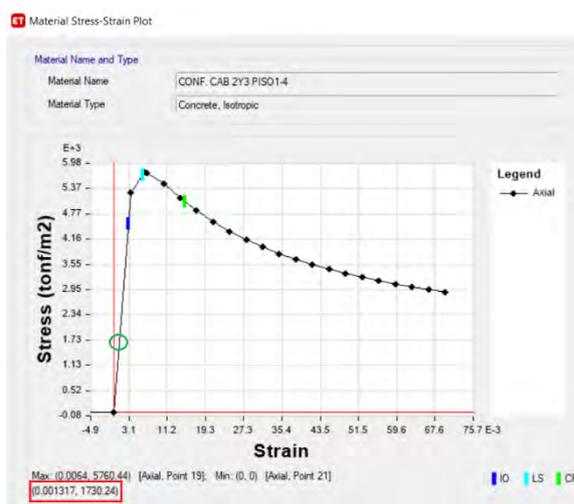
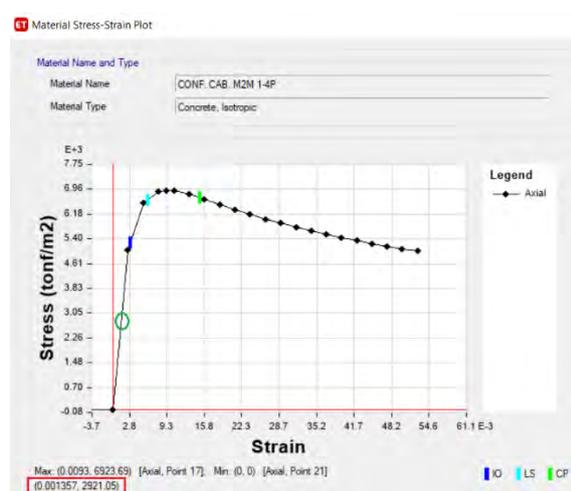
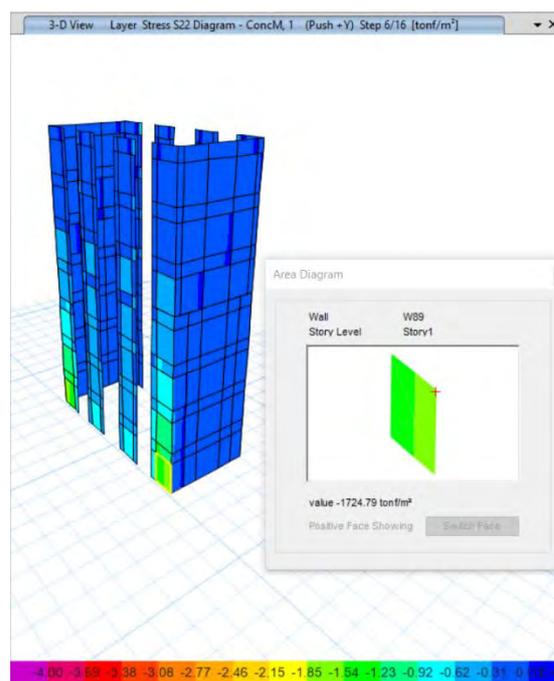


Figura 205: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Tr=2500 años)

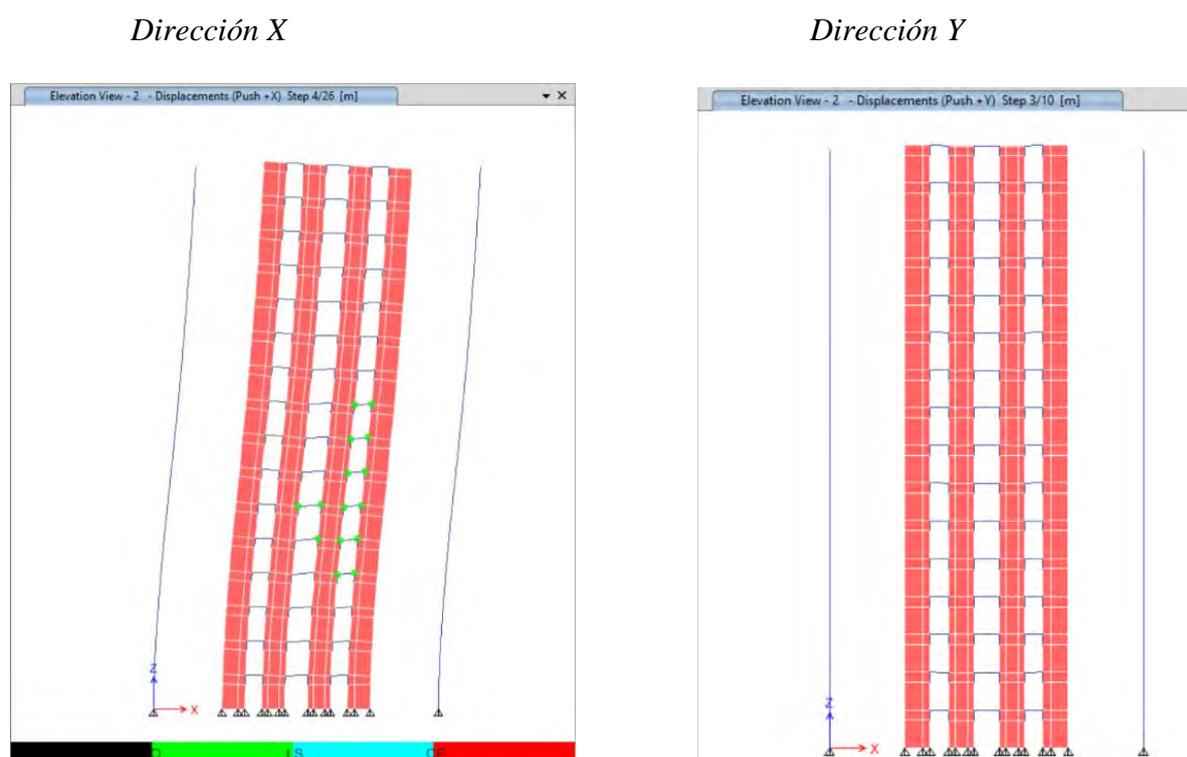
Se observa que el hormigón está lejos de fluir por lo que el muro tiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata.

### Edificio de 16 pisos con vigas de acople

#### Sismo con periodo de retorno de 475 años

Se realiza el mismo procedimiento explicado anteriormente, por lo que se mostrará los resultados un poco más simplificados:

#### Vigas de acople:

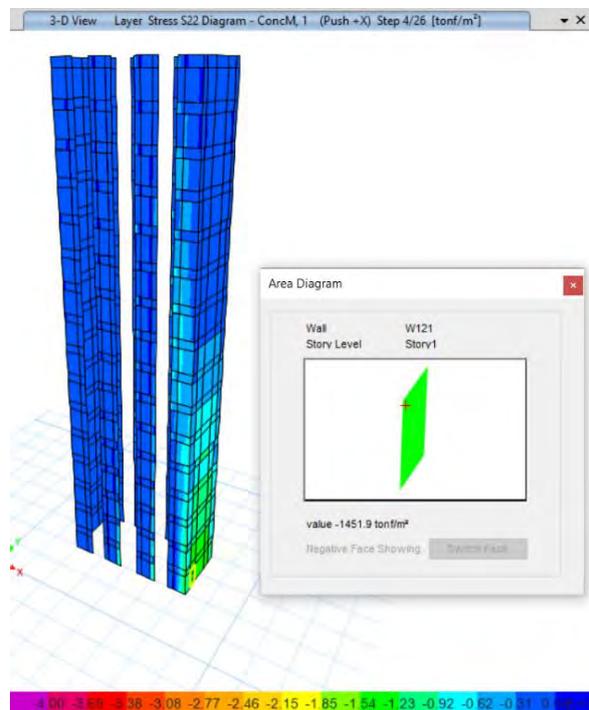


**Figura 206: Rótulas plásticas de vigas de acople para desplazamiento objetivo  $S_d$  (Dirección X y Y, sismo  $T_r=475$  años)**

Se puede observar que las rótulas para el caso de carga Pushover +X muestran un nivel de desempeño de seguridad de vida y para la dirección Y aún no se forman las rótulas.

## Tensión en muros:

Dirección X



Dirección Y

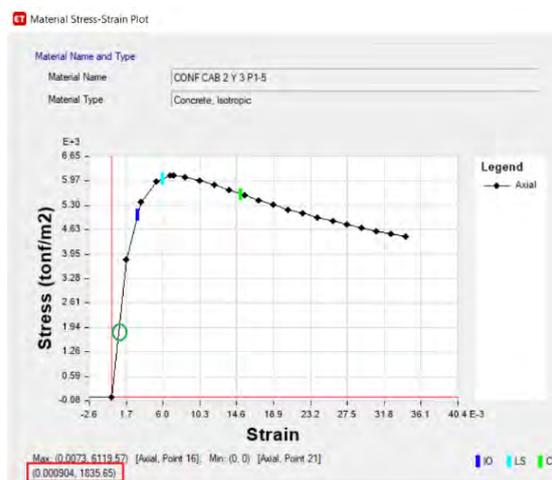
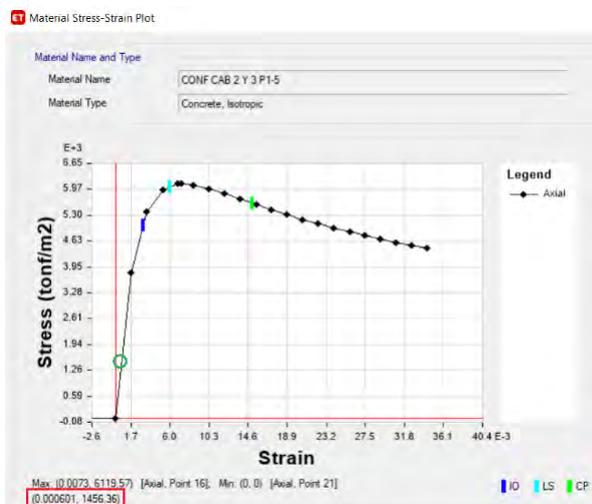
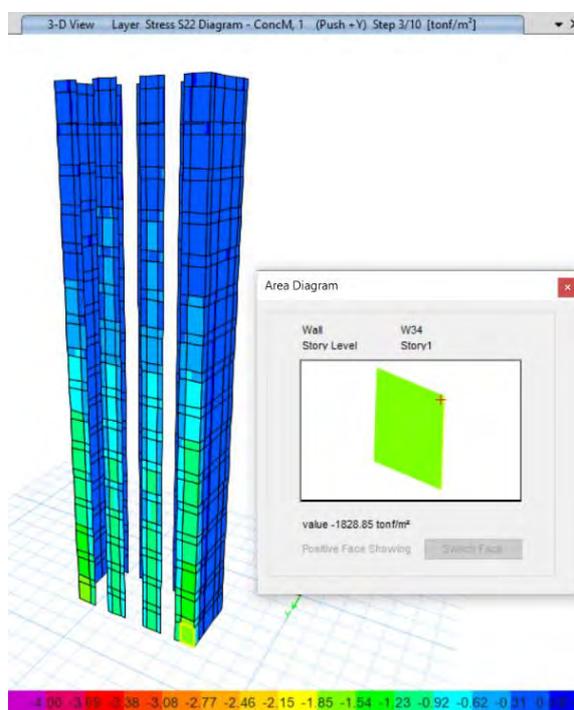


Figura 207: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Tr=475 años)

Se observa que el hormigón está lejos de fluir por lo que el muro tiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata.

### Sismo con periodo de retorno de 2500 años

Se realiza el mismo procedimiento explicado anteriormente, por lo que se mostrará los resultados un poco más simplificados:

#### Vigas de acople:

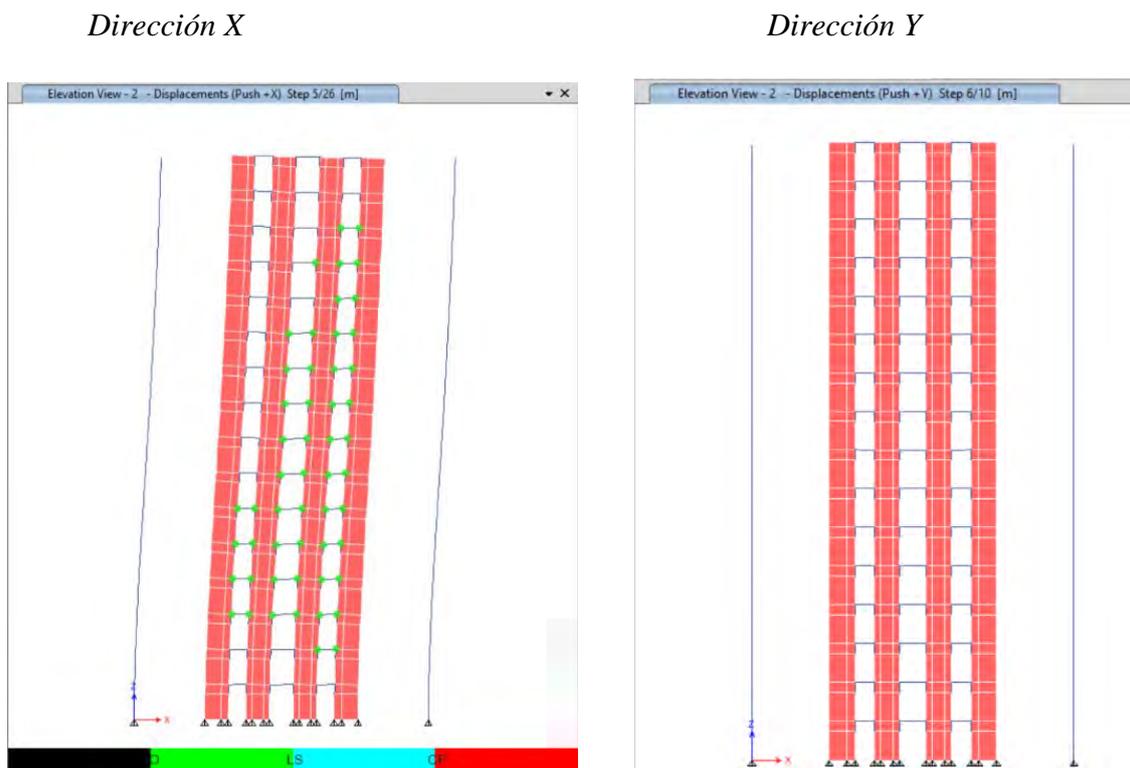
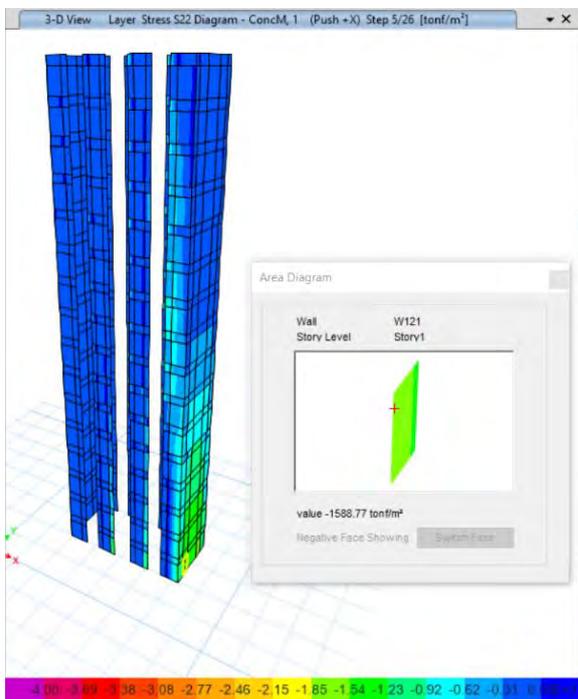


Figura 208: Rótulas plásticas de vigas de acople para desplazamiento objetivo  $S_d$  (Dirección X y Y, sismo  $T_r=2500$  años)

Se puede observar que las rótulas para el caso de carga Pushover +X muestran un nivel de desempeño de seguridad de vida y para la dirección Y aún no se forman las rótulas.

## Tensión en muros:

*Dirección X*



*Dirección Y*

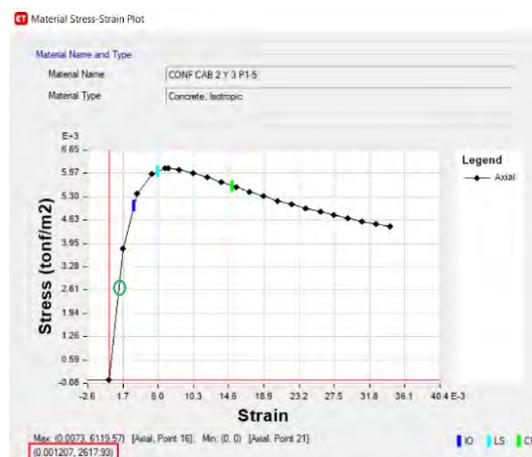
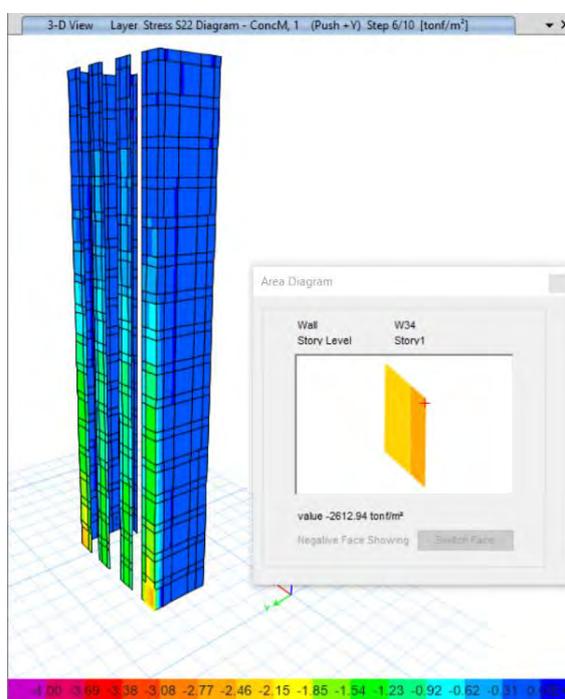


Figura 209: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Tr=2500 años)

Se observa que el hormigón está lejos de fluir por lo que el muro tiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata.

**Edificio de 7 pisos sin vigas de acople**

**Sismo con periodo de retorno de 475 años**

Se realiza el mismo procedimiento explicado anteriormente, por lo que se mostrará los resultados un poco más simplificados:

**Tensión en muros:**

La resistencia del hormigón a compresión con la que fue modelado este edificio fue de 2400 t/m<sup>2</sup>.

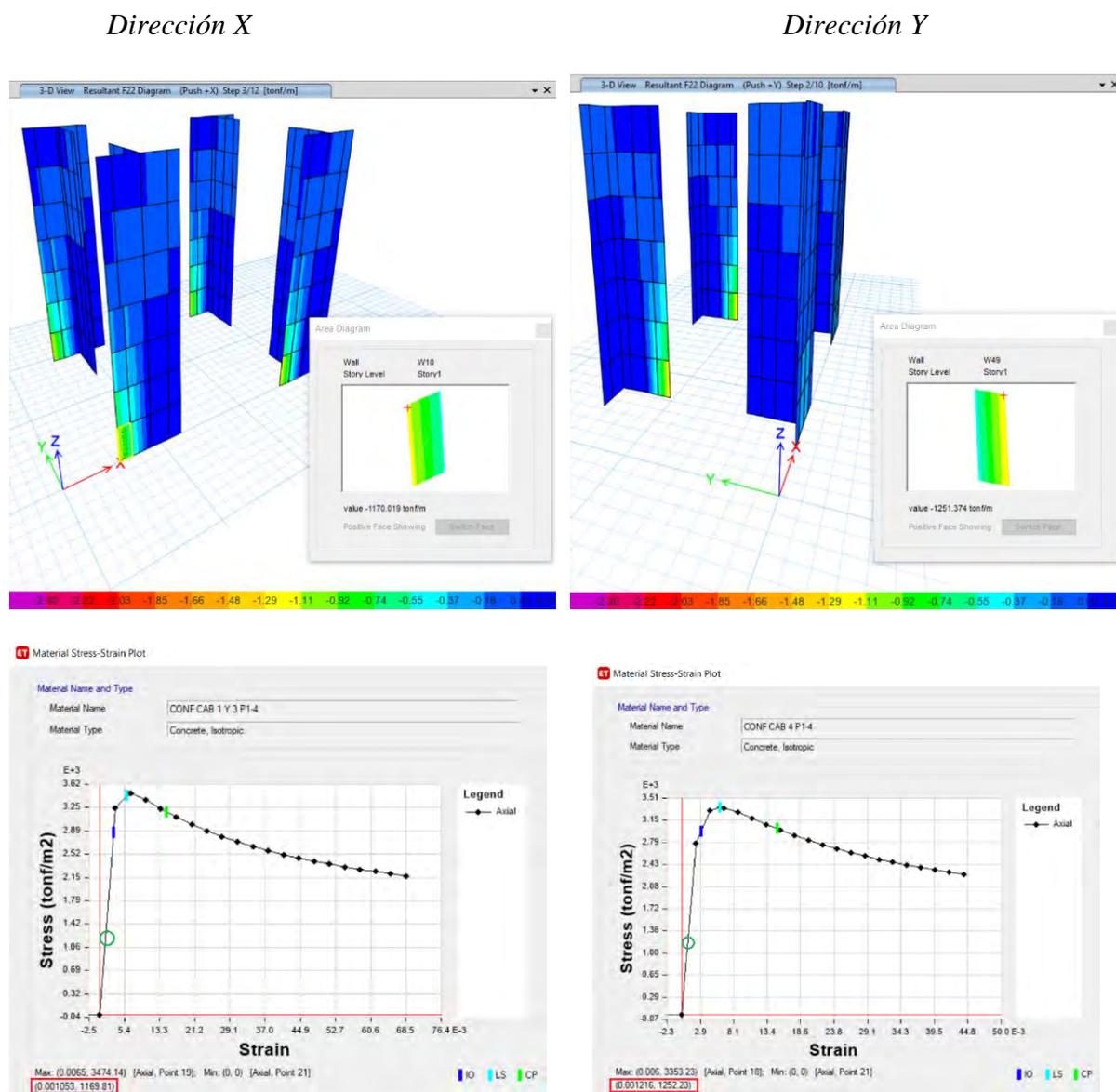


Figura 210: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Tr=475 años)

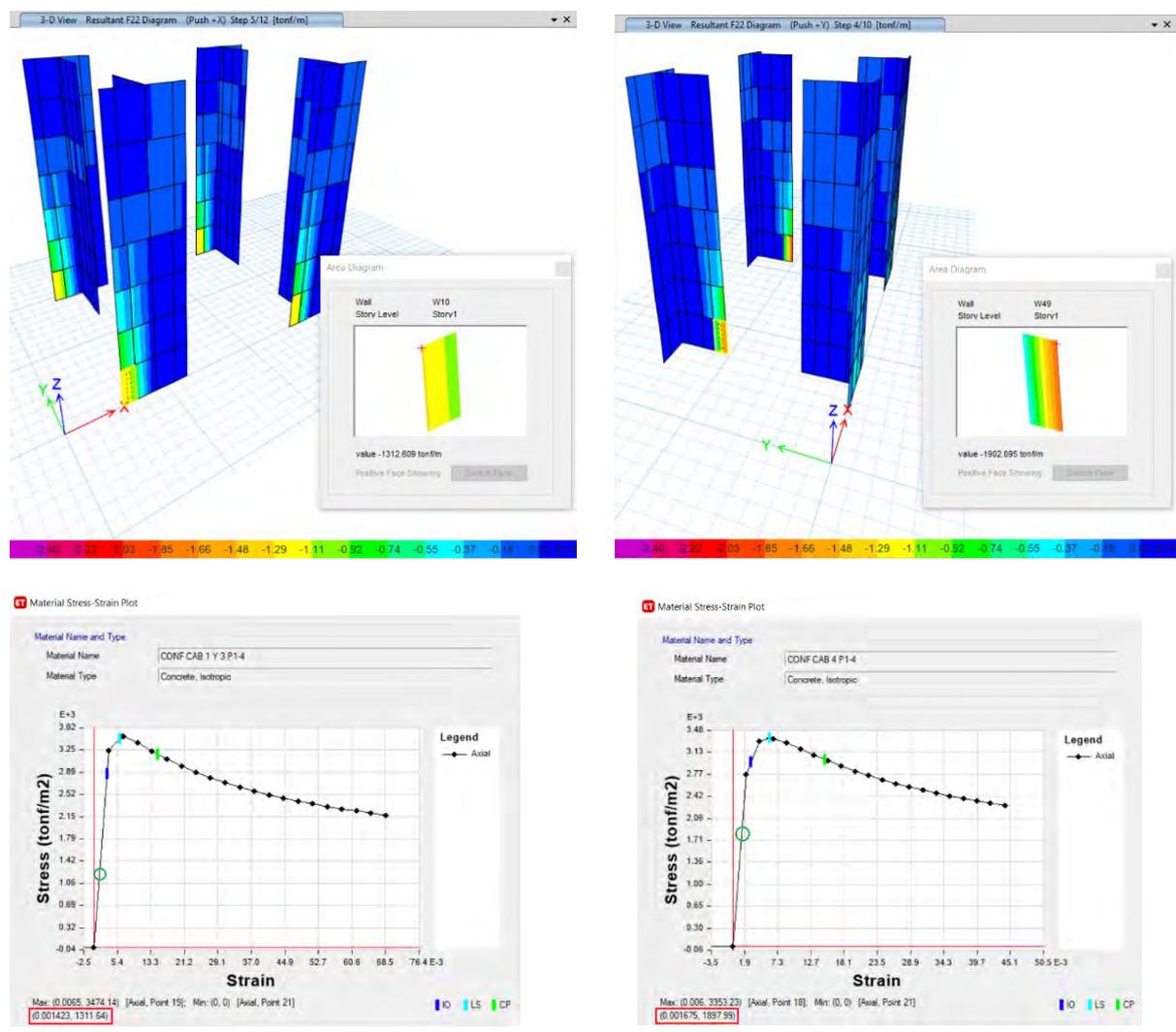
Para el desplazamiento objetivo con sismo de periodo de retorno de 475 años se aprecia que el hormigón no ha alcanzado la fluencia, es decir, las tensiones del hormigón no llegan a 2400 t/m2.

**Sismo con periodo de retorno de 2500 años**

**Tensión en muros:**

*Dirección X*

*Dirección Y*



**Figura 211: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Sd con Tr=2500 años)**

Para el desplazamiento objetivo con sismo de periodo de retorno de 2500 años se aprecia que el hormigón no ha alcanzado la fluencia, es decir, las tensiones del hormigón no llegan a 2400 t/m2.

**Edificio de 16 pisos sin vigas de acople**

Se realiza el mismo procedimiento explicado anteriormente, por lo que se mostrará los resultados un poco más simplificados:

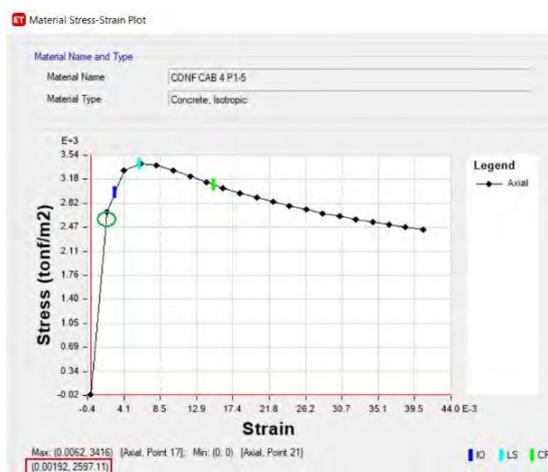
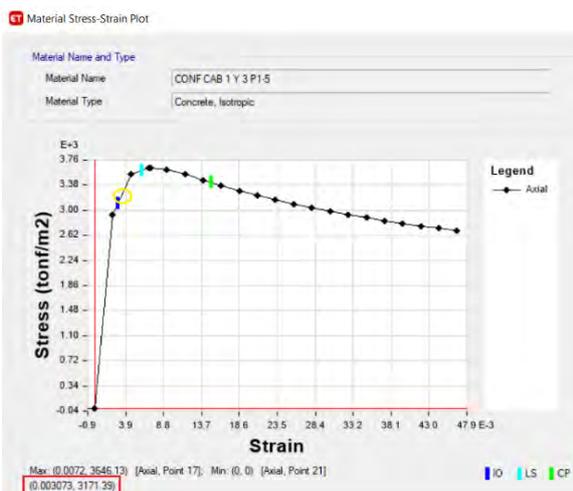
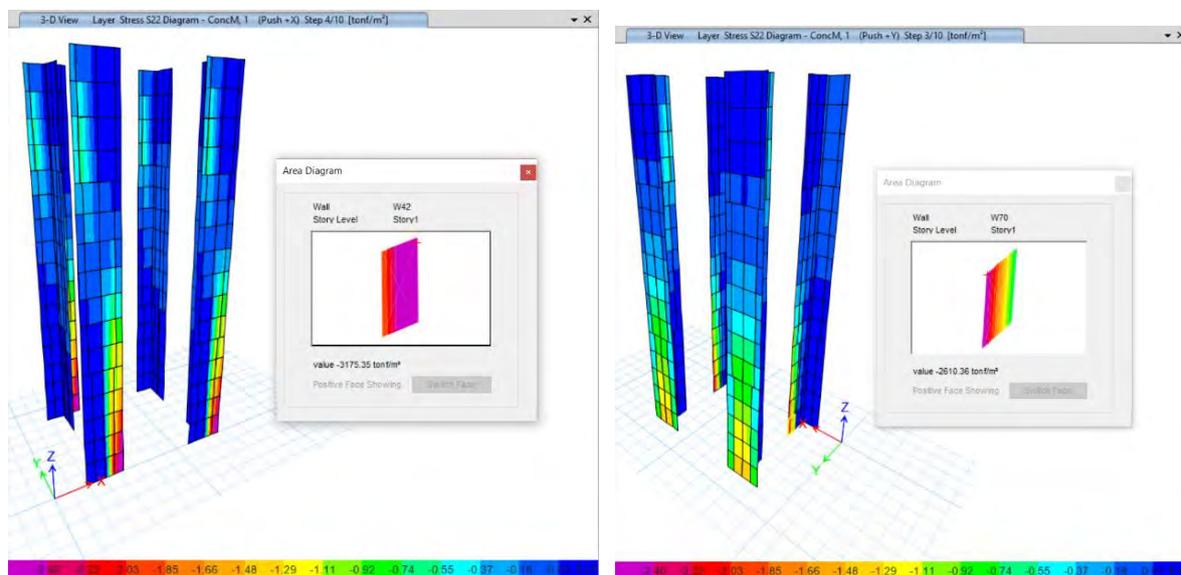
**Sismo con periodo de retorno de 475 años**

**Tensión en muros:**

La resistencia del hormigón a compresión con la que fue modelado este edificio fue de 2400 t/m<sup>2</sup>.

*Dirección X*

*Dirección Y*



**Figura 212: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Tr=475 años)**

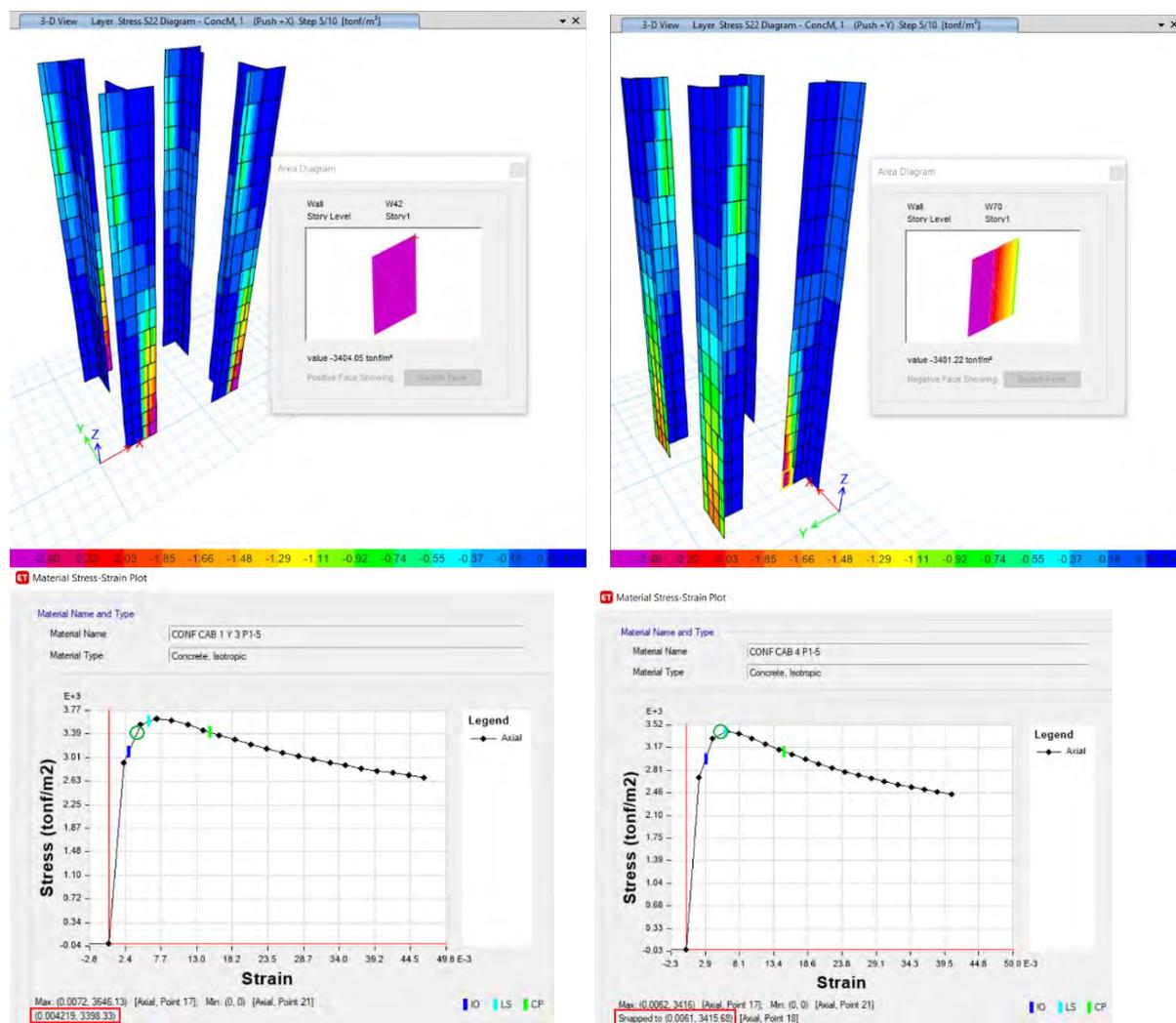
Para el desplazamiento objetivo con sismo de periodo de retorno de 475 años, en dirección X, se observa que se tiene una deformación unitaria del hormigón de 0.003146 pero mantiene un nivel de desempeño de seguridad de vida. En la dirección Y, se tiene una deformación unitaria del hormigón de 0.002 por lo que el hormigón no llega a su punto de fluencia.

**Sismo con periodo de retorno de 2500 años**

**Tensión en muros:**

*Dirección X*

*Dirección Y*



**Figura 213: Tensiones y deformaciones en el hormigón para las direcciones X y Y (Sd con Tr=2500 años)**

Para el desplazamiento objetivo con sismo de periodo de retorno de 2500 años, en dirección X, se observa que se tiene una deformación unitaria del hormigón de 0.004 pero mantiene un nivel

de desempeño de seguridad de vida. En la dirección Y, se tiene una deformación unitaria del hormigón de 0.0061 por lo que su nivel de desempeño sería de prevención de colapso.

10.2.2.2.2 Nivel de desempeño global

Para el desempeño global de la estructura se empleará los límites que presenta SEAOC VISION 2000, los cuales son similares a los que se usa en el código de Chile (Lagos, 2012). El siguiente gráfico muestra los niveles de desempeño propuestos por SEAOC VISION 2000:

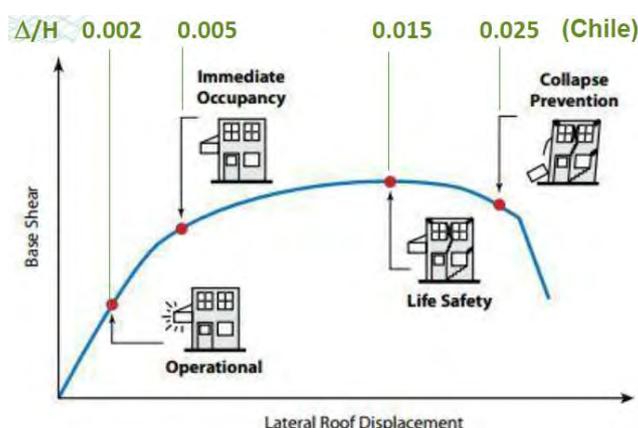


Figura 214: Límites de desempeño propuestos por SEAOC VISION 2000

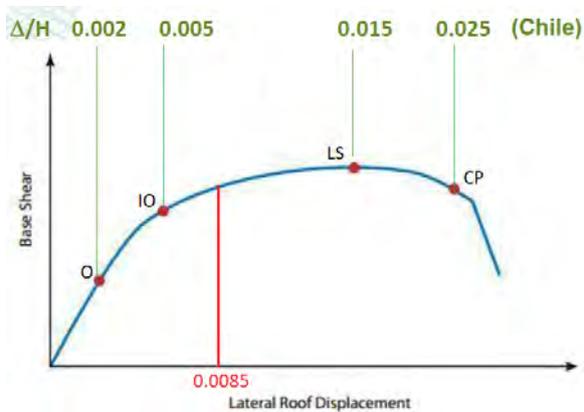
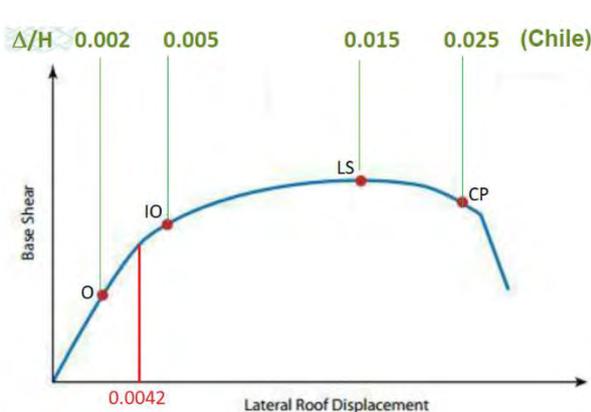
Fuente del gráfico: Aro, 2020

Edificio de 7 pisos con vigas de acople

Dirección X

Tr = 475 años

Tr=2500 años



Dirección Y

Tr = 475 años

Tr=2500 años

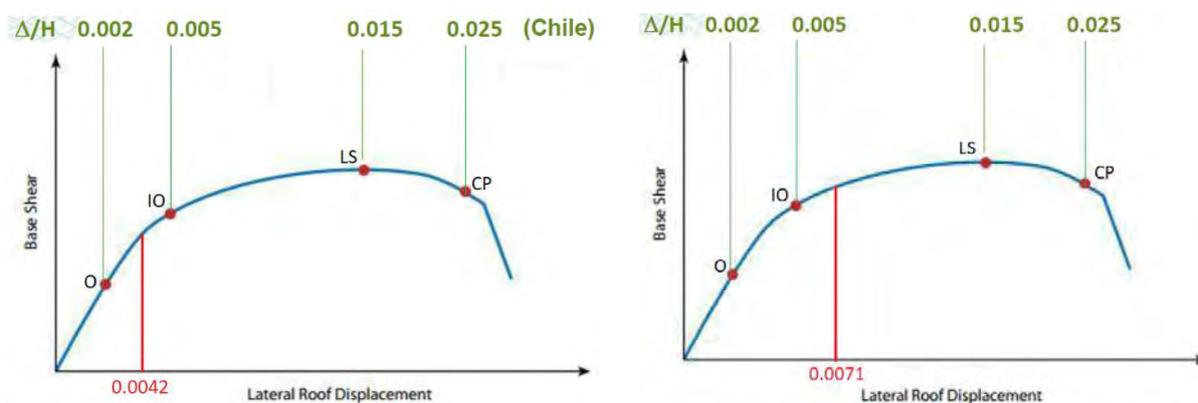


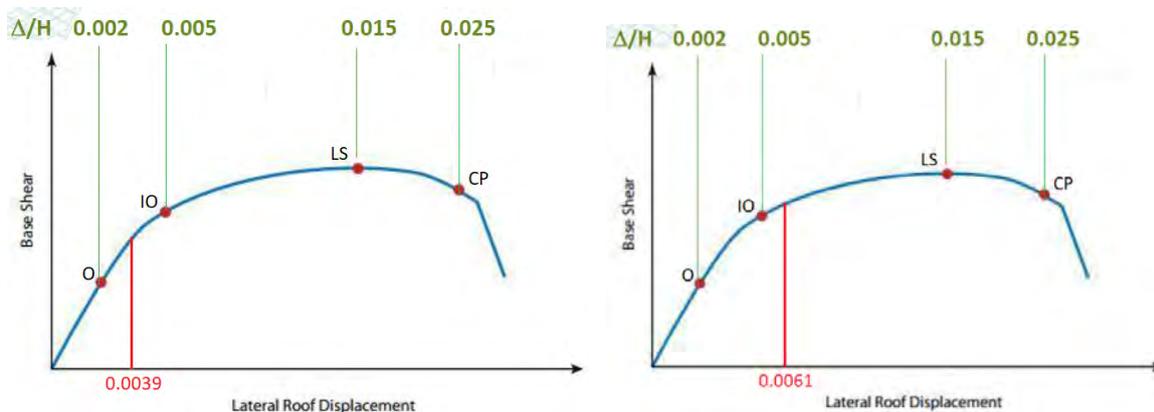
Figura 215: Nivel de desempeño global de edificio de 7 pisos con vigas de acople

Para un sismo con periodo de retorno de 475 años, se tiene un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que para un sismo con periodo de retorno de 2500 años se tiene un nivel de desempeño de Seguridad de vida, para las dos direcciones principales de la estructura, con lo que cumple con la filosofía de diseño de la Norma NEC 2015.

Edificio de 16 pisos con vigas de acopleDirección X

Tr = 475 años

Tr=2500 años



Dirección Y

Tr = 475 años

Tr=2500 años

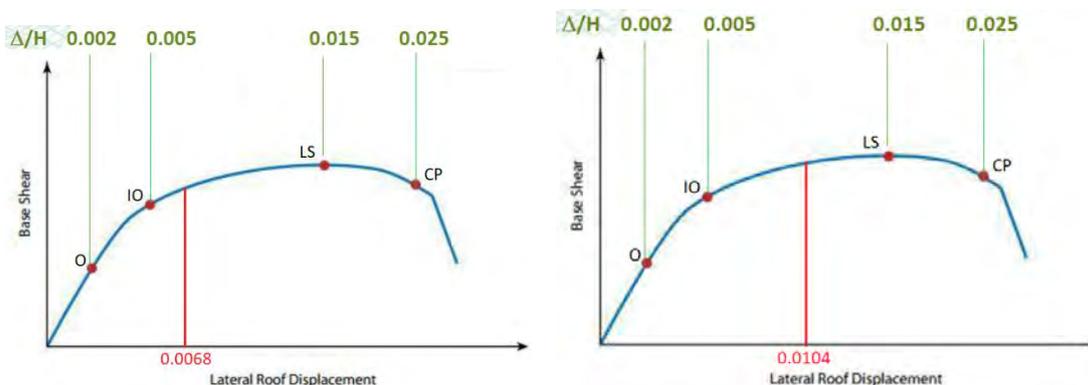


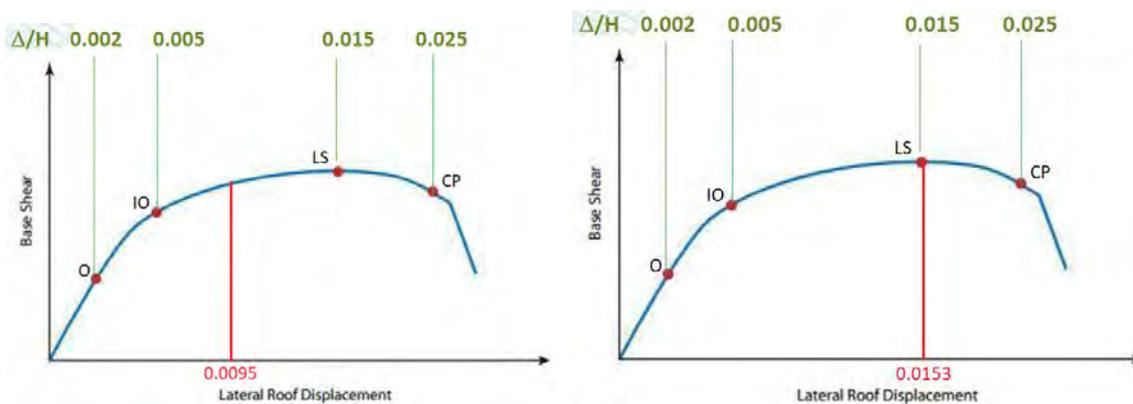
Figura 216: Nivel de desempeño global de edificio de 16 pisos con vigas de acople

Para un sismo con periodo de retorno de 475 años se tiene un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la dirección X y Seguridad de vida para la dirección Y, mientras que para un sismo con periodo de retorno de 2500 años se tiene un nivel de desempeño de Seguridad de vida para dirección X y Y, con lo que cumple con la filosofía de diseño de la Norma NEC 2015.

Edificio de 7 pisos sin vigas de acopleDirección X

Tr = 475 años

Tr=2500 años



Dirección Y

Tr = 475 años

Tr=2500 años

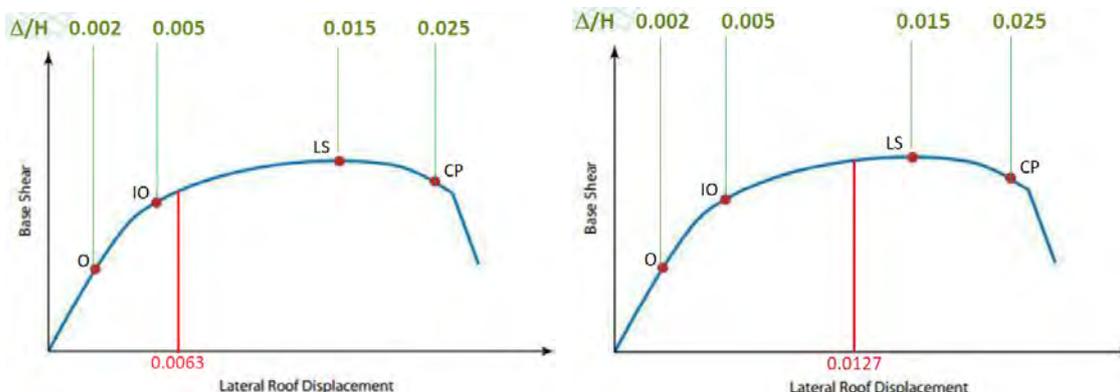


Figura 217: Nivel de desempeño global de edificio de 7 pisos sin vigas de acople

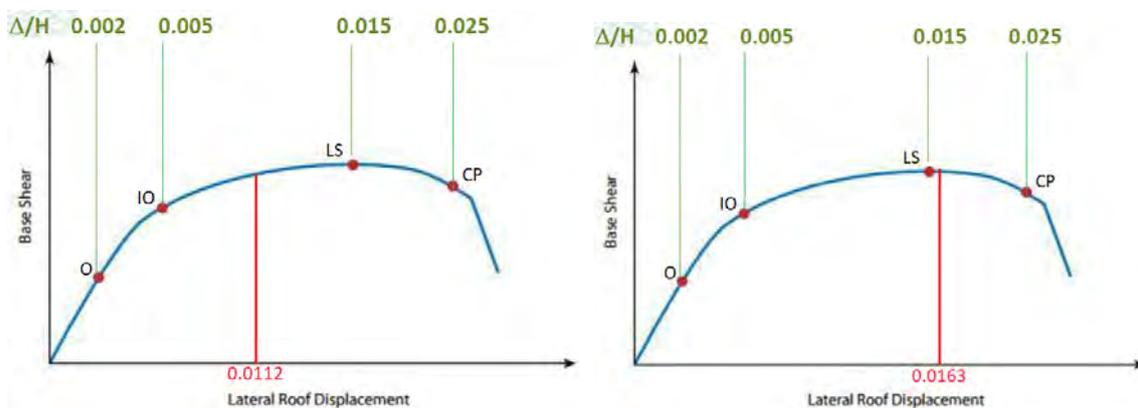
Para un sismo con periodo de retorno de 475 años se tiene un nivel de desempeño de Seguridad de vida para las dos direcciones principales de la estructura. Para un sismo con periodo de retorno de 2500 años se tiene un nivel de desempeño de Prevención de colapso para dirección X y de Seguridad de vida para la dirección Y, con lo que cumple con la filosofía de diseño de la Norma NEC 2015.

Edificio de 16 pisos sin vigas de acople

Dirección X

Tr = 475 años

Tr=2500 años



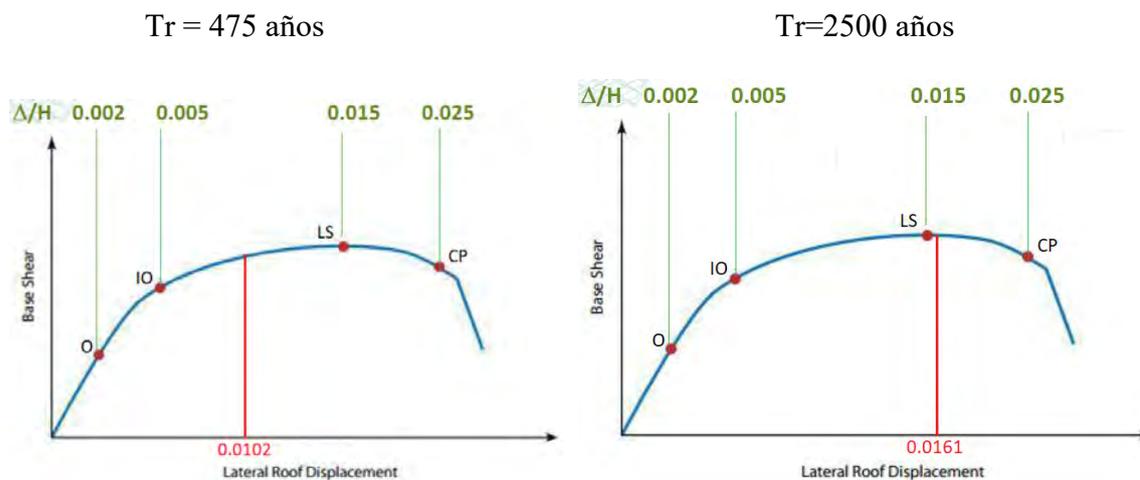
Dirección Y

Figura 218: Nivel de desempeño global de edificio de 16 pisos sin vigas de acople

Para un sismo con periodo de retorno de 475 años se tiene un nivel de desempeño de Seguridad de vida para las dos direcciones principales de la estructura. Para un sismo con periodo de retorno de 2500 años se tiene un nivel de desempeño de Prevención de colapso para las dos direcciones principales de la edificación, con lo que cumple con la filosofía de diseño de la Norma NEC 2015.

Se pudo comprobar que las estructuras cumplen con el nivel de desempeño local y global que indica la NEC 2015: seguridad de vida para un sismo con periodo de retorno de 475 años y prevención de colapso para un sismo con periodo de retorno de 2500 años.

### 10.3 Comparación de los factores de amplificación dinámica por corte $\omega_v$ , calculados con NEC 2015 y ACI 318-19

NEC-SE-HM indica que el factor de amplificación dinámica de corte ( $\omega_v$ ) se lo obtiene mediante:

$$\omega_v = 1 + \frac{\mu}{\phi_o} C_{2,T}$$

Donde, el periodo fundamental de la estructura es  $T_i$ , la demanda de ductilidad del muro definida por  $\mu$  y el factor  $C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15$ . La demanda de ductilidad, si se ocupa el diseño basado en fuerzas, que es el que se usa normalmente en un diseño estructural, se lo puede estimar como  $R/2$ .

A continuación, se detalla el cálculo del factor  $\omega_v$  para el edificio de 16 pisos sin vigas de acople en dirección X:

De la Tabla 73, se obtienen los datos para el muro tipo T, ubicado en el primer piso:

- El factor de sobre resistencia a flexión en la dirección X:  $\phi_{ox} = 1.5, T_x$
- El periodo fundamental (periodo para encontrar el cortante basal) en la dirección X:  
 $T_x = 1.304 \text{ seg.}$
- El factor de reducción de resistencia para estructuras con muros estructurales dúctiles de hormigón armado:  $R = 5$ .
- El coeficiente de ductilidad:  $\mu = \frac{R}{2} = 2.5$

$$C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T_i - 0.5) \leq 1.15$$

$$C_{2,T} = 0.067 + 0.4(1.304 - 0.5) \leq 1.15$$

$$C_{2,Tx} = 0.3886 \leq 1.15$$

$$\omega_{vx} = 1 + \frac{\mu}{\phi_o} C_{2,T}$$

$$\omega_{vx} = 1 + \frac{2.5}{1.5} (0.3886)$$

$$\omega_{vx} = 1.648$$

De la misma forma se realiza para la dirección Y, y para los 4 edificios presentados en este trabajo hasta obtener la tabla:

Tabla 75: Comparación de factores de amplificación dinámica de corte obtenidos con NEC 2015 y ACI 318-19

Factor de amplificación dinámica $w_v$			NEC 2015	ACI 318-19
Edificios con muros estructurales SIN vigas de acople	7 pisos	Dirección X	1.100	1.500
		Dirección Y	1.041	1.500
	16 pisos	Dirección X	1.648	1.800
		Dirección Y	1.586	1.800
Edificios con muros estructurales CON vigas de acople	7 pisos	Dirección X	0.987	1.500
		Dirección Y	0.96	1.500
	16 pisos	Dirección X	1.063	1.800
		Dirección Y	1.356	1.800

Uno de los inconvenientes al utilizar el factor de amplificación dinámica, como indica la NEC 2015, es que no especifica como aplicarlo si existe una sección crítica por encima del primer piso, por ejemplo, en un cambio de sección de muro, a diferencia con ACI 318-18 ya que el factor  $\omega_v$  está en función del número de pisos por encima de la sección crítica.

Otro problema al calcular el factor  $\omega_v$  mediante NEC es que si se tiene una estructura con periodos bajos (como el caso del edificio de 7 pisos con vigas de acople)  $C_{2,T}$  va a tener un valor negativo y el factor de amplificación dinámica por corte va a ser menor a 1. NEC no especifica los límites (superior e inferior) de valores para el factor  $\omega_v$ , ni el límite inferior para el valor  $C_{2,T}$ .

## 11. CONCLUSIONES

- Se realizó un análisis modal espectral lineal de edificaciones de hormigón armado con muros estructurales de 7 y 16 pisos, con y sin vigas de acople, ubicadas en la ciudad de Quito, Ecuador, diseñados con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, y tomando en cuenta las recomendaciones que se presenta en las Normas ASCE y ACI318-19.
- Se comprobó que los dos primeros modos de vibración de cada edificación propuesta sean traslacionales. En el edificio de 7 pisos con vigas de acople, tanto el periodo en la dirección X como la dirección Y se encuentran en la meseta del espectro, es decir son menores al periodo  $T_c$ . Para el edificio de 16 pisos con vigas de acople, el periodo  $T_x$  está en la curva del espectro mientras que el periodo  $T_y$  está en la meseta. En el edificio de 7 pisos sin vigas de acople, el periodo en la dirección X y Y se encuentran en la meseta del espectro. Para el edificio de 16 pisos sin vigas de acople, los dos periodos de las direcciones principales se encuentran en la meseta del espectro.
- En los cuatro edificios, el procedimiento por capacidad de los muros gobierna el diseño al momento de definir el espesor de estos. No gobierna ni el cortante de cálculo ni el control de las derivas de entrepiso. Se verificó que las derivas de piso no superen el límite establecido por NEC 2015, es decir el 2%. Como era de esperarse, las derivas de techo más altas se presentaron en los edificios sin vigas de acople; los edificios con acoplamiento son bastante más rígidos y demuestran un mejor comportamiento global, además de una mejor capacidad de disipación de energía histerética.
- En las cuatro estructuras modeladas se obtuvo un índice de estabilidad menor a 0.1 por lo tanto no se consideraron los efectos  $P-\Delta$ , según NEC 2015.

- Todos los edificios presentaban su sección más crítica en el primer piso. En el presente trabajo se muestra el diseño paso a paso de un muro en forma de C (edificio de 7 pisos con vigas de acople) y un muro en forma de T (edificio de 7 pisos sin vigas de acople). Además, al optimizar las secciones en altura se consideró otra sección crítica de muro en el piso 5. Para los edificios de 16 pisos se consideró 3 secciones críticas (por cambio de sección): en el piso 1, piso 6 y piso 13. Cada una de estas secciones mencionadas se las diseñó a corte, flexo compresión y por capacidad.
- En el diseño de los muros estructurales, primeramente, se realizó el diseño a corte sin considerar los factores de amplificación y sobre resistencia. Una vez realizado el diseño a flexo compresión se obtuvo el factor de sobre resistencia  $\phi_o$ ; se consideró que en ningún caso el factor de sobre resistencia puede ser menor a 1.5 como indica ACI 318. Seguidamente, se calculó el factor de amplificación dinámica  $w_v$ , utilizando las expresiones expuestas en ACI 318-19, las cuales están en función del número de pisos por encima de la sección crítica ( $n_s$ ). Se tuvo en cuenta que ACI 318 especifica que la multiplicación del factor de amplificación dinámica de corte por el factor de sobre resistencia a flexión no necesita ser mayor a 3. La relación demanda capacidad, considerando el factor de amplificación por corte y el factor de sobre resistencia a flexión no es mayor a 1 en ningún muro, satisfaciendo los requerimientos de diseño.
- Para las cuatro edificaciones y para las dos direcciones principales (X y Y) se obtuvieron las curvas de capacidad y los puntos de desempeño mediante el método de espectro de capacidad, descrito en ATC 40 y mejorado por FEMA 440 (linealización equivalente) que viene por defecto en ETABS.

- Con los puntos de desempeño se obtuvo el desplazamiento objetivo y las derivas de techo, para el sismo de diseño ( $T_r=475$  años) y para un sismo con periodo de retorno de 2500 años. Se verificó el desempeño local de cada estructura (rótulas en vigas de acople y tensión en los muros). Además, usando los límites propuestos por SEAOC (Structural Engineers Association Of California) VISION 2000, se verificó el nivel de desempeño global, en las direcciones X y Y.
- Debido a que la NEC 2015 no proporciona el espectro para el sismo máximo probable con  $T_r = 2500$  años para el sitio y el tipo de suelo considerados, se ha optado por amplificar el espectro de diseño, como lo sugiere la norma ASCE 7-16.
- Todos los edificios cumplen con la filosofía sismo resistente que promueve la NEC: se deberán prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura (**nivel de desempeño de seguridad de vida**), ante un sismo de 475 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00211) y evitar el colapso (**Nivel de desempeño: prevención de colapso**) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.0004). Se demuestra que el diseñador, al cumplir con los requisitos especificados en las normas, incluyendo el procedimiento de diseño por capacidad, podrá cumplir los objetivos de desempeño que suponen las normativas, para estructuras de muros como las estudiadas aquí, con y sin vigas de acople.
- Se obtuvieron los factores de amplificación dinámica de corte  $\omega_v$ , mediante NEC 2015 y ACI 318-19, verificando las siguientes observaciones al usar este factor como se propone en la NEC:

- Al utilizar el factor de amplificación dinámica, como indica la NEC 2015, no se especifica como aplicarlo si existe una sección crítica por encima del primer piso, por ejemplo, en un cambio de sección de muro, a diferencia con ACI 318-19 ya que el factor  $\omega_v$  está en función del número de pisos por encima de la sección crítica.
- Si se tiene una estructura con periodos bajos (como el caso del edificio de 7 pisos con vigas de acople)  $C_{2,T}$  va a tener un valor negativo y el factor de amplificación dinámica por corte va a ser menor a 1. NEC no especifica los límites (superior e inferior) de valores para el factor  $\omega_v$ , ni el límite inferior para el valor  $C_{2,T}$ .
- Para encontrar el coeficiente de ductilidad, la Norma NEC menciona que si se ocupa el diseño basado en fuerzas, que es el que se usa normalmente en un diseño estructural, se lo puede estimar como  $R/2$ ; el factor  $R$  no necesariamente se relaciona únicamente con la demanda de ductilidad.
- Uno de los principales inconvenientes, para edificios de gran altura es que el valor de 1.15 (límite superior de  $C_{2,T}$ ) se alcanzaría muy rápidamente (con periodos altos). Imaginando que se tenga un diseño muy eficiente se obtendría una sobre resistencia de 1.25 (que es muy difícil ya que solo el endurecimiento del acero ya genera una sobre resistencia de ese orden), lo cual implicaría una amplificación dinámica por corte de  $\omega_v = 3.3$  (con  $R = 5, \mu = 2.5$ ) y una amplificación total ( $\omega_v * \phi_o$ ) de más de 4. Si se tienen sobre resistencias mayores y más reales, se tendría que amplificar el corte obtenido del análisis por un valor cercano a 5; esto implicaría prácticamente diseñar con la demanda elástica de corte y resultaría un proyecto técnicamente no factible, el cual no solamente tendrá un costo alto, sino que se llegará a un círculo que será muy

difícil que converja ya que se tendrán espesores de muro muy grandes, debido al corte alto; recalculando se obtendrá amplificaciones más grandes o muros con espesores más altos, siendo más rígidos y tomando más fuerza de corte. Se observa la necesidad de reformular las expresiones de la NEC 2015 mencionadas.

- Es importante mencionar que la ecuación que se presenta en la NEC 2015 para encontrar el factor de amplificación dinámica por corte, se lo obtuvo estudiando el libro del profesor Priestley, Calvi y Kowalsky (Displacement-Based Seismic Design of Structures) del año 2007, donde no relaciona el factor de reducción de resistencia  $R$  para encontrar la ductilidad del sistema; la ductilidad se la obtiene de un diseño basado en desplazamientos  $\left(\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}\right)$ . En el libro mencionado, se realizan comparaciones de envolventes de fuerza cortante y momento de superposición modal modificada (MMS), con resultados de análisis inelásticos tiempo-historia para diferentes relaciones de intensidad sísmica, los cuales indican que la amplificación dinámica incrementa a medida que aumenta la relación de intensidad. Es por esto que la demanda de ductilidad de desplazamiento se incluye en la ecuación de diseño.
- Una modificación básica y simple del método de superposición modal reconoce que la ductilidad actúa principalmente para limitar la respuesta del primer modo, pero tiene comparativamente poco efecto en la modificación de la respuesta en modos superiores. Si este fuera el caso, entonces la respuesta del primer modo sería independiente de la intensidad, siempre que la intensidad fuera suficiente para desarrollar la capacidad de momento base, mientras que los modos superiores serían directamente proporcionales a la intensidad (Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007)

- En el libro *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, se muestran predicciones para la relación entre el momento del muro a media altura y el momento en la base, y también del factor de amplificación dinámica de corte, obtenidos en análisis inelásticos tiempo historia, para diferentes períodos elásticos y niveles de ductilidad; pero no se menciona o se utiliza períodos menores a 0.5 segundos.
  
- Sismos que han ocurrido en los últimos años han implicado nuevos conocimientos sobre el comportamiento de este tipo de estructuras frente a este tipo de acciones. Por las observaciones hechas anteriormente, se recomienda una actualización de la NEC 2015, específicamente en la ecuación para encontrar el factor de amplificación dinámica, tomando en cuenta las recomendaciones que presenta ACI318-19.
  
- Es importante seguir al pie de la letra las especificaciones y recomendaciones de las normas y códigos de construcción que se han venido desarrollando, con las cuales se logra obtener estructuras con la capacidad de recuperarse y volver a funcionar normalmente después de un evento adverso (estructuras resilientes), salvaguardando la vida de las personas.
  
- Una futura línea de investigación para este tipo de edificaciones, con una tipología estructural basada en muros, con y sin vigas de acople, sería el valor del factor de reducción de resistencia sísmica,  $R$ , y el límite de deriva de entrepiso que se muestran en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, comprobando o sugiriendo cambios para los valores mostrados.

## 12. BIBLIOGRAFÍA

Aguiar, R., Mora, E. y Tipanluisa, E. (2016). *El método del espectro de capacidad en estructuras con aisladores fpt con ceinci-lab*. Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí, Ecuador.

Aro, A. (2020). *Ingeniería sísmica basada en desempeño*. Maestría Ingeniería Civil. Universidad San Francisco de Quito. Quito, Ecuador.

ETABS (2018). Computers and Structures Inc. California, USA.

FEMA 440 (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.

Lafontaine, M. (2020). *Edificios de gran altura*. Maestría Ingeniería Civil. Universidad San Francisco de Quito. Quito, Ecuador.

Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Gueldelman, T., Massone, L., Boroschek, R. y Yañez, F. (2012). *Seismic Performance of High-rise Concrete Building in Chile*. Council on Tall Building and Urban Habitat.

López, D. (2020). *Elementos no estructurales*. Maestría Ingeniería Civil. Universidad San Francisco de Quito. Quito, Ecuador.

Medina, C. y Palcencia, P. (2017). *Reducción de la Vulnerabilidad en Estructuras Esenciales de Hormigón Armado: Hospitales, Situadas en Zonas de Alto Peligro Sísmico en el Ecuador*. Revista Politécnica. Quito-Ambato, Ecuador

Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 15 (2015).

Organización Panamericana de la Salud. (2004). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Mitigación de desastres*. Washington, D.C., USA.

Priestley M., Calvi G. y Kowalsky M. (2007). *Displacement-based Seismic Design of Structure*. Pavia, Italia.

Servicio Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias. (2019). *Inspección y evaluación sísmica simplificada del edificio Aranjuez de propiedad del Ministerio de Cultura y Patrimonio, ubicado en la intersección de las calles Reina Victoria y Jorge Washington*. Informe N°. SNGRE-IASR-08-2019-193. Quito, Ecuador.

Terán, A. (2020). *Innovaciones Tecnológicas 2, Reforzamiento de estructuras*. Maestría Ingeniería Civil. Universidad San Francisco de Quito. Quito-Ecuador.

Yépez, F. (2016). *Evaluación sísmica de estructuras*. (Diapositivas de Power Point). Recuperado Noviembre, 2020. Quito, Ecuador.