

Diseño y nivel de desempeño estructural de una edificación de 14 pisos

con sistema de muros de carga.

German Hernando Acevedo Calderón

Trabajo de Grado para Optar por el Título de Magister en Ingeniería Estructural.

Director

Gustavo Chio Cho

Ingeniero Civil, Esp, Phd.

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingeniería Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Ingeniería Estructural

Bucaramanga

2020

Agradecimientos

El presente documento es la culminación de noches de trabajo y estrés que, de una u otra manera, me hicieron crecer como persona y profesional. Cada palabra plasmada en este texto, salvo referencias normativas, fue pensada y probablemente reescrito, con el fin de que encajara y diera forma a este proyecto.

Esta meta no solo me pertenece a mí sino a mi familia, que son los cimientos de mi vida, mi guía, escudo y espada; a mi flaca, por acompañarme y darme ánimos en los momentos difíciles.

Contenido

| | Pág. |
|---|------|
| Introducción | 20 |
| 1. Objetivos..... | 22 |
| 1.1. Objetivo general. | 22 |
| 1.2. Objetivos específicos..... | 22 |
| 2. Análisis elástico lineal..... | 23 |
| 2.1. Descripción del proyecto..... | 23 |
| 2.1.1. Muros del sistema estructural. | 25 |
| 2.1.2. Especificaciones de los materiales..... | 27 |
| 2.1.3. Datos eólicos..... | 28 |
| 2.1.4. Datos sísmicos y geológicos..... | 28 |
| 2.2. Protección contra el fuego..... | 29 |
| 2.3. Análisis de cargas..... | 30 |
| 2.4. Análisis de irregularidades. | 30 |
| 2.5. Coeficiente de capacidad de disipación de energía..... | 32 |
| 2.6. Modelos matemáticos..... | 32 |
| 2.6.1. Modelo 1 | 32 |
| 2.6.2. Modelo 2..... | 35 |
| 2.6.3. Modelo 3 | 37 |

| | |
|---|----|
| 2.7. Desplazamientos horizontales causados por efectos P-Delta..... | 39 |
| 2.8. Fuerzas sísmicas de diseño..... | 40 |
| 2.8.1. Espectro de aceleración..... | 40 |
| 2.8.2. Método de la fuerza horizontal equivalente..... | 40 |
| 2.8.3. Método del análisis dinámico..... | 43 |
| 2.9. Combinaciones de carga..... | 45 |
| 2.10. Análisis de deriva..... | 46 |
| 2.10.1. Desplazamientos máximos..... | 46 |
| 2.10.2. Derivas estimadas..... | 48 |
| 3. Diseño de elementos estructurales..... | 49 |
| 3.1. Diseño de muros estructurales..... | 49 |
| 3.1.1. Generalidades del diseño..... | 50 |
| 3.1.2. Diseño por cortante..... | 50 |
| 3.1.3. Diseño por flexión y compresión..... | 53 |
| 3.2. Diseño de la losa de entrepiso..... | 57 |
| 3.2.1. Generalidades de diseño..... | 57 |
| 3.2.2. Espesor de la losa..... | 57 |
| 3.2.3. Diseño de losa por cargas gravitacionales..... | 58 |
| 3.2.4. Diseño a flexión..... | 58 |
| 3.2.5. Diseño por cortante..... | 62 |

| | | |
|--------|---|----|
| 3.2.6. | Diseño de los elementos colectores. | 63 |
| 3.3. | Diseño de la cimentación..... | 67 |
| 3.3.1. | Generalidades del diseño. | 67 |
| 3.3.2. | Solicitaciones en la cimentación..... | 69 |
| 3.3.3. | Cálculo de las rigideces del suelo (Resortes). | 70 |
| 3.3.4. | Clasificación de la cimentación - flexible, intermedio o rígido..... | 75 |
| 3.3.5. | Revisión de los esfuerzos admisibles de la cimentación al suelo. | 76 |
| 3.3.6. | Revisión por cortante de la cimentación..... | 80 |
| 3.3.7. | Diseño por flexión de la cimentación. | 81 |
| 3.3.8. | Diseño de las vigas de cimentación. | 85 |
| 4. | Análisis elástico no lineal..... | 90 |
| 4.1. | No linealidad de los materiales..... | 90 |
| 4.1.1. | Concreto no confinado..... | 91 |
| 4.1.2. | Concreto confinado..... | 91 |
| 4.1.3. | Acero de refuerzo. | 92 |
| 4.2. | Requisitos generales para la evaluación de la estructura ASCE 41-17. | 92 |
| 4.2.1. | Objetivos de desempeño estructural. | 93 |
| 4.2.2. | Niveles de desempeño estructural. | 94 |
| 4.2.3. | Nivel de amenaza sísmica y nivel de sismicidad..... | 94 |
| 4.3. | Análisis estático no lineal..... | 95 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 4.3.1. | Relación de resistencia <i>μStrength</i> | 96 |
| 4.3.2. | Influencia de modos superiores. | 97 |
| 4.3.3. | Parámetros análisis estático no lineal. | 98 |
| 4.3.4. | Rotulación de elementos estructurales – Materiales..... | 103 |
| 4.3.5. | Curva de capacidad bilinealizada. | 105 |
| 4.3.6. | Desplazamiento objetivo. | 107 |
| 4.3.7. | Análisis cualitativo de los muros estructurales..... | 107 |
| 4.3.8. | Desempeño de la estructura acorde con el ASCE 41-17. | 115 |
| 4.4. | Modelo matemático. | 118 |
| 4.4.1. | Modelo 4..... | 118 |
| 4.4.2. | Modelo 5..... | 122 |
| 5. | Análisis de los resultados. | 123 |
| 5.1. | Compatibilidad de Normativa. | 123 |
| 5.2. | Evaluación de los muros estructurales. | 124 |
| 5.2.1. | Relación de aspecto de la sección transversal. | 124 |
| 5.2.2. | Cortante y carga axial en los muros de concreto. | 125 |
| 5.2.3. | Elementos de borde y confinamiento. | 126 |
| 5.3. | Influencia efectos P-Delta | 127 |
| 5.4. | Interacción suelo estructura. | 128 |
| 5.5. | Desempeño estructural en función de los desplazamientos. | 129 |

| | |
|--|-----|
| 5.6. Limitaciones en el análisis..... | 133 |
| 6. Conclusiones..... | 134 |
| Referencias Bibliográficas | 137 |
| Apéndices A. Descripción detallada del proyecto. | 140 |
| A.1. Disposición arquitectónica original..... | 140 |
| A.2. Pre-dimensionamiento. | 141 |
| A.3. Sistema estructural..... | 143 |
| A.4. Limitaciones sistema estructural. | 144 |
| A.5. Modificaciones planta arquitectónica..... | 144 |
| A.6. Losa de entrepiso..... | 145 |
| Apéndices B. Análisis detallado de cargas. | 146 |
| B.1. Carga muerta – Peso propio. | 146 |
| B.2. Cargas vivas..... | 146 |
| B.3. Cargas de viento. | 146 |
| B.4. Carga sobrepuesta. | 147 |
| Apéndices C. Análisis irregularidades..... | 150 |
| C.1. Análisis de irregularidades en planta..... | 150 |
| C.1.1. Irregularidad torsional y torsional extrema..... | 150 |
| C.1.2. Irregularidad por retroceso en las esquinas. | 152 |
| C.1.3. Irregularidades en el diafragma. | 153 |

| | | |
|--------|---|-----|
| C.1.4. | Irregularidad por desplazamientos de los planos de acción..... | 154 |
| C.1.5. | Irregularidades por sistemas no paralelos..... | 154 |
| C.2. | Análisis de irregularidades en altura..... | 154 |
| C.2.1. | Irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción..... | 155 |
| C.2.2. | Irregularidad por piso débil o piso débil extremo..... | 155 |
| | Apéndices D. Consideraciones del diseño de los elementos estructurales..... | 157 |
| D.1. | Solicitaciones impuestas en los muros estructurales..... | 157 |
| D.2. | Distribución de momentos y cortantes en muros..... | 159 |
| | Apéndices E. Requerimientos ASCE 41-17..... | 160 |
| E.1. | Información estructural..... | 160 |
| E.1.1. | Tipo de edificación..... | 160 |
| E.1.2. | Configuración de la edificación..... | 160 |
| E.1.3. | Información de sitio y fundación..... | 161 |
| E.2. | Requerimientos generales de análisis..... | 161 |
| E.2.1. | Procedimiento de análisis..... | 161 |
| E.2.2. | Cargas gravitacionales y combinaciones de cargas..... | 161 |
| E.2.3. | Modelo matemático..... | 162 |
| E.2.4. | Configuración..... | 164 |
| E.2.5. | Efectos sísmicos multidireccionales..... | 165 |
| E.2.6. | Efectos P-Delta..... | 165 |

| | |
|---|-----|
| E.2.7. Interacción suelo estructura. | 166 |
| E.2.8. Efecto de volcamiento para procedimientos no lineales..... | 166 |
| E.2.9. Diafragma. | 167 |

Lista de tablas

| | |
|--|----|
| Tabla 1: Dimensiones - Muros Estructurales..... | 26 |
| Tabla 2 Requerimientos eólicos..... | 28 |
| Tabla 3: Requerimientos sísmicos. | 28 |
| Tabla 4: Requerimientos cimentación. | 29 |
| Tabla 5: Resumen de cargas empleadas (kN/m ²)..... | 30 |
| Tabla 6: Irregularidades en planta..... | 30 |
| Tabla 7: Irregularidades en altura. | 31 |
| Tabla 8: Datos generales fuerza horizontal equivalente. | 41 |
| Tabla 9: Parámetros FHE en direcciones principales. | 42 |
| Tabla 10: Fuerzas sísmicas horizontales - Método FHE | 43 |
| Tabla 11: Porcentaje de participación modal..... | 44 |
| Tabla 12: Cortantes sísmicos por nivel..... | 45 |
| Tabla 13 : Desplazamiento máximo por nivel - Fuerza sísmicas en X..... | 47 |
| Tabla 14: Desplazamiento máximo por nivel - Fuerza sísmicas en Y..... | 47 |
| Tabla 15: Derivas máximas en direcciones principales..... | 48 |
| Tabla 16: Diseño Muro SEMX1 - Cortante..... | 52 |
| Tabla 17: Diseño Muro SEMX1 (Alma) - Flexión y compresión | 54 |
| Tabla 18: Diseño Muro SEMX1 - Elemento de borde. | 57 |
| Tabla 19: Diseño a flexión - Losa de entrepiso. | 59 |
| Tabla 20:Deflexiones estimadas para losa..... | 61 |
| Tabla 21: Fuerzas de diseño - Diafragma. | 64 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 22: Diseño de colector - Muro SEMX1 | 65 |
| Tabla 23: Parámetros geométricos de la cimentación..... | 68 |
| Tabla 24: Parámetros del suelo. | 68 |
| Tabla 25: Reacciones en la base, dadas en kN y kN-m, para las cargas de servicio. | 69 |
| Tabla 26 : Rigidez de la cimentación en superficie. | 72 |
| Tabla 27: Factores de corrección por profundidad. | 72 |
| Tabla 28: Rigidez de la cimentación en los extremos..... | 74 |
| Tabla 29: Clasificación de la cimentación. | 76 |
| Tabla 30 : Espaciamiento del refuerzo – Viga de cimentación. | 86 |
| Tabla 31: Refuerzo requerido a cortante - Vigas de cimentación..... | 88 |
| Tabla 32: Separación del refuerzo transversal - Vigas de cimentación. | 89 |
| Tabla 33:Cálculo de $\mu Strength$ en las dos direcciones..... | 97 |
| Tabla 34 : Cortante de entrepiso (kN) - Efecto modos superiores..... | 98 |
| Tabla 35: Propiedades de los elementos primarios..... | 117 |
| Tabla 36: Relaciones de aspecto de los muros estructurales. | 125 |
| Tabla 37: cortante y carga axial en muros. | 126 |
| Tabla 38:Desplazamientos ajustados en "X" | 130 |
| Tabla 39: Desplazamientos ajustado en "Y" | 131 |
| Tabla 40: Cargas vivas..... | 146 |
| Tabla 41: Fuerzas debidas a la acción del viento..... | 147 |
| Tabla 42: Coeficientes de viento..... | 147 |
| Tabla 43: Cargas sobreimpuestas – Muros divisorios. | 148 |
| Tabla 44:Carga sobreimpuesta – Fachada | 148 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 45: Cargas sobrepuestas – Acabados Losa..... | 148 |
| Tabla 46: Carga aplicada- Uniformemente distribuidas por área (kN/m^2)...... | 149 |
| Tabla 47: Irregularidad torsional - Fuerza sísmica en X..... | 151 |
| Tabla 48: Irregularidad torsional - Fuerza sísmica en Y..... | 151 |
| Tabla 49: Relación de derivas – Irregularidad en altura. | 155 |
| Tabla 50: Relación de resistencia por nivel. | 156 |
| Tabla 51: Solicitaciones en el Muro SEMX1 – Carga axial (kN). | 157 |
| Tabla 52: Solicitaciones en el Muro SEMX1 - Cortantes en el plano (kN). | 158 |
| Tabla 53: Solicitaciones en el Muro SEMX1 - Momento Flector ($kN*m$). | 158 |
| Tabla 54: Factores de ajuste cortante pseudo estática basal. | 168 |
| Tabla 55: Fuerzas pseudo estáticas aplicadas por nivel..... | 168 |
| Tabla 56: Clasificación del diafragma. | 169 |

Lista de figuras

| | |
|---|-----------|
| Figura 1: Disposición arquitectónica del proyecto. | 23 |
| Figura 2: Disposición de elementos estructurales..... | 25 |
| Figura 3: Perspectiva general Modelo 1. | 33 |
| Figura 4: Perspectiva general Modelo 2. | 36 |
| Figura 5: Perspectiva general Modelo 3. | 37 |
| Figura 6: Distribución de vigas Modelo 3. | 38 |
| Figura 7: Distribución de resorte Modelo 3..... | 38 |
| Figura 8: Espectro elástico de aceleraciones. | 40 |
| Figura 9 : Máximas derivas en direcciones principales..... | 48 |
| Figura 10: Diagrama de interacción - Alma (Muro SEMX1)..... | 53 |
| Figura 11: Diagrama de interacción - Elemento borde (Muro SEMX1). | 56 |
| Figura 12: Diagrama de momentos M11 Planta 14 (En dirección X) Rango (-50,50) (kN.m/m).59 | |
| Figura 13:Diagrama de momentos M22 Planta 14 (En dirección Y) Rango (-50,50) (kN.m/m). 60 | |
| Figura 14: Cortante último en losa en la dirección “Y” Planta 1 y 14 (kN). | 62 |
| <i>Figura 15: Cortante último en losa en la dirección “X” Planta 1 y 14 (kN).</i> | <i>63</i> |
| Figura 16: Esfuerzos de compresión diafragma en X para el primer y último nivel (MPa)..... | 66 |
| Figura 17:Esfuerzos de compresión diafragma en Y para el primer y último nivel (MPa)..... | 66 |
| Figura 18: Rigidez de la cimentación en superficie - Adaptado: ASCE 41-17 (Figura 8-2)..... | 70 |
| Figura 19: Factor de corrección por empotramiento - Adaptado: ASCE 41-17 (Figura 8-2)..... | 71 |

| | |
|--|----|
| Figura 20 :Orientación de ejes y longitudes para cálculo de rigidez estática. Adaptado: adaptado de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012) | 71 |
| Figura 21: Representación de los resortes verticales usados para representar la rigidez rotacional. | 73 |
| Figura 22: Rigidez de la cimentación distribuida en la losa. | 74 |
| Figura 23: Convención y signo de los esfuerzos en ETABS®. Adaptado: (Computer & Structures, 2017). | 77 |
| Figura 24: Esfuerzos S13 y S23, en la cimentación - Combinación de servicio 1.0D+1.0L(<i>kPa</i>). | 78 |
| Figura 25: Esfuerzos S13 y S23, en la cimentación - Combinación de servicio 1.0D+0.7Ex (<i>kPa</i>). | 78 |
| Figura 26: Esfuerzos S13 y S23, en la cimentación - Combinación de servicio 1.0D+0.7Ey (<i>kPa</i>) | 79 |
| Figura 27 : Esfuerzos S13 y S23, en la cimentación - Combinación de servicio 1.0D+0.75L+0.75(0.7Ex) (<i>kPa</i>). | 79 |
| Figura 28: Esfuerzos S13 y S23, en la cimentación - Combinación de servicio 1.0D+0.75L+0.75(0.7Ey) (<i>kPa</i>). | 80 |
| Figura 29 :Esfuerzos cortantes últimos, debidas a la combinación Envolvente (<i>MPa</i>). | 81 |
| Figura 30: Distribución de elementos “Layers Strip”..... | 82 |
| Figura 31 : Refuerzo por flexión -I “Layers Strip” Tipo A..... | 83 |
| Figura 32: Refuerzo por flexión -I “Layers Strip” Tipo B..... | 84 |
| Figura 33 : Refuerzo longitudinal requerido cm^2/m - Vigas de cimentación. | 87 |
| Figura 34 : Refuerzo requerido a cortante cm^2/m - Vigas de cimentación. | 89 |

| | |
|---|-----|
| Figura 35: Diagrama esfuerzo vs Deformación unitaria - Concreto no confinado..... | 91 |
| Figura 36: Diagrama esfuerzo vs Deformación unitaria - Acero de refuerzo..... | 92 |
| Figura 37: Parámetros generales - Análisis Estático no Lineal. | 99 |
| Figura 38: Número de puntos para creación de la curva de capacidad..... | 101 |
| Figura 39: Parámetros de solución matemática - Análisis estático no lineal..... | 101 |
| Figura 40: Curvas de capacidad en "X"..... | 102 |
| Figura 41: Curvas de capacidad en "Y"..... | 103 |
| Figura 42: Rotulación elementos estructurales en "X". | 104 |
| Figura 43: Rotulación elementos estructurales en "Y". | 105 |
| Figura 44: Curva de capacidad bilineal en "X". | 106 |
| Figura 45: Curva de capacidad bilineal en "Y". | 106 |
| Figura 46: Modelación del muro SEMX1. | 108 |
| Figura 47: Diagrama Momento vs curvatura. | 109 |
| Figura 48: Diagrama cortante vs desplazamiento sección tipo SEMX1..... | 111 |
| Figura 49: Diagrama cortante vs desplazamiento secciones tipo en X..... | 111 |
| Figura 50: Diagrama cortante vs desplazamiento secciones tipo en Y..... | 112 |
| Figura 51: Diagrama cortante vs desplazamiento - Totalidad de muros en X..... | 112 |
| Figura 52: Diagrama cortante vs desplazamiento- Totalidad de muros en Y..... | 113 |
| Figura 53: Curva de capacidad en "X" - Método empírico. | 114 |
| Figura 54: Curva de capacidad en "Y" - Método empírico. | 114 |
| Figura 55: Momento vs Rotación en X y Y (modelo matemático)..... | 115 |
| Figura 56: Elementos plastificados en desplazamiento objetivo. | 116 |
| Figura 57: Fisuración en muros estructurales. | 119 |

| | |
|---|-----|
| Figura 58: Fisuración en losa de entrepiso. | 119 |
| Figura 59: Modelación de refuerzo en muro SEMX1. | 120 |
| Figura 60: Parámetros de control - Análisis no lineal..... | 122 |
| Figura 61: Influencia de los efectos P- Δ - Análisis No-lineal. | 128 |
| Figura 62: Comparación de desplazamiento FHE y NSP..... | 131 |
| Figura 63: Comparación de desplazamiento DME y NSP..... | 132 |
| Figura 64: Compara de curvas de capacidad. | 133 |
| Figura 65. Planta arquitectónica. | 140 |
| Figura 66: Primer pre-dimensionamiento. | 141 |
| Figura 67: Segundo pre-dimensionamiento..... | 143 |
| Figura 68: Modificación planta arquitectónica. | 145 |
| Figura 69: Irregularidad por retroceso de las esquinas. | 152 |
| Figura 70: Irregularidad en el diafragma. | 153 |
| Figura 71: Distribución de cortantes y momentos en el muro SEMX1; | 159 |

Lista de Apéndices.

| | Pág. |
|---|------|
| Apéndices A. Descripción detallada del proyecto. | 140 |
| Apéndices B. Análisis detallado de cargas. | 146 |
| Apéndices C. Análisis irregularidades. | 150 |
| Apéndices D. Consideraciones del diseño de los elementos estructurales | 157 |
| Apéndices E. Requerimientos ASCE 41-17 | 160 |

Resumen

Título : Diseño y nivel de desempeño estructural de una edificación de 14 pisos con sistema de muros de carga.*¹

Autor : German Hernando Acevedo Calderon**

Palabras claves : Muros Estructurales, Análisis no lineal estático, PushOver, ASCE 41-17, Evaluación estructural, Desempeño estructural.

Descripción:

Las edificaciones con sistema estructural de muros de concreto reforzado son de amplio uso debido a su eficiencia constructiva y rigidez. No obstante, es un sistema estructural que debe ser dimensionado y ser dispuesto en base a las cualidades intrínsecas que no son descritas de manera directa por los códigos de diseño. En el presente proyecto se dimensionó y diseñó una estructura de catorce pisos con sistema estructural tipo túnel, bajo los lineamientos establecidos por el reglamento de construcción sismo resistente NSR-10 (Decreto 926. 2010), haciendo hincapié en los elementos estructurales más representativos.

Una vez diseñada la estructura se procedió a evaluar en base a los lineamientos establecidos por ASCE 41-17 (ASCE 41, 2017), mediante un análisis estático no lineal conocido como PushOver, con el fin de establecer el desempeño de la estructura con base a sus desplazamientos y el comportamiento cualitativo de los elementos primarios de la estructura, sin que esto conlleve un rediseño de la estructura o comparaciones en las normativas previamente enunciadas.

Con el fin de validar los resultados obtenidos del desempeño estructural se realizó una modelación de los elementos estructurales para identificar cuales elementos dominan la respuesta de la edificación siendo comparándolos con las estimaciones realizadas por el modelo matemático.

* Trabajo de Grado.

** Facultad de Ingeniería Fisicomecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Gustavo Chio Cho PhD en Ingeniería Sísmica.

Abstract

Title : Design and structural performance levels of a 14 floors building of reinforced concrete wall system*

Author : German Hernando Acevedo Calderon**

Key Words : Structural wall, Nonlinear Static Analysis, PushOver, ASCE 41-17, Structural assessment, Performance levels

Descripción:

The buildings with a structural system of reinforced concrete walls are widely used due to their construction efficiency and stiffness. However, it is a structural system that must be sized and arranged based on intrinsic qualities that are not directly described by design codes. In this project a fourteen-floors structure with reinforced concrete (RC) was sized and designed, taking in to account the guidelines established by the Colombian construction regulations NSR-10 (Decree 926. 2010), emphasizing the most representative structural elements.

Once the structure was designed, it was evaluated and based on the guidelines established by ASCE 41-17 (ASCE 41, 2017), using a nonlinear static analysis known as PushOver, in order to establish the performance of the structure according to its displacements and the qualitative behavior of the primary elements of the structure, without this entailing a redesign of the structure or comparisons in the regulations previously stated.

To validate the results obtained from the structural performance, the structural elements were modeled to identify which elements dominate the building's response by comparing them with the estimation made by the mathematical model.

* Degree work.

** Facultad de Ingeniería Fisicomecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Gustavo Chio Cho PhD en Ingeniería Sísmica.

Introducción

En la actualidad, la industria de la construcción emplea procesos industrializados con el fin de suplir la densificación demográfica en zonas cada vez más reducidas. Estos procesos destinados a la construcción de estructuras esbeltas usualmente emplean muros estructurales, debido a su disposición geométrica y a la continuidad de los elementos estructurales en todos los niveles. Desde un punto de vista técnico, los muros estructurales proporcionan una gran resistencia a combinaciones de esfuerzos, momentos y fuerzas axiales, traduciéndolos en oscilación a través de ciclos de desplazamientos durante sismos de gran intensidad (Moehle, 2014).

El correcto diseño de los muros estructurales permite una disipación de energía sin una pérdida crítica de resistencia y rigidez durante sismos de gran magnitud, garantizando la integridad y estabilidad estructural; no obstante, factores de forma, disposición y detallado pueden influir negativamente en el comportamiento de los muros, estos factores se evidenciaron en el sismo de Maule (Chile) con una intensidad de 8.8 ocurrido en el año 2010. En el informe presentado por el National Earthquake Hazards Reduction Program (NIST GCR 14-917-25) sobre el comportamiento de estructuras con sistemas estructural de muros de carga en edificios medianos y de gran altura en el sismo de Maule, se analizaron los factores más representativos que afectaron a las estructuras de estudio, con tal fin se consideraron comportamientos objetivos (afectación en elementos de borde, pandeo en muros, daño focalizado en irregularidades y discontinuidades) como criterio de análisis, serán referencia para la realización de este documento, considera los elementos de borde y el pandeo, así como la configuración estructural y simplificaciones en los modelos matemáticos como las causas más relevantes en la afectación de las estructuras de estudio.

El comportamiento real de una estructura es virtualmente desconocido debido a las variables que pueden influir en la respuesta estructural; sin embargo, actualmente se pueden identificar dos líneas principales para garantizar la seguridad de las estructuras y su diseño. Estas dos aproximaciones, lineal y no lineal, consideran los factores de seguridad tanto para estimar las cargas, como para el dimensionamiento de los elementos estructurales, pero discrepan en las consideraciones hechas una vez la estructura y sus elementos alcanzan su límite elástico. La aproximación lineal se limita a garantizar una resistencia con base a la rigidez bruta de la estructura y en contraposición, el análisis no-lineal considera la ductilidad y el aporte de los materiales una vez superado el rango elástico.

En el presente proyecto se realizará el diseño elástico lineal y el análisis del desempeño, con base a un análisis no lineal, de un edificio que consta de 14 niveles, con un sistema de estructura de muros de carga, ubicado en una zona de amenaza sísmica alta y diseñado según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (Decreto 926, 2010). El desempeño sísmico de la estructura será evaluado, usando el procedimiento de análisis estático no lineal consignado los lineamientos estándar establecidos en el ASCE 41-17 “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” (ASCE/SEI 41-17, 2017).

1. Objetivos

1.1. Objetivo general.

Elaborar el diseño estructural de una edificación de 14 pisos con sistema de muros de carga, bajo los lineamientos establecidos por la Norma Colombiana Sismo Resistente (NSR-10) y realizar un análisis no lineal acorde con los procedimientos estándar del ASCE 41-17, para determinar los niveles de desempeño de la estructura.

1.2. Objetivos específicos.

- Realizar un análisis lineal conforme al reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10) mediante el “Método del Análisis Dinámico”, implicando el diseño de los elementos estructurales representativos.
- Elaborar una verificación del comportamiento de la estructura de una edificación de 14 pisos con sistema de muros de carga, mediante un análisis no lineal “PushOver” estimando las curvas de capacidad y el punto de desempeño.
- Establecer de manera aproximada el desplazamiento real que tendrá la estructura mediante los resultados suministrados por los análisis lineal y no lineal de la edificación a estudiar.

2. Análisis elástico lineal.

En el presente capítulo se realizará el diseño estructural acorde con los lineamientos del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, estableciendo los criterios y consideración de diseño.

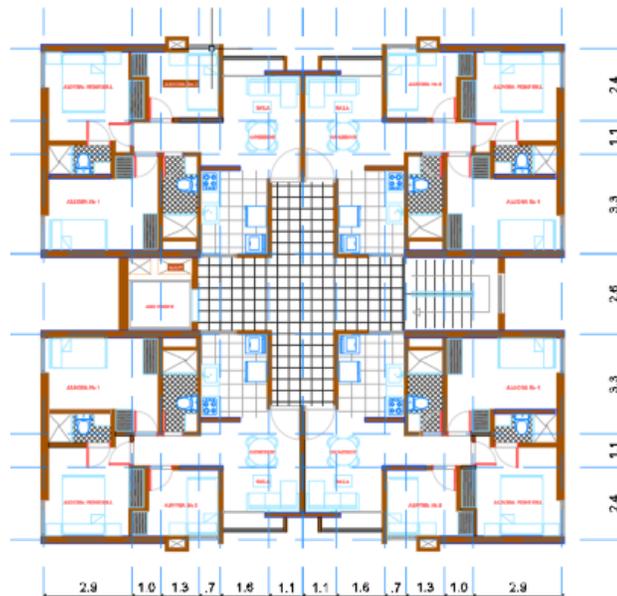
En concordancia con lo anterior, se presentará el diseño de los elementos estructurales más representativos, considerando su relevancia en la respuesta de la estructura.

2.1. Descripción del proyecto.

La planta arquitectónica inicial (Ver Apéndice A) se modifica con el fin de evitar problemas torsionales, que pueden inferir en el análisis estático no lineal; la disposición arquitectónica planteada se presenta en la Figura 1.

Figura 1.

Disposición arquitectónica del proyecto.



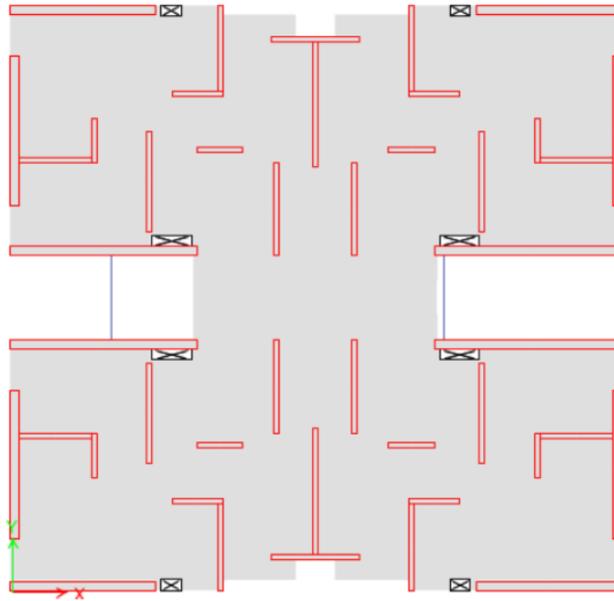
El proyecto consiste en diseñar y analizar una unidad residencial de 14 niveles, ubicada en la ciudad de San José de Cúcuta (Norte de Santander) con un nivel de amenaza sísmica alta. La información disponible del proyecto reside en planos arquitectónicos, estudios de suelo y cimentación.

La estructura tipo tiene una forma regular con masa constante a lo largo de los niveles. Cuenta con cuatro apartamentos por nivel con un área individual de 55.4 m^2 y un área total construida de 256.55 m^2 por nivel. La altura total de la edificación es 35 m con una altura constante de entrepiso de 2.5 m; la edificación no cuenta con acceso a zonas sociales o de terraza, la estructura cuenta con un ascensor y una escalera para los 14 niveles y su terraza brinda acceso al cuarto de máquinas del ascensor y no es de uso peatonal.

Se establece una disposición de los elementos estructurales con la finalidad de suplir la rigidez requerida para cumplir con las derivas establecidas por la NSR-10, para lo cual se emplea muros de concreto reforzado con un sistema estructural tipo túnel, para los muros centrales espesores 15 cm sin vacíos o discontinuidades desde inicio a fin, los muros perimetrales cuentan con un espesores de 25 cm, la disposición de los elementos se presenta en la Figura 2.

Figura 2.

Disposición de elementos estructurales.



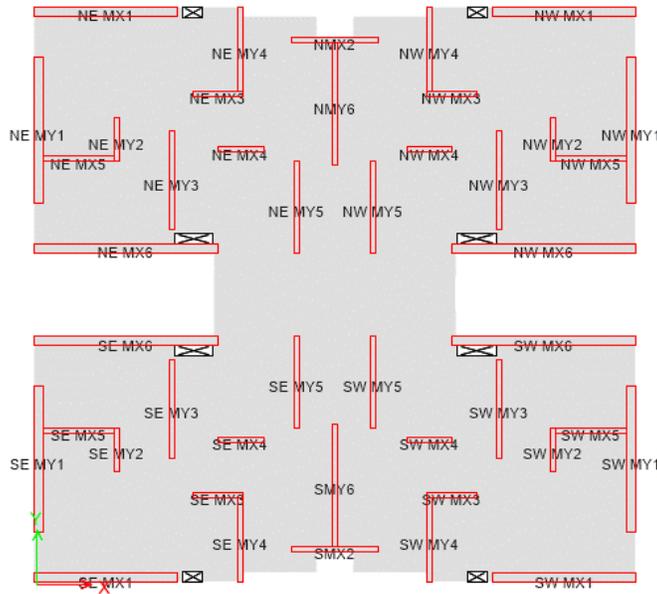
2.1.1. Muros del sistema estructural.

Dada la simetría de la estructura, se realiza el diseño de secciones tipo para los muros estructurales con las mismas dimensiones. Los muros están orientados según la mayor dimensión que posea, por lo anterior los muros que posean su mayor longitud en el eje X recibirán el acrónimo MX, y de manera análoga los muros que posean su mayor dimensión en el eje Y recibirán el acrónimo MY.

La numeración de los muros depende de su posición respecto al eje central (pasillo que conecta las escaleras y el ascensor), el conteo inicia con los muros externos y culmina con los muros más próximos. En caso de que se desee identificar un muro en específico, la estructura será dividida en norte (N) y sur (S) para los muros MX y este (E) y oeste (O) para los muros identificados como MY, tomando como punto de referencia el pasillo central. En la Figura se presenta los rótulos y la numeración respectiva para cada uno de los de los muros estructurales.¹

Figura 3.

Numeración de muros estructurales.



En la Tabla 1, se incluyen las dimensiones de las secciones tipo para los muros estructurales.

Tabla 1.

Dimensiones - Muros Estructurales.

| Muro | Lw (m) | hw (m) |
|------|--------|--------|
| MX1 | 4.1 | 0.25 |
| MX2 | 2.5 | 0.15 |
| MX3 | 1.4 | 0.15 |
| MX4 | 2.1 | 0.15 |
| MX5 | 1.3 | 0.15 |
| MX6 | 5.3 | 0.25 |
| MY1 | 4.2 | 0.25 |
| MY2 | 1.3 | 0.15 |
| MY3 | 2.8 | 0.15 |
| MY4 | 2.4 | 0.15 |
| MY5 | 2.6 | 0.15 |
| MY6 | 3.5 | 0.15 |

Los muros de mayor espesor son de 0.25 m se encuentran en el perímetro de la estructura, en comparación con los muros divisorios de las unidades residenciales que cuentan con un espesor de 0.15 m, la distribución de los muros se presenta en el pre-dimensionamiento (Ver Apéndice 0).

Los muros estructurales no cuentan con discontinuidades o machones y se encuentran dilatados en sus uniones, por lo tanto, no se presenta figuras en T o C. La densidad de muros presente en las direcciones principales de la edificación corresponde a 5 % en la dirección X y a 4 % en la dirección Y.

2.1.2. Especificaciones de los materiales.

Los materiales empleados cumplen con los requerimientos de la NSR-10 indicados en el Título C3. A continuación, se establecen los parámetros empleados en el diseño estructural.

2.1.2.1. Concreto no confinado

Teniendo en cuenta los requerimientos del Artículos C.1.1.1 y C.4.2 de la NSR-10, se considerará para el diseño de los elementos estructurales concretos de 28 MPa. Debido a que no se poseen datos experimentales sobre la resistencia del concreto utilizado, se empleará el Art. C.8.5.1 $E = 4700 * \sqrt{f'c}$, como valor estimado de 24870 MPa para 28 MPa.

2.1.2.2. Acero de Refuerzo

El acero empleado como armadura del concreto cumple con los lineamientos establecidos por la norma técnica colombiana NTC 2289, se asume un comportamiento elastoplástico, según lo expresado en el Art. C.10.2.4, para un acero de grado 420 (60), con un f_y igual a 420 MPa y un módulo de elasticidad de 200000 MPa.

2.1.3. Datos eólicos.

De acuerdo con la zona y localización de la estructura se considerarán los siguientes parámetros presentado en la Tabla 2, para la determinación de las fuerzas debidas a la acción del viento (Art. B.6.512 de la NSR-10):

Tabla 2.

Requerimientos eólicos.

| | | |
|------------------------------------|----------|----------|
| Región: | | 1 |
| Velocidad de Viento: | V | 60 Km/h |
| Exposición: | | B |
| Coefficiente de Exposición: | K_z | 1.04 |
| Factor Topográfico: | K_{zt} | 1 |
| Ráfaga: | G | 0.85 |
| Direccionalidad: | K_d | 0.85 |

2.1.4. Datos sísmicos y geológicos.

De acuerdo con la zona y localización de la estructura se considerarán los siguientes parámetros presentado en la Tabla 3 y Tabla 4, para el diseño de la estructura y cimentación (Ape A-4 de la NSR-10):

Tabla 3.

Requerimientos sísmicos.

| | | |
|---|----|----------|
| Perfil del suelo | | D |
| Grupo de uso de Edificación | | I |
| Coefficiente de importancia | I | 1.0 |
| Coefficiente de aceleración horizontal pico efectiva | Aa | 0.35 |
| Coefficiente de amplificación (Periodos cortos) | Fa | 1.1 |
| Coefficiente de velocidad horizontal pico efectiva | Av | 0.30 |
| Coefficiente de amplificación (periodos intermedios) | Fv | 1.7 |
| Capacidad de disipación energía | Ro | 5 |

Tabla 4.

Requerimientos cimentación.

| Tipo de suelo | Sedimentario | |
|--|---------------------|-------------------------|
| Capacidad de soporte admisible | Qa | 0.2 MPa |
| Coefficiente de balastro | K | 0.8 MPa |
| Módulo de elasticidad del suelo | E | 18000 kN/m ² |
| Asentamiento elástico esperado | ρ_e | 6.7 mm |
| Asentamiento por consolidación | ΔH | < 20 mm |
| Velocidad de onda. | \bar{V}_s | 320 m/s |

2.2. Protección contra el fuego.

Dadas las disposiciones de espacios establecidas en los planos arquitectónicos, se considera las limitaciones establecidas por el Título J de la NSR-10 para la protección contra el fuego. La estructura es de uso residencial con múltiples unidades residenciales por nivel, de acuerdo con lo establecido en la Tabla J.1.1-1 de la norma; la estructura se clasifica como “Residencial-Múltiple” (Grupo R, Sub Grupo R-2). Dado que la distribución arquitectónica fue establecida con base a los planos suministrados, se asumirá que la estructura cumple con los requisitos para las rutas de acceso a la edificación y prevención de propagación del fuego establecidos en los Artículos J.2.3 y J.2.5. Los materiales utilizados en la construcción y acabados de la estructura corresponden a la Clase 1 con índice de propagación no mayor a 0.25.

La clasificación de la estructura en función del riesgo de pérdidas de vidas o amenaza de combustión establecido en el Art. J.3.3, posiciona la estructura a estudiar en la Categoría II con un riesgo intermedio, estableciendo una resistencia mínima normalizada de dos horas para muros de encerramiento de escaleras, ductos y corredores de evacuación. Con tal fin, se proporciona un recubrimiento mínimo de 2 cm para muros de concreto armado y losas de entepiso, restringiendo el uso de agregados con contenido de silicio.

2.3. Análisis de cargas.

El análisis de cargas de la estructura se realizó acorte con lo estipulado en los Título A y B de la NSR-10, considerando que los elementos estructurales brindan la continuidad de todas las cargas y solicitaciones por nivel, el resumen de las cargas empleadas se presenta en la Tabla 5.

Tabla 5.

Resumen de cargas empleadas (kN/m²).

| | Entrepiso | Cubierta |
|--|-----------|----------|
| SD: Carga Muerta – Sobre Impuesta | 4 | 4.1 |
| D : Carga Muerta* | 14.1 | 11.7 |
| L: Carga Viva | 2.1 | 3.1 |

* Carga muerta total por nivel.

El análisis detallado de las solicitaciones se presenta en el Apéndice B, del presente documento.

2.4. Análisis de irregularidades.

Para efectos del diseño sísmico la estructura debe clasificarse como: regular, regular en planta y en altura, redundante o con ausencia de redundancia de acuerdo con los requisitos del Art. A.3.3 de la NSR-10. Las irregularidades en planta para la edificación se presentan en la Tabla 6

Tabla 6.

Irregularidades en planta.

| TIPO | DESCRIPCIÓN | IRREGULARIDAD | ϕ_p |
|------------|--|---------------|----------|
| 1aP | Irregularidad torsional | No | 1 |
| 1bP | Irregularidad torsional extrema | No | 1 |
| 2P | Retrocesos excesivos en las esquinas | No | 1 |
| 3P | Discontinuidades en el diafragma | No | 1 |
| 4P | Desplazamiento de los planos de acción | No | 1 |
| 5P | Sistemas no paralelos | No | 1 |
| | | ϕ_p | 1 |

Las irregularidades en altura para la edificación se presentan en la Tabla 7 :

Tabla 7.

Irregularidades en altura.

| TIPO | DESCRIPCIÓN | IRREGULARIDAD | ϕ_a |
|-------------|--|----------------------------|----------------------------|
| 1aA | Piso Flexible (Irregularidad en rigidez) | No | 1 |
| 1bA | Piso Flexible (Irregularidad extrema) | No | 1 |
| 2A | Irregularidad en la distribución de masas | No | 1 |
| 3A | Irregularidad geométrica | No | 1 |
| 4A | Desplazamiento dentro del plano de acción | No | 1 |
| 5aA | Piso débil (Discontinuidad extrema) | No | 1 |
| 5bA | Piso débil (Discontinuidad en resistencia) | No | 1 |
| | | ϕ_a | 1 |

Análisis de irregularidad por redundancia para sistemas con muros de concreto estructural especificado en el numeral “d” del Apéndice A.3.3.8.2 de la NSR-10, el cual establece que la falla de un muro estructural o de una porción de él que tenga una relación de la altura de piso a su longitud horizontal mayor de la unidad, o de los elementos colectores no puede resultar en la reducción de más del 33% de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso, ni produce una irregularidad en planta extrema.

En este caso la condición más crítica será la falla o pérdida de una porción de los muros ubicados en los extremos que posean una mayor longitud, siguiendo esta premisa se afecta la sección del primer nivel del muro SMX1, considerándola como una sección fisurada acorde con la sección 10.10 del (ACI 318-14, 2014).

Aunque producto de la fisuración de las secciones, se incrementa la participación de masa en las direcciones no principales de los modos de vibración, la estructura no presenta irregularidad torsional u torsional extrema, incluyente la torsión accidental. Por lo anterior, se concluye que la estructura no presenta irregularidad por redundancia y clasifica como regular. El análisis detallado

de cada una de las irregularidades se presenta en el **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**C del presente documento.

2.5. Coeficiente de capacidad de disipación de energía.

El coeficiente de capacidad de disipación de energía es un coeficiente que modifica la respuesta sísmica de la estructura, partiendo de aproximaciones empíricas que consideran el amortiguamiento y la capacidad de la estructura de desarrollar deformaciones inelásticas (Awad, 2015).

En la Tabla A.3-1 de la NSR-10, se establecen los valores del coeficiente de disipación de energía básico (R_o) y el coeficiente de sobrerresistencia (Ω_o) en función del sistema estructural empleado. Para muros de concreto reforzado se consideran los valores de $R_o=5$ y $\Omega_o=2.5$.

Con los resultados de la sección 2.4. del presente trabajo, se concluye que la estructura tiende a tener un comportamiento homogéneo tanto en planta, altura y por redundancia, por ende, es válido emplear un coeficiente de disipación de energía es $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_o = 5$.

2.6. Modelos matemáticos.

Los modelos empleados se realizaron en ETABS® 2017 versión 17.0.1 desarrollado por “Computer and Structures, Inc”, y describen un comportamiento específico sin afectar los resultados obtenidos de cada análisis como el dimensionamiento de la cimentación o el diseño de los elementos estructurales.

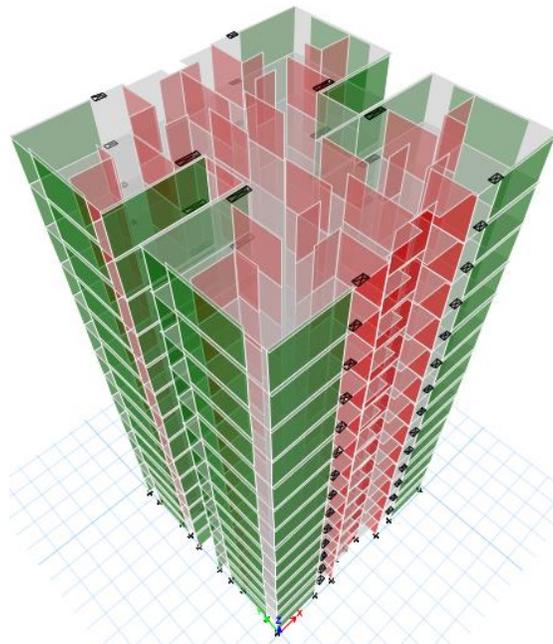
2.6.1. Modelo 1

Este modelo se emplea para el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño y las solicitaciones impuestas en los elementos estructurales. Con tal fin, se realiza una modelación de la distribución

de los elementos estructurales definida en el predimensionamiento, considerando el peso propio de los elementos y asignado las cargas estimadas en el análisis de cargas, la idealización en 3D se presenta en la Figura 3.

Figura 3.

Perspectiva general Modelo 1.



Los elementos de color verde en la Figura 3, corresponden a muros estructurales con un espesor de 25 cm, de manera análoga los elementos de color rojo corresponden a muros estructurales con un espesor de 15 cm. El sistema de entrepiso es uniforme y cuenta con un espesor homogéneo de 17 cm, teniendo un $f'c = 28 MPa$ en toda la extensión de la estructura.

En términos generales el modelo es concebido con secciones brutas, no fisuradas, sin aporte de rigidez fuera del plano de acción de los muros; con tal fin, se emplea un factor de 0.1 en los coeficientes m_{11} , m_{22} y m_{12} acorde con lo planteado por (Guzman, 2018). Los muros

estructurales son modelados como elementos Shell-Thin, asumiéndolos como elementos individuales sin discurrir las intersecciones que presentan entre ellos.

El sistema de entrepiso es modelado como Shell Thin modificando su rigidez por un factor de 0.40; los factores modificados corresponden a momentos m_{11} , m_{22} y m_{12} , al igual que f_{11} , f_{22} y f_{12} ; la modificación de la rigidez del sistema de entrepiso se realiza con base a lo planteado por (Guzman, 2018).

La presunción de diseño en el sistema estructural se basa en las recomendaciones presentadas en Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings (NEHRP, 2017) sobre la rigidez del diafragmas en modelos 3D y los resultados obtenidos por (Orrego, 2017) sobre los espesor mínimos al modelar el sistema de entrepiso empleando un elemento tipo Shell. Las cargas sobre impuestas asignadas al sistema de entrepiso corresponden a las estimadas en la sección 2.3 del presente trabajo, considerándolas uniformemente distribuidas.

Las solicitaciones impuestas por la acción del viento son consideradas en el presente modelo y para estimar su magnitud se crean casos de carga “Load Patterns” de tipo “Wind”. Las solicitaciones eólicas impuestas a la estructura por su ubicación se presentan en la sección 2.1.3 del presente trabajo; adicionalmente, para simular la presión aplicada por el viento en la estructura se dibujan elementos de tipo “Cladding” en cada uno de los niveles asignados, para representar el revestimiento de la edificación asignándoles el coeficiente de presión externa de viento C_p acorde con el Art. B.6.5-3 de la NSR-10, para los casos de barlovento y sotavento.

Con base a este modelo se estiman los métodos de fuerza horizontal equivalente y modal espectral. En el caso del método de la fuerza horizontal equivalente, se crea un patrón de carga “Load Patterns”, generando cargas para cada dirección principal (FX y FY) y asumiendo una

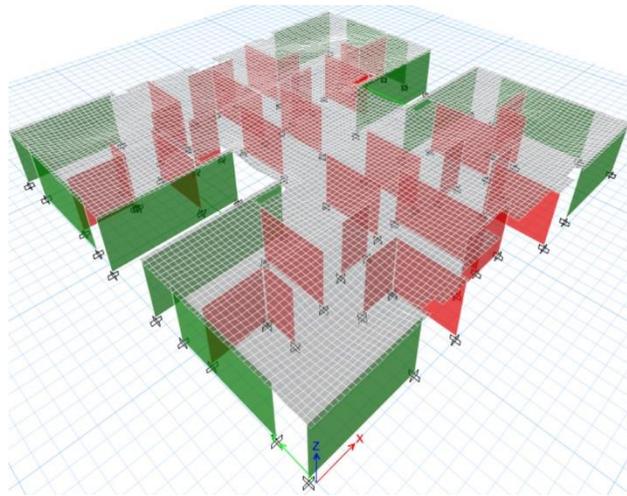
excentricidad del 5%. Se asigna al programa los coeficientes S_a y k determinados en 2.8.2 del presente documento.

En el caso del método modal espectral se crean dos variantes, una variante para las fuerzas sísmicas y otra para las fuerzas sísmicas reducidas. En las dos variantes se crean casos de carga “Load Cases” de tipo “Response Spectrum” para las direcciones principales, los casos de carga sin reducir son FMX y FMY y los casos de carga reducidos reciben el nombre FMDX y FMDY. Todos los casos de carga consideran el 5% de amortiguamiento modal y de excentricidad en el diafragma como se establece en los artículos A.2.6.1 y A.3.6.7 de la NSR-10, adicionalmente se emplea el método de combinación cuadrática completa o CQC, para la combinación modal y en la combinación modal direccional se emplea el método de la suma de las raíces o SRSS. El procedimiento y factores de ajuste del método modal espectral se encuentran en la Sec. 2.8.3 del presente documento.

Las combinaciones de diseño empleadas para determinar las solicitaciones de los elementos estructurales son las establecida en la sección 00. de este documento. Las solicitaciones y el diseño estructural son calculados por el programa empleando un enmallado de 4×4 . El diseño de los elementos estructurales proporcionado por ETABS® es concordante con el diseño realizado manualmente.

2.6.2. Modelo 2

El Modelo 2 presenta leves variaciones respecto al Modelo 1, aunque en si guardan las mismas propiedades en la modelación de los elementos estructurales y cargas. Los principales cambios radican en el detallado y enmallado de la losa de entrepiso con el fin de analizar y obtener las fuerzas de diseño impuestas en el sistema de entrepiso, la representación en 3D se muestra en la Figura 4.

*Figura 4.**Perspectiva general Modelo 2.*

El enmallado del sistema de entrepiso se determinó mediante el análisis de los resultados obtenidos en múltiples ensayos, en los cuales se determinó la variación de los momentos y cortantes en la losa, con base al tamaño de la malla asignada. Los tamaños de enmallados ensayados en metros son: {1, 0.50, 0.25, 0.2, 0.15} y la variación en los resultados obtenidos es de {34%, 13%, 5%, 2% }.

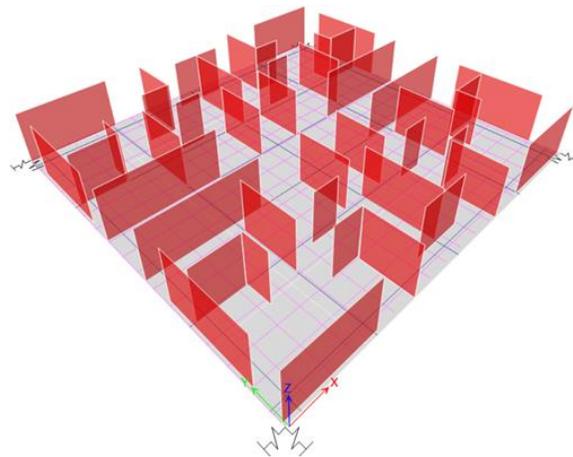
La concentración de esfuerzos en la losa es similar con los enmallados de 0.25, 0.2 y 0.15, sin embargo, con un enmallado de 0.1 el costo computacional es considerable en comparación al enmallado de 0.20 m, ofreciendo solo un 2% más de precisión, por lo anterior se emplea un enmallado de 0.20 m en el presente documento. Considerando que las losas de los diferentes niveles poseen las mismas propiedades en los materiales y en la distribución de las cargas, solo se realizara en enmallado y análisis en el primer y último nivel de la estructura.

2.6.3. Modelo 3

El modelo 3 se emplea para el dimensionamiento y diseño de la cimentación, las propiedades de los elementos estructurales son las mismas empleadas en el modelo 1. Las modificaciones principales del modelo 3 radican en la simulación de la flexibilidad del suelo. Para tal fin los apoyos del modelo no se consideran rígidos, en este caso la losa de cimentación será la responsable de distribuir las solicitaciones impuestas por la estructura al suelo, la representación en 3D se muestra en la Figura 5.

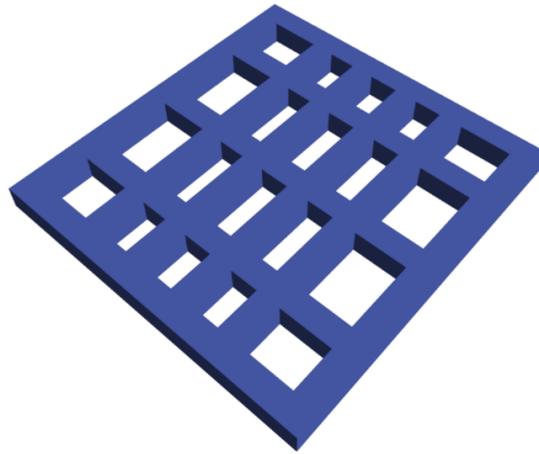
Figura 5.

Perspectiva general Modelo 3.

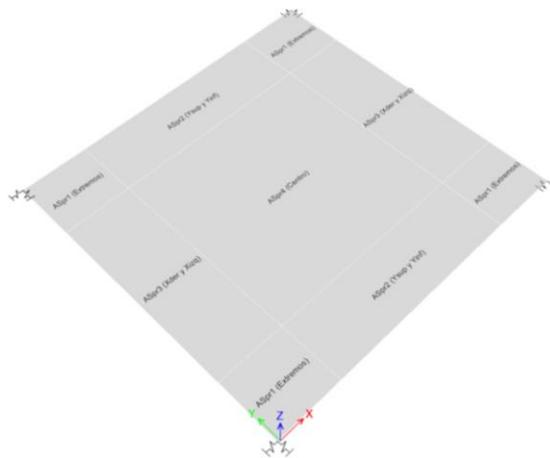


La losa de cimentación tiene un espesor de 60 cm y es modelada como elemento “Shell Thick”, de manera análoga, se crea una sección de tipo “Frame” con dimensiones 1.2 m X 1.2 m, por su parte el dimensionamiento, análisis y propiedades de los elementos de la cimentación se encuentran en 3.3 del presente trabajo, en la

Figura 6 se presenta la distribución de las vigas de amarre.

*Figura 6.**Distribución de vigas Modelo 3.*

Dado que la respuesta del suelo no es homogénea en toda la extensión de la losa, esta se subdivide en secciones que tendrán una rigidez diferente en función de su posición. Así las cosas, la rigidez del suelo será representada por medio de la asignación de resortes distribuidos por unidad de área “Area Springs” asignados directamente a la losa de cimentación como se dispone en la Figura 7.

*Figura 7.**Distribución de resorte Modelo 3.*

Para representar la respuesta torsional de la cimentación se asignan resortes “Joint Spring” en cada uno de los extremos de la losa considerando una rigidez concentrada diferente a la empleada en los resortes de la placa de cimentación.

Para realizar el diseño a flexión de la losa y de las vigas se asigna “Strips” con un espaciamiento de 1 m en las dos direcciones principales de la estructura, la posición de estos elementos de referencia coincide con la posición de las vigas de la cimentación.

A diferencia de los Modelos 1 y 2, el Modelo 3 emplea las combinaciones establecidas por el método de esfuerzos de trabajo para las verificaciones del estado límite de servicio y para el dimensionamiento de la losa de cimentación.

2.7. Desplazamientos horizontales causados por efectos P-Delta.

Los efectos P-Delta deben ser considerados cuando la no linealidad geométrica influya de manera significativa en las solicitaciones impuestas en los elementos estructurales. En el Art. A.6.2.3 de la NSR-10, se establece el índice de estabilidad Q_i como factor determinante de la influencia de los efectos P-Delta, según la formula A.6.2-2 expresada a continuación.

$$A.6.2-2 \quad Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}}$$

Los resultados obtenidos para el Modelo 1, son una décima parte de (0.1) límite establecido en Art. A.6.2.3.2 de la NSR-10, para cada dirección de análisis y cada nivel de la edificación. lo anterior no es necesario considerar la influencia de los efectos P-Delta en la respuesta sísmica de la estructura.

2.8. Fuerzas sísmicas de diseño.

2.8.1. Espectro de aceleración.

El espectro elástico de diseño es la representación de las posibles aceleraciones que se pueden presentar en el emplazamiento de la estructura, el espectro de aceleraciones expresa las aceleraciones en función de la gravedad, considerando un coeficiente del cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico.

Los cálculos y procedimiento empleados para determinar el espectro elástico son los estipulados en el Art. A.2.6.1 de la NSR-10, los parámetros empleados para el cálculo del espectro elástico están disponibles en la Tabla 3 (Sec. 2.1.4 del presente documento), el espectro elástico de diseño empleado se presenta en Figura 8.

Figura 8.

Espectro elástico de aceleraciones.

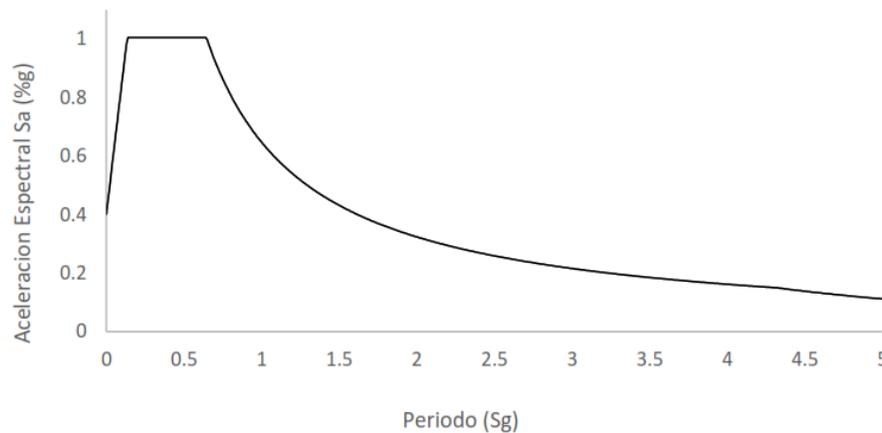


Figura 13: Espectro elástico de aceleraciones.

2.8.2. Método de la fuerza horizontal equivalente.

El método de la fuerza horizontal equivalente (FHE) es una aproximación al comportamiento de un oscilador con un grado de libertad. Partiendo de la amenaza sísmica

representada en el espectro elástico de aceleraciones calculado en 2.8.1 del presente texto, y realizando el procedimiento establecido por el Art A.4.0 de la NSR-10, se estima el método de la fuerza horizontal equivalente para las dos direcciones principales, en la Tabla 8 se presentan los coeficientes empleados.

Tabla 8.

Datos generales fuerza horizontal equivalente.

| | |
|-----------------------------|-------------|
| Aa: | 0.35 |
| Av: | 0.3 |
| Fa: | 1.1 |
| Fv: | 1.7 |
| I: | 1 |
| Ct: | 0.049 |
| α: | 0.75 |
| h: | 35 m |
| M: | 4949086 kg |

Como primera aproximación al periodo fundamental de la estructura, se emplea la expresión aproximada $T_a = C_t h^\alpha$ (Ec A.4.2-3 de la NSR-10). Según lo establecido en el Art. A.4.2.2 de la NSR-10, considerando los valores para el sistema estructural basados en muros concreto con valores de $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$, el periodo estimado es $T_a = 0.705$ s.

El periodo estimado empleando el Modelo 1, es de $T = 0.831$ s, la disparidad con el periodo aproximado (Ec. A.4.2-3 de la NSR-10) es de 15 %, por lo que se repite el proceso de análisis empleando un periodo de $T = 0.831$ s. Este periodo es comparado con la expresión de “Rayleigh” (Ec. A.4.2-1 de la NSR-10) $T = 0.823$ s, dado como resultado diferencia inferior al 1% entre los dos periodos, cumpliendo lo establecido en Art. A.4.2.3. El periodo estructura estimado no excede el valor máximo establecido en el Art. A.4.2.1 $C_u T_a = 0.846$,

Los parámetros empleados en la estimación de la fuerza horizontal equivalente se presentan en la Tabla 9, para las dos direcciones principales.

Tabla 9.

Parámetros FHE en direcciones principales.

| | Dirección X | Dirección Y |
|---|--------------------|--------------------|
| T MODELO | 0.831 s | 0.817 s |
| T A.4.2-2 | 0.705 s | 0.705 s |
| T A.4.2-1 | 0.823 s | 0.810 s |
| T ₀ | 0.13 s | 0.13 s |
| T _C | 0.64 s | 0.64 s |
| T _L | 4.08 s | 4.08 s |
| K | 1.17 | 1.16 |
| C _u | 1.20 | 1.20 |
| C _u T _a | 0.846 s | 0.85 s |
| S _a | 0.736 | 0.749 |
| V _s | 35755.6 kN | 36368.3 kN |

En la Tabla 10, se presentan las fuerzas horizontales calculadas para el FHE; las masas sísmicas de cada nivel son estimadas acorde con el procedimiento establecido en el Art. A.4.3.1 de la NSR-10 considerando solo las masas de los elementos que conforman el sistema estructural acorde con los Títulos B.3 y B.4 de la NSR-10 y el análisis de carga realizado en el presente trabajo.

Tabla 10.

Fuerzas sísmicas horizontales - Método FHE

| Nivel | H_{Total} (m) | M (Kg) | $M * h^K$ | C_{VX} | F_i (kN) | F_{iAcu} (kN) |
|-------|-----------------|----------|-----------|----------|------------|-----------------|
| 14 | 35 | 283387 | 17425409 | 0.118 | 4295 | 0 |
| 13 | 32 | 353322 | 19938273 | 0.135 | 4914 | 4295 |
| 12 | 30 | 353322 | 18172540 | 0.123 | 4479 | 9209 |
| 11 | 27 | 353322 | 16430001 | 0.111 | 4049 | 13687 |
| 10 | 25 | 353322 | 14712421 | 0.100 | 3626 | 17737 |
| 9 | 22 | 353322 | 13021892 | 0.088 | 3209 | 21363 |
| 8 | 20 | 353322 | 11360931 | 0.077 | 2800 | 24572 |
| 7 | 17 | 353322 | 9732630 | 0.066 | 2399 | 27372 |
| 6 | 15 | 353322 | 8140899 | 0.055 | 2006 | 29771 |
| 5 | 12 | 353322 | 6590842 | 0.045 | 1624 | 31777 |
| 4 | 10 | 353322 | 5089448 | 0.034 | 1254 | 33402 |
| 3 | 7 | 353322 | 3646944 | 0.025 | 899 | 34656 |
| 2 | 5 | 353322 | 2279961 | 0.015 | 562 | 35555 |
| 1 | 2 | 353322 | 1021372 | 0.007 | 252 | 36117 |
| 0 | 0 | 72513 | 0 | 0.000 | 0 | 36368 |
| | | 4949086 | 147563564 | 1.00 | 36368 | |

2.8.3. Método del análisis dinámico.

El análisis dinámico elástico brinda una representación más fiable del comportamiento real de la estructura debido a que considera múltiples grados de libertad, y las posibles formas en las cuales la estructura se deformará en función de la masa participante.

Los lineamientos para el análisis dinámico se establecen en el Título A.5 de la NSR-10. Acorde con el capítulo mencionado, el análisis empleado se clasifica como espectral con diafragma rígido según lo establecido en los Art. A.5.3.2 y A.5.2.1.1, respectivamente. Para realizar el diseño estructural objeto del presente trabajo, se emplea un modelo matemático elaborado en ETABS®, en el cual se define la distribución espacial de la masa y la rigidez, con el fin de representar las condiciones de la estructura.

2.8.3.1. Modos de Vibración.

Los modos de vibración obtenidos del modelo matemático empleado se presentan en la Tabla 11, con el porcentaje de masa acumulada participante en cada modo de vibración, la dirección de análisis es la misma empleada en la sección 2.8.2. del presente trabajo.

Tabla 11.

Porcentaje de participación modal

| Modo | Periodo (S) | % X | % Y | % RZ |
|-------------|--------------------|------------|------------|-------------|
| 1 | 0.831 | 66% | 0% | 0% |
| 2 | 0.817 | 66% | 68% | 0% |
| 3 | 0.782 | 66% | 68% | 68% |
| 4 | 0.199 | 66% | 85% | 68% |
| 5 | 0.183 | 66% | 85% | 84% |
| 6 | 0.179 | 84% | 85% | 84% |
| 7 | 0.086 | 84% | 91% | 84% |
| 8 | 0.078 | 84% | 91% | 84% |
| 9 | 0.077 | 84% | 91% | 90% |
| 10 | 0.074 | 84% | 91% | 90% |
| 11 | 0.074 | 90% | 91% | 90% |
| 12 | 0.072 | 91% | 91% | 90% |

Partiendo del análisis del modelo matemático, se determina que los modos de vibración que influyen de manera significativa en la respuesta dinámica de la estructura son once, en concordancia con lo establecido en el Art. A.5.4.2, de la NSR-10, estos modos de vibración generan una participación del 90% de la masa. Los efectos torsionales son considerados, asumiendo un 5% de torsión accidental establecido en el Art. A.3.6.7. de NSR-10.

El primer modo de vibración está orientado en la dirección X, y, por tanto, se tomará como la dirección principal de análisis. Adicionalmente, la estructura alcanza un 100% de participación de la masa en modo cuarenta y dos, considerando tres grados de libertad por nivel.

2.8.3.2. Cortante sísmicos por piso

Empleando combinación cuadrática completa o CQC para combinación modal, se obtienen a partir del modelo matemático los cortantes máximos para cada uno de los niveles. El ajuste del cortante dinámico total se realiza acorde con el Art.A.5.4.5 de la NSR-10 para estructuras regulares con el 80% calculado con el método de la FHE. Los factores de ajuste empleados del cortante dinámico en la dirección X es de 1.15 y en la dirección Y es de 1.13, los valores obtenidos se presentan en la Tabla 12.

Tabla 12.

Cortantes sísmicos por nivel.

| Nivel | FMX | | FMY | |
|-------|---------|---------|---------|---------|
| | VX (kN) | VY (kN) | VX (kN) | VY (kN) |
| 14 | 4300 | 8 | 8 | 4168 |
| 13 | 8668 | 17 | 8 | 4168 |
| 12 | 12199 | 26 | 18 | 8494 |
| 11 | 15108 | 33 | 18 | 8494 |
| 10 | 17597 | 40 | 26 | 12074 |
| 9 | 19791 | 45 | 26 | 12074 |
| 8 | 21737 | 50 | 33 | 15085 |
| 7 | 23446 | 55 | 33 | 15085 |
| 6 | 24936 | 58 | 40 | 17696 |
| 5 | 26224 | 60 | 40 | 17696 |
| 4 | 27293 | 62 | 46 | 20008 |
| 3 | 28086 | 63 | 46 | 20008 |
| 2 | 28552 | 64 | 50 | 22054 |
| 1 | 28712 | 64 | 50 | 22054 |

2.9. Combinaciones de carga

Las combinaciones empleadas (Ec. B.2.4 – 1 a Ec. B.2.4 – 7) para el diseño de los elementos estructurales corresponden a las establecidas por el método de resistencia última definido en el Art. B.2.4 de la NSR-10, considerando las solicitaciones establecidas en la descripción del proyecto.

En el caso de la combinación *B. 2.4 – 4* se considera 30 % de la fuerza sísmica ortogonal a la dirección de análisis con el fin de considerar la direccionalidad del sismo.

Para el dimensionamiento de la cimentación, se emplea el método de esfuerzos de trabajo establecido en el Art. *B. 2.3* de la NSR-10, combinaciones *Ec.B. 2.3 – 1* a *Ec. B. 2.3 – 10*.

2.10. Análisis de deriva.

Las derivas es uno de los mecanismos de control que permite tener una noción del comportamiento estructural, una deriva significativa expresa que la estructura cuenta con un exceso de flexibilidad, por otro lado, una deriva baja representa una gran rigidez.

En el presente capítulo se presentará los desplazamientos máximos, así como la deriva de entrepiso para cada uno de los niveles de la estructura a diseñar, siguiendo los parámetros establecidos por la NSR-10 en el Título A.6.

2.10.1.Desplazamientos máximos.

Mediante el modelo matemático se estiman los desplazamientos máximos generados por los métodos de la fuerza horizontal equivalente (FHE) y modal espectral (Modal) aplicados en las dos direcciones principales de estudio.

En las Tabla 13 y Tabla 14, se presentan los máximos desplazamientos generados por el método modal ajustado según los lineamientos del Art. A.5.4.5 (MODAL), y los resultados del método modal reducido (MODAL REDUCIDO), siendo este último el resultado de la afectación de las fuerzas sísmicas por parte del coeficiente de disipación de energía (*R*) estimado en el sección 2.4 del presente trabajo.

Tabla 13.

Desplazamiento máximo por nivel - Fuerza sísmicas en X

| Nivel | FHE | | MODAL | | MODAL REDUCIDO | |
|-------|---------|---------|---------|---------|----------------|---------|
| | Ux (mm) | Uy (mm) | Ux (mm) | Uy (mm) | Ux (mm) | Uy (mm) |
| 14 | 267 | 0.14 | 216 | 0.53 | 43 | 0.11 |
| 13 | 244 | 0.13 | 197 | 0.49 | 39 | 0.10 |
| 12 | 221 | 0.12 | 179 | 0.44 | 36 | 0.09 |
| 11 | 197 | 0.10 | 159 | 0.40 | 32 | 0.08 |
| 10 | 173 | 0.09 | 140 | 0.36 | 28 | 0.07 |
| 9 | 149 | 0.08 | 120 | 0.31 | 24 | 0.06 |
| 8 | 126 | 0.06 | 101 | 0.26 | 20 | 0.05 |
| 7 | 102 | 0.05 | 82 | 0.22 | 16 | 0.04 |
| 6 | 80 | 0.04 | 64 | 0.17 | 13 | 0.03 |
| 5 | 59 | 0.03 | 48 | 0.13 | 10 | 0.03 |
| 4 | 41 | 0.02 | 33 | 0.09 | 7 | 0.02 |
| 3 | 25 | 0.01 | 20 | 0.05 | 4 | 0.01 |
| 2 | 12 | 0.01 | 10 | 0.03 | 2 | 0.01 |
| 1 | 3 | 0.00 | 3 | 0.01 | 1 | 0.00 |

Tabla 14.

Desplazamiento máximo por nivel - Fuerza sísmicas en Y

| Nivel | FHE | | MODAL | | MODAL REDUCIDO | |
|-------|---------|---------|---------|---------|----------------|---------|
| | Ux (mm) | Uy (mm) | Ux (mm) | Uy (mm) | Ux (mm) | Uy (mm) |
| 14 | 0.11 | 253 | 0.51 | 205 | 0.10 | 41 |
| 13 | 0.10 | 235 | 0.47 | 189 | 0.09 | 38 |
| 12 | 0.09 | 215 | 0.42 | 173 | 0.08 | 35 |
| 11 | 0.08 | 195 | 0.38 | 157 | 0.08 | 31 |
| 10 | 0.07 | 173 | 0.33 | 140 | 0.07 | 28 |
| 9 | 0.06 | 152 | 0.28 | 122 | 0.06 | 24 |
| 8 | 0.05 | 129 | 0.24 | 104 | 0.05 | 21 |
| 7 | 0.04 | 107 | 0.19 | 86 | 0.04 | 17 |
| 6 | 0.03 | 85 | 0.15 | 68 | 0.03 | 14 |
| 5 | 0.02 | 64 | 0.11 | 52 | 0.02 | 10 |
| 4 | 0.01 | 45 | 0.08 | 36 | 0.02 | 7 |
| 3 | 0.01 | 28 | 0.05 | 22 | 0.01 | 4 |
| 2 | 0.00 | 14 | 0.02 | 11 | 0.00 | 2 |
| 1 | 0.00 | 4 | 0.01 | 3 | 0.00 | 1 |

Los resultados obtenidos en las Tabla 13 y Tabla 14 corresponden a los desplazamientos estimados en el centro de masa ubicado en la dirección X = 8.58 y Y = 8.27 m.

Para la modelación de la respuesta modal de la estructura, se empleó el método de combinación modal CQC y para la modelación de la respuesta modal direccional se empleó SRSS garantizando que la respuesta modal sea independiente de la dirección en la cual se aplica la carga.

2.10.2. Derivas estimadas.

Considerando los lineamientos establecidos en el Art. A.6 de la NSR-10, se estima la deriva máxima en cada dirección para cada uno de los niveles, obtenidas del análisis modal espectral. Los resultados obtenidos del modelo matemático se presentan en la Tabla 15, nivel a nivel.

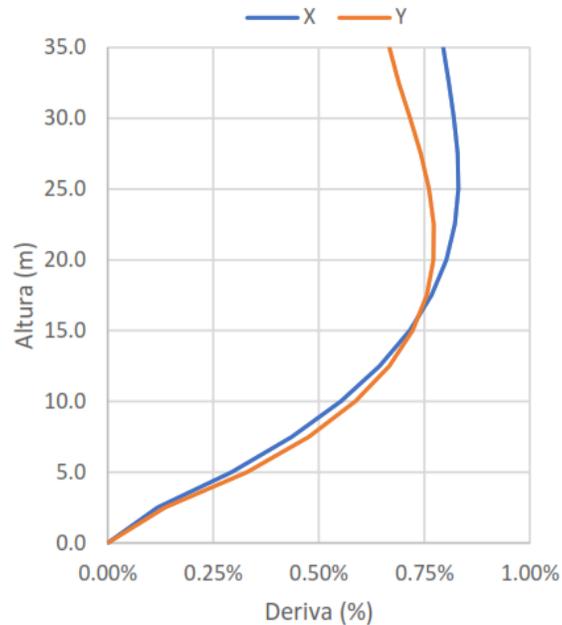
Tabla 15.

Derivas máximas en direcciones principales

| Nivel | Δ_x Max | Δ_y Max |
|--------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 14 | 0.79% | 0.67% |
| 13 | 0.81% | 0.69% |
| 12 | 0.82% | 0.72% |
| 11 | 0.83% | 0.74% |
| 10 | 0.83% | 0.76% |
| 9 | 0.82% | 0.77% |
| 8 | 0.80% | 0.77% |
| 7 | 0.77% | 0.76% |
| 6 | 0.72% | 0.72% |
| 5 | 0.64% | 0.67% |
| 4 | 0.55% | 0.59% |
| 3 | 0.44% | 0.48% |
| 2 | 0.29% | 0.33% |
| 1 | 0.12% | 0.14% |
| 0 | 0.00% | 0.00% |

De manera análoga se presenta en

Figura 9 las máximas derivas en relación con la altura de la edificación.

*Figura 9.**Máximas derivas en direcciones principales.*

3. Diseño de elementos estructurales.

En el presente capítulo se presenta el diseño de los elementos estructurales en concordancia con lo establecido en los objetivos del presente trabajo, dado la extensión de los cálculos solo se realizará el diseño de un elemento estructural por cada uno de ellos.

3.1. Diseño de muros estructurales.

Partiendo del sistema estructural de la edificación, los muros de carga son los responsables de disipar y transmitir las solicitaciones impuestas por la estructura. El diseño de los muros se realizará mediante un método racional, basado en los diagramas de interacción generados a partir del refuerzo que permita satisfacer las solicitaciones impuestas al muro a diseñar. Las presunciones

de diseño, así como la modelación de los muros se presentó en las secciones 2.1.1 y 2.6 respectivamente, consignadas en el presente trabajo.

3.1.1. Generalidades del diseño.

El muro SEMX1, será empleado como ejemplo de diseño, siendo este un muro perimetral de la estructura (ver Figura). El muro posee una longitud en planta de $l_w = 4.1 m$, un espesor $h = 0.25 m$ y una altura total $h_w = 35 m$, su relación de aspecto $A_r = h_w/l_w$ es de 8.5 y las proporciones entre el espesor y la altura de entrepiso (l_n/t_w) es de 8.3. El muro no cuenta con vacíos en su extensión tanto en planta como en altura, y las propiedades mecánicas de los materiales son las definidas en la sección 2.1.1. Se emplea el Modelo 1, asignándole un enmallado de 6X2 en los elementos tipo muro para establecer las solicitaciones impuestas.

3.1.2. Diseño por cortante

A continuación, se realizan los chequeos establecidos por la NSR-10, garantizando que $\phi V_n \geq V_u$ establecido en la Ec. C.11-1 con un factor de reducción de resistencia correspondiente al 0.75 según lo definido en el Art. C.9.3.2.3. de la NSR-10.

3.1.2.1. Resistencia a cortante aportada por el concreto

El valor máximo permitido en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que lo estipulado por la expresión definida en los Art. C.11.9.3 y C.21.9.4.1 de la NSR-10; para muros sometidos a cargas axiales el valor del cortante aportado por el concreto V_c no puede ser superior a lo definido por los Artículos C.11.9.5 y C.11.9.6.

$$C. 11.9.3 \quad V_{n \text{ Max}} = 0.83\sqrt{f'_c} * dh = 2108.13 \text{ kN}$$

$$C. 11.9.5 \quad V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} * dh = 719.64 \text{ kN}$$

Según se establece en el Art. C.11.9.6, el valor de V_c puede ser el menor de los valores calculados por medio de las ecuaciones C.11-27 y C.11-28 definidas en la NSR-10.

$$C. 11 - 27 \quad V_c = 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} * dh + \frac{\Phi P_u * d}{4L_w} = 1793.96 \text{ kN}$$

$$\frac{M_u}{V_u} + \frac{L_w}{2} = 12.88 > 0$$

$$C. 11 - 28 \quad V_c = \left[0.05 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0.1 \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{L_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] * hd = 663.49 \text{ kN}$$

El menor valor calculado con las ecuaciones anteriores C.11-27 y C.11-28 corresponde a $V_c = 663.49 \text{ kN}$, aplicando el factor de reducción de resistencia para el cortante definido en el Art. C.9.3.2.3, se asume el valor del cortante de diseño para el concreto en $\phi V_c = 497.6 \text{ kN}$.

3.1.2.2. Refuerzo a cortante.

Según lo dispuesto en el Art. C11.9.8, donde V_u sea mayor que $0.5\phi V_c$, el refuerzo debe proporcionarse con base a lo estipulado el Art. C11.9.9, y no menor que la cuantía mínima para el refuerzo horizontal establecida en el Art. C11.9.9.2, no menor que $\rho_h > 0.0025$. El valor de “d” para el cálculo de los cortantes V_c y V_s se tomará como $0.8 * l_w$ como lo permite el Art. C.11.9.4.

Adicionalmente, en el Art. C.21.9.2.3 de la norma indica que se debe emplear al menos dos capas de refuerzo cuando $V_{u \text{ max}} = 514.4 \text{ kN}$ exceda a $0.17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 899.6 \text{ kN}$, por lo anterior se permite el uso de una sola cortina de refuerzo. Sin embargo, siguiendo las recomendaciones establecidas por (NEHRP, 2010) se sugiere utilizar un mínimo de dos capas de refuerzo con el fin de evitar pandeo en el refuerzo bajo ciclos de carga y descarga; en base a estas recomendaciones se suministraran dos capas de refuerzo transversal constituido por barras #3 con

una separación $S = 0.15 \text{ m}$, el espaciamiento del refuerzo horizontal para cortante no excede los límites establecidos en el Art. C.11.9.9.3.

El refuerzo proporciona un cortante de $V_s = 1304.13 \text{ kN}$, y el cortante nominal estimado para el muro de concreto SEMX1 es de $\phi V_n = 1978.18 \text{ kN}$.

Una vez determinada la cuantía de refuerzo transversal ρ_t , se analiza los requerimientos especiales de disipación de energía establecidos en el Título C21, el cortante V_u , del muro estructural no debe exceder lo estipulado por el Art. C.21.9.4.1 para muros estructurales especiales se emplea la ecuación C.21-10:

$$C.21 - 10 \quad \phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y) = 1462.22 \text{ kN}$$

En la Tabla 16 se presenta el diseño del muro SEMX1 a cortante.

Tabla 16.

Diseño Muro SEMX1 - Cortante.

| Diseño por cortante | |
|---------------------------------------|------------|
| P_u [kN] | 3255 |
| M_u [kN * m] | 5606.4 |
| V_u [kN] | 217.02 |
| $V_{u \max}$ [kN] C. 21. 9. 4. 1 | 514.4 |
| ϕV_c [kN] C. 11. 9. 3 | 2108.1 |
| V_c [kN] C. 11. 9. 5 | 719.6 |
| V_c [kN] C. 11. 9. 6 | 663.5 |
| Refuerzo | #3 @ 15 cm |
| # Capas | 2 |
| ρ_t | 0.0032 |
| $\phi V_{n \max}$ [kN] C. 21. 9. 4. 1 | 1462.2 |
| V_s [kN] | 1304.2 |
| ϕV_s [kN] | 978 |
| ϕV_c [kN] | 497.6 |
| ϕV_n [kN] | 1462.6 |

3.1.3. Diseño por flexión y compresión

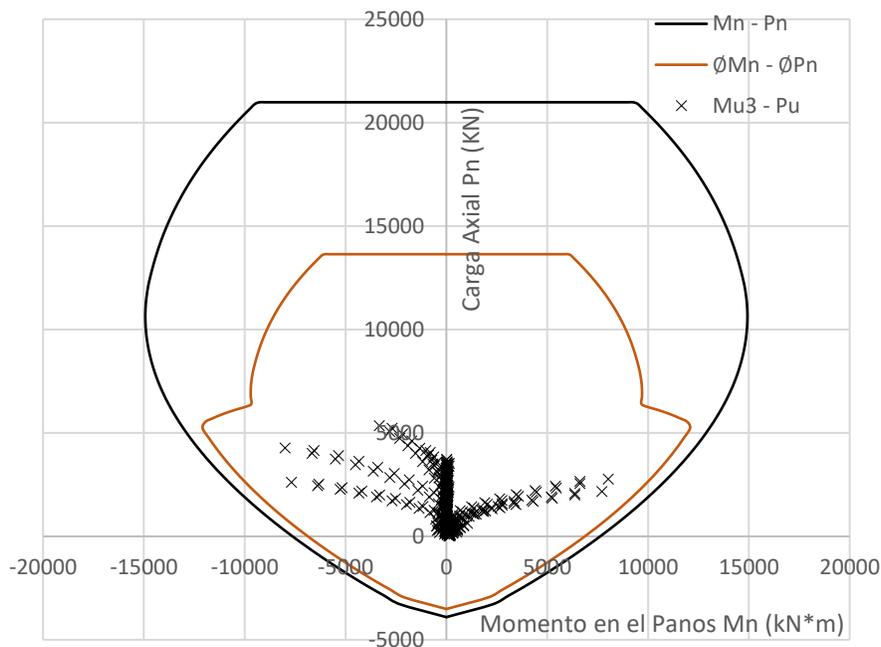
Para el diseño a flexión se asume que el muro está conformado por materiales homogéneos y solicitado a flexión, bajo esta presunción se emplea la teoría elástica basada en la compatibilidad de deformaciones y las propiedades mecánicas de los materiales definidas en la sección 2.1.1 del presente trabajo.

3.1.3.1. Diagrama de Interacción

En la Figura 10 se presenta el diagrama de interacción del muro SEMX1 para la resistencia nominal (M_n , P_n) y su correspondiente curva de diseño (ϕM_n , ϕP_n), en las zonas controladas por tracción ($\epsilon_t \geq 0.005$) $\phi = 0.9$, en zonas dominadas por compresión ($\epsilon_t \geq 0.0021$) $\phi = 0.65$, en zonas intermedias se realiza una transición lineal según lo establecido en el Art. C.9.3.2.

Figura 10.

Diagrama de interacción - Alma (Muro SEMX1).



Considerando una excentricidad nula, la resistencia axial de diseño se calcula según lo estipulado en la Ec. C.10-2 del Art. C.10.3.6.2, considerando el coeficiente de reducción $\phi = 0.65$ establecido en el Art. C.9.3.2.2.

$$C. 10 - 2 \quad \phi P_{n(max)} = 0.75\phi[0.85f'c (A_g - A_{st}) + fyA_{st}] = 12143 \text{ kN}$$

El diagrama de interacción (Figura 10) fue estimada suponiendo un refuerzo homogéneo en el alma, con barras # 5 espaciadas cada 15 cm. Esta distribución de refuerzo cumple las ecuaciones de diseño $P_u \leq \phi P_n$ y $M_u \leq \phi M_n$, las combinaciones de solicitaciones ultimas máximas de momento flector y carga axial se encuentran dentro de la curva de diseño, por ende, la disposición y cantidad de refuerzo cumple con las solicitaciones impuestas, en la Tabla 17 se presenta el resumen del muro SEMX1 por flexión y compresión.

Tabla 17.

Diseño Muro SEMX1 (Alma) - Flexión y compresión

| Diseño por Flexocompresion. | |
|------------------------------------|--------------|
| $P_u(max)$ | 5007.60 kN |
| $M_u(max)$ | 7964.60 kN*m |
| $\phi P_{n \text{ C.10-2}(max)$ | 12143 kN |
| # Capas | 2 |
| Refuerzo | #5 @ 15 cm |
| ρ_l | 0.0088 |

3.1.3.2. 3.1.3.2. Elementos de borde.

Los lineamientos para el diseño de los elementos de borde se establecen en el Art. C.21.9.6 de la NSR-10, el requerimiento de los elementos de borde se determina mediante la Ec. C.21-11, esta ecuación parte del máximo desplazamiento que se puedan presentar en el muro.

$$C. 21 - 11 \quad c \geq \frac{l_w}{600 (\delta_u/h_w)}$$

El máximo desplazamiento $\delta_u \approx 267 \text{ mm}$ se determina mediante el uso de las combinaciones de carga sin reducir, la carga axial es consistente con la combinación de carga de diseño, que produce el desplazamiento δ_u , esta carga se emplea para calcular el valor de c que corresponde a la profundidad del bloque de compresión en la sección debido a la sollicitación.

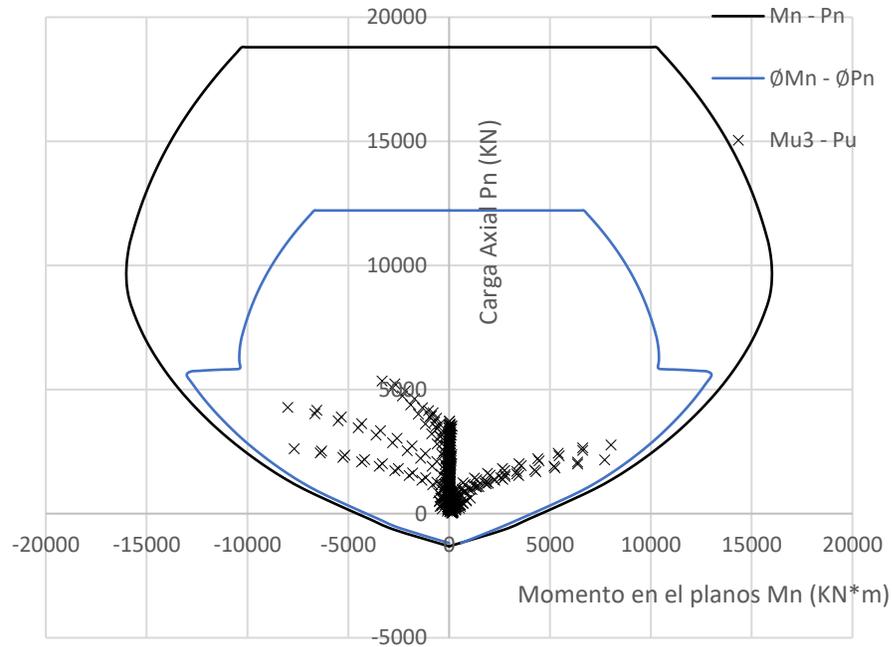
La relación $\delta_u/h_w = 0.0076$ empleada en la ecuación C.21 – 11, superior al valor mínimo de 0.007. El valor estimado de $c = 0.93 \text{ m}$, supera a valor de $l_w/600(\delta_u/h_w) = 0.87 \text{ m}$, por consiguiente, se hace indispensable el uso de elementos borde para garantizar la fluencia del acero de refuerzo longitudinal.

La profundidad del elemento de borde se establece el Art. C.21.9.6.4, su extensión no debe ser menor que el mayor valor entre $c - 0.1l_w$ (0.65 m) y $c/2$ (0.53 m), por lo tanto, realizando una aproximación, se emplea una profundidad para de 70 cm para el elemento de borde.

En la Figura 11, se presenta el diagrama de interacción debido al refuerzo suministrado al elemento de borde, el refuerzo suministrado son barras # 5 a lo largo del elemento con un espaciamiento de $S = 11 \text{ cm}$ cumpliendo con lo establecido en el Art. C.11.9.9.5 del al NSR-10, adicionalmente se suministra una barra del mismo calibre en los extremos del elemento de borde.

Figura 11.

Diagrama de interacción - Elemento borde (Muro SEMX1).



Para el refuerzo transversal se dispone según lo establecido en el Art. C.21.6.4.2, el refuerzo transversal se estima con base a los requerimientos en el Art. C.21.6.4.4, por lo que se emplea estribos con barras #3 espaciadas $S = 7.5 \text{ cm}$. La disposición de los estribos cerrados y estribos suplementarios se establece para garantizar el apoyo al refuerzo longitudinal, se suministra 7 ramas de estribos en la dirección de l_w y 3 en la dirección de h_w ; en la Tabla 18 se presenta el resume el elemento de borde.

Tabla 18.

Diseño Muro SEMX1 - Elemento de borde.

| Diseño elemento de borde | | |
|---|----------------------------------|----------------------------------|
| $l_{E.B}$ (cm) | 70 | |
| $h_{E.B}$ (cm) | 25 | |
| A_g (cm ²) | 1750 | |
| A_{ch} (cm ²) * | 1216 | |
| S_{Long} (cm) | 7.5 | |
| S_{Tran} (cm) | 7.5 | |
| | Paralelo h_w | Paralelo l_w |
| Barra_{Long} | #5 | #5 |
| Barra_{Tran} | #3 | #3 |
| # Ramas | 3 | 7 |
| A_{sh} (cm²)** | 2.13 | 4.97 |

* Área de concreto confinada.

** Área requerida de refuerzo transversal.

3.2. Diseño de la losa de entrepiso.

El sistema de entrepiso consiste en una losa maciza en una dirección de espesor constante a lo largo de toda su extensión, cuenta con vacíos destinados al ascensor, escaleras y ductos de servicio, sin que sus dimensiones generen irregularidades en el diafragma como se estableció en la sección C.1.3 del presente trabajo.

3.2.1. Generalidades de diseño.

Los materiales empleados para la losa de entrepiso son definidos en la sección 2.1.1 del presente trabajo, las solicitaciones impuestas a la losa se determinan a partir del Modelo 2. El diseño de la losa se determina con base a los requisitos establecidos en los Títulos C.9 y C.10 de la NSR-10 y las recomendaciones de (Orrego, 2017) para la modelación de la losa con un elemento como elemento “Shell Thin”.

3.2.2. Espesor de la losa.

El diseño de losas por métodos basados en resistencias, conjuntamente con el uso materiales de mayor resistencia genera elementos relativamente esbeltos. En consecuencia, el

agrietamiento de la losa debido de deflexiones excesivas pueden generar pisos combados y grandes vibraciones.

En la Tabla C.9.5(a) de la NSR-10, se presentan relaciones de espesor en función de la longitud de vanos entre elementos, a menos que las deflexiones estimadas indiquen el uso de espesores menores. En este caso la sección crítica se presenta en la habitación principal (Ver

Figura 68) con una longitud de vano aproximadamente de $\ell \approx 4 \text{ m}$, partiendo de las deflexiones determinadas en la sección 3.2.4.1 del presente trabajo, se determina que el espesor de la losa $h = 0.17 \text{ m}$, y asumiendo un recubrimiento de $r = 20 \text{ mm}$ según lo establecido el Art. C.7.7.1. de la NSR-10.

3.2.3. Diseño de losa por cargas gravitacionales.

Para realizar un análisis por cargas gravitacionales se emplea la combinación B.2.4-2 definida en el Art. B.2.4.2 de la NSR-10, considerando solo las solicitaciones generadas por cargas vivas y muertas en la losa de entrepiso.

3.2.4. Diseño a flexión.

Para el diseño a flexión se supondrá que una sección de la losa de entrepiso se comporta como una viga rectangular sometida a flexión, esta aproximación tiende a ser conservadora debido a que no considera la restricción lateral proporcionada por las secciones adyacentes a la losa, asumiendo que el módulo de Poisson del material es igual a cero (McCormac & Russell, 2011).

La relación de ancho y longitud consideradas para el análisis son $\ell_{Aferente} = 1 \text{ m}$ y una longitud equivalente a la longitud del vano a analizar de $\ell \approx 4 \text{ m}$ los valores del análisis se presentan en la Tabla 19.

Tabla 19.

Diseño a flexión - Losa de entrepiso.

| Diseño a flexión | |
|---------------------------------|--------|
| ℓ (m) | 4 |
| ℓ_{Afe} (m) | 1 |
| h_{losa} (m) | 0.17 m |
| n^* | 15 |
| r (m) ** | 0.02 |
| M_{uD} (kN * m) | 13.37 |
| M_{uD+L} (kN * m) | 18.24 |
| ρ_{Min} | 0.0033 |
| As_{Req} (mm ²) | 484.12 |
| # Barra | #4 |
| S (m) | 0.25 |
| As_{Sum}^+ (mm ²) | 508 |
| As_{Sum}^- (mm ²) | 508 |

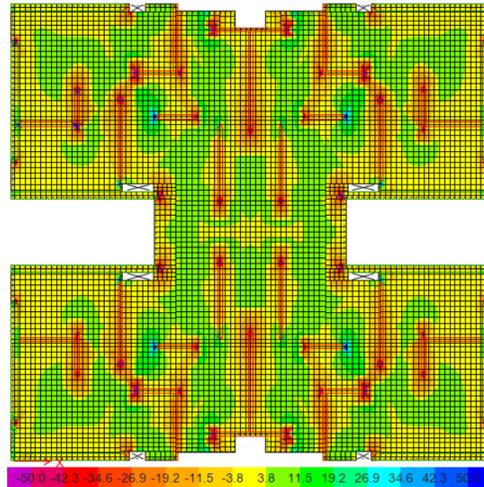
* Relación de los módulos elásticos del acero y concreto.

** Recubrimiento.

En la Figura 12 y Figura 13 se presentan la distribución de momentos en la losa de entrepiso estimados en ETABS correspondientes a la planta catorce de la estructura.

Figura 12.

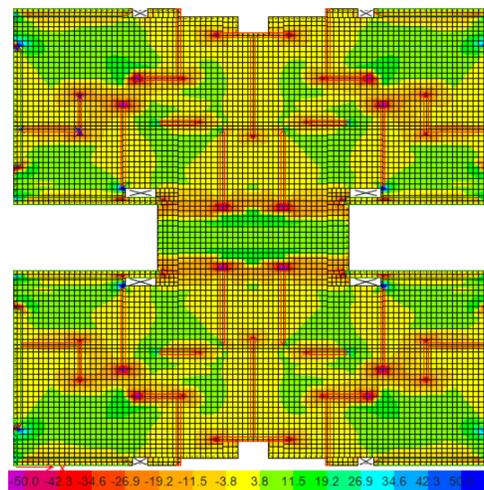
Diagrama de momentos M11 Planta 14 (En dirección X) Rango (-50,50) (kN.m/m).



Los momentos son tomados en la planta catorce considerando los efectos sísmicos y gravitacionales (Ver sección 2.6.2 del presente trabajo) resultantes de las combinaciones de diseño de la Sec. 0. del presente documento, debido a que la losa de entrepiso es modelada mediante un elemento tipo Shell.

Figura 13.

Diagrama de momentos M22 Planta 14 (En dirección Y) Rango (-50,50) (kN.m/m).



La cuantía considerada para el refuerzo a flexión se estima con base al área de refuerzo mínimo a tracción establecido en el Art. C.10.5.1, suministrando refuerzo en una dirección para el

refuerzo inferior de la losa. Para el refuerzo superior de la losa se suministra los valores establecidos en la Tabla 19, solo en la dirección “X”, el espaciamiento empleado para el refuerzo superior e inferior de la losa cumple con lo establecido en el Art. C.7.6.5.

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura se asume como 0.0018 según lo establecido con base al Art. C.7.12.2.1, en este caso se suministra barras #3 espaciadas $S = 25\text{cm}$ el espaciamiento empleado cumple con el Art. C.7.12.2.2. El refuerzo por retracción y temperatura se dispone por consideraciones constructivas por encima del refuerzo primario en la dirección “Y”.

3.2.4.1. Estimación de las deflexiones en la losa.

Considerando que la losa está sometida a cargas normales de servicio relacionadas con los usos y/o la ocupación de la estructura es indispensable estimar las posibles deflexiones que se pueden presentar a corto y largo plazo en la losa de entrepiso.

Las deflexiones máximas admisibles en la losa, se establece según la Tabla C.9.5(b) de la NSR-10, considerando un sistema de entrepiso que esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes ($\ell/240 = 0.016667\text{ m} \approx 16.7\text{ mm}$), en la Tabla 20 se presenta el resumen de las deflexiones estimas en el sistema de entrepiso.

Tabla 20.

Deflexiones estimadas para losa.

| | |
|---|----------|
| I_{cr} (m^4) – Fisuración. | 0.000150 |
| I_e (m^4) – Efectiva. | 0.000185 |
| I_g (m^4) – Bruta. | 0.000255 |
| I_e/I_g | 0.72 |
| δ_L [mm] * | 2.01 |
| δ_D [mm] ** | 4.54 |
| δ_{D+L} [mm] *** | 6.56 |
| δ_{SL} [mm] **** | 0.62 |

| | |
|--------------------------|-------|
| δ_{LT} [mm] ***** | 11.10 |
|--------------------------|-------|

Los factores empelados para determinar la deformación a largo plazo son los establecidos en el Art. C.9.5.2.5, considerando $\xi = 2.0$ para periodos de tiempo de 5 años o más. Las inercias, así como el momento de fisuración empleados para estimar las deformaciones en la losa son estimados en función de las ecuaciones establecidas en el Art. C.9.5.2.3 de la NSR-10.

3.2.5. Diseño por cortante.

El chequeo del cortante en la losa de entrepiso se realiza en función a lo establecido en el Título C.11 de la NSR-10. El cortante ultimo distribuido a lo largo de la losa no debe superar lo establecido en el Art. C.11.2.1.1 donde $\phi V_c = \phi 0.17 \lambda \sqrt{f'c} b_w d = 114.7 \text{ kN}$, considerando un ancho de losa de $b_w = 1 \text{ m}$ y un espesor de losa $d = 0.15 \text{ m}$.

Debido a que la losa de entrepiso es modelada mediante un elemento tipo Shell, es indispensable chequear el cortante en el primer y último nivel de la estructura con el fin de que no se superen los valores máximos, estimados por la acción de las combinaciones de diseño presentadas en la Sección 0 del presente trabajo. Los valores del cortante son determinados mediante elementos Strips distribuidos en las zonas en las cuales se espera un mayor cortante como se presenta en las Figura 14 y Figura 15 , donde se presenta los valores de cortante del primer nivel (Izquierdo) y catorceavo nivel (Derecho).

Figura 14.

* Deflexión inicial por carga viva total (δ_L)

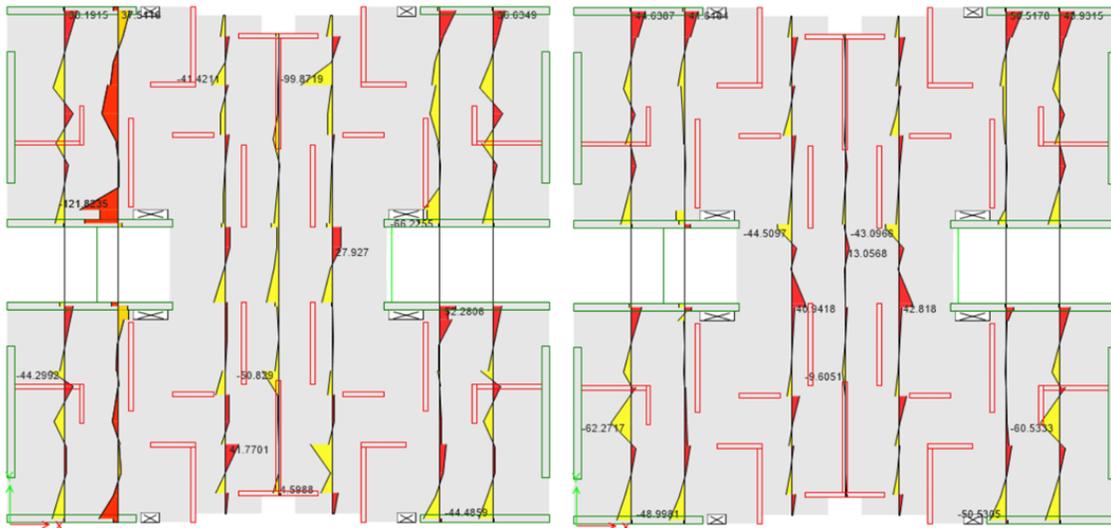
** Deflexión instantánea o a corto plazo por carga muerta (δ_D)

*** Deflexión instantánea o a corto plazo por carga muerta + carga viva total ($\delta_D + \delta_L$)

**** Deflexión inicial debida a 30% de la carga viva total (δ_{SL})

***** Deflexión a largo plazo por carga muerta más 30% de la carga viva permanente durante tres años (δ_{LT})

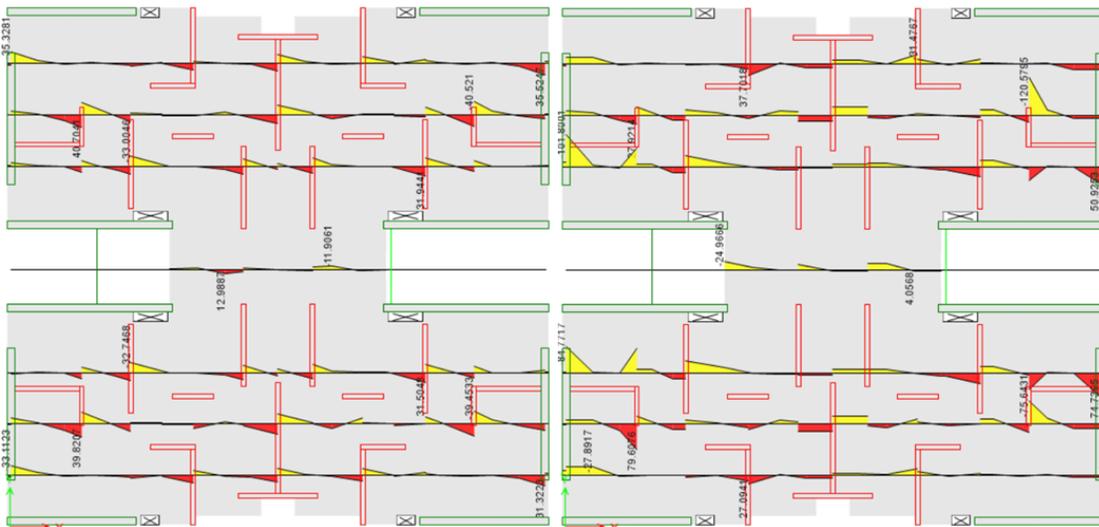
Cortante último en losa en la dirección “Y” Planta 1 y 14 (kN).



Los valores que superan el valor máximo permitido ϕV_c en las Figura 14 y Figura 15, se presentan debido a la proximidad de los elementos estructurales, el cortante debe ser tomado a una distancia no menor a “d” tomada desde la cara del elemento estructural.

Figura 15.

Cortante último en losa en la dirección “X” Planta 1 y 14 (kN).



3.2.6. Diseño de los elementos colectores.

Los colectores son elementos sometidos a compresión y tensión que reúnen las fuerzas cortantes generadas por la compatibilidad de deformaciones entre los elementos estructurales, el diseño de estos elementos se realiza con base al procedimiento establecido por (ASCE 7-10, 2010) cómo se sugiere en el Art. CR.21.11.7.5 de la NSR-10.

Las fuerzas de diseño para el diafragma “ f_{px} ” se estiman para cada uno de los niveles según la Sección 12.8 del (ASCE 7-10, 2010), las fuerzas estimadas se presentan en la Tabla 21, donde los valores estimados no deben ser menores que $F_{px,min} = 0.2 S_{DS} I_e w_{px} = 669.35 \text{ kN}$ ni mayor que $F_{px,max} = 0.4 S_{DS} I_e w_{px} = 1338.70 \text{ kN}$.

Tabla 21.

Fuerzas de diseño - Diafragma.

| Piso | F_x (kN) | F_y (kN) | $F_{px,X}$ (kN) | $F_{px,Y}$ (kN) |
|----------------|------------|------------|-----------------|-----------------|
| Piso 14 | 4317 | 4276 | 1338.70 | 1338.70 |
| Piso 13 | 3961 | 3931 | 1338.70 | 1338.70 |
| Piso 12 | 3609 | 3590 | 1338.70 | 1333.71 |
| Piso 11 | 3262 | 3253 | 1321.82 | 1098.03 |
| Piso 10 | 2920 | 2920 | 1085.48 | 886.50 |
| Piso 9 | 2583 | 2591 | 873.93 | 698.79 |
| Piso 8 | 2253 | 2267 | 686.75 | 669.35 |
| Piso 7 | 1929 | 1948 | 669.35 | 669.35 |
| Piso 6 | 1613 | 1636 | 669.35 | 669.35 |
| Piso 5 | 1305 | 1330 | 669.35 | 669.35 |
| Piso 4 | 1007 | 1033 | 669.35 | 669.35 |
| Piso 3 | 721 | 745 | 669.35 | 669.35 |
| Piso 2 | 450 | 471 | 669.35 | 669.35 |
| Piso 1 | 201 | 214 | 669.35 | 669.35 |
| Base | 30130 | 30204 | 12669.51 | 12049.21 |

Empleando las combinaciones de diseño enunciadas en la Sección 0 del presente trabajo, se determinan las solicitaciones a las que se ve expuesta la conexión entre el diafragma y los elementos estructurales. Con el fin de considerar la sobrerresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas se emplea un factor de amplificación de $\Omega_0 = 2$,

según las recomendaciones dadas por la Sección CR.21.11.2 de la NSR-10, para el cortante siendo este la condición más crítica.

El diseño de los colectores se ejemplificará con el diseño para el muro SEMX1. El ancho efectivo del colector " b_{eff} " se definirá como el ancho más la mitad de la longitud de muro en estudio, la profundidad de este fuera de la extensión del muro no será menor que la mitad de su longitud. La disposición del refuerzo suministrado se realizará con base los requerimientos dados por el Art. C.21.11.7.6; los parámetros de diseño del colector para el muro SEMX1 se presentan en la Tabla 22.

Tabla 22.

Diseño de colector - Muro SEMX1

| Diseño de Colectores | |
|-----------------------------------|----------------|
| f_c | 28 MPa |
| F_y | 420 MPa |
| V_u | 1918 kN |
| Calibre de barra empleado. | #4 |
| Separación | 0.25 m |
| Ancho del Colector | 2.35 m |
| Profundidad del Colector | 2.00 m |
| Cantidad de Refuerzo | 18.80 cm^2 |
| V_{u-Placa} | 1000.24 kN |
| V_{u-Colector} | 917.60 kN |
| Área de Acero | 2184.76 mm^2 |
| Separación: | 0.136 m |
| Separación ajustada | 0.1 m |

Con el fin de considerar los esfuerzos de compresión y de tensión en los colectores se sigue los lineamientos establecidos por el Art. C.21.11.7.5, garantizando que en caso que los esfuerzos de compresión excedan $0.2f'c = 5.6 \text{ Mpa}$, se suministrará refuerzo transversal con espaciamiento de 0.1 m y un ancho equivalente al espesor del muro analizado, este confinamiento se garantizara hasta que el esfuerzo a compresión sea menor a $0.15 f'c = 4.2 \text{ MPa}$.

Los esfuerzos de compresión en el diafragma son presentados en la Figura 17 y Figura 16 para el primer y último nivel debida a que se considera que la losa contribuye a la rigidez global de la estructura, los lineamientos del modelo matemático se describe en la sección 320 del presente trabajo.

Figura 17.

Esfuerzos de compresión diafragma en X para el primer y último nivel (MPa).

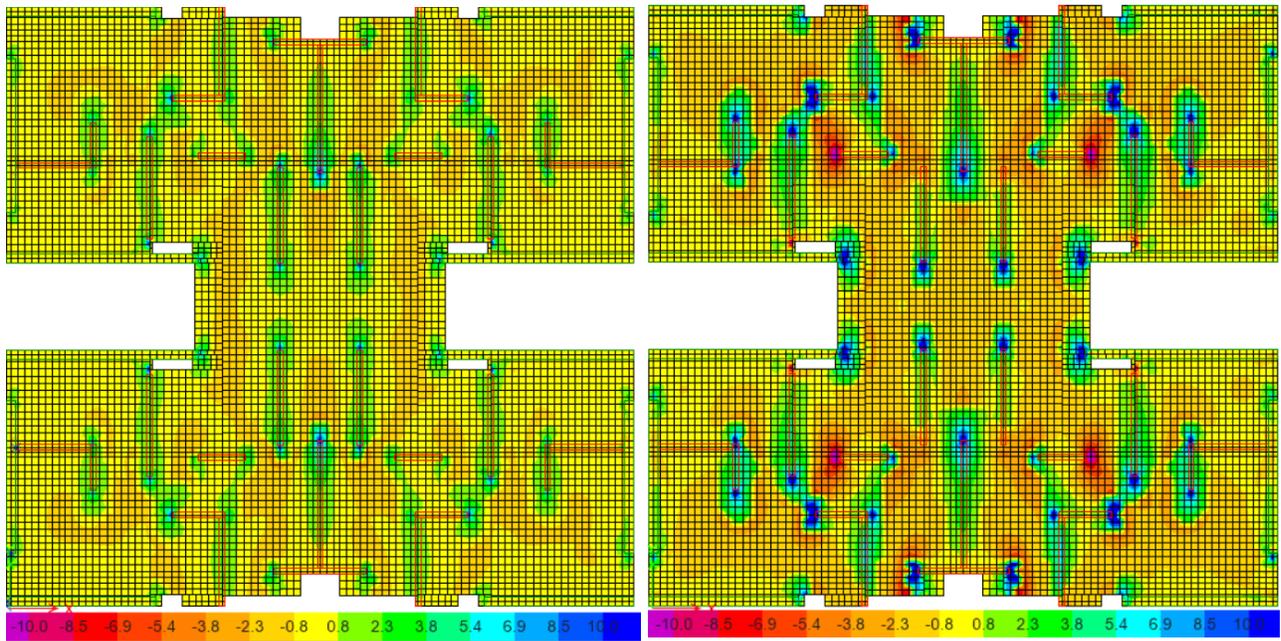
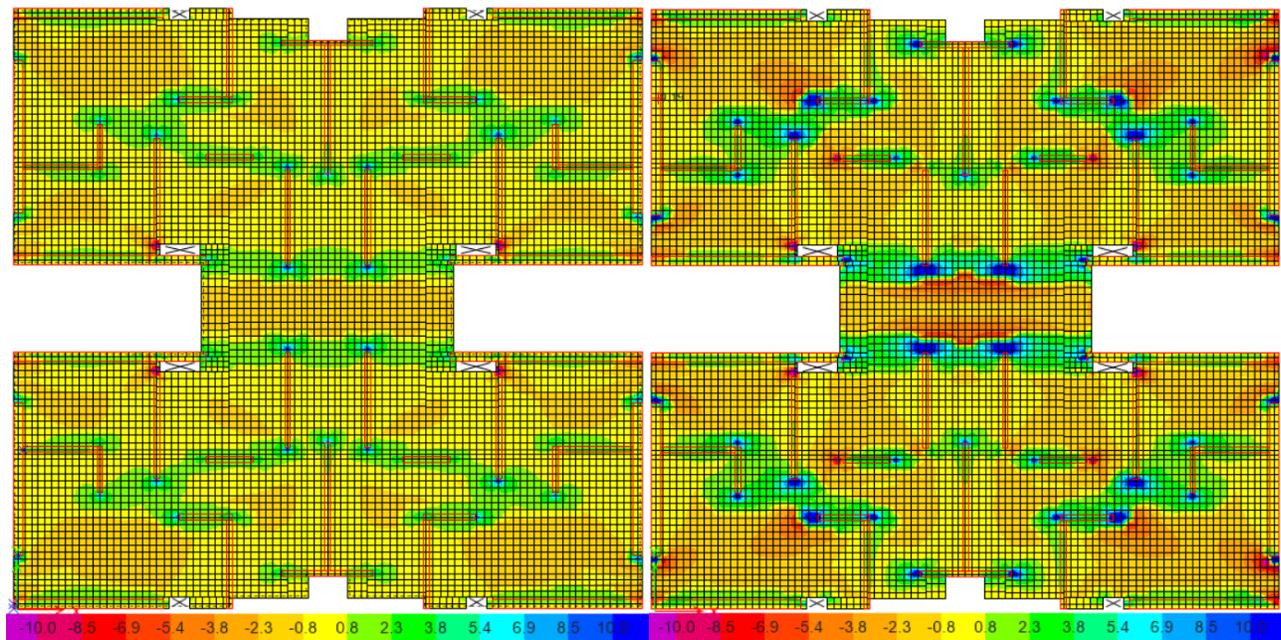


Figura 16.

Esfuerzos de compresión diafragma en Y para el primer y último nivel (MPa).



3.3. Diseño de la cimentación.

La cimentación de la edificación está compuesta por un sistema de vigas rígidas entrelazadas con una losa de cimentación, las vigas se encuentran inmersas en la losa. Las vigas rígidas brindan apoyo a los muros principales y la losa permite distribuir las solicitaciones impuestas por la estructura de manera uniforme al suelo.

3.3.1. Generalidades del diseño.

Dado que en la NSR -10 se empleara el procedimiento y las recomendaciones establecidas en Soil- Structure Interaction for Building Structures (NEHRP, 2012) y Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-17, 2014), basada en una aproximación finita del comportamiento no lineal de la fundación, empleando el modelo de Winkler, para representar la rigidez vertical y rotacional aportada por el suelo.

Se emplea el Modelo 3 para determinar las solicitaciones de la cimentación, se ensayan diferentes espesores para losa y vigas de cimentación determinando las dimensiones idóneas para soportar las solicitaciones impuestas.

Mediante un proceso iterativo en el cual se empleaban verifican que los esfuerzos máximos no sobrepasen los admisibles, se determina un espesor homogéneo para la losa de 55 cm y una sección transversal de 120 cm por 120 cm para las vigas. Los parámetros geométricos de la cimentación se presentan en la Tabla 23.

Tabla 23.

Parámetros geométricos de la cimentación.

| | | |
|--------------------------------------|--------------------------------------|--------|
| Ancho losa (m) | 2B | 16.459 |
| Largo losa (m) | 2L | 17.24 |
| Área (m²) | 2B * 2L | 283.75 |
| Espesor losa (m) | e | 0.55 |
| I_x (m⁴) | (2L) * (2B)³/12 | 6406 |
| I_y (m⁴) | (2B) * (2L)³/12 | 7028 |
| J_t (m⁴) | I_x + I_y | 13434 |

Los materiales y sus propiedades empleados en el diseño de la cimentación son los establecidos en la sección 2.1.4, los datos sísmicos y geotécnicos del suelo son los establecidos en 2.1.4 del presente trabajo, estos datos son empleados para realizar el análisis de la cimentación y fueron tomados del estudio de suelos suministrado. Los datos empleados se presentan en la Tabla 24.

Tabla 24.

Parámetros del suelo.

| | |
|--|------|
| E (MPa) | 17.7 |
| V_{so} (m/s) | 494 |
| γ (kN/m³) | 20 |
| Q_a (Pa) | 200 |
| v – coef. Poisson | 0.4 |
| G – Modulo Cortante (MPa) | 4.9 |
| Factor seguridad | 3 |
| A_a | 0.35 |
| A_v | 0.3 |
| F_a | 1.1 |
| F_v | 1.7 |
| Tipo Suelo | D |
| K – Coef. Balasto (kg/cm³) | 8.2 |
| Asentamiento (cm) | 2.5 |

Para el análisis de la cimentación, se optará por utilizar el método flexible bajo la suposición de una aplicación concéntrica del peso de la estructura y una distribución lineal de presiones sobre el suelo. La presión admisible soportada por el suelo "q_a" se fundamenta en la

mecánica de materiales, empleando usualmente factores de 2.5 a 3 en función del suelo y de la cimentación empleada, no obstante, considerando las recomendaciones de (Darwin, Dolan, & Nilson, 2016) se empleara para el diseño un factor 1.33 para las combinaciones de viento y sismo, debido tiende a amplificar los efectos de volcamiento por la dirección de su aplicación.

Por tanto, la presión máxima admisible para las combinaciones de servicio que incluyan sismo o viento se amplificaran un $1.33 * qa = 1.33 * (2.0 \text{ Ton}/m^3) = 2.67 \text{ Ton}/m^3 \approx 26.2 \text{ kN}/m^3$, siendo acorde con lo dispuesto en el Art. H.2.4.2 de la NSR 10.

3.3.2. Solicitaciones en la cimentación.

Para la verificación de la presión sobre el suelo, se utilizará el método de esfuerzos de trabajo o de estado límite de servicio definido en el Art. B.2.3 de la NSR-10. En la Tabla 25. se presentan los resultados arrojado por el software, para la estimación de las reacciones en la base de la estructura.

Tabla 25.

Reacciones en la base, dadas en kN y kN-m, para las cargas de servicio.

| Load Case/Combo | FX (kN) | FY (kN) | FZ (kN) | MX (kN -m) | MY (kN -m) | MZ (kN -m) |
|---|---------|---------|---------|------------|------------|------------|
| S1 (1.0D+1.0L) | 0 | 0 | 63800 | 528870 | -547201 | 600 |
| S2 (1.0D+0.7Ex) Max | 3460 | 0 | 55923 | 463576 | -417926 | 31343 |
| S2 (1.0D+0.7Ex) Min | -3460 | 0 | 55923 | 463574 | -539211 | -30511 |
| S3 (1.0D+0.7Ey) Max | 0 | 3400 | 55923 | 524081 | -478568 | 31970 |
| S3 (1.0D+0.7Ey) Min | 0 | -3400 | 55923 | 403069 | -478569 | -31139 |
| S4 (1.0D+0.75L+0.75*(0.7)Ex) Max | 2595 | 0 | 61831 | 512547 | -484561 | 23749 |
| S4 (1.0D+0.75L+0.75*(0.7)Ex) Min | -2595 | 0 | 61831 | 512546 | -575525 | -22641 |
| S5 (1.0D+0.75L+0.75*(0.7)Ey) Max | 0 | 2550 | 61831 | 557926 | -530043 | 24220 |
| S5 (1.0D+0.75L+0.75*(0.7)Ey) Min | 0 | 0 | 63800 | 528870 | -547201 | 600 |

3.3.3. Cálculo de las rigideces del suelo (Resortes).

En esta sección se calcula la rigidez estática de la cimentación para los diferentes grados de libertad y el factor de corrección por profundidad, definidos según Figura 8-2 (Elastic Solutions for Rigid Footing Spring Constraints) del ASCE 41-17.

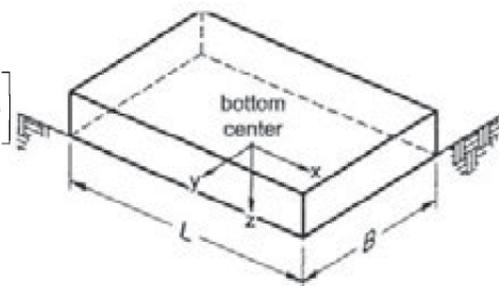
Para el uso de estas ecuaciones, dado que estas dependen del módulo de cortante G , se emplea el módulo de cortante aportado por el estudio de suelos, y no el estimado según la metodología del ASCE 41-17, el módulo de cortante G dado en el estudio de suelos es mucho menor que el calculado por el ASCE 41-17, por tanto, el primero arroja resultados más conservadores que el segundo. En la Figura 18 y

Figura 19 se presenta las fórmulas empleadas.

Figura 18.

Rigidez de la cimentación en superficie - Adaptado: ASCE 41-17 (Figura 8-2)

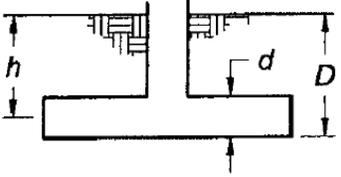
| | |
|-----------------------------|---|
| Translation along x -axis | $K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$ |
| Translation along y -axis | $K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$ |
| Translation along z -axis | $K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$ |
| Rocking about x -axis | $K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$ |
| Rocking about y -axis | $K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$ |
| Torsion about z -axis | $K_{zz,sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$ |



Orient axes such that $L > B$. If $L = B$, use x -axis equations for both x -axis and y -axis.

Figura 19.

Factor de corrección por empotramiento - Adaptado: ASCE 41-17 (Figura 8-2)

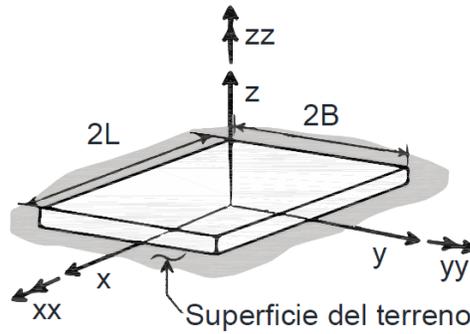
| | | |
|--------------------------|---|---|
| Translation along x-axis | $\beta_x = \left(1 + 0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$ |  <p>d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height)</p> |
| Translation along y-axis | $\beta_y = \left(1 + 0.21\sqrt{\frac{D}{L}}\right) \cdot \left[1 + 1.6\left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right]$ | |
| Translation along z-axis | $\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2 + 2.6\frac{B}{L}\right)\right] \cdot \left[1 + 0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{\frac{2}{3}}\right]$ | |
| Rocking about x-axis | $\beta_{xx} = 1 + 2.5\frac{d}{B}\left[1 + \frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]$ | |
| Rocking about y-axis | $\beta_{yy} = 1 + 1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5 + 3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$ | |
| Torsion about z-axis | $\beta_{zz} = 1 + 2.6\left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$ | |

Los ejes de referencia empleados así como los parámetros geométricos para el cálculo de las ecuaciones establecidas en la Figura 18 y

Figura 19 se presentan en la Figura 20.

Figura 20.

Orientación de ejes y longitudes para cálculo de rigidez estática. Adaptado: NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012)



En las Tabla 26 y

Tabla 27, se presentan los valores de los coeficientes calculados a partir de las fórmulas presentadas en la Figura 18 y

Figura 19.

Tabla 26.

Rigidez de la cimentación en superficie.

| | |
|-----------------------------------|----------|
| 2B (m) | 16.459 |
| 2L (m) | 17.240 |
| G (kPa) | 4.9 |
| v – coef. Poisson | 0.4 |
| K_x (kN/m) | 2372.7 |
| K_y (kN/m) | 242924 |
| K_z (kN/m) | 329844 |
| K_{xx} (kN/m) | 19283245 |
| K_{yy} (kN/m) | 20781879 |
| K_{zz} (kN/m) | 24606572 |

Tabla 27.

Factores de corrección por profundidad.

| | |
|--------------------------------|--------|
| 2B (m) | 16.459 |
| 2L (m) | 17.240 |
| D (m) | 1.0 |
| d (m) | 0.55 |
| h (m) | 0.725 |
| β_x | 1.211 |
| β_y | 1.212 |
| β_z | 1.066 |
| β_{xx} | 1.090 |
| β_{yy} | 1.267 |

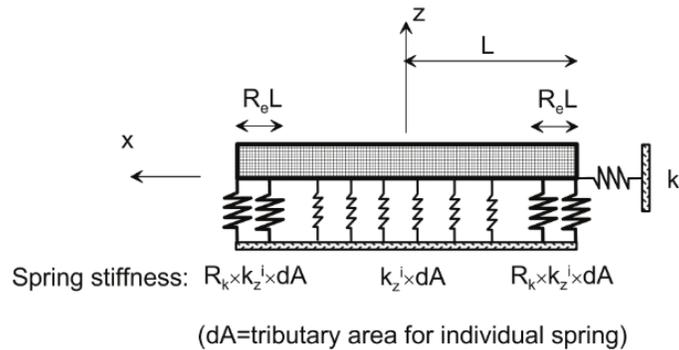
| | | |
|----------------------------------|--------------|----------|
| | β_{zz} | 1.239 |
| $K_{xf} = K_{x0} * \beta_x$ | (kN/m) | 292957 |
| $K_{yf} = K_{y0} * \beta_y$ | (kN/m) | 294530 |
| $K_{zf} = K_{z0} * \beta_z$ | (kN/m) | 351463 |
| $K_{xxf} = K_{xx0} * \beta_{xx}$ | (kN/m) | 21012743 |
| $K_{yyf} = K_{yy0} * \beta_{yy}$ | (kN/m) | 26333202 |
| $K_{zzf} = K_{zz0} * \beta_{zz}$ | (kN/m) | 30476969 |

Una vez obtenidos los factores de la rigidez de la cimentación en superficie y los factores de corrección por profundidad, se estima la corrección en las rigideces rotacionales, según las ecuaciones 2 – 21a y 2 – 21b del NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012). En la siguiente figura, se muestra la fundamentación de lo dicho anteriormente.

Figura 21.

Representación de los resortes verticales usados para representar la rigidez rotacional.

Adaptado: NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012)



En general, el incremento de la rigidez del resorte R_k , puede calcularse en función de la proporción de la longitud final de la fundación, R_e como:

$$\text{Rocking}(yy): R_{k,yy} = \frac{\left(\frac{3k_{yy}}{4k_z^i B L^3}\right) - (1 - R_e)^3}{1 - (1 - R_e)^3} \quad 2-21a$$

$$\text{Rocking}(xx): R_{k,xx} = \frac{\left(\frac{3k_{xx}}{4k_z^i B^3 L}\right) - (1 - R_e)^3}{1 - (1 - R_e)^3} \quad 2-21b$$

Adaptado: NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012)

La ecuación 2 – 21 enunciada en el NIST GCR 12-917-21, fue deducida para estimar el momento que producen los resortes por unidad de fundación rotacional a la rigidez rotacional k_{yy} o k_{xx} . En las ecuaciones 2 – 21a y 2 – 21b el valor R_e puede ser seleccionado (Usualmente entre 0.3 y 0.5, Ejemplo de aplicación 7 ; NIST GCR 12-917-21), lo que proporciona un único valor de R_k . Esta corrección por rigidez rotacional no preserva la rigidez vertical original k_z . Sin embargo, se puede considerar como una aproximación válida debido a que el balanceo es el modo de vibración más crítica para la mayoría de las estructuras, la rigidez estimada en los extremos de la cimentación se presenta en la Tabla 28.

Tabla 28.

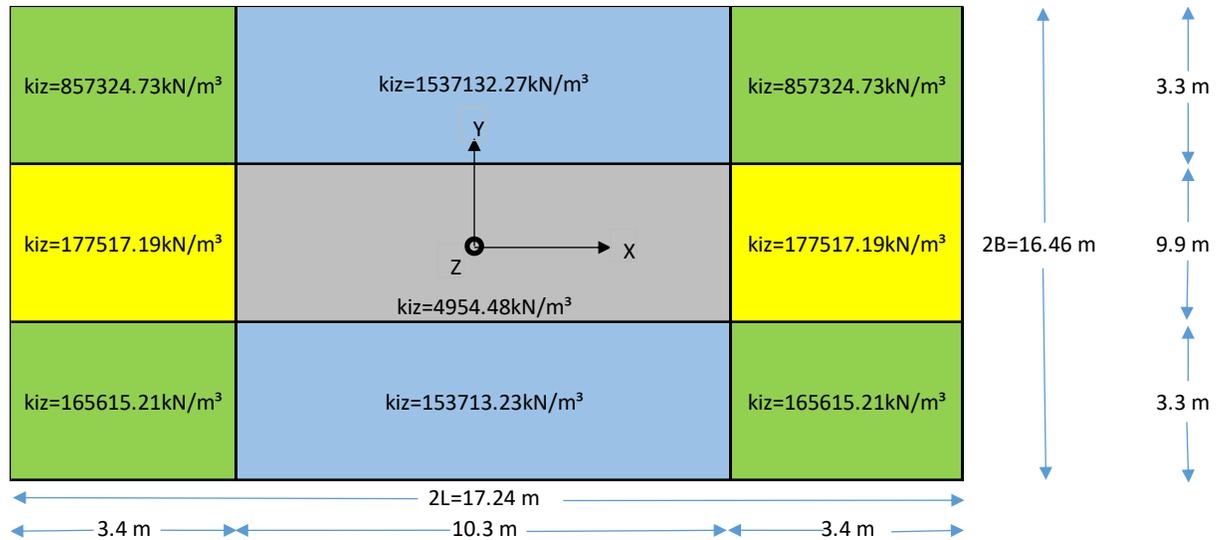
Rigidez de la cimentación en los extremos.

| | |
|--|---------|
| 2B (m) | 16.46 |
| 2L (m) | 17.24 |
| K_{iz} (kN/m³) | 4.95 |
| R_e | 0.4 |
| $R_{k,yy}$ | 3.58 |
| $R_{k,xx}$ | 3.10 |
| $R_e * 2B$ (m) | 6.58 |
| $R_e * B = \text{Dist. Extrema (B)}$ (m) | 3.29 |
| $R_e * 2L$ (m) | 6.9 |
| $R_e * L = \text{Dist. Extrema (L)}$ (m) | 3.45 |
| $K_{iz} * R_{k,yy}$ (kN/m³) | 17529.6 |
| $K_{iz} * R_{k,xx}$ (kN/m³) | 15243.9 |

Una vez estimada la rigidez del suelo, se puede generar una imagen plana como representación de la rigidez aportada a la cimentación. La modelación de la cimentación, así como los parámetros y valores estimados son utilizados en el Modelo 3.

Figura 22.

Rigidez de la cimentación distribuida en la losa.



3.3.4. Clasificación de la cimentación - flexible, intermedio o rígido.

Este cálculo se realiza para determinar si el espesor de la cimentación y catalogarla como un cimiento rígido, intermedio o flexible. Basado en el modelo de Winkler, quien en 1867 estableció una relación lineal entre la fuerza en la fundación y la deformación asumida. A continuación, se presenta brevemente su expresión.

$$2-20a \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{B * K_s}{4EI}} \quad \beta * Lc \rightarrow \begin{cases} \leq \frac{\pi}{4} \rightarrow \text{Cimiento Rígido.} \\ \leq \frac{\pi}{2} \rightarrow \text{Cimiento Intermedio.} \\ \geq \frac{\pi}{2} \rightarrow \text{Cimiento Flexible.} \end{cases}$$

Adaptado: NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012)

β = Relación de rigideces.

B = Ancho del cimiento.

K_s = Rigidez del suelo o coeficiente de balasto.

E = Módulo de elasticidad – Concreto reforzado del cimiento.

I = Inercia del cimiento, tomada en cada dirección.

L_c = Separación máxima de las cargas puntuales de la edificación.

Dada la teoría anterior, se hace el cálculo para determinar del comportamiento de la cimentación clasificándola como un cimiento rígido, intermedio o flexible como se presenta en la Tabla 29.

Tabla 29.

Clasificación de la cimentación.

| | |
|-------------------------------------|----------|
| $f'c$ [MPa] | 28 |
| σ_{Adm} [kN/m ²] | 20 |
| δ_{Esp} (m) | 2.5 |
| B (m) | 16.46 |
| L (m) | 17.24 |
| $B * L$ (m ²) | 283.75 |
| e_{Losa} (m) | 0.55 |
| Lc (m) | 3.0 |
| I_{xx} (m ⁴) | 0.22820 |
| I_{yy} (m ⁴) | 0.23903 |
| K_s (Kg/cm ³) | 0.8 |
| E_c (MPa) | 24778.6 |
| β (B) | 0.002749 |
| β (L) | 0.002749 |
| $\beta * Lc$ | 0.825 |
| $\pi/4$ | 0.7854 |
| $\pi/2$ | 1.571 |
| CIMENTACIÓN INTERMEDIA | |

Según los resultados anteriores, el cimiento tendrá un comportamiento intermedio, por lo cual, implementar el método flexible es conveniente dado que las cargas pueden generar deformaciones que afectan la rigidez de la cimentación.

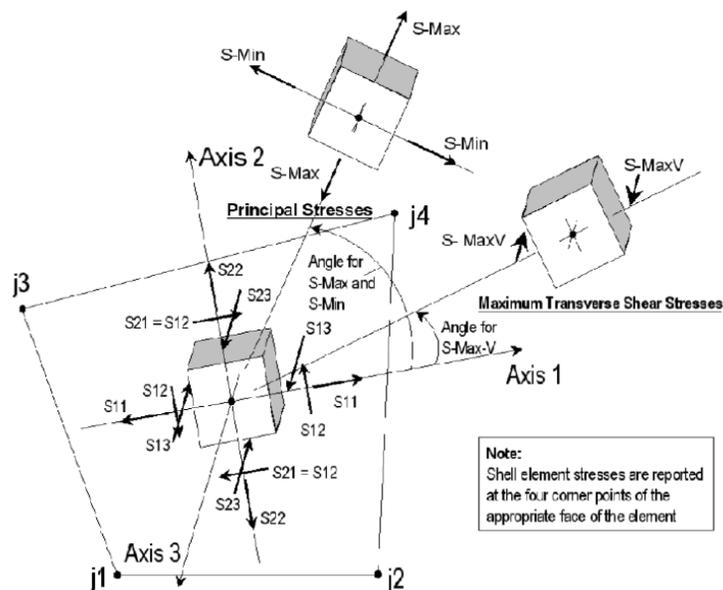
3.3.5. Revisión de los esfuerzos admisibles de la cimentación al suelo.

Para cada una de las combinaciones planteadas, se chequean que los esfuerzos transmitidos no superen la capacidad portante admisible del suelo $Q_a = 0.2 \text{ MPa}$, para las combinaciones que no involucran sismo y $1.33Q_a = 0.265 \text{ MPa}$ para las combinaciones que involucren sismos o viento.

En la Figura 23, se muestra la convención de signos, usada para determinar los esfuerzos, en el software ETABS®.

Figura 23.

Convención y signo de los esfuerzos en ETABS®. Adaptado: (Computer & Structures, 2017).



Basada en la figura anterior, se presenta la distribución de los esfuerzos para cada una de las combinaciones planteadas, los esfuerzos no deben superar la capacidad portante definida en la sección 2.1.4 del presente documento, ejes S13 y S23. Los esfuerzos estimados en la cimentación se presentan en la Figura 24 a la Figura 29 para las combinaciones de diseño.

Figura 24.

Esfuerzos S13 y S23, en la cimentación - Combinación de servicio 1.0D+1.0L(kPa).

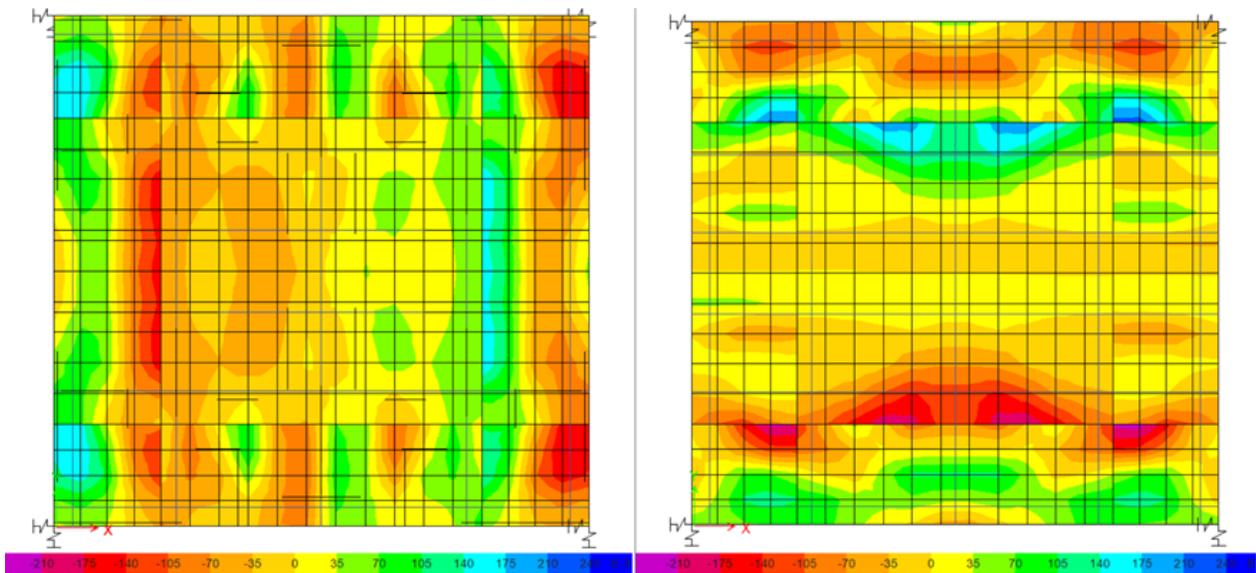


Figura 25.

Esfuerzos S13 y S23, en la cimentación - Combinación de servicio 1.0D+0.7Ex (kPa).

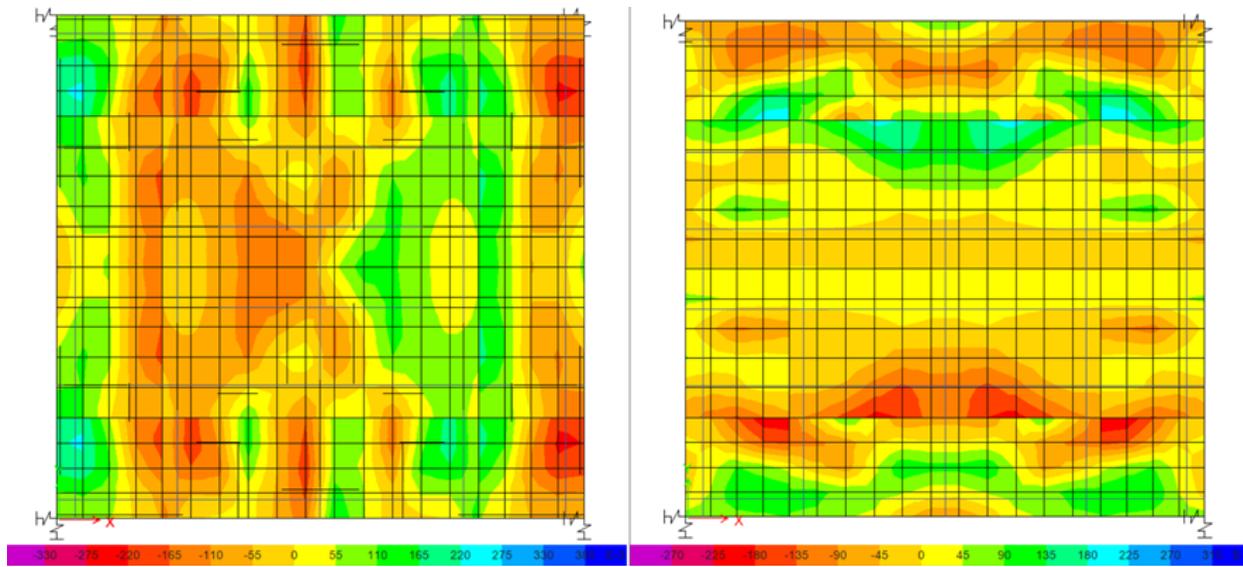


Figura 26.

Esfuerzos S13 y S23, en la cimentación - Combinación de servicio 1.0D+0.7Ey (kPa)

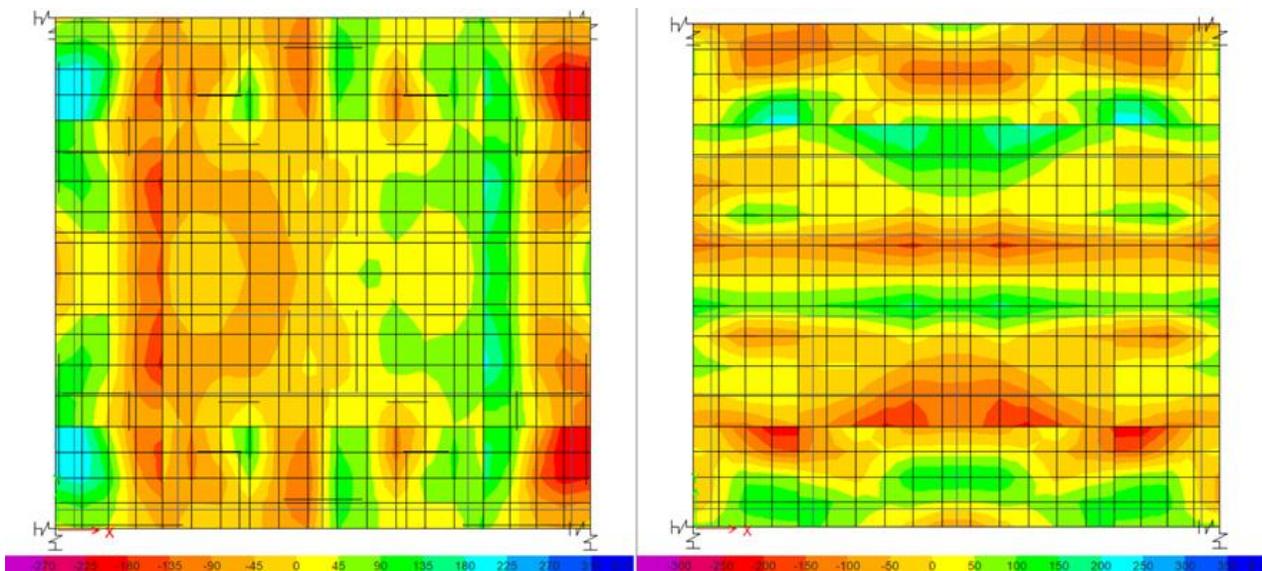


Figura 27.

Esfuerzos S13 y S23, en la cimentación - Combinación de servicio 1.0D+0.75L+0.75(0.7Ex) (kPa).

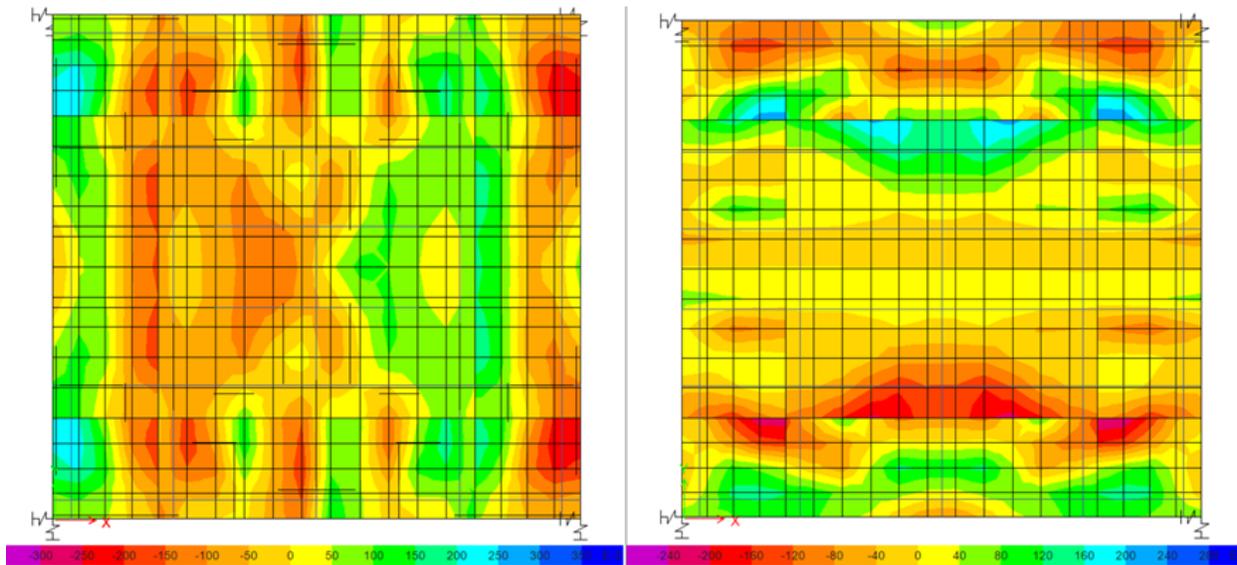
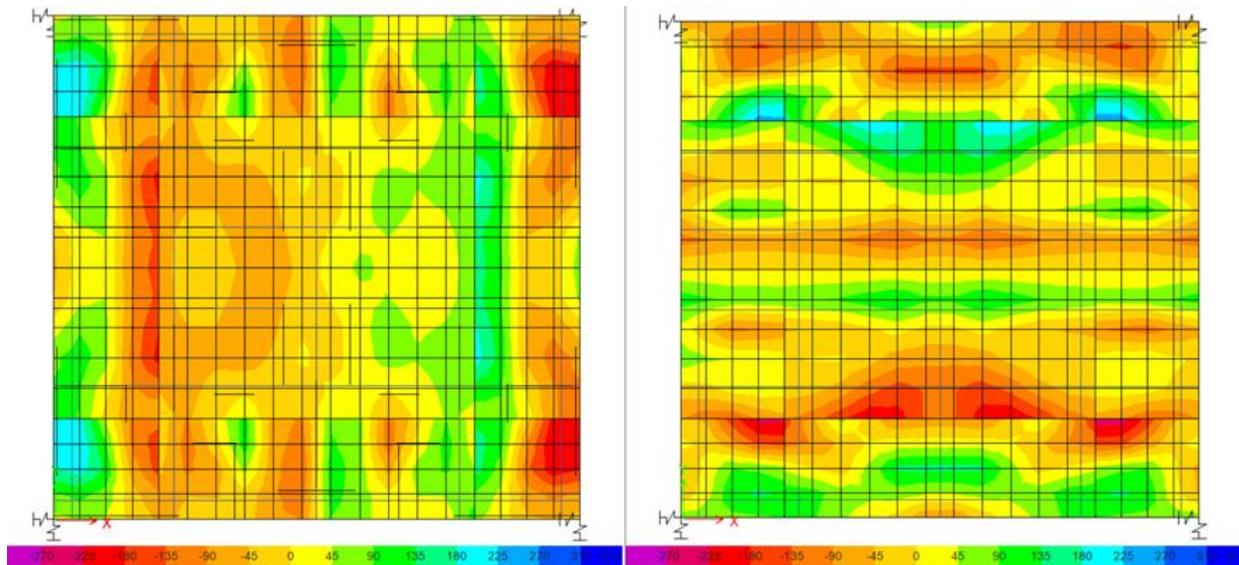


Figura 28.

Esfuerzos S13 y S23, en la cimentación - Combinación de servicio 1.0D+0.75L+0.75(0.7Ey) (kPa).



3.3.6. Revisión por cortante de la cimentación.

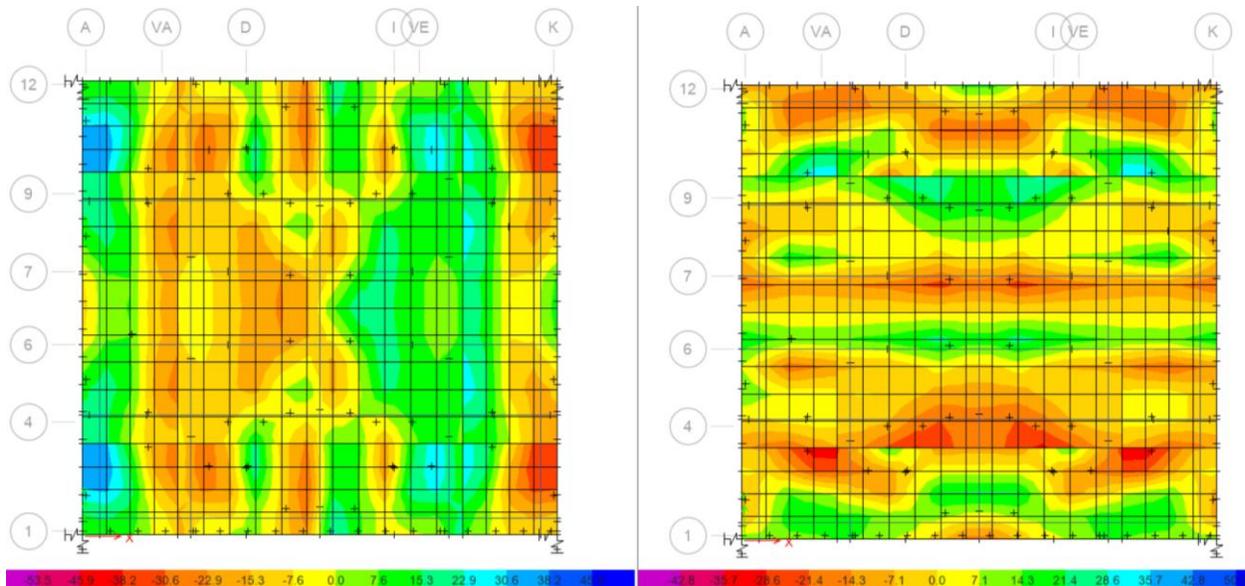
Dado que la losa de cimentación no requiere estribos de confinamiento, el cortante debe ser resistido en su totalidad por el concreto. Se revisan el esfuerzo cortante generado por cada una de las combinaciones empleadas verificando que su valor no supere $\phi * 0.17 * \sqrt{f'c} = 0.66 \text{ MPa}$

Considerando la Figura 23, se revisan los esfuerzos máximos que se pueden presentar en la cimentación en las direcciones S13 y S23, empleando las combinaciones ultimas para estimar el refuerzo requerido. Debido al número de combinaciones se crea una combinación de carga de tipo envolvente (Nombrada - Env. Resist.), la cual involucra todas las combinaciones últimas (incluyendo sismo).

En la Figura 29, se detallan los esfuerzos cortantes últimos, debido a la combinación envolvente, ningún valor del esfuerzo en la cimentación supera el valor máximo de la resistencia a cortante del concreto de 661.9 kPa.

Figura 29.

Esfuerzos cortantes últimos, debidas a la combinación Envolvente (MPa).



3.3.7. Diseño por flexión de la cimentación.

El diseño a flexión de la cimentación fue efectuado en el software ETABS®, para lo cual, se crean elementos tipo “Layer Strip”, los cuales son franjas espaciadas cada 1 m con un ancho de 1 m, distribuidas horizontal y verticalmente en la extensión de la cimentación.

Los “Layers Strip” Tipo A, son los dibujados verticalmente y los “Layers Strip” Tipo B, son los dibujados horizontalmente. En la siguiente Figura 30, las líneas en color magenta son los elementos “Layers Strip” de Tipo A y B.

Figura 30.

Distribución de elementos “Layers Strip”.

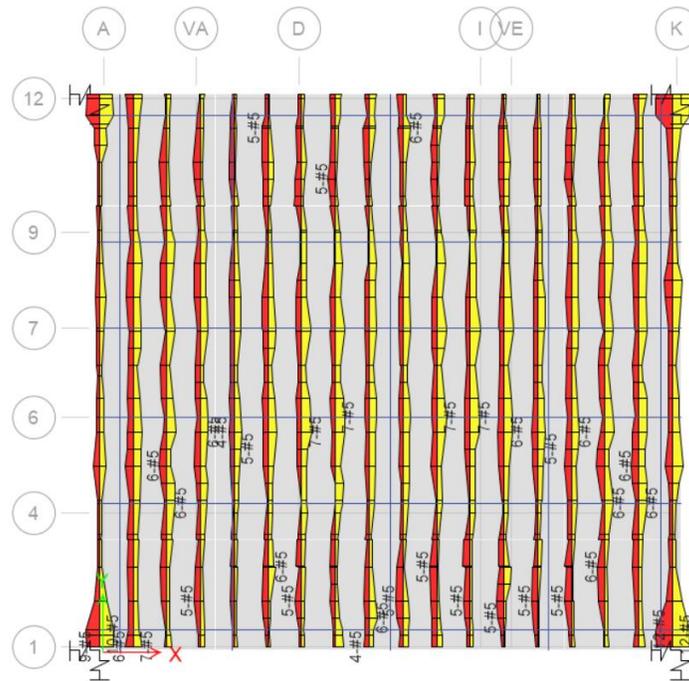


Considerando los lineamientos exigidos por la norma, se establece un recubrimiento mínimo del concreto expuesto definido en el Art. C.7.7.1 (75 mm), el refuerzo a flexión no debe estar separado a una distancia mayor a tres veces el espesor de la losa, ni a 450 mm, según el Art. C.15.10.4.

A continuación, se muestra el diseño a flexión estimado en el software ETABS®, mostrando por separado los “Layers Strip” Tipo A y los “Layers Strip” Tipo B.

Figura 31.

Refuerzo por flexión -I “Layers Strip” Tipo A.



En la Figura 31, el mayor refuerzo superior requerido es de 9 # 5 ubicado en la esquina inferior izquierda, el mayor refuerzo inferior requerido es de 10 # 5 en la esquina inferior. El requerimiento del refuerzo se reduce en el centro de la cimentación con un requerimiento superior e inferior de 7#5. Con base a lo anterior se suministrará un refuerzo de 1#5 cada 10 cm en el primer tercio de la losa, en el segundo tercio de la losa se suministrará 1#5 cada 14 cm para el refuerzo superior e inferior.

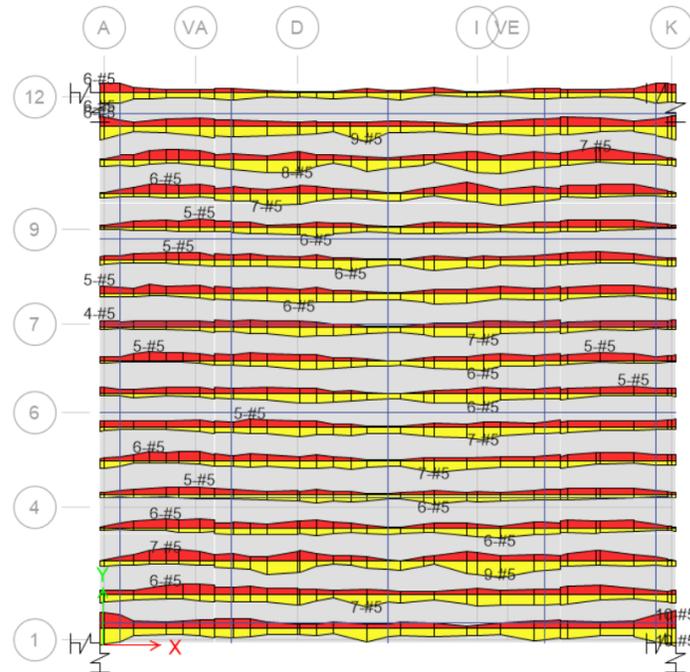
Las cuantías suministradas son:

$$1\#5 \text{ c}/10\text{cm} \rho = 10 * 2 \text{ cm}^2 / (55 * 10 \text{ cm}^2) = 0.003636$$

$$1\#5 \text{ c}/14\text{cm} \rho = 7 * 2 \text{ cm}^2 / (55 * 10 \text{ cm}^2) = 0.002545$$

Figura 32.

Refuerzo por flexión -I "Layers Strip" Tipo B.



En la Figura 32, el mayor refuerzo superior requerido es de 10 # 5 ubicado en la esquina inferior derecha al igual que el refuerzo inferior. El requerimiento del refuerzo se reduce en el centro de la cimentación con un requerimiento superior e inferior de 7#5. Con base a lo anterior se suministrará un refuerzo de 1#5 cada 10 cm en el primer tercio de la losa, en el segundo tercio de la losa se suministrará 1#5 cada 14 cm para el refuerzo superior e inferior.

Las cuantías suministradas son:

$$1\#5 \text{ c}/10\text{cm} \rho = 10 * 2 \text{ cm}^2 / (55 * 10 \text{ cm}^2) = 0.003636$$

$$1\#5 \text{ c}/14\text{cm} \rho = 7 * 2 \text{ cm}^2 / (55 * 10 \text{ cm}^2) = 0.002545$$

3.3.8. Diseño de las vigas de cimentación.

Las vigas de cimentación son elementos de gran rigidez que transmiten la fuerza de los muros estructurales (en general de la edificación), el uso de vigas y placa de cimentación en

conjunto evita que se presenten cargas zonales y garantiza que las solicitaciones impuestas al suelo no superen la presión admisible.

Para el diseño de las vigas se hace usando las disposiciones establecidas en la norma para flexión y cortante en los Capítulos C10 y C11 se emplea un método racional garantizado que las resistencias nominales a cortante y momento, superen los valores de las cargas últimas soportadas.

3.3.8.1. Requisitos generales.

Las dimensiones de las vigas son de 120 x 120 cm. Los materiales empleados son los especificados en la sección 2.1.1. del presente trabajo. El espaciamiento mínimo entre barras que pertenecen a la misma capa o entre barras adyacentes debe ser no menor a 25 mm según lo establecido en el Art. C.7.6. Esta distancia debe respetarse en zonas de empalme por traslape. El recubrimiento mínimo es de 7.5 cm, dado que este elemento está expuesto al suelo permanentemente definido en el Art. C.7.7.1. Debido a que esta viga tiene una altura mayor a 90 cm, debe suministrarse refuerzo, en ambas caras laterales de las vigas, dentro de una distancia $h/2$ cercana a la cara de tracción, según NSR-10 Art. C.10.6.7. El tamaño de este refuerzo no se especifica en la NSR-10, pero es práctica común colocar desde barras #3 hasta barras #5 o mallas electrosoldadas.

La separación máxima de este refuerzo debe ser la que se calcula de la Ec. C.10-4 del Art. C.10.6.4 de la NSR-10, la cual da como resultado 16 cm, como sigue:

$$\text{C.10.-4} \quad s \leq 38 \left(\frac{2800}{f_s} \right) - 2.5 * C_c \leq 30 \left(\frac{2800}{f_s} \right)$$

Tabla 30.

Espaciamiento del refuerzo – Viga de cimentación.

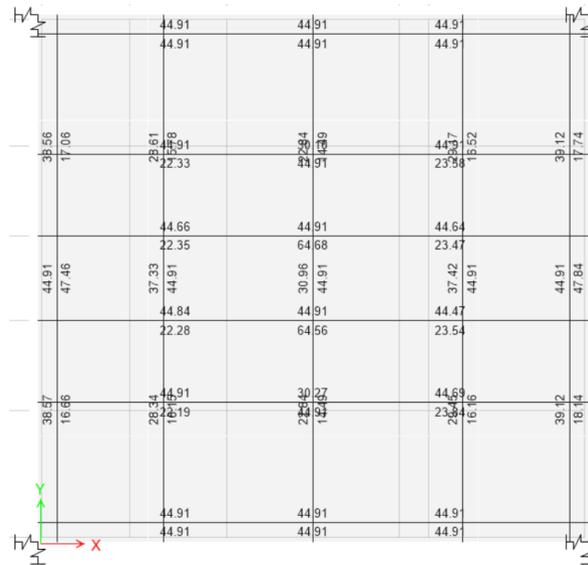
| | |
|----------------|--------|
| r_{Rec} (cm) | 0.075 |
| $\#_{Est}$ | 4 |
| d_{Est} (m) | 0.0127 |
| C_c (m) | 0.088 |
| f_y (MPa) | 420 |
| f_s (MPa) | 280 |
| s_1 (m) | 0.16 |
| s_2 (m) | 0.30 |
| s (m) | 0.16 |

8.2. Refuerzo longitudinal en vigas de cimentación.

Para el diseño de las vigas de cimentación, se emplea el software ETABS®, donde sus resultados de acero de refuerzo están dados en la siguiente Figura 33:

Figura 33.

Refuerzo longitudinal requerido cm^2/m - Vigas de cimentación.



El refuerzo máximo mostrado en la Figura 33, tanto superior como inferior, es de 44.91 cm². Si empleando varillas #6 (As=2.85 cm²), entonces requeridos una cantidad igual a 16#6, tanto en la parte superior como inferior. Esta cantidad de refuerzo se colocará en una sola fila.

La cuantía suministrada es igual a:

$$\rho = \frac{16 * 2.85 \text{ cm}^2}{120 * \left(120 - 7.5 - \frac{1}{2} * 2.54 - \frac{3/4 * 2.54}{2} \right)} = 0.003446$$

Se chequea la distancia mínima entre varillas longitudinales (mínimo 2.5 cm), tenemos que:

$$\text{Dist. entre varillas} = \frac{(120 \text{ cm} - 7.5 * 2 - (1/2 * 2.54) * 2 - (3/4 * 2.54))}{(16 - 1)} = 6.70 \text{ cm} \geq 2.5 \text{ cm}$$

Debido a que la altura de la viga, el armado de la viga se debe suministra una barra en las caras laterales, la cual se escoge 1#5 cada 20 cm.

3.3.8.2. Refuerzo transversal en vigas de cimentación.

Los estribos de confinamiento de las vigas deben cumplir con los requisitos de gancho estándar especificados en el Art. C.7.1. Para varillas #4, el diámetro mínimo de doblado es de 51 mm y la extensión del gancho libre es de 76 mm. La máxima separación de estribos no debe exceder 450 mm según lo establecido en el Art. C.11.9.9.3 de la NSR-10.

Además, el mínimo refuerzo a cortante en vigas se especifica en el Art. C.11.4.6.3, donde $A_{v,min} = 0.062\sqrt{f'_c} * (b_w * s / f_{yt}) \geq 3.5 * b_w * s / f_{yt}$ donde “s” es la separación de estribos medida centro a centro, “ b_w ” es el ancho de la viga y “ f_{yt} ” es el esfuerzo de fluencia del acero usado en el estribo. Con la ecuación anterior, se determinó la cantidad de ramas a usar por cortante, presentadas en la Tabla 31.

Tabla 31.

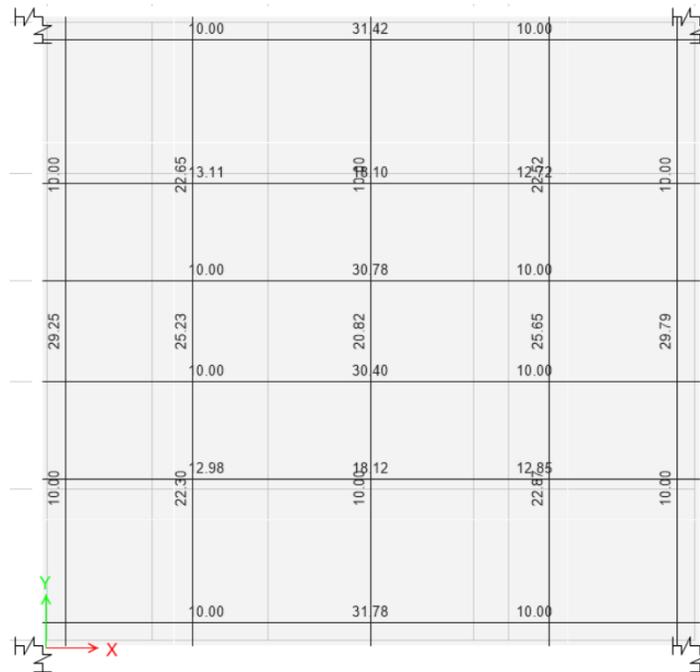
Refuerzo requerido a cortante - Vigas de cimentación.

| | |
|----------------------------------|-------|
| f'_c (MPa) | 28 |
| f_{yt} (MPa) | 420 |
| b_w (m) | 0.120 |
| s (m) | 0.20 |
| A_v min (1) (cm ²) | 1.912 |
| A_v min (2) (cm ²) | 0.286 |
| A_v min (cm ²) | 1.912 |
| # Estribo | # 4 |
| # Ramas | 2 |
| A_v Est (cm ²) | 2.53 |
| A_v Est > A_v min | OK |

Se chequea el cortante empleando por el Software ETABS®, el cual arroja los resultados establecidos en la Figura 34.

Figura 34.

Refuerzo requerido a cortante cm²/m - Vigas de cimentación.



De la Figura 34, se detalla que la máxima valor es de 30.78 cm^2/m . Estimando la separación de estribos con base a lo estimado por el software, se obtiene los valores presentados en la Tabla 32.

Tabla 32.

Separación del refuerzo transversal - Vigas de cimentación.

| | |
|-----------------------------------|-------|
| A_v/S (m^2/m) | 0.31 |
| # Estribo | # 4 |
| # Ramas | 5 |
| A_v [cm^2] | 6.334 |
| S (m) | 0.21 |

Para suplir el diseño por cortante en las vigas de cimentación, se debe colocar estribos #4 separado cada 20 cm, usando cinco (5) ramas.

4. Análisis elástico no lineal.

El análisis elástico parte de la rigidez para garantizar la integridad estructural durante desplazamientos generado por sismos (Moehle, 2015), los diseños estructurales concebidos bajo la filosofía lineal generan estructuras susceptibles a grandes deformaciones inelásticas durante sismos de gran magnitud, los análisis modernos basados en el desempeño de las estructuras emplean diferentes aproximaciones para determinar el comportamiento real bajo condiciones extremas.

El mejoramiento en las tecnologías computacionales y la posibilidad de probar los cálculos estimados, permiten la implementación de los análisis no lineales, estos proveen información más allá del rango elástico incluyendo degradación de la resistencia y rigidez del material al sufrir grandes deformaciones.

En el presente capítulo se realizará el análisis no lineal de la estructura planteada y diseñada en el capítulo anterior del presente trabajo, empleando como norma de referencia la (ASCE/SEI 41-17, 2017) publicado por ASCE (American society of civil engineers), compatible con los criterios del ACI (American concrete institute), empleando el análisis lineal concebido bajo los lineamientos de la NSR-10, como referente para comparar los resultados obtenidos del análisis no lineal empleando el ASCE41-17 para determinar los niveles de desempeño de la estructural.

4.1. No linealidad de los materiales.

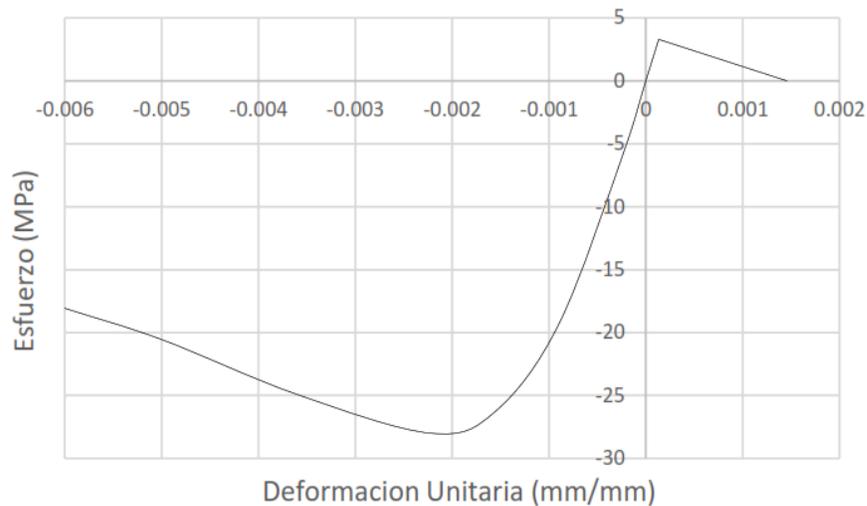
En esta sección se presenta los parámetros considerados para caracterizar la no linealidad de los materiales empleados en los análisis.

4.1.1. Concreto no confinado.

Para el concreto no confinado se empleó los parámetros propuestos por (Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park, 1984). La curva de esfuerzo vs deformación puede generarse a partir de las propiedades del material, estas propiedades se establecen establecidas en la Sec 2.1.2.1 del presente documento, emplea un concreto con un esfuerzo a compresión de 28 MPa con una deformación máxima $\varepsilon_{co} = 0.002$, y una deformación ultima esperada $\varepsilon_{cu} = 0.006$. Con una pendiente final a compresión $\alpha = -0.10$ (CSI, 2019), la curva de esfuerzo vs deformación se presenta en la Figura 35.

Figura 35.

Diagrama esfuerzo vs Deformación unitaria - Concreto no confinado.



4.1.2. Concreto confinado.

Las propiedades del concreto confinado se calculan con base a (Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park, 1984), el esfuerzo del concreto confinado f_{cc}^l , así como la deformación ultima ε_{cu} se estiman en función del acero de confinamiento (refuerzo transversal).

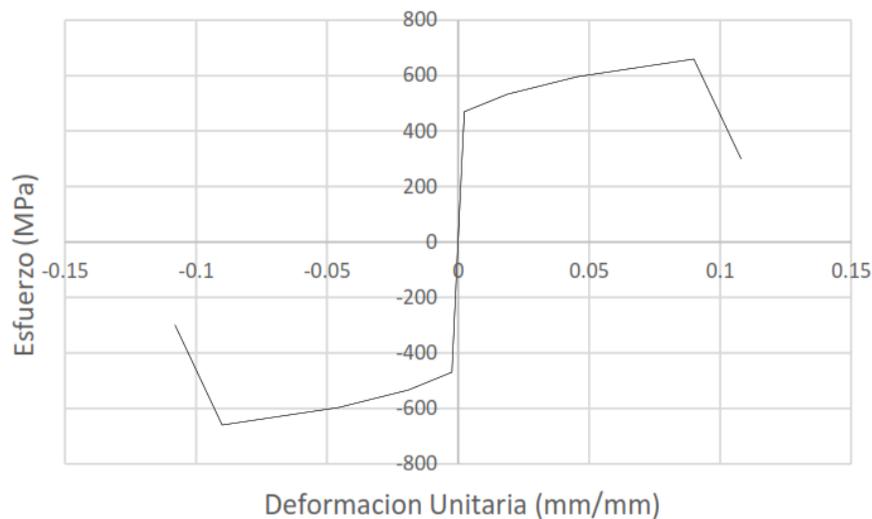
El programa establece las características de confinamiento con base al número de barras, calibre y separación del refuerzo transversal como longitudinal, según lo establece (Computer & Structures, 2017).

4.1.3. Acero de refuerzo.

Para el refuerzo se emplea acero de grado 60, para establecer las propiedades del material se emplea los parámetros y procedimientos establecidos por (Holzer et al., 1975) y empleados directamente el software de diseño (Computer & Structures, 2017). La relación del esfuerzo deformación para el acero estructural se muestra en la Figura 36.

Figura 36.

Diagrama esfuerzo vs Deformación unitaria - Acero de refuerzo.



4.2. Requisitos generales para la evaluación de la estructura ASCE 41-17.

El proceso de evaluación establecido por el ASCE 41-17 consiste en los siguientes tres niveles, Nivel 1: Procedimientos de detección ; Nivel 2: Procedimientos de evaluación elásticos lineales y Nivel 3: Procedimientos de evaluación elásticos no lineales. Usualmente se emplea la

numeración de los niveles para realizar el análisis estructural, sin embargo, el orden de aplicación puede variar en función de los requerimientos del análisis que se desea realizar.

El Nivel 3 planteado por ASCE 41-17 puede ser empleado de manera individual si no se tienen dudas de las deficiencias estructurales, así como del diseño y solicitaciones impuestas a cada uno de sus elementos, en caso de ser empleado para el diseño de estructuras nuevas, se debe comprender todas las asunciones establecidas ya que no necesariamente se cumplirá los requisitos de las normas de construcción. Los códigos para nuevos edificios contienen requerimientos que gobiernan la configuración estructural, resistencia, rigidez, así como detallado del diseño de los elementos estructurales.

4.2.1. Objetivos de desempeño estructural.

Considerando que la estructura a analizar cumple con los requerimientos de un código de construcción (NSR-10), se emplean los objetivos estructurales establecidos en 2.2.4 de la ASCE 41-17 para nuevas edificaciones, BPOE (Basic Performance Objective Equivalent to New Building Standards).

La categoría de riesgo de la edificación es II, establecida en referencia a la (ASCE 7-10, 2010) Tabla 1.5-1, el nivel de amenaza sísmica se asume con base a lo definido en la sección 2.1.3, clasificándose como BSE-1N (Basic Safety Earthquake -1) con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años compatible con los criterios de la NSR-10.

Con base a lo anterior los objetivos de desempeño estructural se establecen en “Life Safety” (S-3) definidos en la Tabla 2-3 de la ASCE41-17. Se espera que la estructura sufra daños moderados, pero manteniendo una resistencia y rigidez residual en todos los niveles y sin fallas de los muros fuera del plano.

4.2.2. Niveles de desempeño estructural.

El desempeño de la estructura consiste en una combinación de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales. Para el nivel de desempeño establecido “Life Safety “(S-3), se espera que los elementos principales “muros estructurales”, presenten fisuración y descascaramiento en los elementos de borde con pandeo limitado del refuerzo, así como fisuración por flexión y daño en las aberturas.

Dado que el diseño y el análisis de los elementos no estructurales sale de los límites del presente trabajo no se considerarán para determinar el desempeño de la estructura, se clasifica como **N-D** (no considerado) como se define en 2.3.2 del ASCE 41-17. Con base a lo anterior, la estructura tendrá como objetivo de desempeño estructural “Life Safety “(**S-3**) y unos niveles de desempeño de **3-D**, con base a lo establecido en la tabla C2-8 del ASCE 41-17.

4.2.3. Nivel de amenaza sísmica y nivel de sismicidad.

Los requerimientos sísmicos de la estructura se definen en la Tabla 3, el nivel de amenaza sísmica de la estructura se define como Alta, según lo establecido en la sección 2.5 del ASCE 41-17, en consecuencia con lo anterior se establece como BSE-1N (Basic Safety Earthquake -1) como nivel de amenaza sísmica para establecer los objetivos de desempeño de la estructura.

El nivel de sismicidad en el ASCE 41-17 cumple con las categorías de diseño sísmico de ASCE 7, esta norma clasifica el nivel de sismicidad en función de los coeficientes S_{DS} y S_{D1} (Artículo C2.5 del ASCE 41-17). La clasificación BSE-1N concuerda a los desplazamientos sísmicos de diseño estimados por la NSR-10, considerando un 10 % de excedencia en 50 años y un amortiguamiento del 5 % para determinar los parámetros de aceleración espectral.

4.3. Análisis estático no lineal.

El diseño sismo resistente tradicional de edificaciones se fundamenta en análisis elásticos; no obstante, toda edificación eventualmente incursionará en el rango inelástico en sismos de gran intensidad. Los métodos de análisis modernos permiten realizar una estimación real del comportamiento de la estructura ante grandes deformaciones, siendo esto posible por los avances computacionales y la caracterización de los materiales en el rango inelástico.

Uno de los análisis más empleados en la actualidad es Nolinear Static Procedure (NSP) conocido ampliamente como “PushOver”, el cual consiste en la aplicación de una carga distribuida en la altura usualmente según la forma modal fundamental; la rigidez de la estructura se estima mediante rotulas controladas por deformación o por cargas según sean los objetivos del análisis.

La pérdida de rigidez de la estructura es cíclica, es decir que solo puede ser estimada al finalizar la aplicación de la carga; no obstante, este análisis permite estimar los eslabones débiles con el fin de estimar las capacidades de la edificación, contrastándolas con la demanda impuesta para estimar el desempeño estructural.

El presente capítulo empleará los procedimientos y criterios establecidos por la “Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles” o ASCE por sus siglas en inglés, en su estándar 41-17, cumpliendo los requerimientos necesarios para emplear un análisis estático no lineal “NSP” se estipulan en la Sec. 7.3.2.1 de (ASCE/SEI 41-17, 2017) los requisitos exigidos se chequean en las secciones 4.3.1 y 4.3.2, los requerimientos adicionales se presentan los chequeos suplementario se presentan en el apéndice E del presente documento.

El análisis empleado en este capítulo es NSP con un patrón de cargas distribuidas según al modo fundamental de la estructura diseñada en la Sec. 2 del presente trabajo, empleando rotulas

de deformación controlada y plasticidad concentrada modelada mediante fibras para definir el comportamiento de las secciones transversales de los elementos estructurales. La demanda sísmica impuesta a la estructura se establecerá con base al método de los coeficientes con base a las propiedades cualitativas de la estructura (López, Oscar A, & Del Re Ruíz, Gianina, 2008). La finalidad del análisis es determinar el desempeño real de la estructura comparando los desplazamientos últimos de la estructura dados por el análisis lineal y no lineal.

4.3.1. Relación de resistencia $\mu_{Strength}$

La relación de resistencia $\mu_{Strength}$ es un factor que representa el requerimiento de elasticidad de una estructura; este coeficiente se estima como se indica en la Sec. 7.3.2.1, ecuación 7-31 y 7-32 del (ASCE/SEI 41-17, 2017) definidas a continuación:

$$7-31 \quad \mu_{Strength} = S_a / V_y / W C_m$$

$$7-32 \quad \mu_{max} = \Delta_d / \Delta_y + |\alpha_e|^{-h} / 4,$$

En caso que se presente $\mu_{Strength} \geq \mu_{max}$ indica que la estructura es potencialmente inestable dinámicamente y por ende se debe emplear un registro sísmico del sitio así como un análisis dinámico inelástico para modelar la degradación en la rigidez, los factores empleados para su cálculo en las direcciones principales se presentan en Tabla 33.

Tabla 33.

Cálculo de $\mu_{Strength}$ en las dos direcciones.

| | X | Y |
|-----------------------------------|----------|----------|
| Te (s) | 1.77 | 1.80 |
| Sa (g) | 0.34 | 0.34 |
| Vy (kN) | 8214 | 10513 |
| W* (kN) | 97070.75 | 97070.75 |
| Cm | 0.80 | 0.80 |
| h | 1.09 | 1.09 |
| Δy (mm) | 103.03 | 123.70 |
| Δd (mm) | 514.80 | 494.64 |
| Vy/W | 0.08 | 0.11 |
| μ_{s}^{**} | 3.21 | 2.52 |
| μ_{max} | 5.49 | 4.49 |

4.3.2. Influencia de modos superiores.

Los modos superiores de la estructura son formas modales con una alta frecuencia que tienen menor incidencia en la excitación de la masa participante en los modos iniciales; sin embargo, su influencia puede incrementar significativamente la demanda por cortante en cada uno de los niveles. Dado que el PushOver es un análisis estático que genera en la estructura un desplazamiento traslacional; es relevante verificar que en la respuesta estructural no se presenten oscilaciones en altura que puedan afectar los resultados obtenidos.

Con el fin de estimar la influencia de los modos superiores, se realiza un análisis modal espectral empleando suficientes modos como para generar una excitación de al menos el 90 % de la masa (Sec. 2.8.3 del presente trabajo). Los efectos de los modos superiores pueden ser estimados mediante la comparación de los cortantes de entrepiso generados por el modo principal y el número de modos que genere la excitación del 90 % de la masa según lo expresa (Moehle, 2015) y se

* El peso sísmico efectivo se estima considerando el aporte del 25% de la carga viva.

** El $\mu_{Strength}$ se estima con base al “Modelo 6” con secciones fisuradas.

especifica en la Sec. 7.3.2 de (ASCE/SEI 41-17, 2017); la relación de cortante estimada entre los modos no debe exceder un 30%, como se presenta en la Tabla 34.

Tabla 34

Cortante de entrepiso (kN) - Efecto modos superiores.

| Nivel | Sismo X | | | Sismo Y | | |
|----------------|----------------|--------|----------|----------------|--------|----------|
| | Modo Principal | N Modo | Relación | Modo Principal | N Modo | Relación |
| Piso 14 | 3500 | 4300 | 23% | 3429 | 4168 | 22% |
| Piso 13 | 7487 | 8668 | 16% | 7383 | 8494 | 15% |
| Piso 12 | 11092 | 12199 | 10% | 11004 | 12074 | 10% |
| Piso 11 | 14309 | 15108 | 6% | 14279 | 15085 | 6% |
| Piso 10 | 17133 | 17597 | 3% | 17195 | 17696 | 3% |
| Piso 9 | 19564 | 19791 | 1% | 19741 | 20008 | 1% |
| Piso 8 | 21604 | 21737 | 1% | 21910 | 22054 | 1% |
| Piso 7 | 23265 | 23446 | 1% | 23703 | 23842 | 1% |
| Piso 6 | 24562 | 24936 | 2% | 25125 | 25385 | 1% |
| Piso 5 | 25521 | 26224 | 3% | 26195 | 26702 | 2% |
| Piso 4 | 26175 | 27293 | 4% | 26938 | 27781 | 3% |
| Piso 3 | 26571 | 28086 | 6% | 27395 | 28572 | 4% |
| Piso 2 | 26762 | 28552 | 7% | 27621 | 29031 | 5% |
| Piso 1 | 26816 | 28712 | 7% | 27686 | 29184 | 5% |

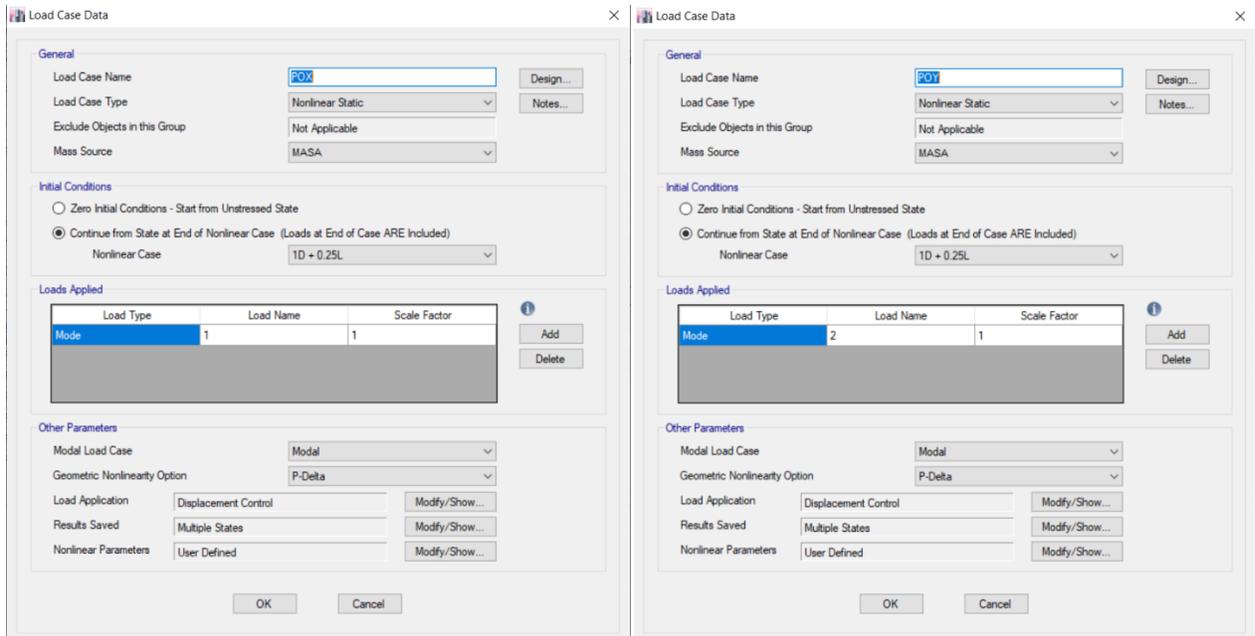
Con base en los resultados obtenidos en la Tabla 34, se puede concluir que los efectos de los modos superiores no modifican la respuesta estructural.

4.3.3. Parámetros análisis estático no lineal.

Con el fin de generar las curvas de capacidad de la estructura en las dos direcciones principales se crean patrones de carga no lineal como se presenta en la Figura 37, donde se especifican los parámetros generales del análisis estático no lineal.

Figura 37.

Parámetros generales - Análisis Estático no Lineal.



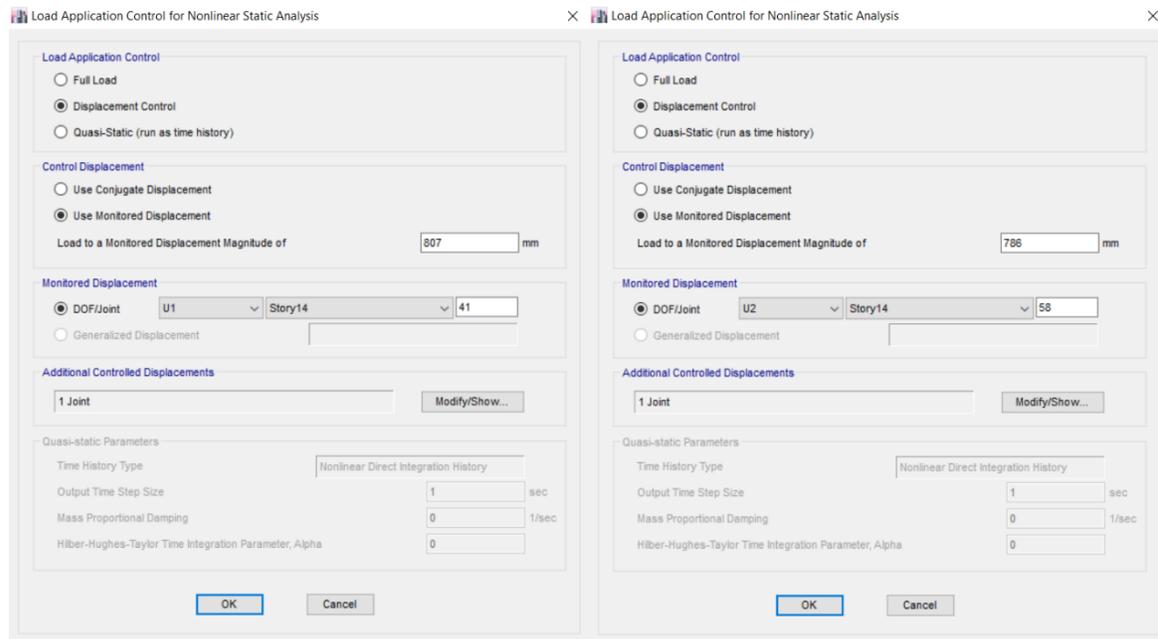
4.3.3.1. Aplicación de la carga.

La carga se aplica según los modos fundamentales de la estructura, en “X” para el primer modo y en “Y” para el segundo como se evidencia en la Figura 37; la carga será aplicada en las dos direcciones hasta alcanzar el desplazamiento definido para cada uno de los casos de carga.

Los desplazamientos empleados se establecen mediante un proceso iterativo en el cual se ajustan variando los parámetros no lineales con el fin de que la estructura alcance un nivel de desempeño de “collapse prevention”, 807 mm en “X” y 786 mm en “Y” corresponde a la planificación de los muros después de este desplazamiento no se tiene certeza del comportamiento real de la estructura y debió a su costo computacional, no será considerado.

Figura 39.

Aplicación de la carga.

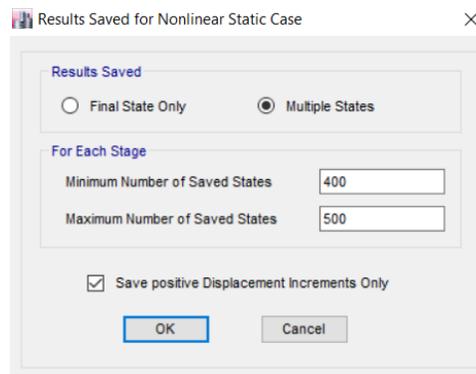


4.3.3.2. Parámetros no lineales.

Los parámetros no lineales hacen referencia a los lineamientos impuestos al modelo matemático con el fin garantizar la convergencia matemática, los valores de paso en la iteración se ajustan mediante el mínimo de puntos guardados para generar la curva de capacidad; el contorno, así como el trazado se ajusta por medio de la asignación de un número máximo de puntos (CSI, 2019). Los puntos asignados para el modelo se presentan en la Figura 38.

Figura 38.

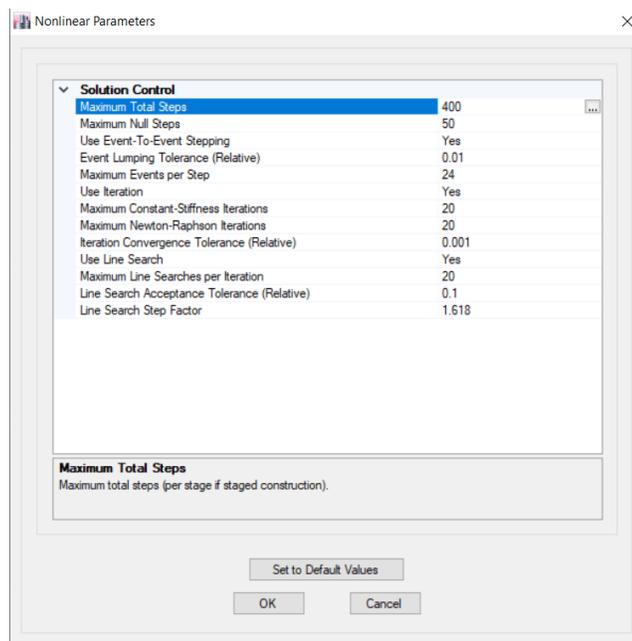
Número de puntos para creación de la curva de capacidad.



Los parámetros de solución matemática se ajustan como se presentan en la Figura 39, con el fin de generar el trazado de la curva de capacidad.

Figura 39.

Parámetros de solución matemática - Análisis estático no lineal.



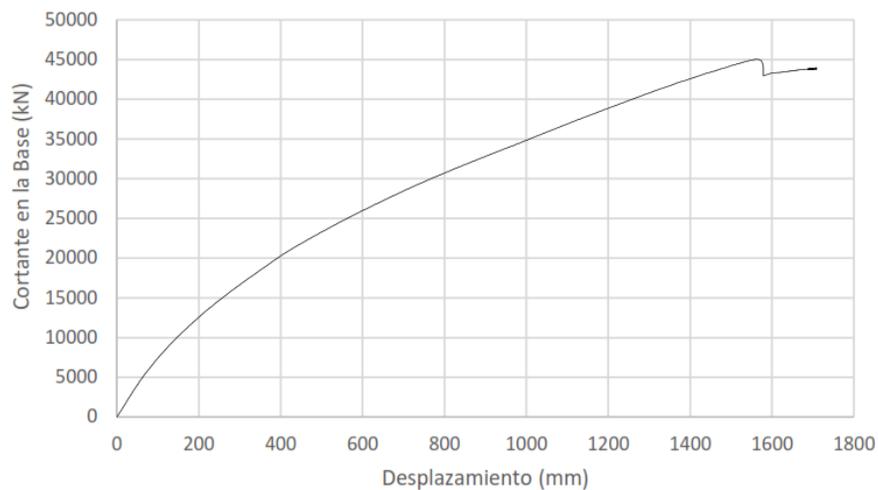
4.3.3.3. *Curva de capacidad.*

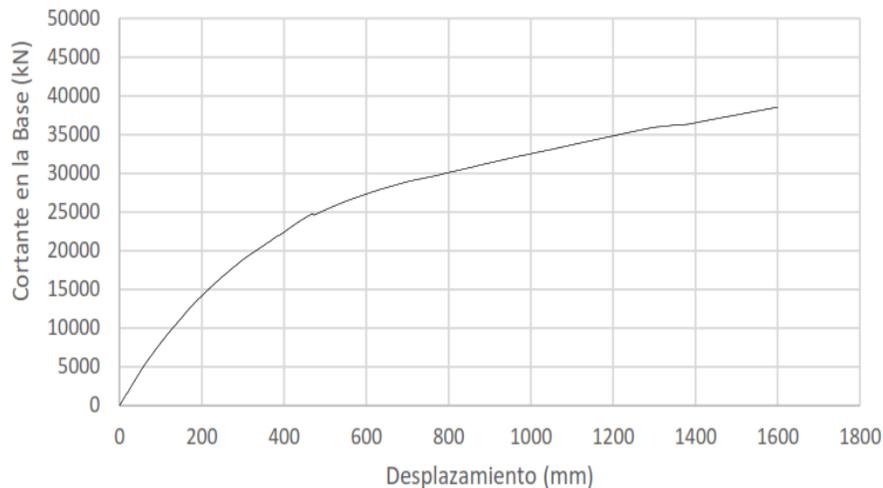
La no linealidad de una estructura está asociada al comportamiento inelástico de un elemento o un sistema. Usualmente el comportamiento inelástico es caracterizado con una relación fuerza vs desplazamiento (F-D), conocida como curva de capacidad que mide la fuerza aplicada vs una deformación u rotación y permite representar el comportamiento elástico e inelástico que puede generar una estructura, la curva de capacidad no es una característica constante, ya que depende de la forma del patrón de cargas que se aplique.

Del análisis no lineal estático se genera la curva de capacidad de la estructura en las dos direcciones principales (Figura 40 y Figura 41), para las figuras anteriormente mencionadas se empleó el Modelo 6 considerando los efectos de la no linealidad geométrica.

Figura 40.

Curvas de capacidad en "X".



*Figura 41.**Curvas de capacidad en “Y”.*

Para trazar la Figura 40 y

Figura 41, se emplean PushOver sucesivos con la finalidad de dilucidar el comportamiento y caída de la pendiente en la curva de capacidad.

4.3.4. Rotulación de elementos estructurales – Materiales.

Las rotulas asignadas a cada uno de los elementos estructurales del modelo matemático especificadas en la Sec. 4.4.1.4 del presente documento, se clasifican como rotulas de plasticidad concentrada y de deformación controlada. El desempeño de estas rotulas se establece mediante la comparación de la demanda y la oferta de rigidez (Capacidades de los elementos) para el nivel de desempeño establecido para la edificación en las secciones Sec. 4.2.1 y 4.2.2 del presente trabajo.

Los criterios de aceptación para los elementos estructurales se establecerán con base en su rotación; los límites de rotación para cada uno de los niveles de desempeño se definen en la Tabla 10-19 del (ASCE/SEI 41-17, 2017) en función de la carga axial y el cortante que soportan los muros estructurales.

Inicialmente el software asigna por defecto una rotación límite para los niveles de desempeño en los muros estructurales con una rotación para ocupación inmediata “IO” de 0.005 *rad*, seguridad a la vida “LS” de 0.02 *rad* y prevención al colapso “CP” de 0.03 *rad*.

No obstante, bajo los lineamientos establecidos por ASCE 41-17 Tabla 10-19, se establece una rotación límite para cada una de los niveles de desempeño para cada una de las secciones tipo en función del acero, cargas axiales y cortante, en comparación. El desplazamiento de los elementos estructurales al rotularse durante la aplicación de la carga a la estructura se presenta en las Figura 42 y Figura 43.

Figura 42.

Rotulación elementos estructurales en "X".

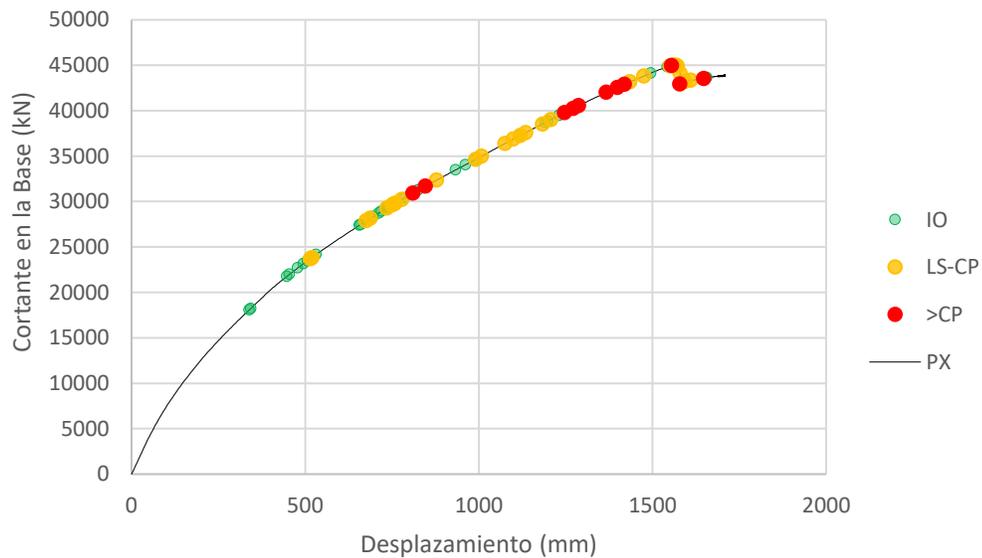
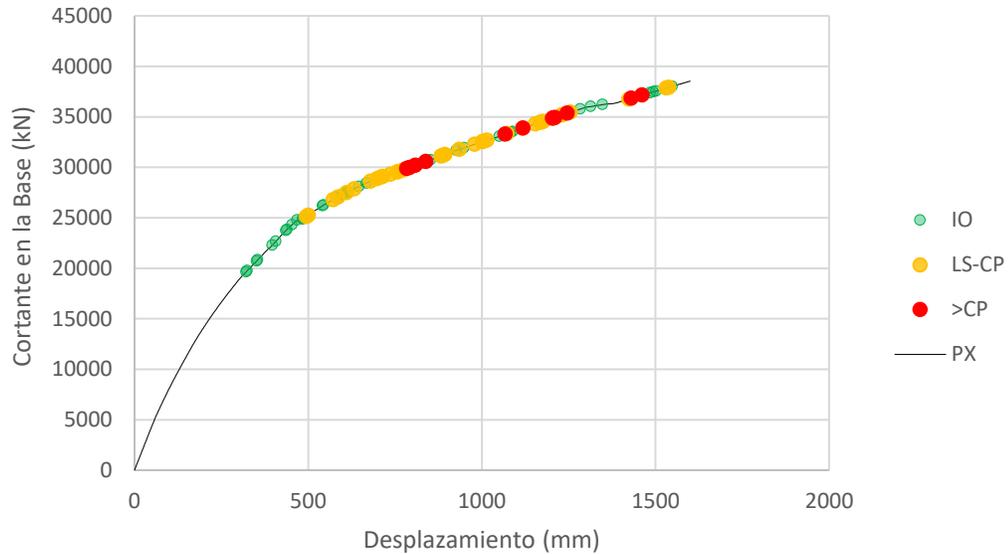


Figura 43.

Rotulación elementos estructurales en "Y".



4.3.5. Curva de capacidad bilinealizada.

El espectro bilineal se genera según lo referido en la Sec. 7.4.3.2.3 del (ASCE/SEI 41-17, 2017); el punto de intersección (Δ_y, V_y) se determina a partir de los siguientes lineamientos: primero, la rigidez efectiva, K_e , debe ser estimada con base en el primer segmento de la curva, la curva bilinealizada debe pasar a través de la curva calculada por un punto donde el cortante basal es el 60% de la resistencia a fluencia efectiva. Segundo, el área por encima y por debajo de la curva calculada sea aproximadamente igual al primer segmento de la recta, en caso de no cumplirse las restricciones debe replantearse hasta que cumpla con las restricciones, las curvas bilineales se presentan en las Figura 44 y Figura 45.

Figura 44.

Curva de capacidad bilineal en "X".

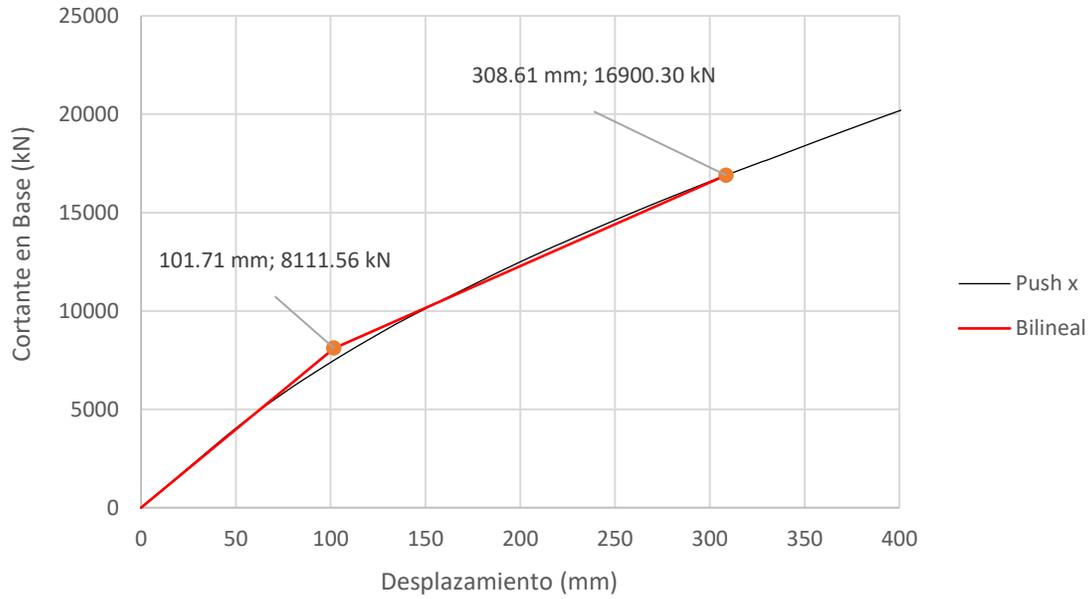
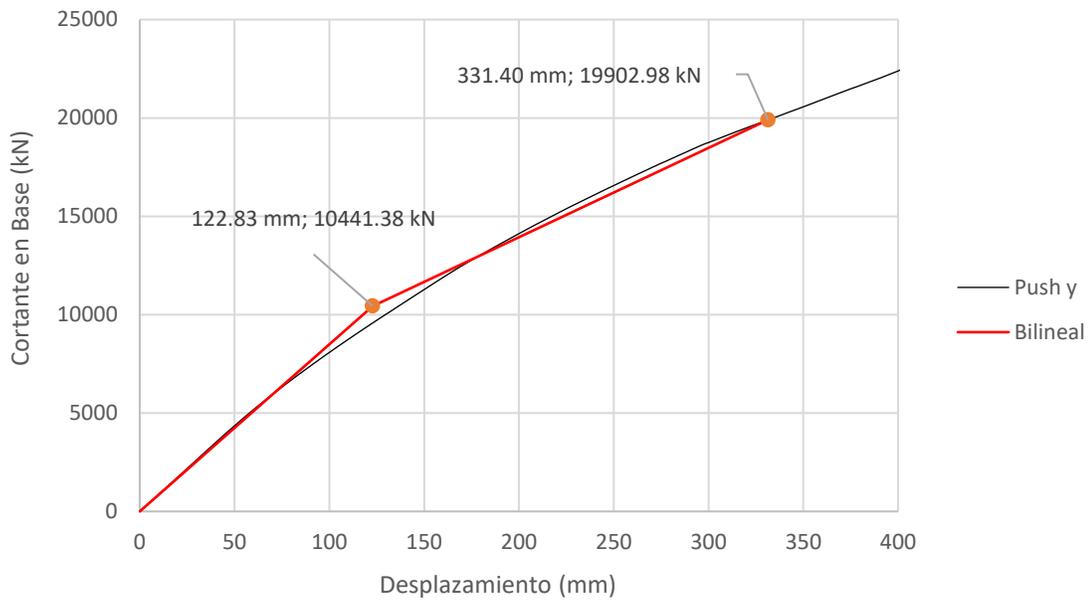


Figura 45.

Curva de capacidad bilineal en "Y".



4.3.6. Desplazamiento objetivo.

El desplazamiento objetivo o “Target Displacement” es una estimación del desplazamiento global máximo considerando el rango elástico e inelástico de la estructura. En esta sección se estimará el desplazamiento objetivo por medio del método de los coeficientes acorde lo establecido en la Sec. 7.4.3.3.2 del (ASCE/SEI 41-17, 2017), empleando el modelo matemático “Modelo 6”; los coeficientes empleados así como el desplazamiento estimado se presentan en la Tabla para las dos direcciones principales.

Tabla 35.

Coefficientes - Desplazamiento objetivo.

| | X | Y |
|-----------------|----------|-----------|
| W (kN) * | 97070.74 | |
| V_y (kN) | 8214.14 | 10512.712 |
| Δ_y (mm) | 103.025 | 123.7 |
| μ_s ** | 3.21 | 2.52 |
| C_m | 0.8 | 0.8 |
| C_0 | 1.136 | 1.209 |
| C_1 | 1 | 1 |
| C_2 | 1 | 1 |
| S_a (g) | 0.3482 | |
| K_i (kN/mm) | 80837.11 | 87175.64 |
| K_e (kN/mm) | 79729.54 | 84985.22 |
| T_e (s) | 1.766 | 1.803 |
| V (kN) | 16964.62 | 20007.64 |
| δ_t (mm) | 308.544 | 331.596 |

4.3.7. Análisis cualitativo de los muros estructurales.

Partiendo de los resultados obtenidos del análisis no lineal “PushOver” se hace indispensable analizar el comportamiento lineal y no lineal de cada uno de los muros que

* El peso sísmico efectivo se estima considerando el aporte del 25% de la carga viva.

** La relación de resistencia μ_s , se estima con base al “Modelo 6” considerando secciones fisuradas.

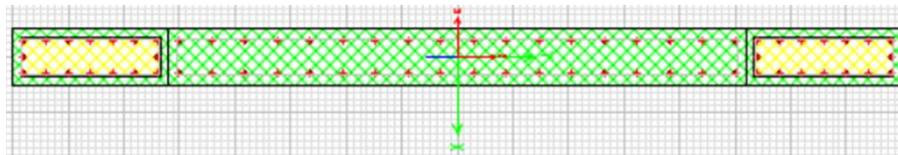
conforman el sistema estructural, con el fin de establecer su desempeño bajo las solicitaciones impuestas.

Para establecer el desempeño de los muros, se idealiza la estructura como un oscilador equivalente de un solo grado de libertad (SDOF), que tendrá un comportamiento fuerza – desplazamiento bilineal inelástico, lo anterior es válido debido a que los modos superiores no ejercen una influencia relevante en la respuesta estructural.

En consecuencia, se modela el muro con el fin de establecer su comportamiento elástico he inelástico, para lo cual se toma como referencia el muro SEMX1, diseñado previamente en la Sec. 3.1 del presente trabajo.

Figura 46.

Modelación del muro SEMX1.



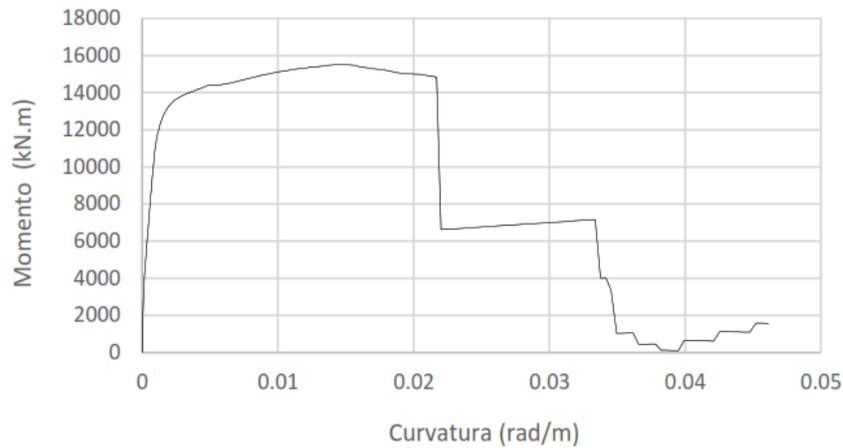
El muro cuenta con un espesor de 0.25 m y cuenta con dos capas de refuerzo en su alma a flexión de #5@15cm; elementos de borde de 0.7 m con un refuerzo total de 16 barra #5. Las secciones de color amarillo representan las zonas con confinamiento, las zonas en verde representan las zonas sin confinamiento, el refuerzo se dispone según lo definido en las Sec. 3.1.2.2 y 3.1.3. del presente trabajo.

4.3.7.1. Momento curvatura.

Con base al modelo del muro y aplicando la mayor carga axial que recibe el elemento debido a las solicitaciones ($P_u = 3254.97 \text{ kN}$), se calcula el momento – curvatura que presenta la sección del muro SEMX1 (Figura 47).

Figura 47.

Diagrama Momento vs curvatura.



El punto de fluencia de la sección es constante, he inversamente proporcional a su longitud e independiente de su resistencia, por ende, cada uno de los muros estructurales se comportará en función de la carga axial que reciba y de su geometría, por lo tanto, cada muro tendrá un comportamiento único.

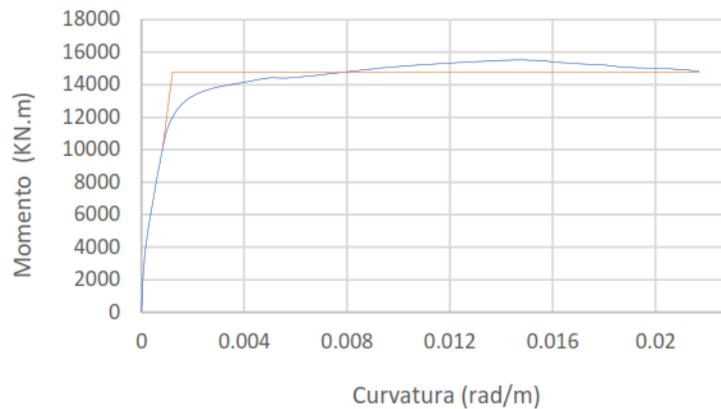
4.3.7.2. *Momento curvatura bilineal.*

Idealizando el momento curvatura de la Sec. 4.3.7.1 del presente trabajo en una curva bilineal, se obtiene la curvatura ($\phi_y = 0.00083587$) y momento ($M_y = 10147.362 \text{ kN.m}$) de fluencia del muro al igual que la curvatura ($\phi_u = 0.0203$) y momento ultimo ($M_u = 15526.349 \text{ kN.m}$).

Se emplea una curva bilinealizada (Figura), debido a que no se tiene certeza de las sollicitaciones reales que soporta el elemento estructural a medida que este es cargado, no obstante, el punto de fluencia, así como el puto ultimo obedecen a las cualidades intrínsecas del elemento como geometría y materiales.

Figura 50.

Diagrama Momento vs curvatura (Bilineal).



4.3.7.3. Cortante y desplazamientos.

Con base a los resultados obtenidos del momento curvatura bilineal, se estima el comportamiento del muro estructural SEMX1 mediante un modelo de fuerza desplazamiento, considerando las secciones de los elementos estructurales en el primer nivel, obteniendo los valores de la Tabla .

Tabla 36.

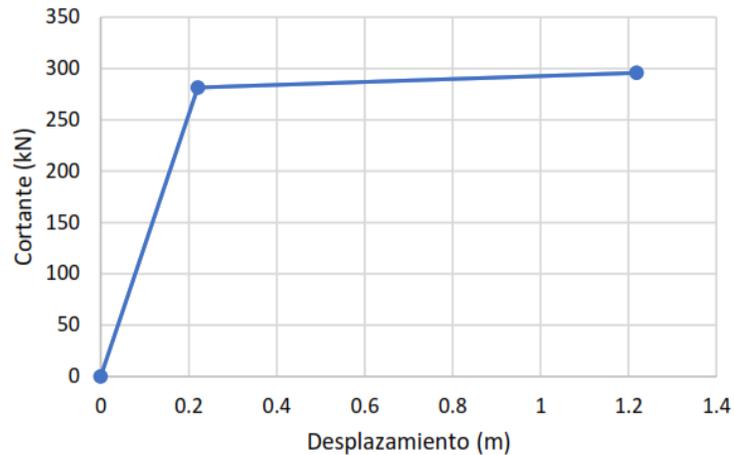
Comportamiento sección tipo SEMX1.

| Muro | MX1 |
|-----------------------------|----------|
| Longitud | 4.1 |
| Espesor | 0.25 |
| Área | 1.03 |
| # Muros | 4 |
| P (kN) | 3254.97 |
| ϕ_y (rad/m) | 0.00122 |
| My (kN.m) | 14773 |
| ϕ_u (rad/m) | 0.0203 |
| Mu (kN.m) | 15526.31 |
| Vy (kN) | 281.39 |
| Vu | 295.74 |
| Lp | 2.4 |
| Δy (m) | 0.22 |
| Δp (m) | 1 |
| Δu (m) | 1.22 |
| Ductilidad | 5.5 |
| Factor de Sobre Resistencia | 1.1 |
| R Estimado | 5.8 |

En la Figura 48, se presenta gráficamente los puntos de fluencia y últimos de la sección SEMX1.

Figura 48.

Diagrama cortante vs desplazamiento sección tipo SEMX1.



Realizado los cálculos para cada uno de los muros en las direcciones principales, se puede obtener un gráfico que represente el comportamiento de la totalidad de los muros con base a sus secciones transversales como se presenta en las Figura 49 y

Figura 50.

Figura 49.

Diagrama cortante vs desplazamiento secciones tipo en X.

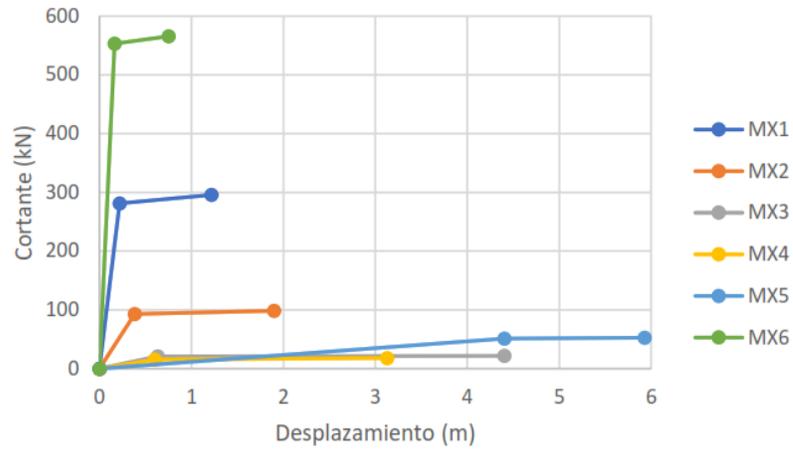
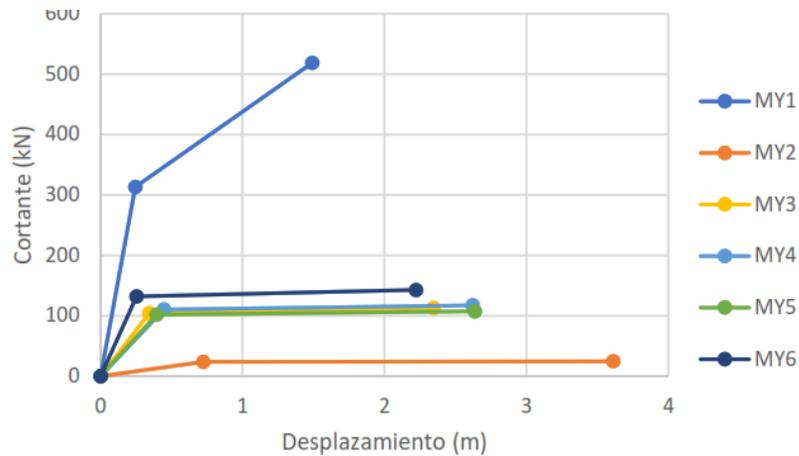


Figura 50.

Diagrama cortante vs desplazamiento secciones tipo en Y.



Si se consideran los valores máximos de cada una de las secciones de muros multiplicado por el número de muros en cada una de las direcciones principales, se puede estimar la totalidad del aporte de cada una de las secciones a la rigidez global de la estructura como se evidencia en las Figura 51 y

Figura 52.

Figura 51.

Diagrama cortante vs desplazamiento - Totalidad de muros en X.

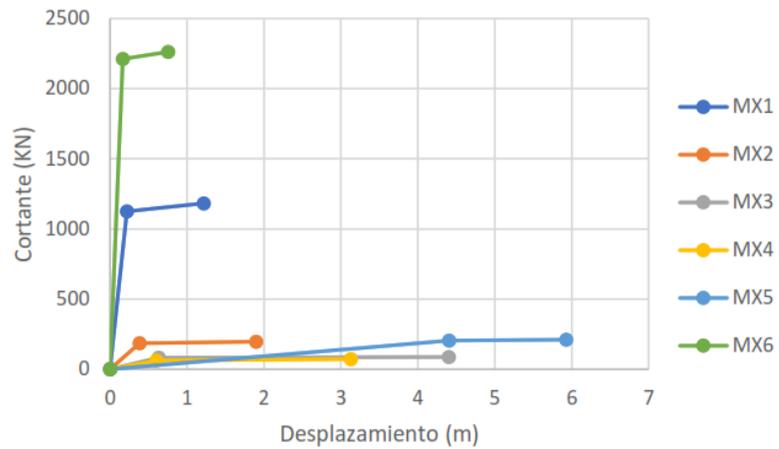
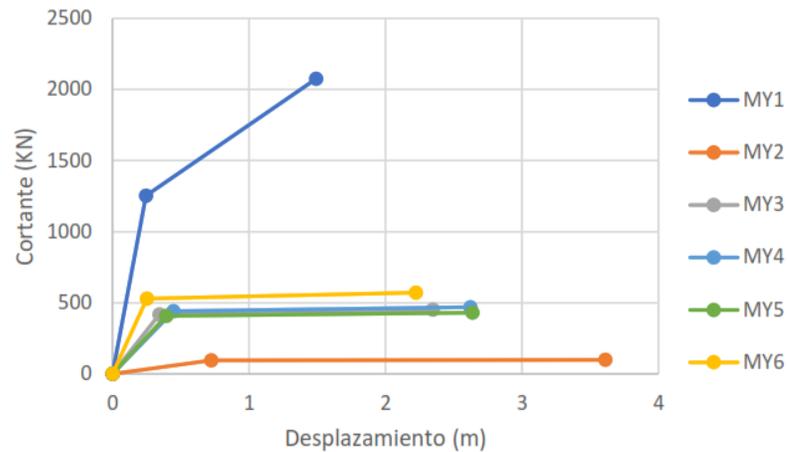


Figura 52.

Diagrama cortante vs desplazamiento- Totalidad de muros en Y.



Sin embargo, estos cálculos son aproximados y desconoce el aporte que pueda generar la presencia de un diafragma rígido a la rigidez global de la estructura, no obstante, brinda herramientas de criterio para interpretar la curva de capacidad de la estructura calculada mediante el software.

Si se considera que existe una compatibilidad de deformaciones entre todos los muros en cada una de las direcciones principales se puede estimar la rigidez aportada en conjunto para una rotación específica como se evidencia en las

Figura 53 y Figura 54.

Figura 53.

Curva de capacidad en "X" - Método empírico.

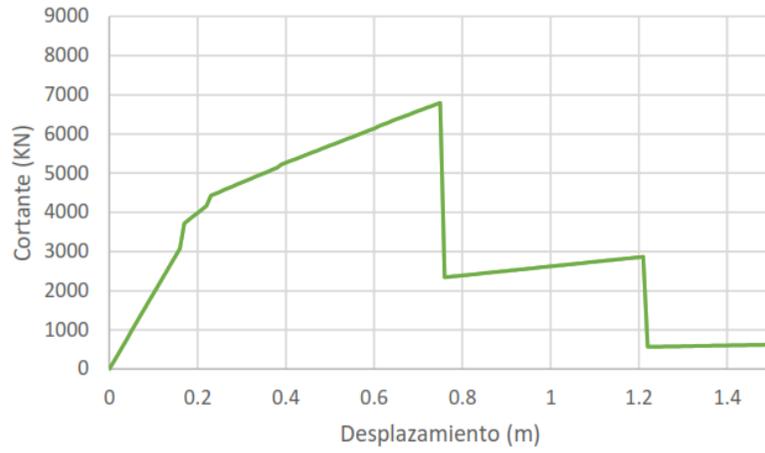
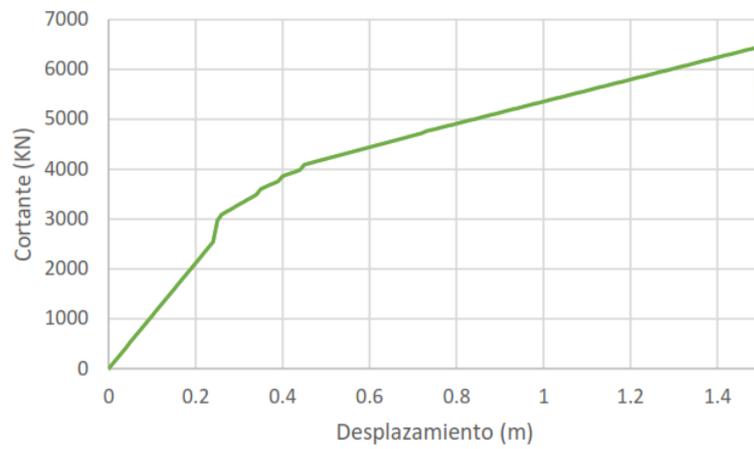


Figura 54.

Curva de capacidad en "Y" - Método empírico.



Sin bien las

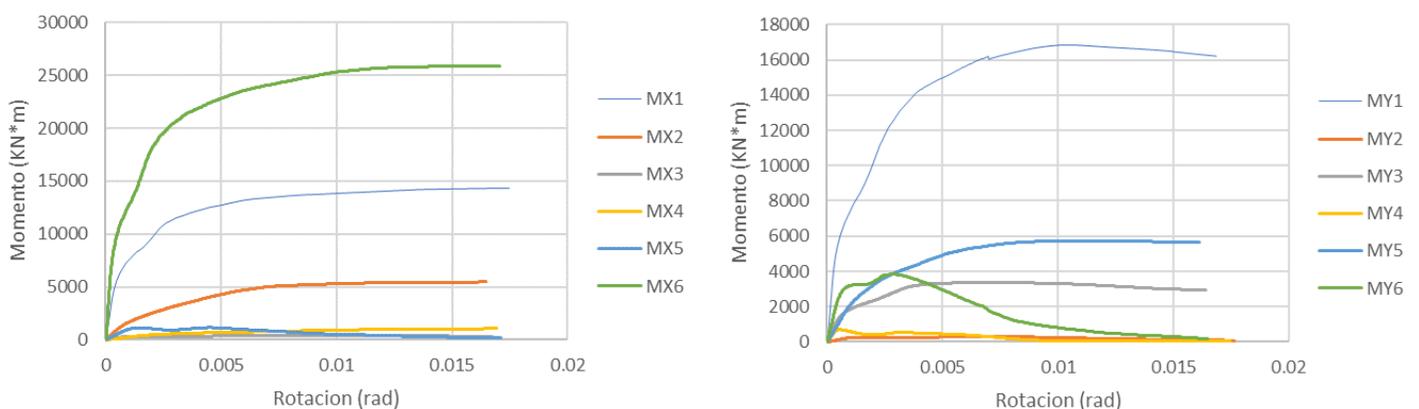
Figura 53 y Figura 54 obvian la plastificación de los elementos individuales, no obstante los resultados pueden ser empleadas para comprender las caídas o distorsiones que se puedan presentar en la curva de capacidad de la estructura. El software empleado plastifica las secciones una vez alcanzan su resistencia ultima manteniendo la carga soportada y transfiriendo las solicitaciones a los elementos próximos este procedimiento se repite hasta que no se logre la convergencia en las ecuaciones de equilibrio de la estructura (CSI, 2019).

4.3.7.4. Validación de los datos estimados.

Con el fin de validar las estimaciones cualitativas realizados en las Sec. 4.3.7.3 del presente documento, sobre el comportamiento individual de los elementos estructurales, se extraen los resultados obtenidos de las rotulas asignadas al primer nivel de la estructura (Modelo 5) con el fin de estimar el aporte de cada uno de los elementos a la respuesta global, los resultados se presentan en la Figura 55.

Figura 55.

Momento vs Rotación en X y Y (modelo matemático)



Estos resultados son concordato con las estimaciones numéricas realizadas, permitiendo decir la influencia de cada uno de los muros en la respuesta global de la estructura.

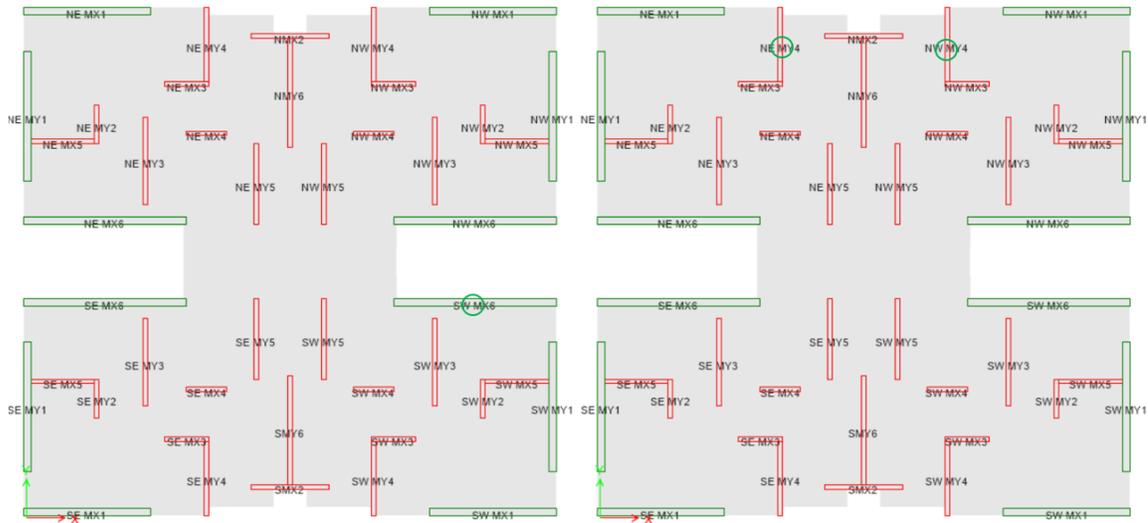
4.3.8. Desempeño de la estructura acorde con el ASCE 41-17.

Considerando los objetivos de desempeño estructural planteado en la Sec. 4.2.1 del presente trabajo, se evaluara la respuesta estructural con base al comportamiento que presente cada uno de los elementos estructurales, cumpliendo con los requisitos de la Sec. 7.5 del (ASCE/SEI 41-17, 2017) para los procedimientos no lineales estáticos. El comportamiento estructural que se espera para un desempeño S-3 se especifican en la Sec. 2.3.1.3 del (ASCE/SEI 41-17, 2017).

El desempeño estructural S-3, obliga que los elementos estructurales no presenten una plastificación superior a seguridad a la vida o “LS” en el desplazamiento objetivo en las direcciones principales; en la dirección “X” el primer muro que se plastifica es el Muro NWMX6 en IO y en la dirección “Y” los muros que se plastifican NEMY4 y NWMY4 en IO, gráficamente la plastifican en el desplazamiento objetivos para las direcciones principales X (Izquierda) y Y(Derecha), se presentan en la Figura 56.

Figura 56.

Elementos plastificados en desplazamiento objetivo.



El (ASCE/SEI 41-17, 2017) en su Sec. 7.5.1 y 7.5.2, establece que debe determinar si los elementos primarios establecidos en la Sec. E.2.3.1.2 del presente trabajo, son controlados por la deformación (ductilidad) o fuerza (no dúctil); considerando las Figura 51 y

Figura 52 (Sec. 4.3.7.3) se determinan las propiedades de cada uno de los muros en las dos direcciones principales como se muestra en la Tabla 35 .

Tabla 35.

Propiedades de los elementos primarios.

| Muro | Ductilidad | FSR | R | Controla |
|------|------------|-----|------|-------------|
| Y1 | 6.1 | 1.7 | 10.1 | Deformación |
| Y2 | 5.0 | 1.0 | 5.2 | Deformación |
| Y3 | 6.8 | 1.1 | 7.4 | Deformación |
| Y4 | 5.9 | 1.1 | 6.2 | Deformación |
| Y5 | 6.7 | 1.1 | 7.1 | Deformación |
| Y6 | 8.8 | 1.1 | 9.5 | Deformación |
| X1 | 5.5 | 1.1 | 5.8 | Deformación |
| X2 | 5.0 | 1.1 | 5.2 | Deformación |
| X3 | 7.0 | 1.0 | 7.2 | Deformación |
| X4 | 5.2 | 1.2 | 6.0 | Deformación |
| X5 | 1.3 | 1.0 | 1.4 | Fuerza |
| X6 | 4.5 | 1.0 | 4.7 | Deformación |

En general los elementos primarios de la estructura son dominados por la deformación, exceptuando el muro MX5; Este muro cuenta con $l_w = 2.5 \text{ m}$ y un $t_w = 0.15 \text{ m}$ con elementos

de borde con una profundidad de 0.60 m , no obstante, su rotulación no se presenta próxima al desplazamiento objetivo. La repercusión de que el muro MX5 sea controlado por fuerza puede ser observado en el reporte del sismo de Maule, Chile (NIST GCR 14-917-25, 2014). Un muro estructural controlado por fuerza no presenta una longitud de plastificación acorde con la teoría, por ende la disipación de energía se realizará por medio de la pérdida del recibimiento de concreto y pandeo del refuerzo longitudinal sin afectar directamente a los elementos estructurales próximos.

Por medio de lo anterior se puede establecer que la estructura cumple con el objetivo de desempeño plateados (S-3) acorde con los lineamientos establecidos por el (ASCE/SEI 41-17, 2017), para las condiciones de amenaza dictadas por el emplazamiento de la estructura.

4.4. Modelo matemático.

En el presente capítulo se presenta el modelo matemático empleado para realizar el análisis no lineal de la estructura diseñada en el capítulo anterior.

4.4.1. Modelo 4

El presente modelo se basa en el “Modelo 1” presentando leves variaciones con el fin de satisfacer los requerimientos establecidos por la ASCE 41 – 17. La diferencia sustancial entre los modelos radica en la fisuración de los elementos estructurales y en la definición de los casos no lineales empleados para realizar el análisis estático no lineal.

4.4.1.1. Fisuración en elementos estructurales.

La fisuración de los elementos estructurales se realiza acorde con lo establecido en la Sec. 10.3.1.2.2 del ASCE 41 – 17, Tabla 10-5 (valores de rigidez efectivos). Estos coeficientes de fisuración se emplean con el fin de considerar los efectos debidos a cambios volumétricos y contracción por variaciones en la temperatura, así como deformaciones por cargas gravitacionales

y sísmicas. Sin embargo, con el fin de inducir la ductilidad se emplean los coeficientes establecidos por ACI 318 Sec. 10.10, siendo estos coeficientes más conservadores que los planteados por ASCE 41 – 17. Los coeficientes modificados en el modelo matemático para los muros estructurales en su plano son f_{11} , f_{22} y f_{12} con un valor de 0.35 y fuera del plano del elemento m_{11} , m_{12} y m_{22} con un valor de 0.10. Para la losa de entrepiso los coeficientes f_{11} , f_{22} y f_{12} y m_{11} , m_{12} y m_{22} se afectan con un valor de 0.25 (Guzman, 2018). En la Figura 57 y Figura 58 se emplean los factores empleados para la fisuración de los muros estructurales y la losa de entrepiso.

Figura 57

Fisuración en muros estructurales.

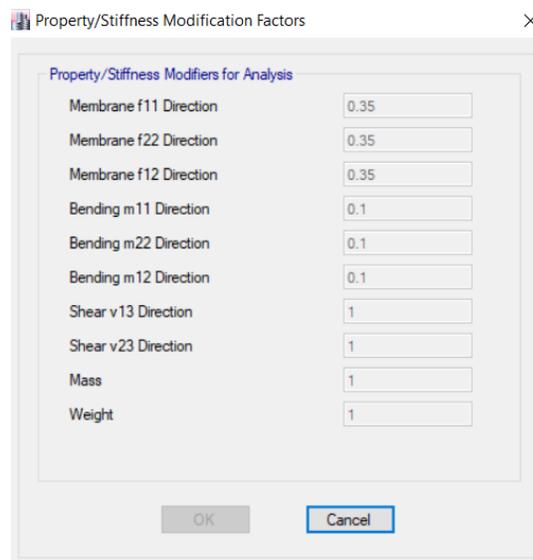
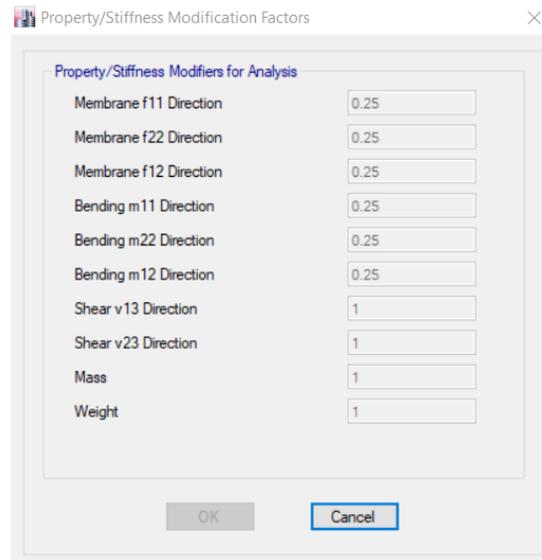


Figura 58.

Fisuración en losa de entrepiso.



Debido a los efectos de la fisuración los modos de vibración del modelo matemático se intercambian dando como resultado que el “Modo 1” pase de la dirección “X” a “Y” y presente un periodo de 0.979 s, de manera análoga “Modo 2” pase de la dirección “Y” a “X” y presente un periodo de 0.976 s, la cercanía entre los periodos de la estructura se debe a la similitud entre la rigidez presente en la dirección “X” y la dirección “Y”.

4.4.1.2. Modelación del refuerzo en muros estructurales.

Con el fin de representar el refuerzo de los muros estructurales, se ingresa de manera manual el refuerzo requerido por cada uno de los muros para suplir las solicitaciones impuestas. Este procedimiento se realiza en mediante “Wall Hinge Reinforcement” como se presenta en la Figura 59.

Figura 59.

Modelación de refuerzo en muro SEMX1.

Wall Hinge Reinforcement

Rebar Material

Material Flexure: REF Gr60

Material Shear: REF Gr60

Bar Clear Cover: 30 mm

Layout

Geometry

| Start X (mm) | Start Y (mm) | End X (mm) | End Y (mm) | Length (mm) | Thickness (mm) | Start Zone Size (mm) | End Zone Size (mm) |
|--------------|--------------|------------|------------|-------------|----------------|----------------------|--------------------|
| -90 | 185 | 4010 | 185 | 4100 | 250 | 700 | 700 |

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

| Station | Bar Size | Bar Spacing (mm) | Number of Bars |
|---------|----------|------------------|----------------|
| Start | #5 | | 7 |
| Center | #5 | 150 | 18 |
| End | #5 | | 7 |

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

| Material | Distance (mm) | Area (mm ²) |
|----------|---------------|-------------------------|
| REF Gr60 | 68 | 199 |
| REF Gr60 | 4040 | 199 |

Shear/Confinement Detail

| Station | Bar Size | Bar Spacing (mm) | Confined |
|---------|----------|------------------|----------|
| Start | #3 | 50 | Yes |
| Center | #3 | 150 | Yes |
| End | #3 | 50 | Yes |

OK Cancel

4.4.1.3. Definición de los casos de carga no lineales.

Para realizar el análisis estático no lineal se debe considerar los efectos debidos a las cargas gravitacionales según lo establecido en la Sec. 7.2.2 del ASCE 41 – 17, en la cual se especifica que se debe considerar el 100 % de la carga muerta (Q_D) y 25 % de la carga viva (Q_L), para lo cual se crea un patrón de carga no lineales ($1CM + 0.25CV$) incorporando los porcentajes de cargas mencionados con anterioridad.

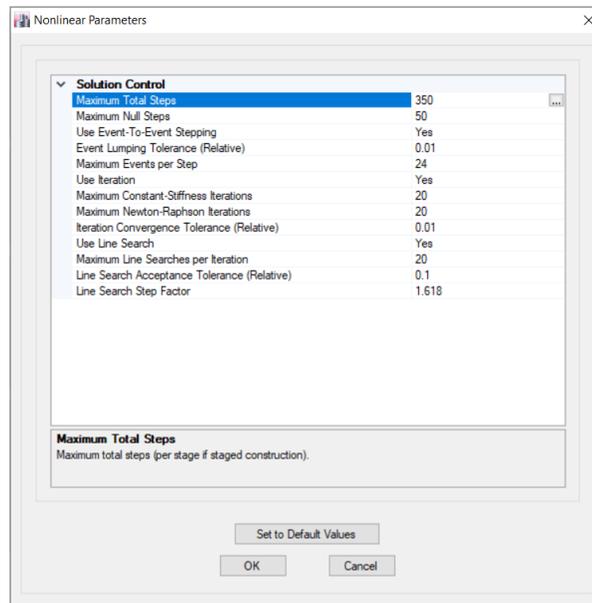
Con base a la Sec. E.2.5 del presente trabajo (efectos sísmicos multidireccionales) se crea un patrón de cargas en cada una de las direcciones principales, POX y POY, la aplicación de las cargas se realiza acorde con los modos de vibración, por ende “POX” se aplicará en la dirección del “Modo 1” y “POY” se aplicará en la dirección del “Modo 2”, los dos casos de carga son controladas por un desplazamiento máximo de 1.6 m para la dirección “X” y 1.1 m para la dirección “Y” medido en el último nivel y próximo al centro de masa de la estructura. Con el fin de modelar la caída de la pendiente en la curva de capacidad generada a partir de la estructura se

crean dos patrones de cargas alternos PX-1 y PY-1, con desplazamientos máximo de 0.5 m para la dirección “X” y “Y”.

Los parámetros de control considerados para los casos de carga no lineales en las direcciones “X” y “Y” se presentan en la Figura 60.

Figura 60.

Parámetros de control - Análisis no lineal.



4.4.1.4. Asignación de rotulas.

Como primera instancia se asignan rotulas “Wall Hinge” en cada uno de los muros de manera automática, considerando los parámetros de control “P y M3”. Sin embargo, la rotulación de los elementos estructurales solo se genera en los primeros 3 niveles, y en el resto de la estructura los elementos permanecen en el rango elástico.

Por lo anterior y con el fin de ser eficiente en el costo computacional solo se asignan rotulas en los primeros cinco niveles de la estructura con el fin capturar la transferencia de las cargas y la rotulación en los primeros niveles de la estructura.

4.4.2. Modelo 5

El Modelo 5 es una variación del Modelo 4, y busca incorporar los efectos P-Delta en el modelo matemático. Con el fin de implementar los efectos P-Delta en el modelo matemático se realizan los ajustes en los patrones de carga para considerar la no linealidad geométrica de la estructura, los efectos P-Delta son calculados de manera no iterativa basada en la masa proveyendo una solución eficiente computacionalmente (Computer & Structures, 2017).

Los efectos P-Delta calculado de manera no iterativa consideran la estructura como un modelo idealizado de masas concentradas, esta hipótesis es válida considerando la existencia de un diafragma rígido en cada nivel, no obstante, esta aproximación no estima de manera eficiente el pandeo local de los elementos (CSI, 2019).

5. Análisis de los resultados.

5.1. Compatibilidad de Normativa.

Es de vital importancia comprender la filosofía de diseño de cada una de las normas empleadas debido que no necesariamente van a afrontar los requerimientos estructurales de la misma forma, en este caso la NSR-10 es una norma cuya filosofía lineal es basada en la rigidez, es decir que controla las fuerzas sísmicas mediante la sección bruta de los elementos; por otra parte el ASCE 41-17 permite el diseño por dos metodologías la lineal y no lineal pero su filosofía se orienta al desempeño estructural.

Un diseño por desempeño permite inhibir modos de falla frágiles con el fin de que estos no se presenten antes de que la estructura haga uso al máximo de su capacidad de disipar energía. Como ejemplo de la discrepancia entre las dos normativas se puede considerar el muro MX5; este muro cuenta con $l_w = 2.5 \text{ m}$ y un $t_w = 0.15 \text{ m}$ con elementos de borde con una profundidad de 0.60 m , su baja ductilidad del muro obedece a las dimensiones del elemento de borde dadas por la NSR-10 Art. C.21.9.6.2 (deformaciones) y C.21.9.6.3 (esfuerzos), desconociendo que el muro se encuentra en una posición perimetral y por ende puede sufrir un incremento significativo de sus solicitaciones.

5.2. Evaluación de los muros estructurales.

Teóricamente la geometría de los muros de concreto reforzado y controlados por flexión en su plano está dictada por las solicitaciones impuestas, donde el espesor controla el cortante y la longitud es controlada por la flexión; no obstante, experimentalmente (NIST GCR 17-917- 45, 2017) se puede comprobar que hay factores clave como: (1) relación de aspecto de la sección transversal; (2) cortante y carga axial impuesta; (3) confinamiento de los elementos de borde, pueden modificar y regir la respuesta sísmica de los muros de concreto (NIST GCR 17-917- 45, 2017).

En el presente capítulo se considera cada uno de los factores claves de los muros de concreto reforzado, con el fin de establecer la incidencia individual de cada uno de los muros en la respuesta global de la estructura.

5.2.1. Relación de aspecto de la sección transversal.

La relación de aspecto es un indicador a priori del desempeño de los muros estructurales en función de su geometría. El espesor de un muro recomendado por (NIST GCR 14-917-25, 2014) se basa en una relación $h_t/16$ para alturas de entrepiso de 2.5 m; se deben emplear espesores de 15 cm con el fin de evitar el pandeo excesivo.

Para la longitud del muro se considera una relación de aspecto $4 \leq H_t / l_w \leq 6$, con el fin de garantizar una longitud de plastificación del muro que permita grandes desplazamientos en los últimos niveles de la estructura. En caso de la estructura a analizar se esperarían longitudes de muro de 8.75 m a 5.83 m en los muros estructurales; sin embargo, la relación entre el espesor del muro t_w y su longitud l_w , puede limitar su desplazamiento último de la estructura (NIST GCR

17-917- 45, 2017); se recomienda una relación ≤ 12 entre lw/tw . Las disposiciones y relaciones geométricas de los muros se presentan en la Tabla 36.

Tabla 36.

Relaciones de aspecto de los muros estructurales.

| MURO | lw (m) | tw(m) | lw/tw | Ht/lw |
|-------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| MX1 | 4.1 | 0.25 | 16.40 | 8.54 |
| MX2 | 2.5 | 0.15 | 16.67 | 14.00 |
| MX3 | 1.43 | 0.15 | 9.53 | 24.48 |
| MX4 | 1.3 | 0.15 | 8.67 | 26.92 |
| MX5 | 2.4 | 0.15 | 16.00 | 14.58 |
| MX6 | 5.27 | 0.25 | 21.08 | 6.64 |
| MY1 | 4.2 | 0.25 | 16.80 | 8.33 |
| MY2 | 1.25 | 0.15 | 8.33 | 28.00 |
| MY3 | 2.8 | 0.15 | 18.67 | 12.50 |
| MY4 | 2.4 | 0.15 | 16.00 | 14.58 |
| MY5 | 2.6 | 0.15 | 17.33 | 13.46 |
| MY6 | 3.5 | 0.15 | 23.33 | 10.00 |

Con base a la Tabla 36, y la Figura 49 y

Figura 50, se puede concluir que el proceso de plastificación en los muros estructurales se presenta en desfase, dado que los muros cortos tiende a tener una mayor ductilidad pero una menor rigidez en comparación con los muros más largos; generando que ciertos muros como MX1, MX6 y MY1, MY6 juegan un rol dominante en la respuesta estructura como se puede evidenciar en la

Figura 53 y Figura 54 para cada una de las direcciones principales.

5.2.2. Cortante y carga axial en los muros de concreto.

El cortante y la carga axial tiene un impacto significativo en el desplazamiento último de la estructura, valores por debajo de 0.1 en la relación $Pu/(Ag f'_c)$, favorecen la ductilidad; valores superiores a 1 en la relación de cortante $Vu/(0.1 \sqrt{f'_c} A_{cv})$ disminuyen el desplazamiento último de la estructura (NIST GCR 17-917- 45, 2017). En la Tabla 37, se presentan las relaciones de cortante para cada una de las secciones tipo presentes en la estructura.

Tabla 37.

Cortante y carga axial en muros.

| MURO | $P/(Ag f'_c)$ | $Vu/(0.1 \sqrt{f'_c} A_{cv})$ |
|-------------|---------------------------------|---|
| MX1 | 0.11 | 0.95 |
| MX2 | 0.35 | 0.66 |
| MX3 | 0.18 | 1.07 |
| MX4 | 0.22 | 1.04 |
| MX5 | 0.20 | 2.44 |
| MX6 | 0.16 | 1.16 |
| MY1 | 0.18 | 1.28 |
| MY2 | 0.27 | 0.57 |
| MY3 | 0.16 | 1.46 |
| MY4 | 0.27 | 0.93 |
| MY5 | 0.25 | 0.96 |
| MY6 | 0.14 | 1.86 |

Los valores de criterio presentados en la Tabla 37 y Tabla 36, permiten comprender de manera aproximada el comportamiento de los elementos estructurales con base a su geometría y solicitaciones impuestas, como ejemplo se puede abordar el comportamiento del muro MX5; el cual cuenta con la mayor relación de cortante (Tabla 37) y relaciones de aspecto (Tabla 36) elevada, permitiendo establecer que este muro tendría un mal comportamiento en su plastificación, esta afirmación respalda el resultado obtenido en la Sec. 4.3.8 del presente trabajo, en la cual se clasifica el muro como controlado por fuerza.

5.2.3. Elementos de borde y confinamiento.

Los elementos de borde son empleados para maximizar la resistencia de los muros estructurales a flexión mediante el incremento de la ductilidad dada por el confinamiento. La NSR-10 establece los requerimientos de elementos de borde con base a la deformación (Art. C.21.9.6.2) y esfuerzos (Art. C.21.9.6.3) que se puedan presentar en los muros; los requisitos del refuerzo longitudinal y transversal se establecen en los Artículos C.21.7 y C.21.6 respectivamente. No obstante, estos requerimientos no son conservadores en comparación con los requeridos por ACI 318 que exige una mayor profundidad y detallado en los elementos de borde.

El diseño y detallado del refuerzo transversal empleado para suplir los modelos matemáticos emplean como referencia normativa la NSR-10 y difieren a los diseños proporcionados por ETABS que se fundamenta en el ACI 318-14; las consecuencias en esta discrepancia es una pérdida de ductilidad en las curvas de capacidad presentadas en la Sec. 4.3.3.3 del presente trabajo, esta pérdida de ductilidad se ve acrecentada debido a las limitaciones del software el cual emplea un modelo de Mander simplificado el cual no considera estribos suplementarios y cuantías volumétricas en los elementos de borde.

No obstante, las falencias previamente descritas los resultados obtenidos para el desplazamiento objetivo Sec. 4.3.6 son válidos ya que se encuentran en la sección lineal de la estructura y cualquier aumento en el confinamiento, detallado y profundidad de los elementos de borde no conllevaría una modificación en los resultados obtenidos.

5.3. Influencia efectos P-Delta

Los efectos inducidos por la no linealidad geométrica son causados por la acción de las cargas gravitacionales, deformando los elementos estructurales y conllevando un incremento en

las fuerzas internas en los miembros que conforman la estructura. Los efectos $P-\Delta$ pueden ser medidos mediante la comparación de la deriva de piso y los desplazamientos de los elementos estructurales. Los efectos $P-\delta$, no son necesarios para modelar los análisis no lineales; no obstante, los efectos $P-\Delta$ deben ser explícitamente modelados, debido que permiten considerar la pérdida de rigidez lateral en los elementos estructurales (NIST GCR 10-917-5, 2010). En la Figura 61, se presenta las curvas de capacidad considerando los efectos $P-\Delta$ ($CP\Delta$) y sin considerar los efectos $P-\Delta$ ($SP\Delta$).

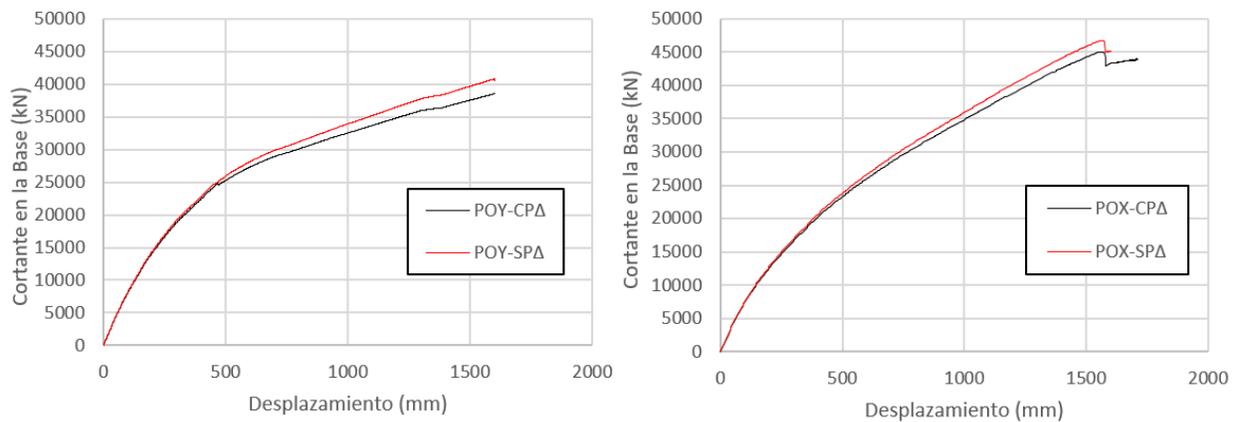


Figura 61: Influencia de los efectos $P-\Delta$ - Análisis No-lineal.

Los resultados obtenidos describen lo que teóricamente se esperaría en la estructura por la acción de los efectos $P-\Delta$. La influencia de las cargas gravitacionales genera una reducción de rigidez lateral de los elementos estructurales incrementando la inestabilidad; se evidencia que en la respuesta lineal de la estructura los efectos $P-\Delta$ no influyen directamente en la respuesta de la estructura.

5.4. Interacción suelo estructura.

Incluir las propiedades del suelo, así como la cimentación en el modelo matemático en simultáneo; incrementa el periodo fundamental y el amortiguamiento de la estructura. En la Sec.

E.2.7 del presente trabajo se justificó la no aplicación de SSI (Soil-Structure Interaction) con base a los requerimientos del (ASCE/SEI 41-17, 2017).

El impacto que podría tener la SSI en los modelos matemáticos presentados en las secciones 2 y 4, puede ser estimado mediante el coeficiente de interacción suelo estructura; estipulado en la Sec. 3.10 de (NIST GCR 12-917-21, 2012). Un coeficiente $R < 0.1$ implica que la estructura es flexible en comparación al suelo, un valor $R > 0.1$ implica que la estructura es rígida y está emplazada en un suelo blando.

$$R = \frac{h}{V_s T} = \frac{35 \text{ m}}{310 \text{ m/s} * 0.831 \text{ s}} = 0.13$$

El valor de R calculado implica que los efectos de la interacción suelo estructura pueden influenciar la respuesta y solicitaciones de la estructura, aumentando el periodo y disminuyendo el cortante en la base de la estructura; por lo anterior, no implica un error en los datos y diseño obtenidos si no una estimación conservadora de la respuesta estructural basada en los criterios normativos de los reglamentos empleados.

5.5. Desempeño estructural en función de los desplazamientos.

La deriva presente en una edificación es uno de los parámetros primarios para evaluar su desempeño estructural, debido a que son un indicador de la rigidez perenne; un gran desplazamiento en la estructura indica una ductilidad excesiva en el comportamiento global, la deriva que es una expresión que relación los desplazamientos de un nivel con los desplazamientos del nivel inmediatamente anterior.

La fuerza horizontal equivalente (FHE) es un método estático que estima las fuerzas sísmicas en función de la masa total de la estructura y la distribución que esta tenga en cada uno

de los niveles; el método dinámico espectral superpone patrones modales con el fin de determinar cuál modo de vibración genera una mayor excitación en la masa con base a una demanda dada por un espectro elástico de diseño; el análisis estático no lineal o “PushOver” aplica una carga en función del primer modo de vibración hasta generar la plastificación de los elementos estructurales, considerando en aporte del rango elástico e inelástico (NIST GCR 10-917-5, 2010).

Con el fin de comparar los resultados obtenidos por las dos normativas empleadas NSR-10 y ASCE 41-17, se debe identificar discrepancias en la estimación de la masa sísmica. La ASCE 41-17 establece que se debe considerar un 25% de la carga viva presente en la estructura para estimar la carga sísmica, en contraposición la NSR-10 solo considera el aporte de la carga muerta, por ende, los resultados estimados en la Sec. 2.10 del presente trabajo, deben ser ajustados consideran el 25 % de la carga viva con el fin que las comparaciones sean congruentes. Los desplazamientos ajustados se presentan en las Tabla 38 y Tabla 39.

Tabla 38.

Desplazamientos ajustados en "X"

| Nivel | FHE | | MODAL | | MODAL REDUCIDO | |
|-----------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | U _x (mm) | U _y (mm) | U _x (mm) | U _y (mm) | U _x (mm) | U _y (mm) |
| 14 | 278 | 0.15 | 225 | 0.55 | 44 | 0.11 |
| 13 | 254 | 0.14 | 205 | 0.50 | 40 | 0.10 |
| 12 | 230 | 0.12 | 185 | 0.46 | 36 | 0.09 |
| 11 | 205 | 0.11 | 165 | 0.42 | 33 | 0.08 |
| 10 | 181 | 0.09 | 145 | 0.37 | 29 | 0.07 |
| 9 | 156 | 0.08 | 125 | 0.32 | 25 | 0.06 |
| 8 | 131 | 0.07 | 105 | 0.27 | 21 | 0.05 |
| 7 | 107 | 0.05 | 86 | 0.22 | 17 | 0.04 |
| 6 | 84 | 0.04 | 67 | 0.18 | 13 | 0.04 |
| 5 | 62 | 0.03 | 50 | 0.13 | 10 | 0.03 |
| 4 | 42 | 0.02 | 34 | 0.09 | 7 | 0.02 |
| 3 | 26 | 0.01 | 21 | 0.06 | 4 | 0.01 |
| 2 | 12 | 0.01 | 10 | 0.03 | 2 | 0.01 |
| 1 | 4 | 0.00 | 3 | 0.01 | 1 | 0.00 |

Tabla 39.

Desplazamientos ajustados en "Y"

| Nivel | FHE | | MODAL | | MODAL REDUCIDO | |
|-------|---------|---------|---------|---------|----------------|---------|
| | Ux (mm) | Uy (mm) | Ux (mm) | Uy (mm) | Ux (mm) | Uy (mm) |
| 14 | 0.11 | 264 | 0.52 | 209 | 0.11 | 43 |
| 13 | 0.10 | 244 | 0.48 | 194 | 0.10 | 40 |
| 12 | 0.09 | 224 | 0.43 | 177 | 0.09 | 37 |
| 11 | 0.08 | 203 | 0.38 | 160 | 0.08 | 33 |
| 10 | 0.07 | 181 | 0.34 | 143 | 0.07 | 30 |
| 9 | 0.06 | 158 | 0.29 | 125 | 0.06 | 26 |
| 8 | 0.05 | 135 | 0.24 | 106 | 0.05 | 22 |
| 7 | 0.04 | 111 | 0.20 | 88 | 0.04 | 18 |
| 6 | 0.03 | 89 | 0.15 | 70 | 0.03 | 14 |
| 5 | 0.02 | 67 | 0.11 | 53 | 0.02 | 11 |
| 4 | 0.01 | 47 | 0.08 | 37 | 0.02 | 8 |
| 3 | 0.01 | 29 | 0.05 | 23 | 0.01 | 5 |
| 2 | 0.00 | 14 | 0.02 | 11 | 0.01 | 2 |
| 1 | 0.00 | 4 | 0.01 | 3 | 0.00 | 1 |

Los desplazamientos objetivos calculado en la Sec. 4.3.6, son 308.54 mm en la dirección “X” y 331.59 mm en la dirección “Y”; el desplazamiento objetivo en la dirección “X” representa un incremento respecto a los desplazamientos calculados con la FHE de un 111%; dinámico espectral de 137 % y un 700 % respecto a las fuerzas sísmicas de diseño. El desplazamiento objetivo en la dirección “Y” representa un incremento respecto a los desplazamientos calculados con la FHE de un 125 %; dinámico espectral de 158 % y un 765 % respecto a las fuerzas sísmicas de diseño.

En la Figura 62 y Figura 63, se presenta una comparación grafica entre los diferentes desplazamientos presentes en la estructura y sus respectivos cortantes, en las dos figuras se

evidencia la estimación conservadora que realiza los métodos lineales, FHE y DME debido a que aunque presentan desplazamientos menores a los calculados con NSP presentan cortantes basales considerablemente mayores.

Figura 62.

Comparación de desplazamiento FHE y NSP.

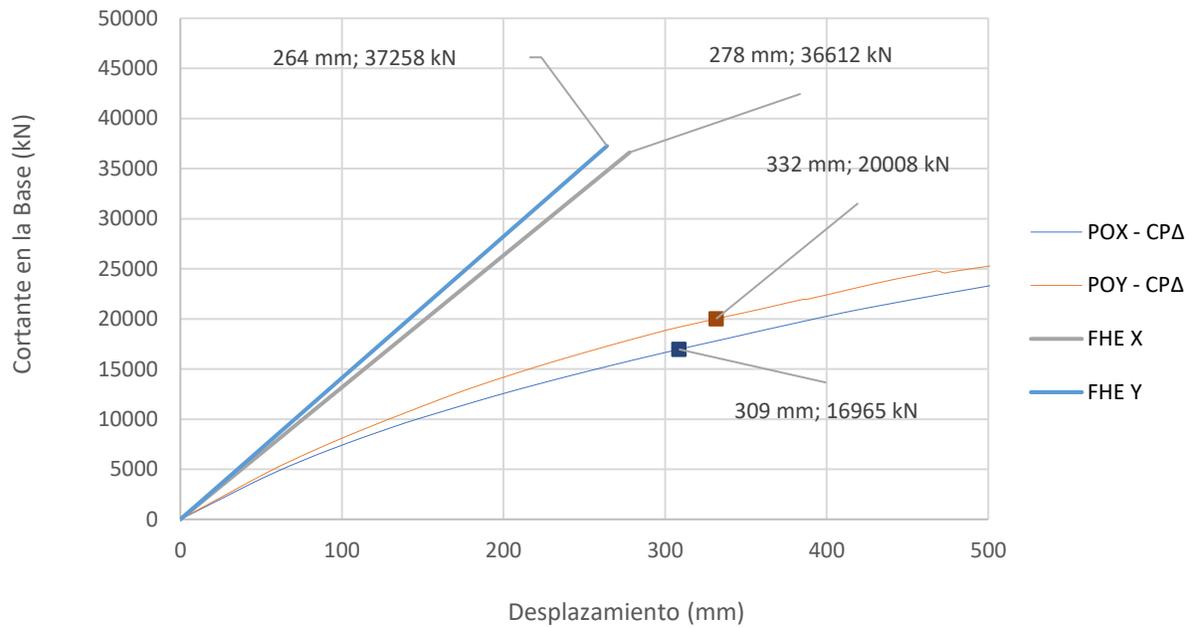
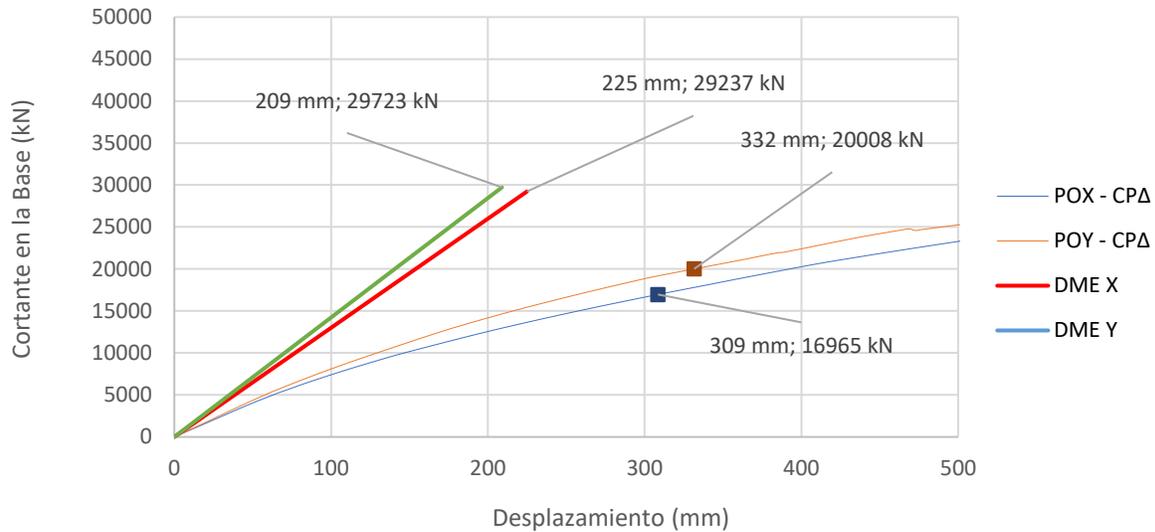


Figura 63.

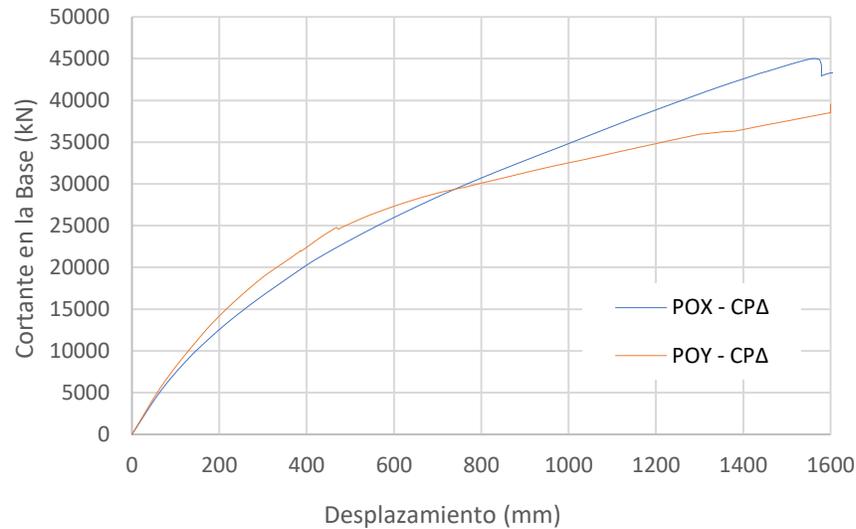
Comparación de desplazamiento DME y NSP.



Realizando una comparación cualitativa de las curvas de capacidad (Figura 64), la dirección “X”, la curva de capacidad presenta un comportamiento frágil en comparación a la dirección “Y”, concordando con lo estimado en la Sec. 4.3.7; no obstante el máximo desplazamiento objetivo se presenta en la dirección “X”, esta contradicción se debe a las limitantes que impone la bilinealización (Sec. 4.3.5 del presente documento), la cual establece las proporciones entre la zona elástica e inelástica de la estructura, garantizando así una equivalencia entre los comportamientos elásticos e inelásticos de la estructura.

Figura 64.

Compara de curvas de capacidad.



5.6. Limitaciones en el análisis.

Aunque el análisis estático no lineal cumple su función al evaluar y determinar la capacidad y deformación de la estructura y sus elementos acorde con lo establecido por (ASCE/SEI 41-17, 2017), es incapaz de describir la respuesta dinámica real de la estructura; lo anterior se puede evidenciar en la discrepancia en la participación de masa para cada uno de los modos de vibración (Sec. 2.8.3.1 del presente documento).

En la dirección “X” el Modo 1 (Fundamental) genera un 66 % de excitación en la masa, no obstante, el Modo 6 y Modo 11 generan excitaciones en la masa de 18 % y 6 % respectivamente; de manera análoga en la dirección “Y” el Modo 2 genera una excitación de 68 % y los Modos 4 y 7 generan una excitación del 17 % y 6 % respectivamente. Lo anterior implica que la aplicación de las cargas en función del modo fundamental no representa la distribución de cargas que se puedan presentar en la estructura debido a su comportamiento modal, sumado a que en el análisis no se considera la pérdida de rigidez por la aplicación de dichas cargas.

Si bien la (ASCE/SEI 41-17, 2017) permite emplear el análisis estático no lineal para el diseño establece como requisito previo un análisis lineal concebido bajo una normativa de diseño, en documentos como el (NIST GCR 10-917-5, 2010) especifican que el análisis estático no lineal no puede capturar el comportamiento dinámico debido a que estima la degradación en la rigidez de manera cíclica pero provee una herramienta de diseño en la estructura en la cuales el primer modo gobierna la respuesta dinámica de la estructura.

6. Conclusiones.

- Con base a los resultados obtenidos se concluye que la estructura diseñada bajo los parámetros y requerimientos establecidos por la NSR-10, cumple los objetivos estructurales establecidos por la ASCE 41-17, para edificaciones nuevas sin incurrir en daños excesivos o colapso parcial o total.
- Se concluye que la estructura y los elementos estructurales presentan un desempeño adecuado bajo las solicitaciones impuestas a la estructura por su emplazamiento, dado que la disipación de energía generada por efectos sísmicos de diseño no conlleva una pérdida significativa de rigidez global o local, no obstante estas estimaciones no contemplan las limitaciones del software en modelar las transferencia de esfuerzo entre el elemento de borde y el alma según lo expresa (Arteta, 2015), o el mecanismo de falla de muros estructurales mediante ciclos de carga y descargue.
- Mediante la comparación de los desplazamientos estimados y sus respectivos cortantes basales, calculados mediante los procedimientos de análisis descritos por la NSR-10 y los

estimados mediante un análisis estático no lineal se puede evidenciar que los métodos lineales empleados son conservadores en la estimación del desplazamiento último y amplificando el cortante basal en comparación al análisis no lineal (Figura 62 y Figura 63), no obstante los daños en la edificación una vez alcanzado el límite de los elementos estructurales serán significativos sin garantías que puedan ser solventados una vez finalizada la contingencia.

- Comparando las curvas de capacidad obtenidas del análisis estático no lineal realizado a la estructura, se evidencia un comportamiento poco dúctil debido a la discrepancia en la plastificación de los elementos estructurales y el dominio de la respuesta cualitativa de los muros con mayor longitud en las dos direcciones.
- Aunque el análisis estático no lineal cumple su función al evaluar y determinar la capacidad y deformación de la estructura y sus elementos acorde con lo establecido por (ASCE/SEI 41-17, 2017), es incapaz de describir la respuesta dinámica real de la estructura debido a que la distribución de cargas empleada no considera los cambios en los modos de vibración debido a la masa participante o la degradación de la rigidez de los elementos estructurales.
- Aunque los modelos matemáticos empleados para el PushOver realizan una estimación simplificada del modelo de (Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park, 1984), obviando el detallado del refuerzo transversal realizado en el análisis lineal, los resultados obtenidos son válidos debido a que en el desplazamiento objetivo los materiales y secciones no

alcanzan sus resistencias ultimas y cualquier modificación no representaría una variación en el resultado.

Referencias Bibliográficas

ACI 318-14. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*.

Farmington: ACI Concrete.

Arteta, C. (2015). *Seismic Response Assessment of Thin Boundary Elements of Special Concrete*

Shear Walls. California: University of California, Berkeley.

- ASCE 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston: ASCE.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings ASCE/SEI 41-17*.
Reston: ASCE.
- Awad, R. R. (2015). *Análisis y Diseño Sísmico De Edificios*. Medellín, Antioquia, Colombia:
Fondo Editorial Universidad EAFIT.
- Computer & Structures, I. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*. Berkeley, California:
Computer & Structures, Inc.
- CSI. (2019, 03 27). *Section Designer FAQ - Technical Knowledge Base*. Retrieved 03 19, 2020,
from Computers and Structures, Inc.:
<https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Section+Designer+FAQ>
- Darwin, D., Dolan, C., & Nilson, A. (2016). *Design of Concrete Structures*. New York : Mc Graw
Hill.
- Guzman. (2018, Jun 27). *Modeling concrete cracked section properties for building analysis*.
Retrieved from Computers and Structures, Inc:
[https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/Modeling+concrete+cracked+section+propertie
s+for+building+analysis](https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/Modeling+concrete+cracked+section+properties+for+building+analysis)
- Holzer et al. (1975). A Computer Code for General Analysis of Two-Dimensional Reinforced
Concrete Structures. *AFWL-TR*, 74-228 Vol. 1.
- López, Oscar A, & Del Re Ruíz, Gianina. (2008). Evaluación de los métodos de análisis estático
no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto
armado. *Boletín Técnico*, 46(3), 1-28.

Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park. (1984). Theoretical StressStrain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering.*, 1804-1826.

Moehle, J. (2015). *Sesmic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York: McGraw-Hill.

NIST GCR 10-917-5. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.

NIST GCR 12-917-21. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures* . Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.

NIST GCR 12-917-22. (2012). *Seismic Design of Reinforced Concrete Mat Foundations*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.

NIST GCR 14-917-25. (2014). *Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.

NIST GCR 17-917- 45. (2017). *Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.

NIST GCR 17-917- 46v1. (2017). *Guilines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.

Timoshenko, Stephen; Godier J.N. (1951). *Theory of elasticity*. New York City: McGraw-Hill.

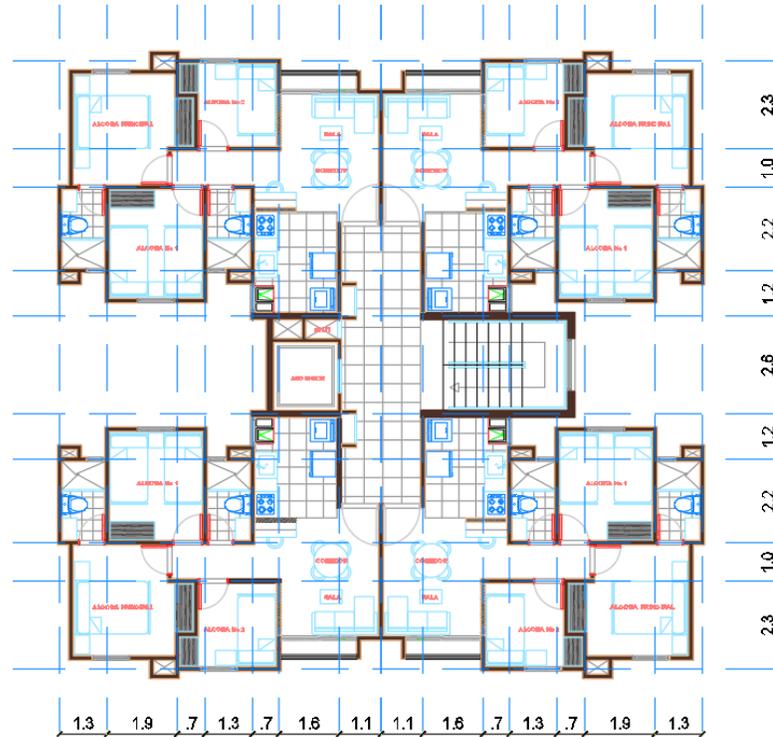
Apéndices A. Descripción detallada del proyecto.

A.1. Disposición arquitectónica original.

En la Figura 65, se presentan la planta arquitectónica suministrada por los planos arquitectónicos.

Figura 65.

Planta arquitectónica.



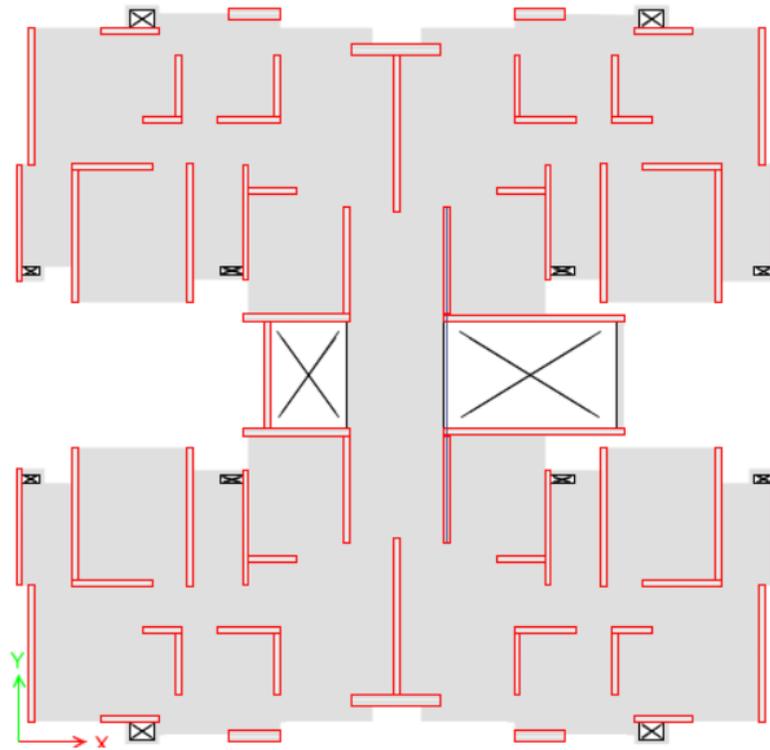
La disposición de los espacios, así como la geometría de la planta arquitectónica es constante en todos los niveles, no se cuenta con información referente a la disposición y refuerzo de los elementos estructurales.

A.2. Pre-dimensionamiento.

Partiendo de los planos arquitectónicos, se plantea la configuración de elementos estructurales presentada en la Figura 66.

Figura 66.

Primer pre-dimensionamiento.



En este primer pre-dimensionamiento se busca respetar las proporciones establecidas en la planta arquitectónica Figura 65. En general los muros cuentan con un espesor de 10 cm y un promedio de longitud de muros de 1.51 m en la dirección X y de 3.53 m en la dirección Y; sin embargo, esta distribución de elementos presenta falencias en la rigidez global de la estructura, imposibilitando el control de derivas y su respuesta modal.

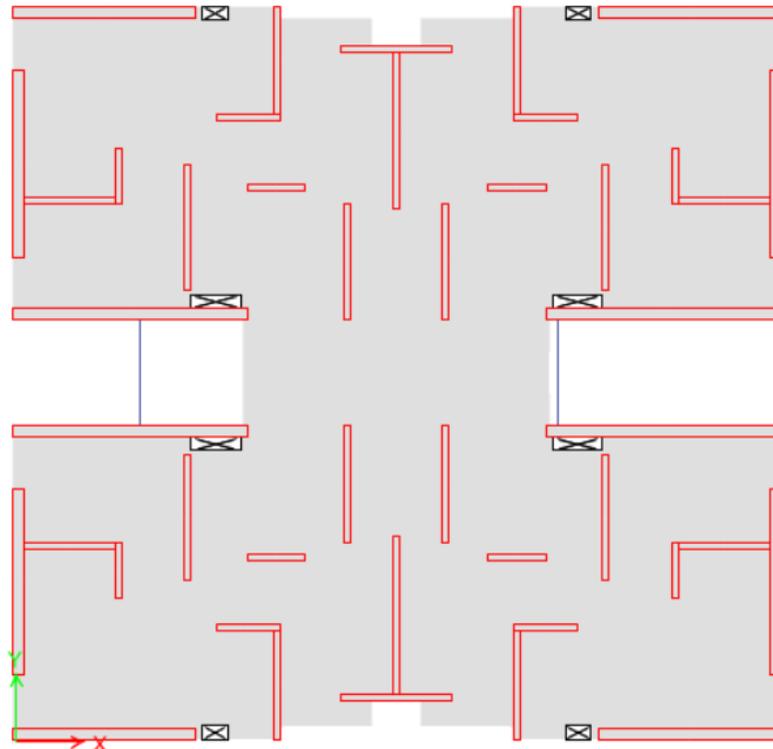
La configuración estructural planteada con base a la disposición arquitectónica presenta problemas de torsión que no pueden ser controlados con las longitudes y espesores de muros existentes, esto se evidencia en la distribución de los modos de vibración donde el Modo 1 es traslacional en la dirección X con un 62 % de masa participando, el Modo 2 es torsional con un 59 % y el Modo 3 es traslacional en Y con un 61%. Ya que los muros con mayor longitud y que modificarían la respuesta de la estructura se encuentran en la parte central de la misma no hay una forma eficiente de controlar la torsión presente en el modelo matemático.

Aunque la NSR-10 permite el diseño de la estructura con problemas torsionales, si se consideran las recomendaciones de (NEHRP, 2017) “Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings” sobre las limitaciones del análisis no lineal estático, esta configuración de muros impediría la correcta modelación de la respuesta estática de la estructura, debido a la inhabilidad del método en capturar los desplazamientos de la edificación.

Considerando que, el objetivo principal de este proyecto es realizar un ejercicio académico, la disposición en planta suministrada por los planos arquitectónicos será modificada salvaguardando la funcionalidad y distribución de las unidades residenciales. Por lo tanto, se modificarán los espesores y longitudes de muros siguiendo las recomendaciones presentadas por (NEHRP, 2010) “Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake”, generando una configuración estructural con un comportamiento más estable y una mejor distribución de muros, la nueva distribución aumenta la longitud promedio de los muros en la dirección X a 2.8 en y en Y a 2.5, las modificaciones anteriormente enunciadas se presentan en la Figura 67.

Figura 67.

Segundo pre-dimensionamiento.



Otra consideración establecida en el predimensionamiento es la variación en la resistencia de $f'c = 28 \text{ Mpa}$, las propiedades de los muros, así como las considera con de la modelación estructural se especifican en la sección 3.1 y 3.1.1 respectivamente.

Esta nueva disposición de muros permite controlar las derivas (Sección 2.10.2) y obtener un comportamiento modal sin torsión en los principales modos de vibración (Sección 2.8.3.1), siendo primordial para la correcta implementación del método no lineal estático “PushOver”.

A.3. Sistema estructural.

De acuerdo con los lineamientos establecidos en la formulación del proyecto, los aspectos principales de la estructura son:

- **Sistema de Resistencia Sísmica:** Muros de concreto reforzados con vigas de acople, siendo los muros responsables de asumir las cargas verticales y horizontales.

- **Sistema de Entrepiso:** Losa maciza armada en una dirección, de espesor constante y con vacíos para ductos de servicio.
- **Tipo de Cimentación:** Losa maciza con vigas de amarre de concreto reforzado.

A.4. Limitaciones sistema estructural.

Las limitaciones establecidas por la NSR-10 para sistema de muros de carga, se establecen en la Tabla A.3-1 de la norma mencionada. Para muros de concreto reforzado con capacidad de disipación de energía (DES), responsable de la resistencia sísmica vertical y horizontal, se puede aplicar un factor de disipación de energía de $R_o = 5$, en caso de que la estructura sea clasificada como regular, de lo contrario el factor R debe ser afectado por las irregularidades Φ_a , Φ_p y Φ_r . El factor de sobre resistencia en caso de emplearse debe utilizar un valor de $\Omega_o = 2.5$. El sistema puede ser implementado en zonas de amenaza alta con una altura no superior a 50 m, tomada desde base de la estructura.

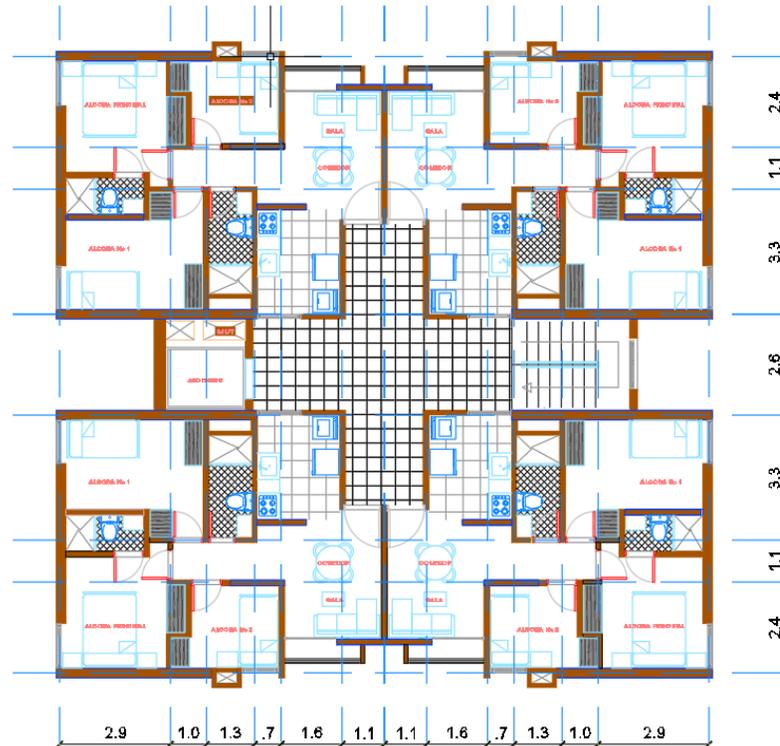
A.5. Modificaciones planta arquitectónica.

Partiendo de la redistribución de muros estructurales establecida en el Pre-dimensionamiento, (Figura 67) se modifica la planta arquitectónica inicial, manteniendo los espacios con el mismo número de habitaciones y baños y se presenta en la

Figura 68.

Figura 68.

Modificación planta arquitectónica.



La descripción presentada en la sección 2.1 del presente trabajo corresponde a la modificación en la planta arquitectónica presentada en la

Figura 68.

A.6. Losa de entrepiso.

La losa de entrepiso cuenta con espesor de 17 cm siendo uniforme en todos los niveles de la estructura, el espesor es determinado mediante una optimización garantizando de las deflexiones

no superen las máximas definidas en la Tabla C.9.5(b), los cálculos pertinentes se establecen en la sección 2.11.2 del presente trabajo. El entrepiso posee vacíos destinados a ductos de servicio y su refuerzo se encuentra armada en una dirección.

Apéndices B. Análisis detallado de cargas.

B.1. Carga muerta – Peso propio.

La carga muerta cubre todas las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación, según lo define la NSR-10 en el Art. B.3.1.

El peso de la estructura corresponde al peso de los elementos estructurales considerando su geometría y la densidad de los materiales que lo componen, según los valores establecidos por norma.

B.2. Cargas vivas.

Las cargas vivas son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación, según lo define la NSR-10 en el Art. B.4.1. Considerando uso de los espacios se asumirán las cargas vivas uniformemente distribuida establecidas en la Tabla 40.

Tabla 40.

Cargas vivas

| | |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| Cuartos privados / corredores= | 1.8 kN/m² |
| Escaleras= | 3 kN/m² |
| Balcones= | kN/m² |

B.3. Cargas de viento.

Las cargas de viento se estiman con base a los requerimientos eólicos establecidos en la sección 2.1.3 del presente trabajo. En la Tabla 41 se presentan los cortantes debidos a las fuerzas por el viento.

Tabla 41.

Fuerzas debidas a la acción del viento.

| Nivel | VX (kN) | VY (kN) |
|-------|---------|---------|
| 14 | 3.5 | 3.6 |
| 13 | 10.3 | 10.7 |
| 12 | 17.1 | 17.7 |
| 11 | 23.7 | 24.5 |
| 10 | 30.3 | 31.1 |
| 9 | 36.7 | 37.5 |
| 8 | 43.0 | 43.7 |
| 7 | 49.2 | 49.6 |
| 6 | 55.2 | 55.3 |
| 5 | 61.0 | 60.7 |
| 4 | 66.7 | 65.8 |
| 3 | 72.1 | 70.5 |
| 2 | 77.2 | 74.7 |
| 1 | 82.2 | 78.7 |

Para el cálculo de la fuerza de viento se empleó el procedimiento analítico estipulado en el Art. B.6.5 de la NSR-10. En la Tabla 42 se presentan los coeficientes empleado para la estimación de las fuerzas del viento.

Tabla 42.

Coefficientes de viento.

| | |
|--|----------------|
| Velocidad del viento | 60 Km/h |
| Tipo de Exposición | B |
| Factor topográfico (K_{zt}) | 1 |
| Factor de ráfaga | 0.85 |
| Factor de direccionalidad (K_d) | 0.85 |
| Tipo de edificio: | Cerrado |
| Altura media (d) : | 32.5 m |
| Edificio Bajo | No |
| Factor de importancia: | 1 |

B.4. Carga sobreimpuesta.

La carga sobreimpuesta corresponde al peso de acabados y cargas de servicio, estas cargas se asignan en función del uso que tendrá la estructura. Los valores de referencia para las cargas y peso de materiales definidos por la normativa colombiana se establecen en los Artículos de B.3 y B.4 de la NSR-10. A continuación, en la Tabla 43,

Tabla 44 y

Tabla 45, se presenta el análisis de cargas, en función de los elementos arquitectónicos:

Tabla 43.

Cargas sobreimpuestas – Muros divisorios.

| | |
|------------------------------------|----------------------------|
| Peso específico mampostería | 13 kN/m³ |
| Altura de muros | 2.4m |
| Longitud total de muros | 42.6 m |
| Espesor muros | 0.1 m |
| Peso específico pañete | 21 kN/m ³ |
| Espesor pañete | 0.02 m |
| Peso total muros divisorios | 134.8 kN |

Tabla 44.

Carga sobreimpuesta – Fachada

| | |
|-------------------------------|----------------------|
| Perímetro Edificio | 78.28 m |
| Altura de Muros | 2.5 m |
| Espesor Pañete | 0.025 m |
| Peso Específico Pañete | 18 kN/m ³ |
| Peso Total Fachada | 88.1 kN |

Tabla 45.

Cargas sobreimpuestas – Acabados Losa

| | |
|-----------------------------|-----------------------------|
| Acabados | 1.6 kN/m² |
| Ductos mecánicos | 0.25 kN/m ² |
| Afinado Cielo Raso | 0.2 kN/m ² |
| Divisiones y Fachada | 0.86 kN/m ² |
| Adicionales | 1 kN/m ² |

| | |
|---------------|---------------------|
| Total: | 4 kN/m ² |
|---------------|---------------------|

Dado que las escaleras no forman parte del sistema estructural, las cargas generadas por el peso propio y cargas de servicio de las escaleras serán transmitidas por una viga de acople, generando cargas y momentos distribuidos a lo largo de la misma. Las cargas recibidas a lo largo de la viga de acople son de 20.8 kN/m debido a la carga muerta y 11.7 kN/m debido a la carga viva. Los momentos recibidos por la viga de acople son distribuidos y tienen un valor de 12.14 kN. m/m debido a la carga muerta y 5.36 kN. m/m debido a la carga viva.

A razón de la disposición estructural, el muro central del foso del ascensor será sustituido por una viga de acople y un muro de mampostería confinado, con la finalidad de evitar los modos torsionales en el comportamiento general de la estructura. La viga de acople en el foso del ascensor cuenta con una carga muerta distribuida de 4.6 kN/m, que representa la mampostería confinada.

La aplicación de las cargas se realiza en función de uso de los espacios, en la Tabla 46.

Carga aplicada- Uniformemente distribuidas por área (kN/m^2). En la mencionada tabla se presentan las cargas generadas por los acabados y cargas de servicio mínimas establecidas por la NSR-10 en los Títulos B.4 y B.5, el valor de la carga muerta corresponde solo al peso de los acabados sin incluir el peso propio de la losa de entrepiso con un valor de 4 kN/m²; y de 4.1 kN/m² para la cubierta.

Tabla 46.

Carga aplicada- Uniformemente distribuidas por área (kN/m^2).

| Tipo de Carga | Entrepiso | Cubierta |
|--|------------------|-----------------|
| SD: Carga Muerta – Sobre Impuesta | 4 | 4.1 |
| D : Carga Muerta* | 14.1 | 11.7 |

| | | |
|--|-----|-----|
| L: Carga Viva | 2.1 | 3.1 |
| <i>* Carga muerta total por nivel.</i> | | |

Las solicitaciones debidas a equipos como el ascensor son aplicadas en la cubierta con una carga de 170 kN, al igual que las cargas generadas por el empozamiento de agua expresadas en el Art. B.4.8.1 ejercen una carga de 0.98 kN/m². Las cargas presentadas en la Tabla 46 obedecen a las cargas aplicadas por unidad de área, el área total construida es de 254.8 m².

Apéndices C. Análisis irregularidades.

C.1. Análisis de irregularidades en planta.

Las irregularidades que afectan la distribución y disposición horizontal de la estructura se clasifican con irregularidades en planta. A continuación, se presentarán el chequeo cada una de las irregularidades planta :

C.1.1. Irregularidad torsional y torsional extrema

La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia, como se establece en la Tabla A.3-7 de la NSR-10.

Para la irregularidad torsional extrema, el valor del promedio de las derivas es mayor a 1.4 veces la deriva de piso, considerando en la Tabla 47 y Tabla 48, se establece $\phi_p = 1$ para las irregularidad torsional y torsional extrema.

Tabla 47.

Irregularidad torsional - Fuerza sísmica en X

| X | Máximo (mm) | Promedio (mm) | Relación |
|-------------|---------------------------|--|-------------------------------|
| Piso | $\Delta_{max} = \Delta 1$ | $\Delta_{avg} = (\Delta 1 + \Delta 2) / 2$ | $\Delta_{max} / \Delta_{avg}$ |
| 14 | 0.71% | 0.68% | 1.046 |
| 13 | 0.72% | 0.69% | 1.047 |
| 12 | 0.73% | 0.70% | 1.047 |
| 11 | 0.74% | 0.71% | 1.047 |
| 10 | 0.74% | 0.71% | 1.048 |
| 9 | 0.73% | 0.70% | 1.048 |
| 8 | 0.71% | 0.68% | 1.048 |
| 7 | 0.68% | 0.65% | 1.049 |
| 6 | 0.63% | 0.60% | 1.049 |
| 5 | 0.57% | 0.54% | 1.049 |
| 4 | 0.49% | 0.46% | 1.050 |
| 3 | 0.38% | 0.37% | 1.050 |
| 2 | 0.26% | 0.25% | 1.050 |
| 1 | 0.10% | 0.10% | 1.050 |

Tabla 48.

Irregularidad torsional - Fuerza sísmica en Y

| Y | Máximo (mm) | Promedio (mm) | Relación |
|-------------|---------------------------|--|-------------------------------|
| Piso | $\Delta_{max} = \Delta 1$ | $\Delta_{avg} = (\Delta 1 + \Delta 2) / 2$ | $\Delta_{max} / \Delta_{avg}$ |
| 14 | 0.14% | 0.13% | 1.066 |
| 13 | 0.14% | 0.13% | 1.066 |
| 12 | 0.15% | 0.14% | 1.065 |
| 11 | 0.15% | 0.14% | 1.065 |
| 10 | 0.16% | 0.15% | 1.065 |
| 9 | 0.16% | 0.15% | 1.064 |
| 8 | 0.16% | 0.15% | 1.064 |

| | | | |
|---|-------|-------|-------|
| 7 | 0.16% | 0.15% | 1.063 |
| 6 | 0.15% | 0.14% | 1.063 |
| 5 | 0.14% | 0.13% | 1.063 |
| 4 | 0.12% | 0.11% | 1.062 |
| 3 | 0.10% | 0.09% | 1.061 |
| 2 | 0.07% | 0.06% | 1.061 |
| 1 | 0.03% | 0.03% | 1.06 |

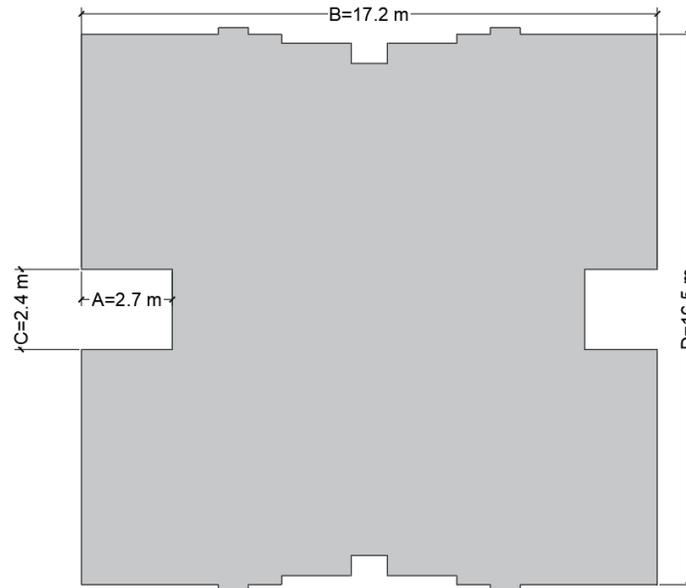
C.1.2. Irregularidad por retroceso en las esquinas.

Según lo establecido en la norma NSR-10 en la Tabla A.3-6, se presenta irregularidad por retroceso en las esquinas cuando los valores $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$. 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 al 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.

Se toman en cuenta las dimensiones de los entrantes, desde el borde hasta los muros exteriores de las escaleras y el foso del ascensor, considerando que son las dimensiones más críticas como se evidencia en la Figura 69. Las condiciones establecidas por la norma no se cumplen en simultaneo, por ende, no se constituye la irregularidad por retroceso en las esquinas

Figura 69.

Irregularidad por retroceso de las esquinas.



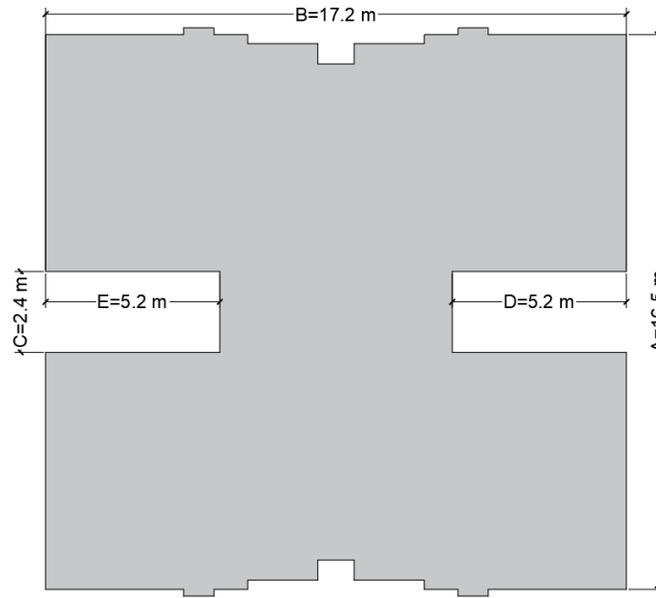
C.1.3. Irregularidades en el diafragma.

El diafragma se considera irregular cuando el sistema de entrepiso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez o disposición, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o ductos, 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, como se establece en la Tabla A.3-6 de la NSR-10.

La condición más desfavorable se presenta asumiendo la inexistencia del foso del ascensor y las escaleras, sin embargo, el total de vacíos no supera el 10% del área total del diafragma, la disposición en planta del entrepiso se presenta en la Figura 70. Por lo anterior se concluye que no existe irregularidad en el diafragma.

Figura 70.

Irregularidad en el diafragma.



C.1.4. Irregularidad por desplazamientos de los planos de acción.

Todos los elementos estructurales que resisten las fuerzas laterales son continuos, garantizando la transferencia de las cargas verticales y evitando la concentración de esfuerzos en las conexiones de entrepiso mediante la omisión de figuras en L o T, y el uso de elementos colectores. Por lo anterior se concluye que, no se presentan irregularidades en el plano de acción.

C.1.5. Irregularidades por sistemas no paralelos.

La disposición de la estructura es simétrica respecto a su eje central, la disposición de los elementos es paralela en ambas direcciones, por tanto, no se presenta irregularidad por sistemas no paralelos.

C.2. Análisis de irregularidades en altura.

Las irregularidades que afectan la distribución y disposición vertical de la estructura se clasifican con irregularidades en altura. En el Art.A.3.3.5.1 de la NSR-10 se establece “cuando para todos los pisos, la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente

hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades en altura de los tipos 1aA, 1bA, 2A, o 3A".

En la Tabla 49 se establece la relación de las derivas de piso con las derivas del siguiente piso, No existe irregularidades de tipo 1aA, 1bA, 2A, o 3A, a continuación, se presenta las relación $\Delta_i/(\Delta_{i+1})$ para cada uno de los niveles de la estructura empelando sus derivas .

Tabla 49.

Relación de derivas – Irregularidad en altura.

| PISO | Δ (Fuerza Sísmica en X) | Δ (Fuerza Sísmica en Y) |
|----------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Piso 14 | NA | NA |
| Piso 13 | 0.91 | 0.92 |
| Piso 12 | 0.90 | 0.92 |
| Piso 11 | 0.89 | 0.90 |
| Piso 10 | 0.88 | 0.89 |
| Piso 9 | 0.86 | 0.87 |
| Piso 8 | 0.84 | 0.85 |
| Piso 7 | 0.81 | 0.83 |
| Piso 6 | 0.78 | 0.79 |
| Piso 5 | 0.74 | 0.75 |
| Piso 4 | 0.68 | 0.70 |
| Piso 3 | 0.60 | 0.62 |
| Piso 2 | 0.48 | 0.49 |
| Piso 1 | 0.29 | 0.29 |

C.2.1. Irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción.

Los elementos son estructurales y continuos, sin cambios en su sección transversal a lo largo de la altura total de la edificación, adicionalmente, no se presentan alteraciones en la

distribución de los elementos estructurales en ninguno de los niveles de la altura del edificio. Por lo tanto, no existe irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción.

C.2.2. Irregularidad por piso débil o piso débil extremo

La irregularidad por piso débil se presenta cuando en algún de los niveles de la estructura se genera una pérdida de resistencia, la norma colombiana en la Tabla A.3-7, restringe la irregularidad de piso débil y débil extremo, cuando la rigidez de piso es mayor 65% del piso inferior y menor que el 80 % que el piso superior veces la resistencia del piso superior. Sin embargo, la NSR-10 no brinda una metodología eficaz para estimar la resistencia de piso, por ende, se empleará la rigidez de piso para estimar la relación de resistencia como se presenta en la Tabla 50

Tabla 50.

Relación de resistencia por nivel.

| <i>KLx (kN/m)</i> | <i>KLx/KLx_{i+1}</i> | <i>KLy (kN/m)</i> | <i>KLy/KLy_{i+1}</i> |
|--------------------------|-------------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|
| 222150 | | 256369 | |
| 433218 | 2.0 | 496951 | 1.9 |
| 597387 | 1.4 | 676784 | 1.4 |
| 729903 | 1.2 | 814601 | 1.2 |
| 847083 | 1.2 | 929281 | 1.1 |
| 961355 | 1.1 | 1034964 | 1.1 |
| 1082470 | 1.1 | 1141883 | 1.1 |
| 1221037 | 1.1 | 1260307 | 1.1 |
| 1393360 | 1.1 | 1405041 | 1.1 |
| 1627632 | 1.2 | 1600774 | 1.1 |
| 1978556 | 1.2 | 1894584 | 1.2 |
| 2581132 | 1.3 | 2401806 | 1.3 |
| 3901843 | 1.5 | 3524855 | 1.5 |
| 9770503 | 2.5 | 8599573 | 2.4 |

En base a los resultados obtenidos se concluye que no existe irregularidad por piso débil o débil extremo, debido a que la rigidez de la estructura no disminuye.

Apéndices D. Consideraciones del diseño de los elementos estructurales

D.1. Solicitaciones impuestas en los muros estructurales.

Para el diseño del muro estructural se consideraron las combinaciones establecidas en la sección 0 del presente trabajo, a continuación, en la Tabla 51, Tabla 52 y Tabla 53 se presenta las solicitaciones mayoradas impuestas al muro SEMX1.

Tabla 51.

Solicitaciones en el Muro SEMX1 – Carga axial (kN).

| NIVEL | B.2.4-1 | B.2.4-2 | B.2.4-3x | B.2.4-3y | B.2.4-4x | B.2.4-4y | B.2.4-5x Max | B.2.4-5x Min | B.2.4-5y Max | B.2.4-5y Min | B.2.4-6x | B.2.4-6y | B.2.4-7x Max | B.2.4-7x Min | B.2.4-7y Max | B.2.4-7y Min |
|-------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------|----------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 14 | -79 | -100 | -88 | -88 | -88 | -89 | -58 | -118 | -20 | -156 | -51 | -51 | -40 | -61 | 15 | -116 |
| 13 | -248 | -271 | -249 | -250 | -249 | -251 | -180 | -318 | -92 | -406 | -160 | -162 | -136 | -183 | -10 | -310 |
| 12 | -417 | -440 | -409 | -411 | -409 | -412 | -302 | -516 | -162 | -656 | -268 | -271 | -232 | -305 | -32 | -504 |
| 11 | -585 | -609 | -569 | -571 | -569 | -573 | -422 | -716 | -229 | -909 | -376 | -381 | -327 | -426 | -51 | -701 |
| 10 | -753 | -778 | -728 | -731 | -728 | -734 | -541 | -915 | -292 | -1164 | -484 | -490 | -422 | -546 | -67 | -902 |
| 9 | -921 | -946 | -887 | -890 | -887 | -894 | -659 | -1115 | -353 | -1421 | -592 | -599 | -517 | -667 | -80 | -1104 |
| 8 | -1088 | -1113 | -1045 | -1049 | -1045 | -1053 | -776 | -1314 | -412 | -1678 | -699 | -708 | -613 | -786 | -92 | -1307 |
| 7 | -1254 | -1279 | -1202 | -1207 | -1202 | -1212 | -894 | -1512 | -471 | -1934 | -806 | -816 | -708 | -905 | -105 | -1508 |
| 6 | -1420 | -1445 | -1359 | -1365 | -1359 | -1370 | -1012 | -1706 | -533 | -2185 | -912 | -924 | -804 | -1022 | -119 | -1706 |
| 5 | -1584 | -1609 | -1515 | -1521 | -1515 | -1527 | -1133 | -1898 | -600 | -2430 | -1018 | -1031 | -900 | -1137 | -139 | -1898 |
| 4 | -1748 | -1773 | -1670 | -1677 | -1669 | -1683 | -1256 | -2084 | -675 | -2664 | -1123 | -1137 | -997 | -1251 | -167 | -2080 |
| 3 | -1911 | -1935 | -1823 | -1831 | -1823 | -1838 | -1383 | -2264 | -762 | -2885 | -1228 | -1243 | -1094 | -1362 | -207 | -2250 |
| 2 | -2072 | -2096 | -1976 | -1984 | -1975 | -1991 | -1516 | -2436 | -864 | -3088 | -1332 | -1347 | -1194 | -1471 | -262 | -2403 |
| 1 | -2231 | -2254 | -2126 | -2134 | -2125 | -2142 | -1655 | -2597 | -985 | -3267 | -1434 | -1450 | -1293 | -1576 | -336 | -2533 |

Tabla 52.

Solicitaciones en el Muro SEMX1 - Cortantes en el plano (kN).

| NIVEL | B.2.4-1 | B.2.4-2 | B.2.4-3x | B.2.4-3y | B.2.4-4x | B.2.4-4y | B.2.4-5x Max | B.2.4-5x Min | B.2.4-5y Max | B.2.4-5y Min | B.2.4-6x | B.2.4-6y | B.2.4-7x Max | B.2.4-7x Min | B.2.4-7y Max | B.2.4-7y Min |
|-------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------|----------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 14 | -28 | -34 | -30 | -30 | -31 | -29 | 51 | -111 | 28 | -87 | -19 | -17 | 52 | -87 | 19 | -54 |
| 13 | -21 | -25 | -22 | -22 | -22 | -22 | 26 | -70 | 20 | -64 | -13 | -13 | 26 | -53 | 17 | -44 |
| 12 | -20 | -23 | -20 | -20 | -20 | -20 | 75 | -116 | 43 | -84 | -12 | -12 | 71 | -97 | 25 | -51 |
| 11 | -19 | -22 | -20 | -20 | -19 | -20 | 126 | -166 | 66 | -107 | -11 | -12 | 119 | -144 | 35 | -59 |
| 10 | -19 | -22 | -19 | -20 | -18 | -20 | 167 | -207 | 86 | -126 | -10 | -12 | 158 | -183 | 43 | -67 |
| 9 | -19 | -22 | -19 | -20 | -17 | -19 | 204 | -244 | 104 | -143 | -10 | -12 | 193 | -218 | 50 | -74 |
| 8 | -19 | -22 | -18 | -19 | -16 | -19 | 236 | -275 | 119 | -158 | -9 | -12 | 223 | -247 | 55 | -80 |
| 7 | -18 | -21 | -17 | -19 | -16 | -19 | 264 | -302 | 131 | -170 | -8 | -11 | 250 | -273 | 60 | -84 |
| 6 | -18 | -21 | -17 | -19 | -15 | -18 | 288 | -326 | 142 | -179 | -7 | -11 | 273 | -296 | 64 | -87 |
| 5 | -18 | -20 | -16 | -18 | -13 | -18 | 310 | -347 | 150 | -187 | -6 | -11 | 294 | -317 | 66 | -88 |
| 4 | -17 | -20 | -15 | -18 | -12 | -18 | 332 | -368 | 157 | -193 | -5 | -11 | 316 | -338 | 66 | -88 |
| 3 | -16 | -19 | -14 | -17 | -11 | -17 | 355 | -389 | 164 | -198 | -4 | -10 | 339 | -360 | 65 | -87 |
| 2 | -14 | -17 | -11 | -15 | -7 | -15 | 406 | -436 | 179 | -209 | -1 | -9 | 389 | -408 | 65 | -84 |
| 1 | -7 | -8 | -2 | -7 | 3 | -7 | 467 | -480 | 197 | -210 | 5 | -4 | 449 | -457 | 64 | -72 |

Tabla 53.

Solicitaciones en el Muro SEMX1 - Momento Flector (kN*m).

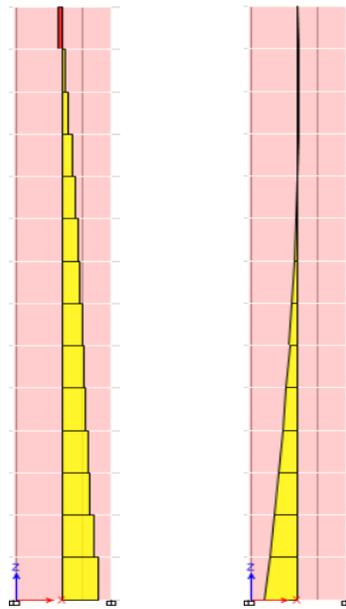
| NIVEL | B.2.4-1 | B.2.4-2 | B.2.4-3x | B.2.4-3y | B.2.4-4x | B.2.4-4y | B.2.4-5x Max | B.2.4-5x Min | B.2.4-5y Max | B.2.4-5y Min | B.2.4-6x | B.2.4-6y | B.2.4-7x Max | B.2.4-7x Min | B.2.4-7y Max | B.2.4-7y Min |
|-------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------|----------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 14 | 49 | 62 | 54 | 54 | 53 | 54 | 177 | -69 | 154 | -45 | 30 | 31 | 133 | -71 | 100 | -37 |
| 13 | 29 | 35 | 28 | 31 | 25 | 30 | 465 | -403 | 263 | -201 | 13 | 18 | 419 | -382 | 130 | -93 |
| 12 | 25 | 30 | 23 | 26 | 20 | 26 | 492 | -439 | 282 | -229 | 9 | 16 | 444 | -411 | 144 | -111 |
| 11 | 24 | 28 | 22 | 25 | 19 | 25 | 410 | -358 | 257 | -206 | 9 | 15 | 361 | -330 | 144 | -113 |
| 10 | 24 | 28 | 23 | 25 | 20 | 25 | 206 | -155 | 181 | -131 | 10 | 15 | 162 | -131 | 127 | -96 |
| 9 | 24 | 28 | 24 | 25 | 23 | 24 | 261 | -211 | 169 | -119 | 13 | 15 | 228 | -197 | 95 | -65 |
| 8 | 24 | 27 | 26 | 24 | 27 | 24 | 565 | -515 | 220 | -171 | 17 | 15 | 544 | -514 | 52 | -22 |
| 7 | 23 | 27 | 28 | 24 | 33 | 24 | 1036 | -988 | 399 | -351 | 23 | 14 | 1003 | -974 | 93 | -64 |
| 6 | 23 | 26 | 32 | 23 | 40 | 23 | 1582 | -1534 | 607 | -560 | 31 | 14 | 1534 | -1505 | 142 | -113 |
| 5 | 22 | 26 | 36 | 23 | 49 | 23 | 2198 | -2151 | 849 | -803 | 40 | 14 | 2132 | -2103 | 205 | -177 |
| 4 | 22 | 25 | 41 | 23 | 59 | 22 | 2890 | -2844 | 1147 | -1101 | 50 | 13 | 2794 | -2766 | 304 | -276 |
| 3 | 21 | 25 | 47 | 22 | 72 | 22 | 3657 | -3612 | 1482 | -1437 | 63 | 13 | 3527 | -3499 | 419 | -392 |
| 2 | 22 | 25 | 55 | 22 | 87 | 22 | 4507 | -4462 | 1857 | -1812 | 79 | 13 | 4337 | -4309 | 551 | -524 |
| 1 | 25 | 29 | 68 | 26 | 110 | 26 | 5518 | -5466 | 2302 | -2250 | 100 | 16 | 5301 | -5269 | 707 | -675 |

D.2. Distribución de momentos y cortantes en muros.

Debido a que el sistema de entrepiso se modelo como un elemento “Shell Thin” es posible que la losa modifique la distribución de los momentos y cortantes en el muro, en cada uno de los niveles. En la Figura 71 se presenta la distribución de momentos y cortantes en el muro SEMX1, en la mayoría de las combinaciones no se evidencia un cambio en la distribución de momentos y cortantes. Por lo anterior se permite ratificar y aplicar el diseño elastoplástico basado en los principios de la teoría de Navier Bernoulli (Timoshenko, Stephen; Godier J.N., 1951), para determinar el refuerzo de los muros.

Figura 71.

Distribución de cortantes y momentos en el muro SEMX1



(a) Distribución de cortantes, (b) Distribución de momentos.

Apéndices E. Requerimientos ASCE 41-17

E.1. Información estructural.

La información requerida por el ASCE 41-17 , requiere información tanto de la edificación a analizar como las edificaciones próximas, la información y descripción realizada para el análisis lineal elástico es compatible con los requerimientos de la ASCE41-17.

E.1.1. Tipo de edificación.

Por requerimiento del ASCE 41-17 la estructura debería ser clasificada como uno o más tipos de estructura establecidas en la Tabla 3-1, basado en el sistema sismo resistente y el tipo del diafragma con el cual cuenta.

La estructura por analizar se clasifica como **C- 2** , diafragma rígido (Tabla 3-1 ASCE 41-17) , este tipo de edificación cuenta en techo y piso con una losa fundida en sitio transmitiendo las cargas gravitacionales a los muros estructurales responsables de la disipación de las fuerzas sísmicas.

E.1.2. Configuración de la edificación.

La configuración estructural de la edificación consiste en muros estructurales, estos elementos son responsables de transmitir y resistir las cargas verticales y solicitaciones sísmicas.

Los muros estructurales son continuos tanto en espesor y longitud, en todos los niveles de la edificación. La estructura no presenta cambios sustanciales en el diafragma ni en la distribución de cargas, por lo tanto, la rigidez y el peso de los diferentes niveles no varía, el chequeo de las irregularidades tanto en planta como en altura se realiza en la sección 2.4 del presente documento.

E.1.3. Información de sitio y fundación.

La estructura cuenta con un sistema de cimentación constituido por una losa de cimentación y vigas de amarre con el fin de garantizar la rigidez de la cimentación, el diseño y consideraciones se realizaron con base lo estipulado por (NIST GCR 12-917-21, 2012) y (NIST GCR 12-917-22, 2012). La información detallada sobre la cimentación, así como de la información pertinente del suelo se encuentra disponible en la sección 2.1.4 y 3.3 del presente trabajo.

E.2. Requerimientos generales de análisis.

A continuación, se presentan los requerimientos generales de análisis establecidos por (ASCE/SEI 41-17, 2017) en su Sec. 7.2 para en análisis de una estructura, partiendo de los diseños e información de la estructura presentada en la Sección 2 del presente trabajo.

E.2.1. Procedimiento de análisis.

Se realizará un análisis estático no lineal “Nonlinear Static Procedures (NSP)” comúnmente conocido como “PushOver”, para lo cual se cumple los requerimientos establecidos en las Sección 7.3.2.1 del ASCE 41 – 17.

E.2.2. Cargas gravitacionales y combinaciones de cargas.

Para procedimientos de análisis no lineales, se debe considerar los efectos de las cargas debidas a la ocupación tanto por cargas vivas como muertas, sumadas a la acción de las fuerzas sísmicas.

En caso de la carga viva se debe considerar un incremento del 25% respecto a la carga estimada para el análisis lineal, como se establece en 7.2.2 del ASCE 41-17.

E.2.3. Modelo matemático.

La estructura es modelada, analizada y evaluada considerando un ensamble tridimensional con el fin de representar de manera aproximada el comportamiento estructural, considerando la distribución de cargas y rigidez que se pueda presentar en cada uno de los elementos.

El modelo matemático planteado cumple con los requisitos establecidos en la Sec. 7.2 del ASCE 41-17, las consideraciones echas para el modelo matemático de la estructura se especifican en el Modelo 1 sección 2.6 del presente trabajo, sin presentan condiciones especiales que deban ser modeladas explícitamente para estimar el comportamiento de los elementos estructurales o de la estructura en general.

E.2.3.1. Consideraciones básicas.

Para el modelo matemático empleado, se asume un comportamiento monolítico de rigidez constante en los elementos estructurales, considerando la presencia de un diafragma rígido en el sistema de entrepiso en todos los niveles de la estructura.

E.2.3.1.1 Torsión.

Para el diseño de la estructura se considera una torsión accidental del 5%, siendo compatible con los requerimientos establecidos por el ASCE 41-17 Sec. 7.2.3.2.1.

Los efectos torsionales no tienen una presencia significativa en la respuesta estructural de la edificación a analizar, como se estableció en la Sec. C.1.1 del presente trabajo.

E.2.3.1.2 Elementos primarios y secundarios.

Según lo establecido en la Sec. 7.2.3.3 del ASCE 41-17 los elementos se clasifican en función de su responsabilidad sísmica, por lo tanto, un elemento se clasificará como primario cuando aporte y modifique la rigidez de la estructura, los elementos secundarios son elementos

que no forman parte del sistema estructural y la rigidez que pueden aportar a la estructura es despreciable.

Con base a la tipología y disposición de la estructura a analizar, se considerarán elementos primarios a los muros estructurales considerados en el dimensionamiento estructural de la Sec. 0 del presente trabajo, estos elementos deben evaluarse para fuerzas sísmicas inducidas en combinación con los efectos de las cargas gravitacionales considerando la degradación de la resistencia y rigidez en la modelación de los elementos.

E.2.3.1.3 Asunción de resistencia y rigidez.

Para la estimación de la resistencia y rigidez de los elementos estructurales se considera que los materiales tienen un comportamiento homogéneo y elástico, definiendo sus propiedades mecánicas en la Sec. 2.1.2.1 del presente trabajo. Los muros estructurales cumplen con las recomendaciones dada por (NEHRP, 2010) y los requisitos establecidos en las Sec. 10.3 y 10.7 de la ASCE 41-17.

E.2.3.1.4 Modelación de la cimentación.

La presente sección corresponde a los requerimientos para la modelación de la cimentación establecidos por la Sec. 7.2.3.5 de ASCE 41-17. La modelación de la cimentación debe ser capaz de simular la rigidez aportada por el suelo, así como la distribución de cargas y asentamientos que se presentan en cada sección de la cimentación.

En la Sec. 3.3 del presente trabajo se presenta el diseño de la cimentación con base a los requerimientos establecidos por el ASCE 41-17. En el “Modelo 3” se especifica los parámetros empleados para la modelación de la cimentación considerando la rigidez del suelo. El diseño de la cimentación se realizó asumiendo un factor de seguridad de 3 entre la capacidad esperada y la

capacidad admisible del suelo, $q_c = 3 * q_{allow}$ (Sec. 8.4.1.1. del ASCE 41-17). El factor de reducción para el módulo de cortante G/G_o se establece con base a la Tabla 8-2 del ASCE 41-17, para las condiciones de la cimentación se obtuvo un factor $G/G_o = 0.83$, esta reducción se hace con base al tipo de suelo y a la aceleración pico efectiva (S_{xS}), este factor busca considerar la reducción modulo del suelo causado por la no linealidad asociada con el movimiento del suelo.

La rigidez del suelo se modela empleando resortes distribuidos por unidad de área empleando las expresiones establecidas en la Figura 8-2 del ASCE 41-17 para cada una de las direcciones principales de la cimentación. La rigidez del suelo se ve representada en el “Modelo 3” mediante la asignación de resortes por unidad “Area Springs”, los parámetros de la modelación se ahondan en la Sec. 2.6.2. del presente trabajo.

E.2.3.1.5 Amortiguamiento.

Usualmente las estructuras de concreto suelen tener un amortiguamiento en un rango entre un 3 % a 10 %, siendo 5 % el valor de referencia más empleado por los códigos de construcción para la estimación del espectro de respuesta.

Los lineamientos establecidos por el ASCE 41-17 para el amortiguamiento de la estructura se establece en la Sec. 7.2.3.6, definiendo un valor de 5 % para el amortiguamiento, este valor es consistente con la NSR-10, norma empleada para el diseño estructural de la edificación a analizar.

E.2.4. Configuración.

Los lineamientos establecidos en la Sec. 7.2.4 del ASCE 41-17 buscan determinar la configuración estructural basada en las irregularidades existentes en planta y altura de la edificación. El ASCE 41-17 considera como discontinuidades en la estructura “Irregularidades en

Planta”, “Irregularidades fuera del plano” e “Irregularidad de piso débil” considerando el aporte de los elementos secundarios.

En este caso la estructura a analizar no cuenta con un número significativo de elementos no estructurales (secundarios) como para modificar la respuesta sísmica de la estructura. Dado que la distribución de los elementos estructurales (primarios), así como la distribución de cargas en cada uno de los niveles no varía, la estructura a analizar no presenta “Irregularidades en Planta”, “Irregularidades fuera del plano” e “Irregularidad de piso débil” como se determinó en las Secciones C.1 y C.2 del presente trabajo.

E.2.5. Efectos sísmicos multidireccionales.

Se permite evaluar la demanda sísmica de la estructura de manera no concurrente en cada uno de sus ejes principales, debido a que no se presentan irregularidades en la edificación. De manera análoga se desprecia el efecto sísmico vertical presente en la estructura según lo establecido en la Sec. 7.2.5 del ASCE 41-17.

Para el análisis no lineal estático se permite determinar las fuerzas y deformaciones asociadas con el 100% del desplazamiento en cada una de las direcciones que genere la máxima deformación y demanda en los elementos.

E.2.6. Efectos P-Delta.

Los efectos P-Delta deben ser incluidos en los modelos matemáticos con el fin de considerar la no linealidad geométrica en la estimación de la fuerza y deformaciones en los elementos sometidos a fuerzas axiales, según lo dispone la Sec. 7.2.6 del ASCE 41-17.

Con base a lo anterior los efectos P-Delta serán considerados en “Modelo 4 “, incorporándolos al modelo matemático directamente mediante el software, empleando una

aproximación no iterativa basada en la masa; este método calcula las fuerzas basadas directamente en la masa de cada nivel.

En el análisis lineal los efectos P- Delta, se despreciaron con base al procedimiento establecido por la NSR-10 Art. A.6.2.3 y ASCE 7-10 Sec. 12.8.7 debido a que los efectos generados por la no linealidad geométrica eran despreciables.

E.2.7. Interacción suelo estructura.

Según lo establecido en por el ASCE 41-17 Sec. 7.2.7 los efectos de la interacción suelo estructura (Soil-Structure interaction - SSI) deben ser evaluados en edificaciones en las cuales su aplicación conlleve un incremento en el periodo fundamental, resultando en un incremento en la aceleración espectral, de otra manera podrá ser despreciados en el análisis de la estructura.

La estructura analizada cuenta con un periodo $T = 0.831sg$, superando al periodo de transición ($T_c = 0.64$) del espectro elástico de diseño; por lo tanto, cualquier incremento en el periodo fundamental de la estructura acarreará una disminución en la aceleración espectral elástica de diseño, (Sec. 2.8.3.1, del presente documento) por ende se desprecian los efectos de la interacción suelo estructura.

E.2.8. Efecto de volcamiento para procedimientos no lineales.

Para procedimientos no lineales se debe garantizar que no se presente ningún tipo de sujeción en la cimentación según lo establecido por la Sec. 7.2.8.2 del ASCE 41-17. Esto es considerado en la estimación de la rigidez resortes Sec. 3.3.3, y en su modelación 0 del presente documento, los resortes son modelados garantizando un aporte solo en la rigidez axial y despreciando cualquier efecto sobre la rigidez transversal.

Los esfuerzos de tensión generados en la cimentación y en los elementos estructurales debido al levantamiento de la estructura por la acción de las fuerzas sísmicas son incorporadas en los criterios de diseño en las secciones 3.1 y 3.3 del presente trabajo, siguiendo las lineamientos dados por (NIST GCR 12-917-22, 2012).

E.2.9. Diafragma.

El diafragma se define como un elemento horizontal encargado de transferir las fuerzas inerciales inducidas por el sismo a los elementos estructurales en cada uno de los niveles de la estructura mediante los colectores, anclajes y vigas de transferencia.

E.2.9.2. Clasificación del diagrama.

Se clasificará el diafragma considerando los desplazamientos del sistema de entrepiso, con el fin de determinar su grado de flexibilidad. Usualmente las estructura de concreto cuenta con un diafragma rígido debido a que son fundidas de manera monolítica; no obstante, cuando el espesor o el tipo del sistema de entrepiso no son el adecuado, se presentan fuerzas internas en el diafragma debido a la compatibilidad de deformaciones conllevando a la concentraciones y distorsiones en la transferencia de las solicitaciones a los elementos estructurales.

La ASCE 41-17 Sec. 7.2.9.1, clasifica los diagramas con base en las derivas que se presentan en cada uno de los niveles de la estructura. El diafragma se clasificará como flexible cuando el máximo desplazamiento horizontal del diafragma a lo largo de su longitud es más de dos veces el promedio de la deriva de los elementos estructurales verticales del piso inmediatamente anterior. El diafragma se clasificará como rígido cuando la máxima deformación lateral del diafragma es menos que la mitad del promedio de la deriva de los elementos estructurales verticales del piso inmediatamente anterior; en caso de no cumplir con los lineamientos anteriores se debe clasificar el diafragma como “stiff”.

Con el fin de clasificar el diafragma se emplea fuerzas pseudo estáticas definidas en Sec. 7.4.3.1 del ASCE 41-17, se estima el cortante basal como $V = C_1 C_2 C_m S_a W$, empleado un modelo matemático sin fisurar y considerando los coeficientes presentados en la Tabla 54.

Tabla 54.

Factores de ajuste cortante pseudo estática basal.

| | X | Y |
|------------------------------------|----------|----------|
| $\mu_{strength}$ | 3.21 | 2.52 |
| C1 | 1.053 | 1.038 |
| C2 | 1.009 | 1.004 |
| Cm | 0.800 | 0.800 |
| Sa | 0.730 | 0.746 |
| W (kN) * | 48550 | 48550 |
| V (kN) | 30130 | 30204 |

Las fuerzas pseudo estáticas horizontales son calculadas para cada uno de los niveles de la estructura y se aplicaban como se presenta en la Tabla 55.

Tabla 55.

Fuerzas pseudo estáticas aplicadas por nivel.

| Piso | F_x (kN) | F_y (kN) |
|-------------|---------------------------|---------------------------|
| Piso 14 | 4317 | 4276 |
| Piso 13 | 3961 | 3931 |
| Piso 12 | 3609 | 3590 |
| Piso 11 | 3262 | 3253 |
| Piso 10 | 2920 | 2920 |
| Piso 9 | 2583 | 2591 |
| Piso 8 | 2253 | 2267 |
| Piso 7 | 1929 | 1948 |
| Piso 6 | 1613 | 1636 |
| Piso 5 | 1305 | 1330 |
| Piso 4 | 1007 | 1033 |
| Piso 3 | 721 | 745 |
| Piso 2 | 450 | 471 |
| Piso 1 | 201 | 214 |
| Base | 30130 | 30204 |

Para clasificar el diafragma se estiman las deformaciones generadas por las fuerzas pseudo estáticas aplicadas de manera independiente y mutuamente excluyente en la estructura en cada una de las direcciones principales, obteniendo las deformaciones presentadas en la Tabla 56.

Tabla 56.

Clasificación del diafragma.

| Piso | SENTIDO X (mm) | | | | | SENTIDO Y (mm) | | | | |
|----------------|----------------|-----------------|-------------------|-----------------------|-------|----------------|-----------------|-------------------|-----------------------|-------|
| | δ_{MDD} | Δ_{ADVE} | $2*\Delta_{ADVE}$ | $(1/2)*\Delta_{ADVE}$ | Class | δ_{MDD} | Δ_{ADVE} | $2*\Delta_{ADVE}$ | $(1/2)*\Delta_{ADVE}$ | Class |
| Piso 14 | 19.54 | 19.52 | 39.0 | 9.8 | Stiff | 16.02 | 15.98 | 32.0 | 8.0 | Stiff |
| Piso 13 | 19.84 | 19.83 | 39.7 | 9.9 | Stiff | 16.56 | 16.52 | 33.0 | 8.3 | Stiff |
| Piso 12 | 20.11 | 20.10 | 40.2 | 10.1 | Stiff | 17.20 | 17.15 | 34.3 | 8.6 | Stiff |
| Piso 11 | 20.31 | 20.30 | 40.6 | 10.1 | Stiff | 17.82 | 17.77 | 35.5 | 8.9 | Stiff |
| Piso 10 | 20.34 | 20.32 | 40.6 | 10.2 | Stiff | 18.31 | 18.27 | 36.5 | 9.1 | Stiff |
| Piso 9 | 20.12 | 20.11 | 40.2 | 10.1 | Stiff | 18.60 | 18.55 | 37.1 | 9.3 | Stiff |
| Piso 8 | 19.59 | 19.58 | 39.2 | 9.8 | Stiff | 18.58 | 18.53 | 37.1 | 9.3 | Stiff |
| Piso 7 | 18.69 | 18.68 | 37.4 | 9.3 | Stiff | 18.18 | 18.14 | 36.3 | 9.1 | Stiff |
| Piso 6 | 17.34 | 17.34 | 34.7 | 8.7 | Stiff | 17.31 | 17.28 | 34.6 | 8.6 | Stiff |
| Piso 5 | 15.53 | 15.52 | 31.0 | 7.8 | Stiff | 15.91 | 15.88 | 31.8 | 7.9 | Stiff |
| Piso 4 | 13.22 | 13.22 | 26.4 | 6.6 | Stiff | 13.96 | 13.94 | 27.9 | 7.0 | Stiff |
| Piso 3 | 10.42 | 10.42 | 20.8 | 5.2 | Stiff | 11.32 | 11.31 | 22.6 | 5.7 | Stiff |
| Piso 2 | 7.02 | 7.02 | 14.0 | 3.5 | Stiff | 7.85 | 7.84 | 15.7 | 3.9 | Stiff |
| Piso 1 | 2.86 | 2.86 | 5.7 | 1.4 | Stiff | 3.28 | 3.28 | 6.6 | 1.6 | Stiff |

En base a los datos obtenidos el diafragma se califica como “Stiff” en cada uno de los niveles de la estructura, validando la asunción de un diafragma rígido en el sistema de entrepiso.