

Diseño y análisis no lineal de un edificio de muros de carga de concreto reforzado en una zona de amenaza sísmica alta

Rafael Antonio Correa Melano

Trabajo de Grado para Optar el Título de Magíster en Ingeniería Estructural

Director

Edison Osorio B.

Ingeniero Civil, PhD.

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas

Escuela de ingeniería Civil

Maestría en ingeniería estructural

Bucaramanga

2017

Contenido

Introducción	19
1 Objetivos	21
1.1 Objetivo general	21
1.2 Objetivos específicos	21
2 Etapa 1: análisis y diseño elástico lineal	22
2.1 Aspectos e información general de la estructura	22
2.1.1 Descripción general de la edificación.	22
2.1.2 Materiales.	22
2.1.3 Sistema estructural.	23
2.1.4 Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales.	23
2.1.5 Localización de la edificación.	25
2.1.6 Capacidad de disipación de energía.	25
2.1.7 Consideraciones de resistencia contra fuego.	26
2.1.8 Datos del estudio geotécnico.	26
2.2 Análisis de irregularidades y coeficiente de capacidad de disipación de energía	27
2.2.1 Irregularidades en planta.	27
2.2.2 Irregularidades en altura.	31
2.2.3 Coeficiente de capacidad de disipación de energía.	32
2.3 Evaluación de cargas	32

2.3.1	Carga muerta: peso propio.	32
2.3.2	Carga muerta y viva sobre-impuesta en losa.	32
2.3.3	Fuerzas sísmicas de diseño.	33
2.3.4	Cálculo de la masa.	34
2.3.5	Cálculo de la fuerza horizontal equivalente.	34
2.4	Análisis	35
2.4.1	Descripción del modelo.	35
2.4.2	Fuerzas sísmicas: combinación modal espectral.	39
2.5	Resultados de análisis.	40
2.5.1	Análisis modal.	40
2.5.2	Desplazamiento máximo de piso.	41
2.5.3	Análisis de la deriva.	42
2.6	Diseño	43
2.6.1	Combinaciones de diseño.	43
2.6.2	Reacciones en la base.	44
2.6.3	Diseño de losa de entrepiso.	45
2.6.4	Diseño de muros estructurales.	51
2.6.5	Diseño de cimentación.	60
3	Etapa 2: análisis estático no lineal	74
3.1	Generalidades y requisitos de ASCE 41	74

3.1.1	Tipo de edificio.	74
3.1.2	Objetivo de nivel de desempeño.	74
3.2	Modelo de análisis	75
3.2.1	Requisitos de modelo de análisis por ASCE 41.	76
3.2.2	Descripción general de modelos de análisis.	88
3.3	Tipos de análisis	90
3.3.1	Análisis de efectos P-delta.	91
3.3.2	Análisis modal.	92
3.3.3	Selección del procedimiento de análisis según ASCE 41.	93
3.3.4	Análisis estático no lineal.	96
3.4	Resultados de análisis	97
3.4.1	Curvas de respuesta para análisis estático no lineal	97
3.4.2	Identificación de patrón de formación de rótulas plásticas.	99
3.4.3	Punto de desempeño.	101
3.4.4	Criterios de aceptación	102
3.5	Análisis de los resultados	105
3.5.1	Comentarios acerca del procedimiento de análisis estático no lineal.	105
3.5.2	Revisión de rótulas plásticas.	106
3.5.3	Revisión de apoyos de cimentación para análisis estático no lineal.	109
3.5.4	Cálculo de parámetros de desempeño.	114

4	Ajuste de elementos primarios	117
4.1	Revisión de cortante en muros para análisis estático no lineal	117
4.2	Revisión de requisitos para muros especiales	119
4.2.1	Relación de aspecto y espesor mínimo de muro.	119
4.2.2	Ancho mínimo de elemento especial de borde.	120
4.2.3	Separación de estribos en elementos especiales de borde.	121
4.2.4	Revisión de cantidad de refuerzo transversal en elemento especial de borde.	122
4.2.5	Resumen de ajustes en elementos especiales de borde.	123
4.3	Revisión general del diafragma	124
4.3.1	Espesor mínimo del diafragma.	125
4.3.2	Refuerzo mínimo del diafragma.	125
4.3.3	Refuerzo transversal en colectores.	125
4.3.4	Resistencia a flexión del diafragma.	126
4.3.5	Cortante en el diafragma.	130
4.4	Discusión de los resultados.	133
5	Conclusiones y recomendaciones	134
5.1	Conclusiones	134
5.1.1	Desempeño general del edificio.	134
5.1.2	Influencia de la no linealidad geométrica y de la flexibilidad de la cimentación.	134
5.1.3	Rótulas plásticas a base de fibras en muros estructurales.	135

5.1.4	Demanda de ductilidad.	135
5.1.5	Solicitaciones en la cimentación.	135
5.1.6	Requisitos de ACI 318.	136
5.2	Recomendaciones	136
5.2.1	Método de evaluación del desempeño.	136
5.2.2	Factores que pueden influir en la rigidez del edificio.	136
5.2.3	Rótula plástica a base de fibras en muros estructurales.	136
	Referencias bibliográficas	138
	Apéndices	142

Lista de tablas

Tabla 1	Dimensiones de muros del sistema estructural	25
Tabla 2	Irregularidad torsional: fuerza sísmica en X	28
Tabla 3	Irregularidad torsional: fuerza sísmica en Y	28
Tabla 4	Relación de deriva vs deriva del piso siguiente hacia arriba	31
Tabla 5	Grupos de cargas uniformes en losas	33
Tabla 6	Masa de la edificación	34
Tabla 7	Datos para cálculo de la fuerza horizontal equivalente	35
Tabla 8	Fuerzas sísmicas por el método de combinación modal espectral	40
Tabla 9	Resultados del análisis modal	41
Tabla 10	Desplazamiento máximo de piso: fuerza sísmica en X, combinación modal	41
Tabla 11	Desplazamiento máximo de piso: fuerza sísmica en Y, combinación modal	42
Tabla 12	Análisis de la deriva, fuerzas sísmicas por combinación modal espectral	43
Tabla 13	Combinaciones de carga mayoradas: Método de resistencia	44
Tabla 14	Análisis: reacciones en la base	45
Tabla 15	Control de deflexiones para losa	46
Tabla 16	Diseño de losa, resistencia reducida a flexión y cortante de la losa	48
Tabla 17	Máxima resistencia nominal a cortante en el plano	52
Tabla 18	Muro Y1: Carga axial para combinaciones de carga	53
Tabla 19	Muro Y1: Cortante en el plano para combinaciones de carga	53

Tabla 20	Muro Y1: Flexión en el plano para combinaciones de carga	54
Tabla 21	Muro Y1: $\delta u/hw$ para diseño de elemento de borde	54
Tabla 22	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto	55
Tabla 23	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante	56
Tabla 24	Muro Y1: refuerzo transversal de elemento especial de borde	58
Tabla 25	Diseño de muros para carga axial y momento fuera del plano	59
Tabla 26	Resumen general de diseño para muros estructurales	60
Tabla 27	Reacciones en la base para combinaciones por el método de esfuerzos de trabajo	61
Tabla 28	Parámetros y cálculo de rigidez estática de la losa de cimentación	64
Tabla 29	Ajustes para elementos de cimentación flexibles	64
Tabla 30	Valores límite de resortes	65
Tabla 31	Pseudo fuerza lateral para análisis de diafragma	81
Tabla 32	Fuerzas para cálculo de deformación de diafragma	82
Tabla 33	Clasificación del diafragma	82
Tabla 34	Tipos de análisis estático no lineal en el Modelo 4	89
Tabla 35	Tipos de análisis estático no lineal en el Modelo 5	89
Tabla 36	Análisis de efectos P-delta para la dirección X	91
Tabla 37	Análisis de efectos P-delta para la dirección Y	91
Tabla 38	Análisis modal (Qg P-delta)	92
Tabla 39	Análisis modal (Qg No P-delta)	93

Tabla 40	Análisis de influencia de modos superiores	95
Tabla 41	Resultados y parámetros de análisis estático no lineal	102
Tabla 42	Máxima rotación en rótulas de muros, análisis estático no lineal en dirección X	103
Tabla 43	Máxima rotación en rótulas de muros, análisis estático no lineal en dirección Y	104
Tabla 44	Cortante en la base vs desplazamiento del nodo de control para dirección X	104
Tabla 45	Cortante en la base vs desplazamiento del nodo de control para la dirección Y	105
Tabla 46	Revisión de resultados en cimentación; análisis estático no lineal en dirección X	110
Tabla 47	Revisión de resultados en cimentación; análisis estático no lineal en dirección Y	110
Tabla 48	Parámetros de desempeño	116
Tabla 49	Revisión de resistencia a cortante en muros; análisis estático no lineal en X	118
Tabla 50	Revisión de resistencia a cortante en muros; análisis estático no lineal en Y	118
Tabla 51	Ajustes propuestos en elementos primarios	119
Tabla 52	Espesor mínimo de muro según Tabla 11.3.1.1 de ACI 318	120
Tabla 53	Espesor mínimo de elemento especial de borde según ACI 318	121
Tabla 54	Revisión de separación de estribos en elemento especial de borde según ACI 318	122
Tabla 55	Cantidad de refuerzo transversal en elemento especial de borde según ACI 318	123
Tabla 56	Modificaciones en elementos especiales de borde	124

Lista de figuras

<i>Figura 1.</i> Planta de muros del sistema estructural	24
<i>Figura 2.</i> Irregularidad por retrocesos en las esquinas	29
<i>Figura 3.</i> Irregularidad por discontinuidades en el diafragma	30
<i>Figura 4.</i> Espectro elástico de aceleración en función del periodo	33
<i>Figura 5.</i> Perspectiva general Modelo 1	36
<i>Figura 6.</i> Perspectiva general Modelo 2	37
<i>Figura 7.</i> Perspectiva general Modelo 3	38
<i>Figura 8.</i> Cortante en losa de espesor 0.12 m. Valores en el rango (0,64) [kN/m]	47
<i>Figura 9.</i> Cortante en losa de espesor 0.17 m. Valores en el rango (0,96) [kN/m]	48
<i>Figura 10.</i> Diagrama de momentos en dirección X. Losa 0.12 m. Rango (-7.4,7.4) [kNm/m]	49
<i>Figura 11.</i> Diagrama de momentos en dirección X. Losa 0.17m. Rango (-17,17) [kNm/m]	49
<i>Figura 12.</i> Diagrama de momentos en dirección Y. Losa 0.12 m. Rango (-7.4,7.4) [kNm/m]	50
<i>Figura 13.</i> Diagrama de momentos en dirección Y. Losa 0.17 m. Rango (-17,17) [kNm/m]	50
<i>Figura 14.</i> Muro Y1: diagrama de interacción entre carga axial y momento en el plano	57
<i>Figura 15.</i> Esfuerzos bajo losa de cimentación medidos sobre el ancho de la losa	62
<i>Figura 16.</i> Esfuerzos bajo losa de cimentación medidos sobre el largo de la losa	62
<i>Figura 17.</i> Orientación de ejes y longitudes para cálculo de rigidez estática de un elemento rígido de cimentación. Tomado y adaptado de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012)	63
<i>Figura 18.</i> Intensidad de resorte vertical distribuido en la losa de cimentación	66

<i>Figura 19.</i> Diagrama de deformación vertical en losa de cimentación. Combinación D+L. Rango (-4.00,-1.50) [mm]	67
<i>Figura 20.</i> Losa de cimentación, diagrama de momento mínimo. Rango (-300,0) [kNm/m]	68
<i>Figura 21.</i> Losa de cimentación, diagrama de momento máximo. Rango (0,300) [kNm/m]	68
<i>Figura 22.</i> Losa de cimentación, esfuerzo cortante máximo. Rango (0,0.667) [MPa]	69
<i>Figura 23.</i> Diagrama de momentos en vigas de cimentación. Rango (-967,1089) [kNm]	71
<i>Figura 24.</i> Diagrama de cortante en vigas de cimentación. Rango (-428,665) [kN]	73
<i>Figura 25.</i> Influencia de flexibilidad de la cimentación	78
<i>Figura 26.</i> Influencia de los efectos P-delta en el análisis estático no lineal	79
<i>Figura 27.</i> Deformación [mm] de diafragma. Pseudo V en dirección X. Nivel de cubierta	83
<i>Figura 28.</i> Deformación [mm] de diafragma. Pseudo V en dirección Y. Nivel de cubierta	83
<i>Figura 29.</i> Relación esfuerzo-deformación para concreto no confinado	84
<i>Figura 30.</i> Relación esfuerzo-deformación para acero de refuerzo	85
<i>Figura 31.</i> Ejemplo de asignación de rótula plástica en Muro Y1	86
<i>Figura 32.</i> Longitud de rótula plástica y altura de elemento de muro en modelo de análisis	87
<i>Figura 33.</i> Parámetros usados en casos de análisis estático no lineal	90
<i>Figura 34.</i> Curva de respuesta para no linealidad geométrica	94
<i>Figura 35.</i> Curvas de respuesta para análisis estático no lineal. No incluye efectos P-delta. Cimentación rígida	97

<i>Figura 36.</i> Curvas de respuesta para análisis estático no lineal. Incluye efectos P-delta.	
Cimentación rígida	98
<i>Figura 37.</i> Curvas de respuesta y fuerza-desplazamiento idealizada. Incluye efectos P-delta y	
cimentación flexible	99
<i>Figura 38.</i> Patrón de formación de rótulas plásticas. Análisis estático no lineal en dirección X.	
Incluye efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación	100
<i>Figura 39.</i> Patrón de formación de rótulas plásticas. Análisis estático no lineal en dirección Y.	
Incluye efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación	101
<i>Figura 40.</i> Muro X1: revisión de rótula plástica	107
<i>Figura 41.</i> Muro X4: revisión de rótula plástica	108
<i>Figura 42.</i> Muro X7: revisión de rótula plástica	109
<i>Figura 43.</i> Deformación en cimentación para análisis estático no lineal en X	111
<i>Figura 44.</i> Deformación en cimentación para análisis estático no lineal en Y	112
<i>Figura 45.</i> Deformación vertical en cubierta debido a la acción de cargas permanentes y	
demanda sísmica en X (paso 33)	113
<i>Figura 46.</i> Deformación vertical en cubierta debido a la acción de cargas permanentes y	
demanda sísmica en Y (paso 18)	113
<i>Figura 47.</i> Parámetros de desempeño para análisis estático no lineal en dirección X	114
<i>Figura 48.</i> Parámetros de desempeño para análisis estático no lineal en dirección Y	115
<i>Figura 49.</i> Refuerzo transversal en colectores. Análisis en dirección X	126
<i>Figura 50.</i> Refuerzo transversal en colectores. Análisis en dirección Y	126

<i>Figura 51.</i> Flexión del diafragma. Losa de 120 mm de espesor. Análisis en X	128
<i>Figura 52.</i> Flexión del diafragma. Losa de 170 mm de espesor. Análisis en X	128
<i>Figura 53.</i> Flexión del diafragma. Losa de 120 mm de espesor. Análisis en Y	129
<i>Figura 54.</i> Flexión del diafragma. Losa de 170 mm de espesor. Análisis en Y	129
<i>Figura 55.</i> Cortante en diafragma. Losa de 120 mm de espesor. Análisis en X	130
<i>Figura 56.</i> Cortante en diafragma. Losa de 170 mm de espesor. Análisis en X	131
<i>Figura 57.</i> Cortante en diafragma. Losa de 120 mm de espesor. Análisis en Y	132
<i>Figura 58.</i> Cortante en diafragma. Losa de 170 mm de espesor. Análisis en Y	132

Lista de apéndices

Apéndice A. Plano 01	142
Apéndice B. Plano 02	143
Apéndice C. Plano 03	144
Apéndice D. Plano 04	145
Apéndice E. Plano 05	146
Apéndice F. Plano 06	147
Apéndice G. Plano 07	148

Resumen

TÍTULO: DISEÑO Y ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE MUROS DE CARGA DE CONCRETO REFORZADO EN UNA ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA *

AUTOR: RAFAEL ANTONIO CORREA MELANO **

PALABRAS CLAVES: MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO, PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL, RÓTULAS PLÁSTICAS A BASE DE FIBRAS, REQUISITOS ESPECIALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

DESCRIPCIÓN:

En zonas de amenaza sísmica alta en Colombia es común encontrar edificios residenciales con sistema estructural basado en muros de carga; el desempeño de este tipo de edificios en el sismo de Chile de 2010, así como en los sismos de 2011 en Christchurch, Nueva Zelanda, y en experimentos de edificios de concreto reforzado a escala real ha provocado revisión y ajuste de un gran número de requisitos de códigos de diseño y construcción (Ghosh, 2016). Este estudio pretende hacer el diseño elástico lineal y analizar el desempeño no lineal de un edificio de muros de carga ubicado en una zona de amenaza sísmica alta. El caso de estudio es un edificio de 12 niveles, el cual se analizó y diseñó según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (Decreto 926, 2010), el desempeño sísmico del edificio se evaluó usando el procedimiento de análisis estático no lineal consignado en el estándar “*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*”, ASCE 41 (ASCE, 2014). Se usó un modelo de rótulas plásticas basadas en fibras para simular la respuesta no lineal de los muros de concreto reforzado. Los resultados encontrados muestran que el modelo del edificio basado en el diseño elástico cumple con el nivel objetivo de desempeño seleccionado para la estructura del edificio (nivel “*Life-Safety*”). Se propusieron cambios al diseño inicial para cumplir requisitos del código “*Building Code Requirements for Structural Concrete*”, ACI 318 (ACI, 2014), que no se encuentran incluidos en NSR-10 y están relacionados con espesor de elementos especiales de borde, cantidad de refuerzo transversal en elementos especiales de borde en muros, límites de esbeltez en zonas especiales de borde para evitar fallas por inestabilidad y requisitos para diseño de diafragmas tipo losas macizas construidas en sitio.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Edison Osorio B., Ingeniero Civil, PhD.

Abstract

TÍTULO: DESIGN AND NONLINEAR ANALYSIS FOR A REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL WALL BUILDING IN A HIGH SEISMIC HAZARD ZONE*

AUTHOR: RAFAEL ANTONIO CORREA MELANO**

KEYWORDS: REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL WALLS, NONLINEAR STATIC ANALYSIS PROCEDURE, PLASTIC FIBER HINGE, SPECIAL SEISMIC DESIGN PROVISIONS.

DESCRIPTION:

Reinforced concrete (RC) structural walls is a typical structural configuration used in the design of residential buildings in high seismic hazard zones in Colombia; numerous building code requirements for special shear walls has been extensively revised in view of the performance of buildings during recent earthquakes (Chile 2010, and Christchurch, New Zealand 2011) and full-scale reinforced concrete building tests (Ghosh, 2016). The objective of this study is to obtain the elastic design and evaluate the inelastic seismic response of a RC structural wall building located in a high seismic hazard zone. The studied structure is a twelve (12) story building, which was analyzed and designed based on structural code "*Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*", NSR-10 (Decreto 926, 2010). A nonlinear static analysis procedure based on the "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", standard ASCE 41 (ASCE, 2014), was carried out to evaluate the performance of the structure; a plastic fiber hinge approach was used to simulate the nonlinear response of RC structural walls. Results from this study suggest that the building model, based on the elastic design, achieve the selected target structural performance level (Life Safety Level). Changes to the elastic design were proposed to fulfill some requirements established on the "Building Code Requirements for Structural Concrete", ACI 318 (ACI, 2014), not included in NSR-10, which are related to wall thickness throughout the specially confined boundary zone, the amount of transverse reinforcement at wall special boundary elements, slenderness limits for specially confined boundary zones to prevent lateral instability failures, and design requirements for cast-in-place slab diaphragms.

* Thesis.

** Physical Mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering. Director: Edison Osorio B., Civil Engineer, PhD.

Introducción

En zonas de alta sismicidad es común usar muros de concreto reforzado como sistema de resistencia ante cargas laterales. La construcción de edificios de múltiples pisos en concreto reforzado basados en sistemas de formaleta tipo túnel es una tendencia mundial en crecimiento (Balkaya & Kalkan, 2004); la ciudad de Bucaramanga no es ajena a esa tendencia, la construcción con sistemas basados en muros y losas delgadas es masiva y juega un papel importante en el sector constructivo de la ciudad del oriente colombiano, que por lo demás está ubicada en una zona de amenaza símica alta.

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10) (Decreto 926, 2010) regula el diseño de edificaciones con sistema estructural de muros de carga en Colombia.

Sin embargo, el diseño sismo resistente de muros es un tema de especial actualidad a nivel mundial por que la experiencia en grandes sismos relativamente recientes ha mostrado que existen factores que inciden en el daño y en los mecanismos de falla de muros estructurales que se ignoraban en ingeniería símica (Marius, 2013). En consecuencia un gran número de recomendaciones de diseño existentes no han sido completamente validadas con extensos datos de prueba (Lehman, y otros, 2013). Algunas de esas lecciones aprendidas han sido incluidas en códigos de diseño de importancia internacional (Ghosh, 2016), como el *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI 318-14 (ACI, 2014).

El estudio y análisis de edificaciones con sistema estructural de muros en zonas de amenaza símica alta resulta entonces de gran interés tanto para el sector constructivo como para el académico. Entender el comportamiento de una edificación de este tipo que es diseñada siguiendo los criterios de NSR-10, con todo y el rezago normativo que un código de diseño

pueda tener, evaluar su desempeño no lineal y revisar la posibilidad de mejorar el diseño inicial representa un ejercicio de significativa importancia.

1 Objetivos

1.1 Objetivo general

Hacer el diseño elástico lineal y el análisis estático no lineal de un edificio de muros de carga ubicado en una zona de amenaza sísmica alta.

1.2 Objetivos específicos

- Diseñar el edificio según los lineamientos aplicables de NSR-10 (Decreto 926, 2010) para cargas gravitacionales, vivas y de sismo.
- Analizar el edificio con el método de análisis no lineal según requisitos aplicables de ASCE 41 (ASCE, 2014).
- Proponer ajustes al diseño inicial del edificio en función de su desempeño sísmico.

2 Etapa 1: análisis y diseño elástico lineal

En esta primera etapa se definen las características principales del edificio, se estiman las cargas aplicadas y se crea un modelo de análisis para la estructura. Se revisan requisitos básicos de diseño sísmo resistente según criterios normativos de NSR-10 (Decreto 926, 2010) y se encuentran resultados para desplazamientos y fuerzas de diseño. Por último, se obtiene el diseño estructural de los elementos del sistema de resistencia sísmico.

2.1 Aspectos e información general de la estructura

Para desarrollar el estudio se caracterizan las principales cualidades del prototipo de edificio a analizar. Ésta información permite definir el proceso de diseño específico a aplicar y representa el rango de aplicación de los resultados y conclusiones encontradas en el presente estudio.

2.1.1 Descripción general de la edificación. El uso al cual está destinada la edificación es residencial. El número de niveles es 12. El área del lote es $17.90 * 22.63 = 405 \text{ m}^2$. El área total construida se estima en 3976 m^2 . La altura total de piso es 2.5 m , de modo que la altura total de la edificación es 30 m .

2.1.2 Materiales. Todos los elementos estructurales se especifican en concreto reforzado vaciado en sitio.

A continuación se presentan los parámetros usados.

2.1.2.1 Concreto no confinado. La resistencia a la compresión del concreto no confinado es $f'_c = 28 \text{ MPa}$. El módulo de elasticidad se calcula según la expresión para concreto de densidad normal, $E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 24870 \text{ MPa}$, sección C.8.5.1 de NSR-10 (Decreto 926,

2010). La máxima deformación unitaria a compresión del concreto es $\epsilon_u = 0.003$, sección C.10.2.3 (Decreto 926, 2010).

2.1.2.2 Acero de refuerzo. El acero de refuerzo especificado para todos los diámetros es corrugado, conforme a la norma NTC 2289 según indicaciones de NSR-10 (Decreto 926, 2010), sección C.21.1.5.

La resistencia a fluencia del refuerzo es $F_y = 420 \text{ MPa}$ para todo tipo de refuerzo. El módulo de elasticidad E_s para el acero de refuerzo es $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

2.1.3 Sistema estructural. Los aspectos principales del sistema estructural y el tipo de elementos estructurales que lo componen se enuncian a continuación:

- Sistema de resistencia sísmico: muros de carga de concreto reforzado.
- Sistema de resistencia para cargas verticales: muros de carga de concreto reforzado.
- Tipo de la losa de entrepiso: maciza armada en una dirección.
- Cubierta: losa maciza armada en una dirección.
- Tipo de cimentación: losa maciza y vigas de concreto reforzado.

2.1.4 Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales. En la Figura 1 se muestra una planta con los muros que componen el sistema estructural. También se identifica el contorno y espesor de la losa de entrepiso.



Figura 1. Planta de muros del sistema estructural

Como puede observarse, existe en planta un sistema coordinado con dos direcciones (X y Y) que corresponden a las direcciones principales del sistema estructural. La ubicación del origen de coordenadas se encuentra en la intersección de los ejes L y 1.

2.1.4.1 Losa de entrepiso y cubierta. En la Figura 1 se indica el espesor de la losa de entrepiso para todos los pisos, incluyendo la cubierta del edificio. El área sombreada en color azul claro representa la zona de losa con espesor igual a 0.12 m. En la zona sombreada en color naranja se requiere losa de 0.17 m de espesor.

2.1.4.2 Muros del sistema estructural. Todos los muros se encuentran orientados de modo que son paralelos a alguna de las direcciones principales del sistema estructural; la primera

letra en el nombre asignado a cada muro en la planta de la Figura 1 corresponde a la dirección en la cual se encuentra su mayor dimensión en planta (longitud, l_w).

En la Tabla 1 se resume la longitud y el espesor (h) de cada muro; además, se incluye el área en planta de los muros orientados en cada una de las direcciones principales, la cual es relativamente similar para ambas direcciones.

La geometría en planta de los muros se ajusta a los requerimientos geométricos del proyecto arquitectónico.

Tabla 1
Dimensiones de muros del sistema estructural

Muro	Lw [m]*	h [m]**	Orientación	Área de muros
X1	1.76	0.20	Dirección X	12.9 m ²
X2	1.26	0.20	Dirección Y	11.7 m ²
X3	2.36	0.20		
X4	4.08	0.30		
X5	2.21	0.30		
X6	3.22	0.30		
X7	3.56	0.30		
X8	2.21	0.15		
Y1	5.52	0.15		
Y2	2.95	0.15		
Y3	1.16	0.15		
Y4	1.68	0.15		
Y5	4.15	0.15		

* Longitud total de muro

** Espesor total de muro

2.1.5 Localización de la edificación. La edificación está ubicada en el área metropolitana de Bucaramanga, que según la tabla A.2.3-2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), está en una zona de amenaza sísmica alta.

2.1.6 Capacidad de disipación de energía. Según la tabla A.3-1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), el sistema de muros de carga de concreto reforzado está permitido en zonas de

amenaza sísmica alta, pero debe diseñarse cumpliendo requisitos de capacidad de disipación de energía especial y tiene un límite de altura máxima de 50 m.

2.1.7 Consideraciones de resistencia contra fuego. Según las disposiciones del capítulo J de NSR-10 (Decreto 926, 2010), el grupo de ocupación de la vivienda es Residencial, el subgrupo correspondiente es R-2 para edificios multifamiliares, NSR-10 tabla J.1.1-1. Según la clasificación de la sección J.3.3, la edificación pertenece a la categoría I, que comprende edificaciones con mayor riesgo de pérdidas de vidas humanas. Se verifica en la Tabla J.3.4-3 de NSR-10 que para categoría I se requiere que losas y muros de la edificación tengan una resistencia requerida al fuego de 2 horas. Se revisa la limitación de recubrimiento mínimo en losas de concreto reforzado en función de la resistencia requerida al fuego en horas. El recubrimiento puede ser 20 mm pero el tipo de agregado debe ser Carbonato o Livianos, no Silíceo; la condición de expansión seleccionada es no restringida del fuego. El espesor mínimo de muros y losas es 120 mm y se aplica la misma limitación en el tipo de agregado, es decir que puede ser Carbonato o Livianos pero no debe ser tipo Silíceo.

2.1.8 Datos del estudio geotécnico. A continuación se resumen los datos obtenidos del estudio geotécnico de la edificación.

- $V_{s0} = 360 \text{ m/s}$, velocidad de onda de cortante.
- Tipo de perfil del suelo: C.
- Aceleración horizontal pico efectiva en roca, coeficiente $A_a = 0.25 g$.
- Velocidad horizontal pico efectiva, coeficiente $A_v = 0.25 g$.
- Coeficiente de amplificación para periodos cortos, $F_a = 1.15$.
- Coeficiente de amplificación para periodos intermedios, $F_v = 1.55$.
- Coeficiente de importancia, $I = 1.00$.

- Densidad del suelo, $\delta = 1800 \text{ kg/m}^3$.
- $E = 29.1 \text{ MPa}$, módulo de elasticidad del suelo.
- Capacidad recomendada para losa de cimentación, $q_a = 150 \text{ kN/m}^2$. Factor de seguridad utilizado en cálculo de q_a , $FS = 3.00$.

2.2 Análisis de irregularidades y coeficiente de capacidad de disipación de energía

Se revisa la existencia de irregularidades estructurales en el edificio según criterios de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

Se siguen los criterios del capítulo 3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010) para las revisiones resumidas a continuación. El análisis concluye que la edificación no presenta irregularidad de tipo alguno, por ende $\phi_a = 1.0$, $\phi_p = 1.0$ y $\phi_r = 1.0$.

2.2.1 Irregularidades en planta. Las irregularidades horizontales se definen como irregularidades en planta. A continuación la revisión de la existencia de este tipo de configuraciones.

2.2.1.1 Irregularidad torsional. En la Tabla 2 se resumen los datos de análisis de existencia de irregularidad torsional para la dirección X. Los datos para la dirección Y se encuentran en la Tabla 3.

No se presenta irregularidad torsional en ninguna de las direcciones de estudio debido a que la máxima deriva de piso no es mayor que 1.2 veces el promedio de la deriva de piso en los extremos de la estructura. Se incluye torsión accidental.

Tabla 2

Irregularidad torsional: fuerza sísmica en X

X	Máximo	Δ_{avg}	Relación
Piso	$\Delta_{max}=\Delta_1$	$(\Delta_1 + \Delta_2)/2$	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$
Piso 12	0.56%	0.55%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 11	0.58%	0.57%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 10	0.60%	0.59%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 9	0.62%	0.60%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 8	0.62%	0.61%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 7	0.62%	0.60%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 6	0.60%	0.58%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 5	0.56%	0.54%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 4	0.50%	0.48%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 3	0.41%	0.40%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 2	0.29%	0.28%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 1	0.13%	0.12%	< 1.2; $\phi_p=1.00$

Tabla 3

Irregularidad torsional: fuerza sísmica en Y

Y	Máximo	Δ_{avg}	Relación
Piso	$\Delta_{max}=\Delta_1$	$(\Delta_1 + \Delta_2)/2$	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$
Piso 12	0.42%	0.42%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 11	0.44%	0.44%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 10	0.46%	0.45%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 9	0.48%	0.47%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 8	0.49%	0.48%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 7	0.50%	0.48%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 6	0.49%	0.47%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 5	0.47%	0.44%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 4	0.42%	0.40%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 3	0.35%	0.33%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 2	0.26%	0.24%	< 1.2; $\phi_p=1.00$
Piso 1	0.12%	0.11%	< 1.2; $\phi_p=1.00$

2.2.1.2 Irregularidad por retrocesos en las esquinas. En la planta de la Figura 2 no se cumple simultáneamente que $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$. No existe este tipo de irregularidad.

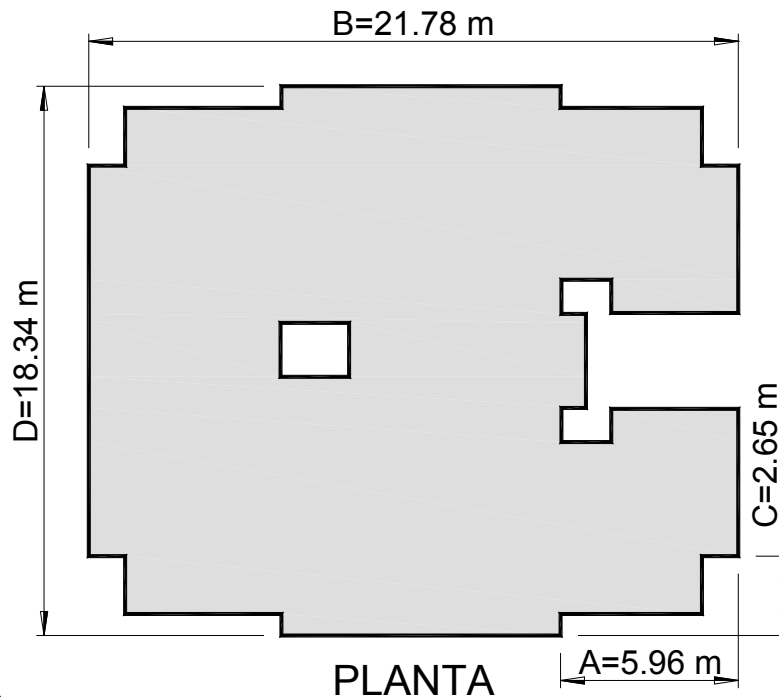


Figura 2. Irregularidad por retrocesos en las esquinas

2.2.1.3 Irregularidad por discontinuidades en el diafragma. No existe irregularidad por discontinuidades en el diafragma. Todas las plantas de entepiso de la edificación tienen la misma extensión, por ende no existen cambios en la rigidez del diafragma. Por otro lado, los vacíos del diafragma corresponden a 45.46 m^2 y no superan el 50% del área encerrada del diafragma, 399.45 m^2 . Ver Figura 3.

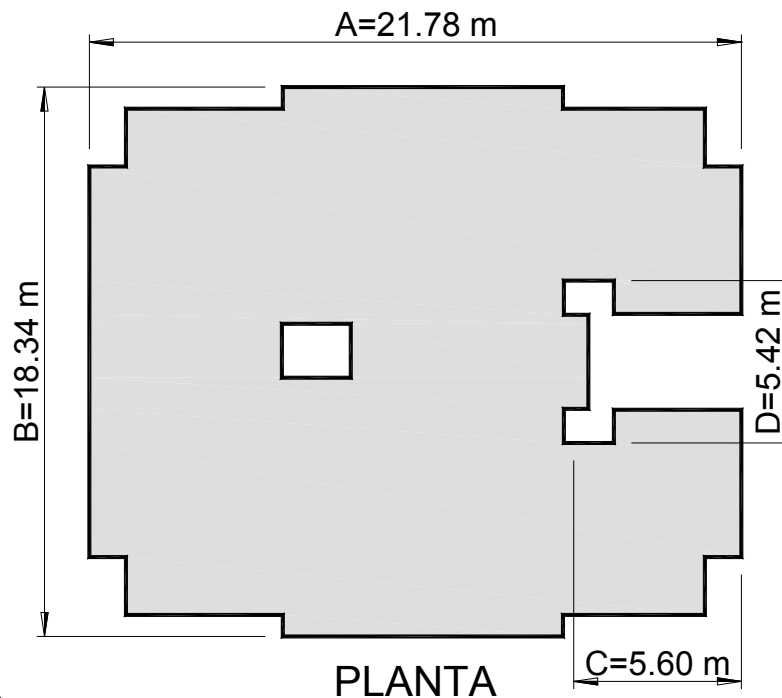


Figura 3. Irregularidad por discontinuidades en el diafragma

2.2.1.4 Irregularidad por desplazamiento de los planos de acción. Todos los elementos verticales que resisten fuerzas laterales son continuos en toda la altura de la edificación. Por tal razón no existe discontinuidad en el sistema de resistencia sísmico.

2.2.1.5 Irregularidad por sistemas no paralelos. La dirección de acción de todos los elementos verticales que resisten fuerzas laterales es siempre paralela a alguna de las direcciones en planta del sistema de resistencia sísmica. No existe irregularidad por sistemas no paralelos.

2.2.2 Irregularidades en altura. Según los datos mostrados en la Tabla 4, se aprecia que la deriva en todos los pisos es menor que 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, se usan datos de deriva máxima de la Tabla 12. En consecuencia, según el artículo A.3.3.5.1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010) se considera que no existe irregularidad en altura de los siguientes tipos:

- Irregularidad por piso flexible
- Irregularidad en la distribución de las masas
- Irregularidad geométrica

Tabla 4
Relación de deriva vs deriva del piso siguiente hacia arriba

Piso	$\Delta i / \Delta i+1$	
	$\Delta(\text{Fza. sísmica en X})$	$\Delta(\text{Fza. sísmica en Y})$
Piso 12	N.A.	N.A.
Piso 11	1.04	1.04
Piso 10	1.04	1.05
Piso 9	1.03	1.05
Piso 8	1.01	1.03
Piso 7	0.99	1.01
Piso 6	0.97	0.98
Piso 5	0.93	0.95
Piso 4	0.89	0.90
Piso 3	0.82	0.84
Piso 2	0.71	0.73
Piso 1	0.44	0.48

2.2.2.1 Irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción. Todos los elementos del sistema de resistencia sísmica se encuentran alineados en su plano vertical en toda la altura de la edificación. No existe irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción.

2.2.2.2 Irregularidad por discontinuidad en la resistencia. La estructura no se considera irregular por discontinuidad en la resistencia. Si se comparan dos pisos de la edificación, no se presenta un patrón que genere menor resistencia en el piso inferior por que la configuración del sistema de resistencia sísmica no sufre alteraciones en toda la altura del edificio.

2.2.3 Coeficiente de capacidad de disipación de energía. Según la tabla A.3.1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), para el sistema estructural muros de carga con capacidad especial de disipación de energía se tienen los siguientes valores, $R_0 = 5.0$ y $\Omega_0 = 2.5$; con los resultados de la sección 2.2 se concluye que el coeficiente de capacidad de disipación de energía es $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0 = 5.0$.

2.3 Evaluación de cargas

En esta sección se define la demanda gravitacional y sísmica aplicada al modelo de análisis. Además, se reseñan las características del análisis de combinación modal espectral usado para simular la demanda sísmica.

2.3.1 Carga muerta: peso propio. El peso propio es carga muerta y corresponde al peso de los elementos estructurales. En el cálculo del peso propio se usa la geometría de cada elemento y la densidad del concreto reforzado, capítulo B.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

2.3.2 Carga muerta y viva sobre-impuesta en losa. Las cargas sobreimpuestas se definen en función del uso de la edificación y del uso particular que se le asignará a una zona de losa. Se definen entonces dos tipos de zonas para la edificación de uso residencial, una zona de

apartamentos y una zona de balcones que tiene mayor carga viva según el capítulo B.4 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Por su parte, la carga muerta sobreimpuesta se asume uniformemente distribuida en la losa y corresponde a los acabados de piso y muros divisorios, tabla B.3.4.3-1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). A la cubierta del edificio se le asigna la misma carga muerta y viva que a los demás pisos. Los valores se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5

Grupos de cargas uniformes en losas

[kN/m ²]	Apartamento	Balcones
D: Carga muerta*	4.6	4.6
L: Carga viva	1.8	3.0

* Carga muerta sobreimpuesta

2.3.3 Fuerzas sísmicas de diseño.

2.3.3.1 Espectro elástico de aceleración. En la Figura 4 se muestra el espectro elástico de aceleración calculado con la amenaza y los datos del estudio geotécnico para el diseño de la estructura. El cálculo de los valores del espectro elástico de aceleración es consistente con la metodología del capítulo 2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), ver parámetros en la Tabla 7.

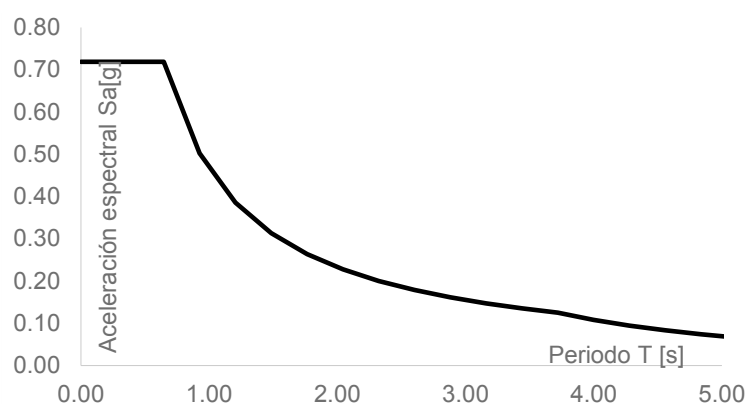


Figura 4. Espectro elástico de aceleración en función del periodo

2.3.4 Cálculo de la masa. Se calcula la masa de cada piso conforme a la definición del capítulo A.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), de modo que toda carga muerta en la edificación constituye una fuente de masa. En la Tabla 6 se resumen los valores de masa por piso.

Tabla 6
Masa de la edificación

Piso	Masa [kg]
Piso 12	425653
Piso 11	440459
Piso 10	440459
Piso 9	440459
Piso 8	440459
Piso 7	440459
Piso 6	440459
Piso 5	440459
Piso 4	440459
Piso 3	440459
Piso 2	440459
Piso 1	440459
Total	5270707

2.3.5 Cálculo de la fuerza horizontal equivalente. En la Tabla 7 se resumen los datos para el cálculo de la fuerza horizontal equivalente; se aplican requisitos del capítulo A.2 y A.4 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

Se usa el espectro elástico de aceleración, la masa de la edificación y el periodo del modo fundamental para cada dirección principal del sistema estructural, en caso que sea menor que el valor límite $C_u T_a$.

Tabla 7

Datos para cálculo de la fuerza horizontal equivalente

Zona de amenaza sísmica:	Alta	
Aa (NSR-10 Tabla A.2.3-2):	0.25	
Av (NSR-10 Tabla A.2.3-2):	0.25	
Fa (NSR-10 Tabla A.2.4-3):	1.15	
Fv (NSR-10 Tabla A.2.4-4):	1.55	
I (NSR-10 A.2.5):	1.00	
Ct (NSR-10 Tabla A.4.2-1):	0.049	
α (NSR-10 Tabla A.4.2-1):	0.75	
h [m]:	30.00	
M [kg]	5270707	
Cu (NSR-10 A.4.2.1):	1.285	
Modo	Dirección	
	X	Y
T modal [s]:	0.73	0.60
Ta [s] (NSR-10 A.4.2.2):	0.63	0.63
k (NSR-10 A.4.3.2):	1.11	1.05
Min(CuTa,T modal) [s] (NSR-10 A.4.2.1):	0.73	0.60
Sa (NSR-10 Tabla A.2.6):	0.64	0.72
Vs [kN] (NSR-10 A.4.3.1):	33759	37883

2.4 Análisis

2.4.1 Descripción del modelo. A continuación se describen los modelos de análisis usados en esta etapa del estudio.

2.4.1.1 Modelo 1. Este modelo se usa para análisis modal, análisis de desplazamientos y cálculo de fuerzas de diseño para muros estructurales. La geometría del modelo se define a partir de la disposición de los muros estructurales y el contorno de entrepiso de la Figura 1, también se usa la información de número de pisos y altura de piso descrita en la sección 2.1.1. El modelo de análisis es tridimensional. En la Figura 5 se puede apreciar una vista general del Modelo 1.

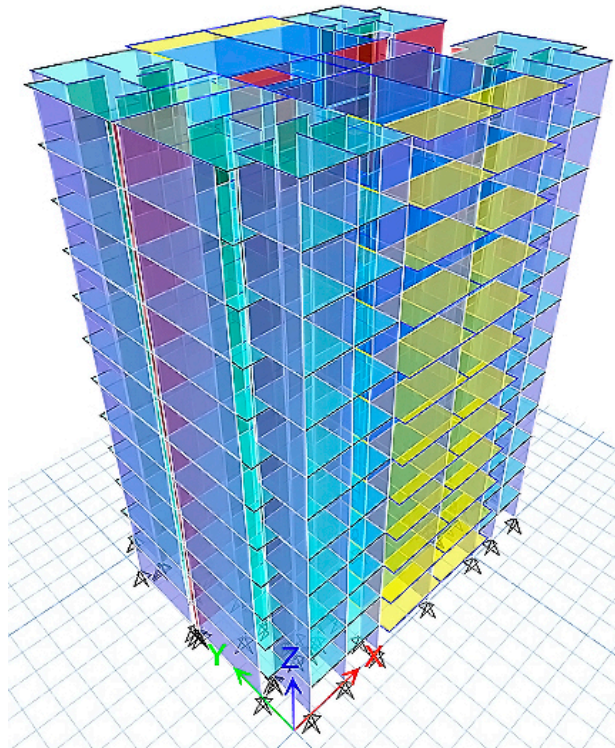


Figura 5. Perspectiva general Modelo 1

Los muros estructurales se simulan usando elementos tipo Shell, el alineamiento y ubicación de estos elementos en el modelo de análisis coincide con el centro geométrico de los muros tal como se encuentran dispuestos en la planta estructural, los muros que tienen intersecciones se separan tanto en planta como en el modelo de análisis. En términos generales los elementos en el modelo se definen con sección bruta no fisurada, excepto en el caso de flexión de muros fuera del plano, en esa dirección se fisura la sección del elemento tipo Shell por medio de ajuste de coeficientes del elemento finito, se reducen los coeficientes m_{11} , m_{22} , m_{12} del elemento tipo Shell a 0.10 (Guzman, 2017). La losa de entrepiso se modela con elementos tipo Shell para cada espesor en particular. Se supone que existe diafragma rígido en cada nivel y se asigna tal propiedad a los elementos que simulan la losa. Se consideran apoyos rígidos en la base.

Cada carga gravitacional tiene un caso de carga lineal asignado, la carga muerta considera el peso propio de los elementos, la densidad del concreto se asume igual a 2400 kg/m^3 . La fuerza

sísmica se incluye como un caso de combinación modal espectral independiente en cada dirección principal de estudio, ver sección 2.4.2. Los efectos ortogonales de aplicación de la carga sísmica, así como la disminución de las fuerzas por el factor R se incluyen en combinaciones lineales que se usan para definir la fuerza sísmica de diseño, ver Tabla 13. Todas las combinaciones de diseño son lineales.

2.4.1.2 Modelo 2. Este modelo se usa para cálculo de fuerzas de diseño de losas de entrepiso. En la Figura 6 se aprecia una perspectiva general del Modelo 2.

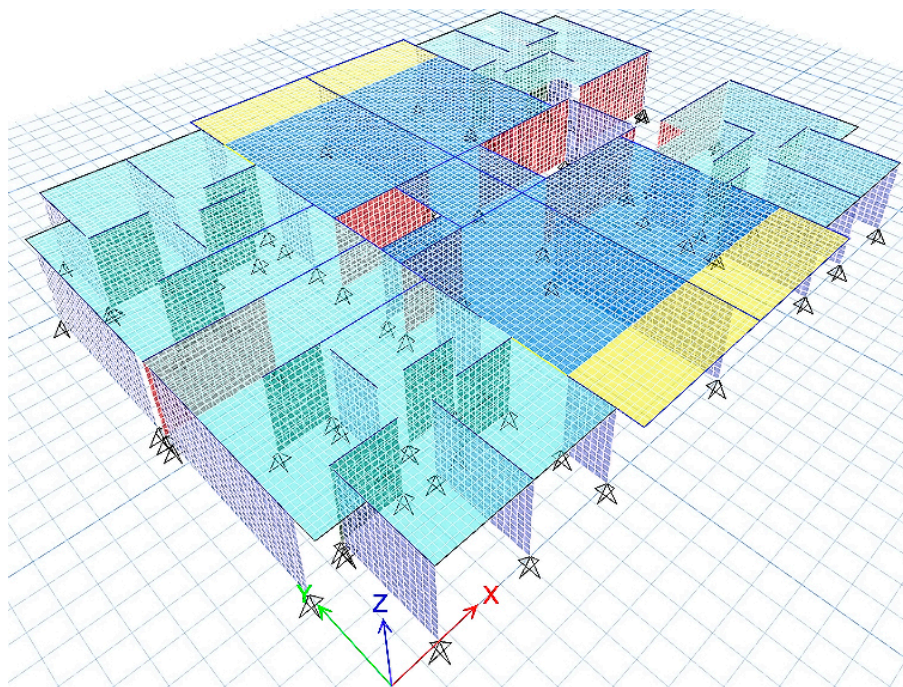


Figura 6. Perspectiva general Modelo 2

Las propiedades geométricas y de apoyos son similares a las del Modelo 1, aunque se simula un solo piso y se enfocan los esfuerzos en encontrar resultados de análisis para las cargas gravitacionales asignadas a la losa de entrepiso. En ese orden de ideas, se revisa el tamaño de la malla usada en el análisis y su impacto en la variación de los resultados. Se ejecutaron pruebas con mallas para losas y muros de los siguientes tamaños en metros: {1.25, 0.45, 0.20, 0.15}; la

variación de los resultados medidos es {30%, 13%, 2.5%}, se acepta el tamaño de malla de 0.20 m dado que al reducirla a 0.15 m no se presentan cambios superiores a 2.5%.

2.4.1.3 Modelo 3. Este modelo se usa para el diseño de la cimentación. La geometría y características generales del Modelo 3 son similares a las del Modelo 1, excepto por los apoyos; en este modelo no se consideran apoyos rígidos en la base, por el contrario se simula la flexibilidad de la cimentación apoyada sobre el suelo y se modela específicamente la losa de la cimentación. Los parámetros de los apoyos de este modelo se definen en la sección 2.6.5. Se usa una malla de 0.25 m en la losa de cimentación. Ver perspectiva en la Figura 7.

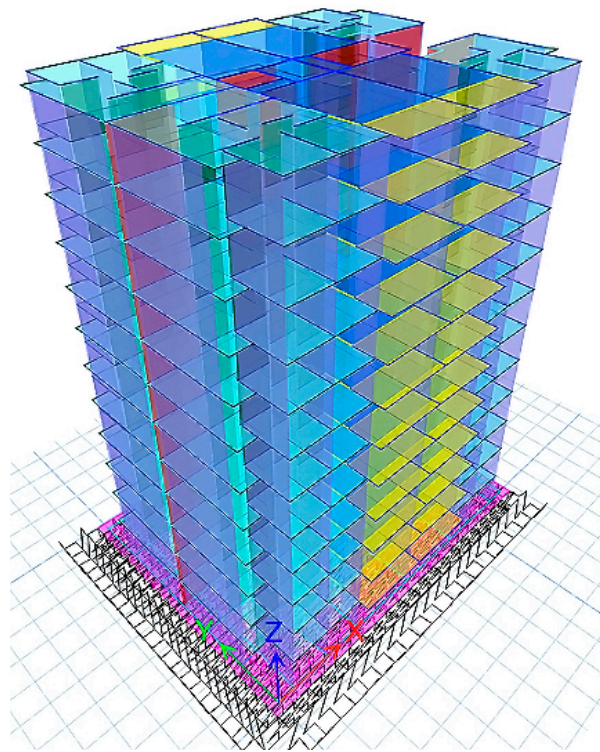


Figura 7. Perspectiva general Modelo 3

En este modelo se define un caso de análisis no lineal para cada combinación de fuerzas requerida. Esto se hace para que el modelo pueda capturar el comportamiento no lineal de los

apoyos en la cimentación, los cuales no resisten fuerzas a tensión y tienen un límite de fuerza a compresión.

2.4.2 Fuerzas sísmicas: combinación modal espectral. Las fuerzas sísmicas se calculan usando el método de combinación modal espectral (método del análisis dinámico en NSR-10).

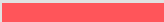
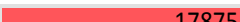
Se define un caso de análisis para cada dirección del sistema de resistencia sísmica, ver Figura 1; FXS representa la fuerza sísmica que actúa en la dirección X. FYS es el caso de análisis para la fuerza sísmica en la dirección Y.

Los valores de las variables de análisis se determinan para cada modo de vibración, y se combinan usando CQC (Computer & Structures, Inc., 2016) (*Complete Quadratic Combination method, ASCE 7 sección 12.9.3* (ASCE, 2006)).

Se usa el espectro elástico de aceleración de la Figura 4. El cortante dinámico total en la base para cada caso de análisis se ajusta al 80% del cortante sísmico de la base de acuerdo a la recomendación de A.5.4.5 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). En la Tabla 8 se muestra un resumen de los resultados de cortante por piso para cada caso de fuerza sísmica.

Tabla 8

Fuerzas sísmicas por el método de combinación modal espectral

Ajuste de resultados en función del cortante en la base				
Modo		X		Y
Factor de ajuste		1.14		1.15
Cortante de piso				
Piso		FXS [kN]		FYS [kN]
Piso 12		3786		4088
Piso 11		8370		9130
Piso 10		12099		13348
Piso 9		15212		16946
Piso 8		17875		20045
Piso 7		20162		22693
Piso 6		22104		24922
Piso 5		23718		26752
Piso 4		25021		28192
Piso 3		26002		29256
Piso 2		26638		29928
Piso 1		26936		30244

2.5 Resultados de análisis.

2.5.1 Análisis modal. Según la sección A.5.4.2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), el mínimo número de modos a usar en el análisis modal debe ser tal que participe por lo menos el 90% de la masa en cada una de las direcciones de análisis, en total en este estudio se usan 24 modos; el requisito se cumple para los 9 primeros modos de vibración.

En la Tabla 9 se muestran resultados de los primeros 14 modos. Los resultados indican que en la dirección X el modo 1 es el fundamental, con un periodo de 0.726 s; en la dirección Y el modo fundamental es el 2, con un periodo de 0.598 s.

Tabla 9
Resultados del análisis modal

Modo	Periodo [s]	% Participación masa (acumulada)		
		% X	% Y	% Rot Z
1	0.726	68%	0%	0%
2	0.598	68%	64%	5%
3	0.581	68%	69%	69%
4	0.171	85%	69%	69%
5	0.150	85%	82%	72%
6	0.144	85%	86%	86%
7	0.075	92%	86%	86%
8	0.068	92%	91%	86%
9	0.066	92%	92%	92%
10	0.059	92%	92%	92%
11	0.059	92%	92%	92%
12	0.058	92%	92%	92%
13	0.048	94%	92%	92%
14	0.044	94%	92%	94%

2.5.2 Desplazamiento máximo de piso. Se muestran resultados de desplazamiento máximo por piso en la Tabla 10 y Tabla 11 para los casos de combinación modal espectral. Se incluyen coordenadas en planta del nodo en que se mide el máximo desplazamiento; también se incluye el desplazamiento ortogonal correspondiente.

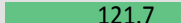
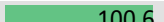
Tabla 10
Desplazamiento máximo de piso: fuerza sísmica en X, combinación modal espectral

X Piso	Ubicación nodo		Desplazamiento	
	x [m]	y [m]	Ux [mm]	Uy [mm]
Piso 12	15.70	0.00	151.3	6.1
Piso 11	15.70	0.00	137.4	5.5
Piso 10	15.70	0.00	123.0	4.9
Piso 9	15.70	0.00	108.0	4.3
Piso 8	15.70	0.00	92.7	3.7
Piso 7	15.70	0.00	77.2	3.1
Piso 6	15.70	0.00	61.7	2.5
Piso 5	15.70	0.00	46.8	1.9
Piso 4	15.70	0.00	32.9	1.3
Piso 3	15.70	0.00	20.5	0.8
Piso 2	6.46	1.36	10.3	0.7
Piso 1	16.54	7.23	3.2	0.3

Como se indicó antes, los valores se determinaron para cada modo de vibración y se combinaron usando CQC.

Tabla 11

Desplazamiento máximo de piso: fuerza sísmica en Y, combinación modal espectral

Y	Ubicación nodo		Desplazamiento		
Piso	x [m]	y [m]	Ux [mm]	Uy [mm]	
Piso 12	0.00	2.58		13.4	 121.7
Piso 11	0.00	2.58		12.3	 111.4
Piso 10	0.00	2.58		11.1	 100.6
Piso 9	0.00	2.58		9.8	 89.2
Piso 8	0.00	2.58		8.5	 77.3
Piso 7	0.00	2.58		7.2	 65.0
Piso 6	0.00	2.58		5.8	 52.5
Piso 5	0.00	2.58		4.5	 40.3
Piso 4	0.00	2.58		3.2	 28.7
Piso 3	0.00	2.58		2.0	 18.2
Piso 2	0.00	2.58		1.1	 9.4
Piso 1	16.54	9.87		0.1	 3.1

2.5.3 Análisis de la deriva. Tal como lo indican los resultados del análisis modal, se verifica en la sección anterior que la estructura es más rígida en la dirección Y. En esta sección se ratifica esa información dado que la deriva en la dirección X es mayor que la deriva en la dirección Y. Se revisa el cumplimiento del requisito de la deriva, la cual se calcula para todos los ejes verticales del sistema de resistencia.

En la Tabla 12 se resumen los resultados máximos. Como puede observarse, en la dirección Y se cumple que en ningún caso la deriva total es superior a 1.00% de la altura total de piso, tal como lo exige el capítulo A.4 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

Tabla 12

Análisis de la deriva, fuerzas sísmicas por combinación modal espectral

Piso	Deriva total máxima de piso [%]	
	$\Delta(\text{Fza. sísmica en X})$	$\Delta(\text{Fza. sísmica en Y})$
Piso 12	0.56%	0.42%
Piso 11	0.58%	0.44%
Piso 10	0.60%	0.46%
Piso 9	0.62%	0.48%
Piso 8	0.63%	0.50%
Piso 7	0.62%	0.50%
Piso 6	0.60%	0.49%
Piso 5	0.56%	0.47%
Piso 4	0.50%	0.42%
Piso 3	0.41%	0.35%
Piso 2	0.29%	0.26%
Piso 1	0.13%	0.12%

2.6 Diseño

2.6.1 Combinaciones de diseño. Durante el proceso de diseño de los elementos estructurales se usan las fuerzas obtenidas de las combinaciones de carga consignadas en el capítulo B.2 de la NSR-10 (Decreto 926, 2010). En la Tabla 13 se muestran los coeficientes usados para cada combinación.

Las combinaciones e_{xs} y e_{ys} se incluyen para aplicar el coeficiente de capacidad de disipación de energía y las consideraciones de dirección de aplicación de la carga, según requerimientos del capítulo A.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

Tabla 13

Combinaciones de carga mayoradas: Método de resistencia

Nombre	Caso/Combinación	Coefficiente de carga
exs**	FXS*	0.20
exs	FYS*	0.06
ey s**	FYS	0.20
ey s	FXS	0.06
14D	Dead	1.40
12D16L	Dead	1.20
12D16L	Live	1.60
12DLEX	Dead	1.20
12DLEX	Live	1.00
12DLEX	exs	1.00
12DLEY	Dead	1.20
12DLEY	Live	1.00
12DLEY	ey s	1.00
9DEX	Dead	0.90
9DEX	exs	1.00
9DEY	Dead	0.90
9DEY	ey s	1.00

* Fuerza sísmica por combinación modal espectral

** Fuerza sísmica reducida de diseño; efectos ortogonales

2.6.2 Reacciones en la base. En la Tabla 14 se muestran resultados de análisis para reacciones en la base. El sistema de coordenadas en que se basan los resultados mostrados es congruente con la información de la Figura 1.

Tabla 14

Análisis: reacciones en la base

Caso/Combinación	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
Dead	0	0	51833
Live	0	0	8128
FXS Max	27007	203	0
FYS Max	204	30307	0
exs Max	5414	1859	0
exs Min	-5414	-1859	0
eyx Max	1661	6073	0
eyx Min	-1661	-6073	0
14D	0	0	72566
12D16L	0	0	75205
12DLEX Max	5414	1859	70328
12DLEX Min	-5414	-1859	70328
12DLEY Max	1661	6073	70328
12DLEY Min	-1661	-6073	70328
9DEX Max	5414	1859	46650
9DEX Min	-5414	-1859	46650
9DEY Max	1661	6073	46650
9DEY Min	-1661	-6073	46650

2.6.3 Diseño de losa de entrepiso. En esta sección se resumen los parámetros, el procedimiento y se muestran los resultados de diseño de la losa de entrepiso.

2.6.3.1 Generalidades. El concreto especificado para la losa es vaciado en sitio y tiene resistencia a la compresión $f'_c = 28 \text{ MPa}$. El acero de refuerzo es corrugado, con resistencia a la fluencia $f_y = 420 \text{ MPa}$. La losa se diseña armada en una dirección, aunque se revisa el comportamiento en cada dirección principal. Los resultados de análisis se toman del Modelo 2 descrito en 2.4.1.2.

2.6.3.2 Recubrimiento del refuerzo

Se aplican requisitos del capítulo C.7 de NSR-10 (Decreto 926, 2010): C.7.7.2. La losa es de concreto construido en sitio no expuesto a la intemperie, por tal razón, el recubrimiento debe ser mínimo 20 mm.

2.6.3.3 Espesor de losa: cálculo de deflexiones. Para calcular el espesor mínimo de la losa se revisa la deflexión inmediata debida a cargas vivas y la deflexión a largo plazo ocasionada por las cargas permanentes, los resultados se resumen en la Tabla 15. Se aplican los requisitos del capítulo C.9 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Las distintas zonas de espesor de losa están identificadas en la Figura 1, color azul para la losa de espesor igual a 0.12 m y naranja para la losa de 0.17 m de espesor.

Tabla 15
Control de deflexiones para losa

Parámetro	Losa: espesor propuesto	
	0.12 m	0.17 m
Luz [m]	3.55	4.62
Recub. [mm]	20	20
As- (superior)	1N2 c/0.15 m	1N2 c/0.10 m
AS+ (inferior)	1N2 c/0.15 m	1N3 c/0.10 m
Δ inmed [mm]*	0.39	0.70
l_e/l_g []**	0.88	0.64
Δ inmed [mm]**	2.10	4.69
Δ total [mm]***	4.18	9.15
Límite Δ [mm]	7.29	9.63

* Deflexión inmediata debida a cargas vivas

** Deflexión inmediata causada por la carga permanente

*** Deflexión total; 5 años o más para cargas sostenidas

Los valores de refuerzo obedecen principalmente a la cuantía mínima de refuerzo que se suministra tanto para refuerzo superior como inferior de la losa, la cuantía mínima para losas es 0.0018, artículo C.7.12.2.1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

En el caso de la losa de 0.17 m de espesor se requiere refuerzo inferior adicional al mínimo para lograr cumplir los estándares normativos de deflexión total de la tabla C.9.5(b) de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

2.6.3.4 Diseño de losa por cargas gravitacionales. Se usan los resultados de análisis del Modelo 2 mostrados en la Figura 8 a Figura 13; estos valores se comparan con la resistencia

reducida para cortante y flexión de la Tabla 16. La combinación de cargas correspondiente a las fuerzas de diseño es $1.2D + 1.6L$, con esta combinación se obtiene la mayor sollicitación por cargas gravitacionales en la losa.

2.6.3.4.1 Diseño de losa de entrepiso para fuerzas cortantes. En el caso de diseño por cortante de la losa, se siguen lineamientos del capítulo C.11 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Se revisa que el cortante de losa para las combinaciones de carga no supere $\phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$ para cada zona en función del espesor de losa. El análisis se hace por metro de losa, por lo que $b_w = 1.0 \text{ m}$. Se mide el cortante a una distancia d de la cara de los apoyos y se verifica que la resistencia nominal es mayor a la fuerza cortante última mostrada en la Figura 8 para la losa de entrepiso de espesor igual a 0.12 m . En la Figura 9 se muestran los resultados de cortante de diseño en losa de 0.17 m espesor.

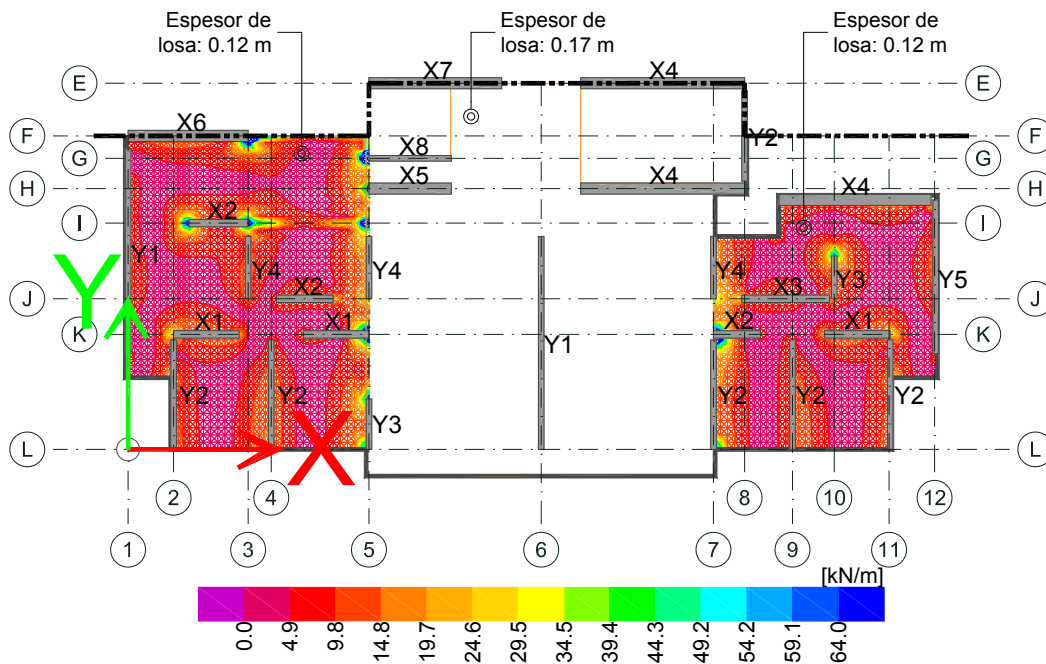


Figura 8. Cortante en losa de espesor 0.12 m . Valores en el rango $(0,64) \text{ [kN/m]}$

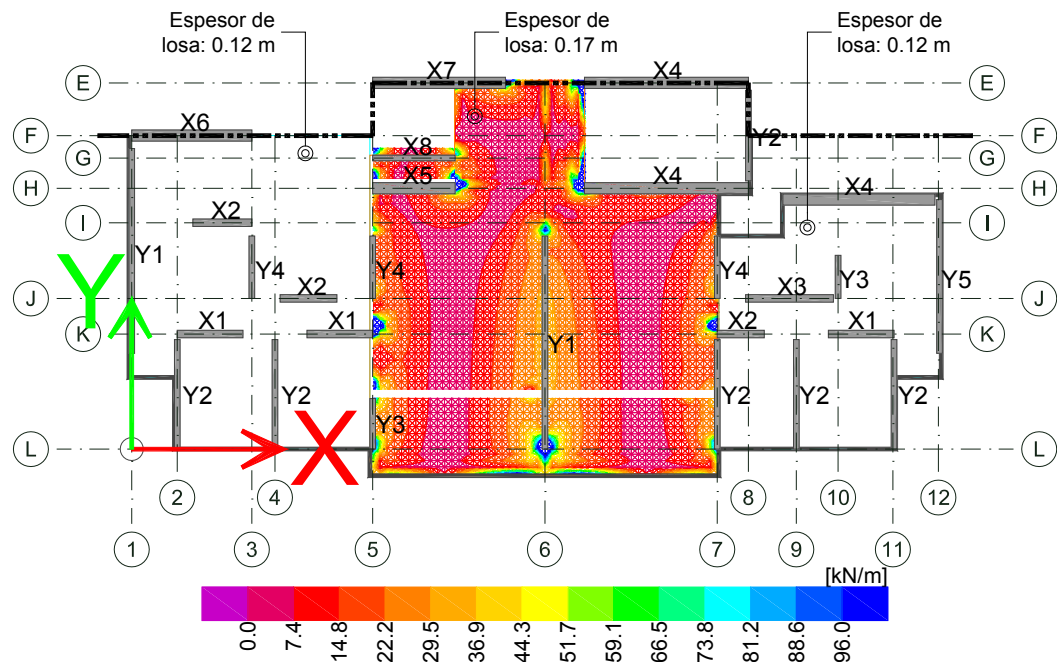


Figura 9. Cortante en losa de espesor 0.17 m. Valores en el rango (0,96) [kN/m]

Tabla 16
Diseño de losa, resistencia reducida a flexión y cortante de la losa

Parámetro	Espesor de losa	
	0.12 m	0.17 m
f'c [MPa]	28	28
fy [MPa]	420	420
Recub. [mm]	20	20
As- (superior)	1N2 c/0.15 m	1N2 c/0.10 m
As+ (inferior)	1N2 c/0.15 m	1N3 c/0.10 m
ØMn- [kNm/m]	7.60	17.24
ØMn+ [kNm/m]	7.60	37.43
ØVn [kN/m]	64.0	96.1

2.6.3.4.2 *Diseño de losa de entrepiso a flexión.* En la Tabla 16 se resumen las cantidades de refuerzo suministradas, éstas corresponden originalmente a los valores especificados en la sección 2.6.3.3. Se suministra la misma cuantía de refuerzo en ambas direcciones de la losa de entrepiso. Por inspección de los diagramas de momentos de la Figura 10 a la Figura 13 se evidencia que en ningún caso el momento último positivo es mayor a la resistencia reducida a momento positivo. Lo anterior indica que el refuerzo inferior de la losa es aceptable.

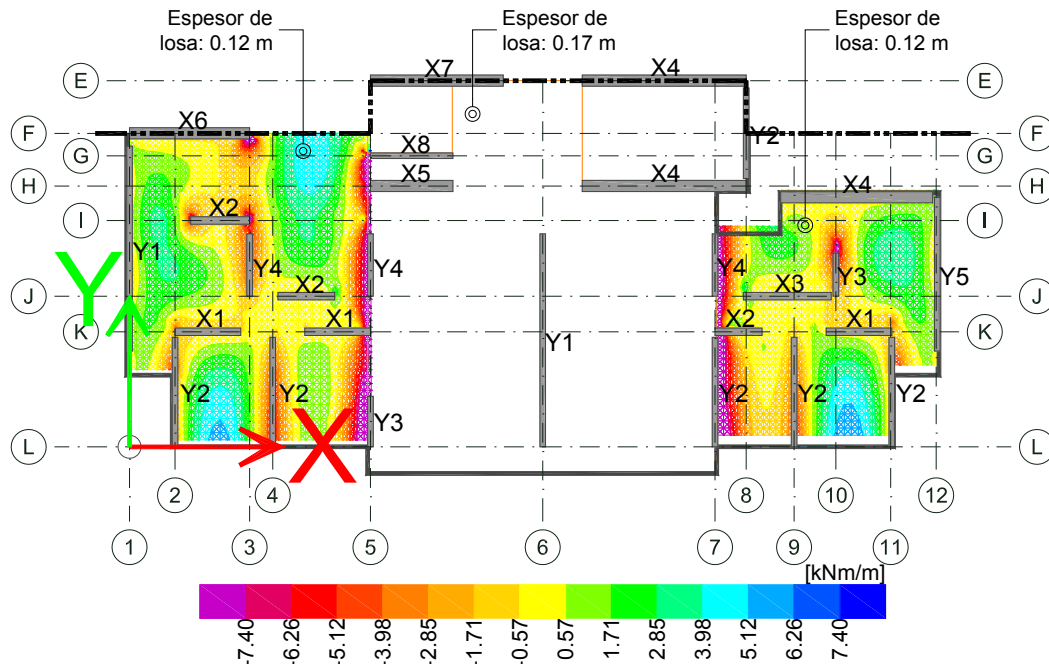


Figura 10. Diagrama de momentos en dirección X. Losa 0.12 m. Rango (-7.4,7.4) [kNm/m]

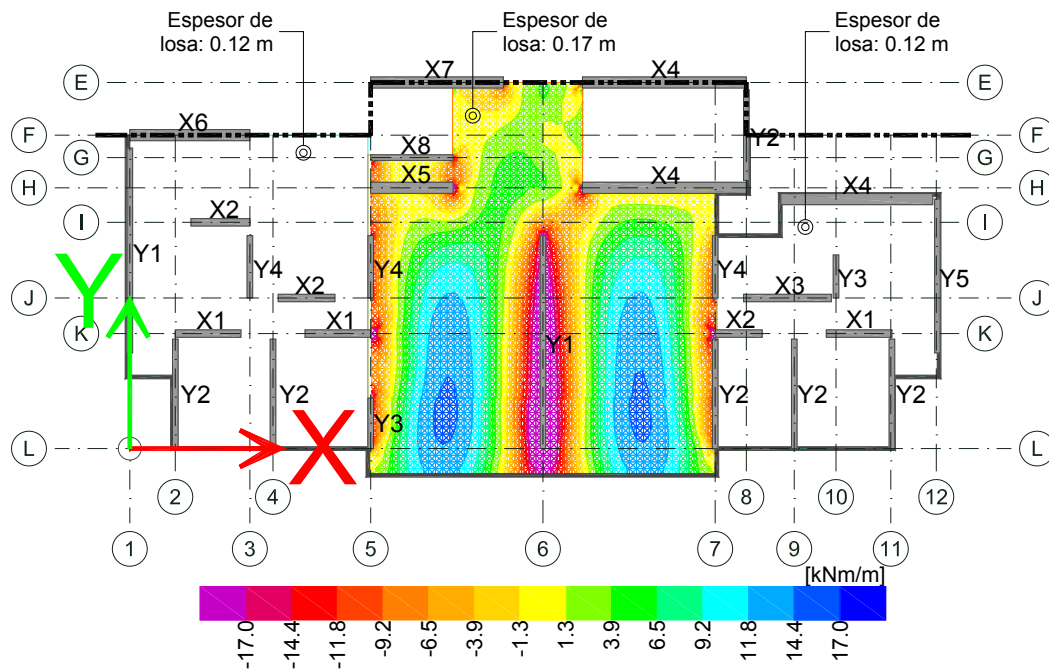


Figura 11. Diagrama de momentos en dirección X. Losa 0.17m. Rango (-17,17) [kNm/m]

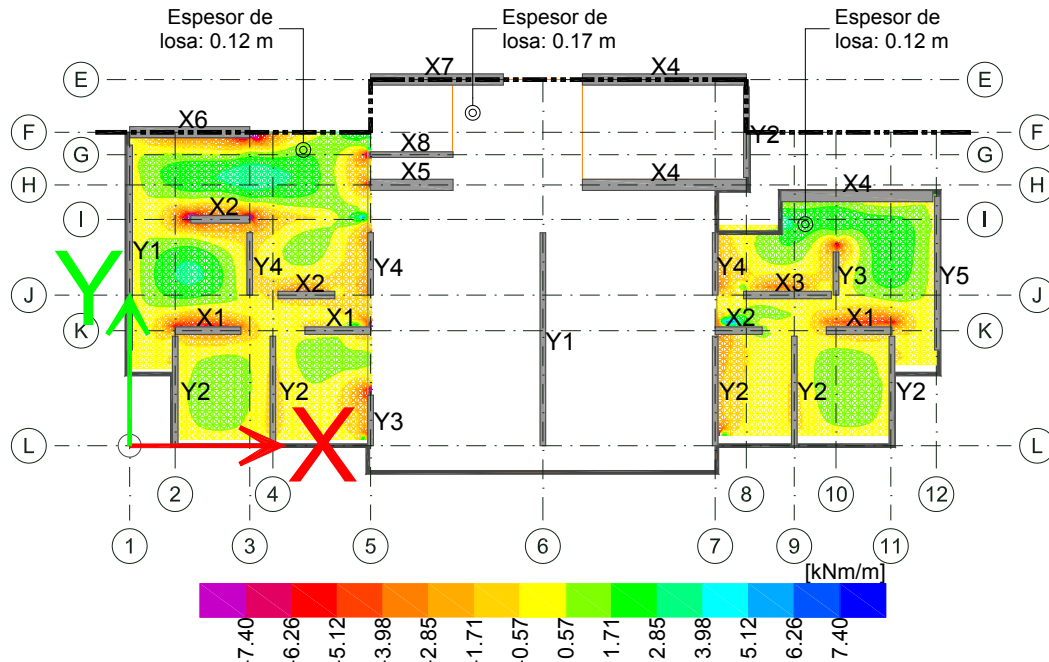


Figura 12. Diagrama de momentos en dirección Y. Losa 0.12 m. Rango (-7.4,7.4) [kNm/m]

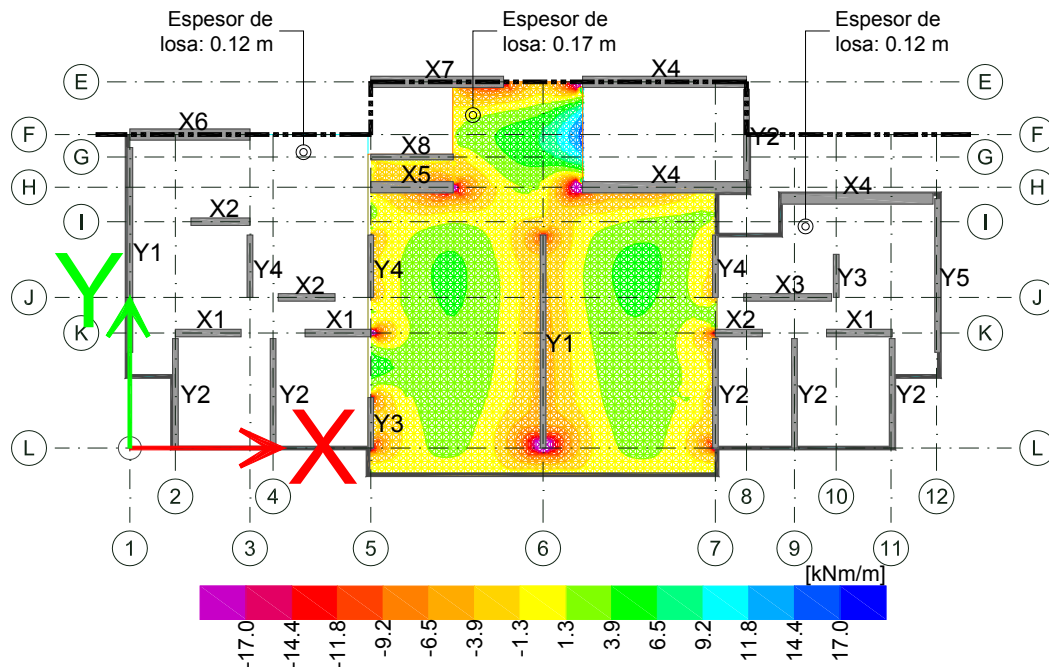


Figura 13. Diagrama de momentos en dirección Y. Losa 0.17 m. Rango (-17,17) [kNm/m]

Para el diseño del refuerzo superior de la losa, se verifica que existen zonas en que el momento último negativo supera la respectiva resistencia reducida a flexión. La losa de 0.12 m de espesor alcanza valores de momento negativo en la dirección X iguales a -14 kNm/m sobre

los apoyos de los ejes 5 y 7, por lo que se requiere refuerzo adicional paralelo a esa dirección. Para lograr la capacidad a flexión requerida, se dispone el refuerzo así: el refuerzo superior de la losa de 0.12 m de espesor se extiende sobre la losa de 0.17 m de espesor por una longitud igual 0.50 m, del mismo modo el refuerzo superior de la losa de 0.17 m de espesor se extiende sobre la losa de 0.12 m de espesor por una longitud igual a 0.80 m. De este modo se garantiza que $\phi M_n = -18 \text{ kNm/m}$ para la losa de 0.12 m de espesor en la dirección X; las distancias se obtienen de los diagramas de momentos de la Figura 10 y Figura 11, se adiciona la longitud de desarrollo de las barras.

La losa de espesor 0.17 m, también requiere refuerzo adicional superior para superar la sollicitación a flexión negativa en la dirección X sobre el apoyo del eje 6, que equivale a -30 kNm/m . Se suministra 1N2 c/0.10 m adicional superior en la dirección X para alcanzar una resistencia reducida de 33 kNm/m en esa dirección. El refuerzo adicional se suministra hasta la zona en que el diagrama de momento mínimo alcanza un valor de -17 kNm/m , es decir 450 mm a cada lado del eje 6 según el diagrama de la Figura 11, y se extiende 300 mm más allá, que corresponde a la longitud de desarrollo de la barra N2.

El diagrama de momentos en la dirección Y de la Figura 13 indica que la losa de entrepiso de 0.17 m de espesor requiere refuerzo adicional en esa dirección en las zonas que aparecen coloreadas con magenta. El momento último en esas zonas es -26 kNm/m , por lo que se suministra refuerzo superior adicional igual a 6N2 c/0.10 m, en ambos casos la longitud del refuerzo debe ser 1000 mm.

2.6.4 Diseño de muros estructurales. Los muros estructurales son los elementos principales de resistencia ante cargas laterales en el edificio. En esta sección se resumen los criterios normativos usados para el diseño y se muestra un ejemplo de diseño de uno de los

muros de la edificación. Como se indicó en la descripción del Modelo1, los muros estructurales se diseñan en el plano, en el modelo de análisis se fisuró la otra dirección. Los muros se diseñan separados entre sí, esta consideración se tuvo en cuenta en el modelo de análisis, los elementos tipo Shell que se usan para simular los muros no comparten nodos.

2.6.4.1 Generalidades. A continuación se ilustra el diseño del muro Y1, que tiene longitud $l_w = 5.52 \text{ m}$ y ancho $h = 0.15 \text{ m}$. La altura del muro es $h_w = 30 \text{ m}$. Las dimensiones de los muros del sistema estructural se resumen en la Tabla 1. Para todos los niveles se usa concreto con resistencia a la compresión $f'_c = 28 \text{ MPa}$. El acero de refuerzo es corrugado, con resistencia a la fluencia $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Los principales datos de solicitaciones que se usan en el diseño del muro se encuentran en las tablas mostradas a continuación.

2.6.4.2 Diseño por cortante en el plano del muro. Se revisa para cada nivel y combinación de carga la solicitación a cortante en el plano a la que está sometido el muro, y se verifica que se cumpla $\phi V_n \geq V_u$, ecuación C.11-1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). El coeficiente de reducción de resistencia para cortante es $\phi = 0.75$ según C.9.3.2.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Los datos de análisis de carga axial del muro Y1 se resumen en la Tabla 18, cortante en el plano en la Tabla 19 y flexión en el plano en la Tabla 20. En la Tabla 21 se muestran datos de desplazamientos de diseño que se usan para diseño de elementos de borde.

Tabla 17
Máxima resistencia nominal a cortante en el plano

Muro Y1	
$V_{u,\max}$ [kN]	733
$\phi V_{n,\max}$ [kN] C.11.9.3	2182
$\phi V_{n,\max}$ [kN] C.21.9.4.1 DES	1034
$V_{u,\max} < \phi V_{n,\max}$	VERDADERO

El valor de V_n no debe tomarse mayor que $0.83\sqrt{f'_c}hd$ según C.11.9.3 ni $A_{cv}(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ según C.21.9.4.1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Los valores respectivos se muestran en la Tabla 17.

Tabla 18

Muro YI: Carga axial para combinaciones de carga

Piso	14D	12D16L	12DLEX Max	12DLEX Min	12DLEY Max	12DLEY Min	9DEX Max	9DEX Min	9DEY Max	9DEY Min
Piso 12	-76	-85	26	-180	34	-517	54	-151	19	-160
Piso 11	-225	-234	6	-443	23	-1030	80	-369	53	-386
Piso 10	-372	-382	-4	-712	23	-1547	115	-593	98	-621
Piso 9	-519	-529	-4	-991	35	-2068	160	-828	155	-866
Piso 8	-666	-675	7	-1278	58	-2593	215	-1070	222	-1122
Piso 7	-810	-819	25	-1570	90	-3121	277	-1318	297	-1383
Piso 6	-954	-962	47	-1862	126	-3650	342	-1568	377	-1647
Piso 5	-1095	-1102	68	-2150	162	-4179	405	-1813	455	-1906
Piso 4	-1234	-1240	83	-2426	189	-4704	461	-2048	524	-2155
Piso 3	-1370	-1375	82	-2683	201	-5225	501	-2263	576	-2382
Piso 2	-1504	-1507	58	-2908	184	-5736	516	-2450	599	-2576
Piso 1	-1633	-1634	-4	-3088	127	-6236	492	-2592	579	-2723

Tabla 19

Muro YI: Cortante en el plano para combinaciones de carga

Piso	14D	12D16L	12DLEX Max	12DLEX Min	12DLEY Max	12DLEY Min	9DEX Max	9DEX Min	9DEY Max	9DEY Min
Piso 12	18	20	108	-71	121	105	101	-78	123	-91
Piso 11	15	16	150	-121	245	2	145	-126	247	-221
Piso 10	14	15	189	-161	339	-72	184	-166	340	-316
Piso 9	13	15	225	-198	421	-132	220	-203	422	-400
Piso 8	12	14	256	-231	491	-182	251	-235	491	-471
Piso 7	12	13	282	-259	552	-226	278	-263	552	-533
Piso 6	11	12	304	-282	605	-267	300	-286	605	-588
Piso 5	9	10	320	-301	651	-309	317	-305	650	-635
Piso 4	8	9	331	-315	689	-356	328	-318	688	-676
Piso 3	6	7	335	-322	719	-412	332	-324	718	-708
Piso 2	4	5	327	-318	732	-470	325	-320	731	-725
Piso 1	1	2	276	-273	657	-485	276	-274	657	-655

Tabla 20

Muro YI: Flexión en el plano para combinaciones de carga

Piso	14D	12D16L	12DLEX Max	12DLEX Min	12DLEY Max	12DLEY Min	9DEX Max	9DEX Min	9DEY Max	9DEY Min
Piso 12	-27	-31	258	-314	493	-200	268	-303	364	-539
Piso 11	-14	-16	397	-426	906	-288	402	-421	523	-929
Piso 10	-8	-9	444	-460	1040	-315	447	-457	568	-1053
Piso 9	-3	-4	428	-434	1010	-400	429	-433	665	-1015
Piso 8	1	2	364	-361	864	-647	363	-361	954	-862
Piso 7	6	7	288	-275	717	-1052	285	-277	1433	-707
Piso 6	12	13	378	-354	911	-1590	374	-359	2087	-891
Piso 5	18	20	595	-559	1464	-2260	588	-565	2904	-1434
Piso 4	25	27	919	-869	2288	-3076	910	-878	3889	-2248
Piso 3	32	36	1345	-1280	3346	-4072	1333	-1292	5054	-3293
Piso 2	41	45	1875	-1792	4638	-5264	1860	-1807	6400	-4570
Piso 1	51	56	2513	-2410	6173	-6561	2494	-2429	7766	-6089

Tabla 21

Muro YI: δ_u/h_w para diseño de elemento de borde

Piso	14D	12D16L	12DLEX Max	12DLEX Min	12DLEY Max	12DLEY Min	9DEX Max	9DEX Min	9DEY Max	9DEY Min
Piso 12	0.01%	0.01%	0.31%	0.29%	0.74%	0.58%	0.31%	0.29%	0.73%	0.72%
Piso 11	0.01%	0.01%	0.32%	0.30%	0.77%	0.59%	0.32%	0.30%	0.76%	0.75%
Piso 10	0.01%	0.01%	0.33%	0.31%	0.79%	0.61%	0.33%	0.32%	0.79%	0.78%
Piso 9	0.01%	0.01%	0.34%	0.32%	0.82%	0.62%	0.34%	0.33%	0.81%	0.80%
Piso 8	0.01%	0.01%	0.35%	0.33%	0.83%	0.63%	0.34%	0.33%	0.82%	0.81%
Piso 7	0.01%	0.01%	0.34%	0.32%	0.82%	0.62%	0.34%	0.33%	0.82%	0.81%
Piso 6	0.01%	0.01%	0.33%	0.31%	0.80%	0.60%	0.33%	0.32%	0.79%	0.78%
Piso 5	0.01%	0.01%	0.31%	0.29%	0.74%	0.55%	0.31%	0.30%	0.74%	0.73%
Piso 4	0.01%	0.01%	0.27%	0.26%	0.66%	0.49%	0.27%	0.26%	0.66%	0.65%
Piso 3	0.00%	0.01%	0.22%	0.22%	0.54%	0.40%	0.22%	0.22%	0.54%	0.54%
Piso 2	0.00%	0.00%	0.16%	0.15%	0.38%	0.28%	0.16%	0.15%	0.38%	0.38%
Piso 1	0.00%	0.00%	0.07%	0.07%	0.17%	0.12%	0.07%	0.07%	0.16%	0.16%

2.6.4.2.1 *Resistencia a cortante aportada por el concreto.* Una vez se verifica que el cortante en el plano no supera los valores de resistencia nominal máximos, se calcula la resistencia a cortante en el plano de la sección de concreto. Se usa la ecuación C.11-27, $V_c =$

$$0.27\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \text{ y la ecuación C.11-28, } V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.1\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \text{ de NSR-10}$$

(Decreto 926, 2010). Al aplicar las ecuaciones para V_c y comparar el resultado con el respectivo valor de V_u , se encuentra que la máxima diferencia entre ϕV_c y V_u en toda la serie de datos para el muro Y1 ocurre en el Piso 2, la combinación de carga respectiva es 9DEYMax. En la Tabla 22 se pueden apreciar los valores.

Tabla 22

Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto

Muro Y1	
Vu [kN]	731
Mu [kNm]	6400
Pu [kN]	-599
Vc [kN] C.11-27	827
Vc [kN] C.11-28	410
Vc [kN] min(C.11-27,C.11-28)	410
Vu < ϕV_c	FALSO
Vs $\geq$ Vu/ ϕ - Vc [kN]	565

2.6.4.2.2 Refuerzo a cortante. Los resultados de la Tabla 22 indican que debe proveerse refuerzo a cortante según C.11.9.9 de NSR-10 (Decreto 926, 2010) dado que $V_u > 0.5\phi V_c$. La resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, V_s , se obtiene de $V_n = V_c + V_s$, ecuación C.11-2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). En la Tabla 22 se calcula V_s como la diferencia entre V_u/ϕ y V_c , en consecuencia $V_s \geq 565 \text{ kN}$.

Según las indicaciones de C.11.9.9.2, C.11.9.9.3, C.11.9.9.4, C.11.9.9.5 y C.21.9.2.1 debe suministrarse refuerzo de cortante horizontal y vertical. La cuantía del refuerzo horizontal debe ser mayor que 0.0025. El espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical para cortante no debe exceder 450 mm para el muro Y1. La cuantía del refuerzo vertical debe pertenecer al intervalo (0.0025,0.0028). El muro Y1 debe tener mínimo 2 cortinas de refuerzo de cortante dado que

$V_{u,max} = 733 \text{ kN} > 0.17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 596 \text{ kN}$ según requisitos especiales de C.21.9.2.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

La cantidad de refuerzo requerida se calcula usando la ecuación $V_s = A_v f_y d/s$, C.11-29 de NSR-10 (Decreto 926, 2010); A_v es el área de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento s . Conforme a los requisitos mencionados antes y para garantizar que $V_s \geq 565 \text{ kN}$, se suministran 2 cortinas de barras calibre N2, separación $s = 0.15 \text{ m}$. La resistencia es $V_s = 783 \text{ kN}$. En la Tabla 23 se muestran las cuantías suministradas para el muro Y1. La cuantía para el refuerzo vertical de cortante se toma igual a la del refuerzo horizontal.

Tabla 23

Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante

Muro Y1	
Refuerzo suministrado	2N2 c/0.15 m
V_s [kN]	783
ρ_t , suministrado (horizontal)	0.00282
ρ_L , suministrado (vertical)	0.00282

2.6.4.3 *Diseño por flexión y compresión.*

2.6.4.3.1 *Interacción entre carga axial y momento en el plano.* En la Figura 14 se muestra el diagrama de interacción entre carga axial y momento en el plano del muro Y1, para su creación se aplican los requisitos de C.10.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

La curva externa representa los valores de resistencia nominales M_n, P_n ; la curva interna incluye los factores de reducción de resistencia $\phi M_n, \alpha \phi P_n$, $\phi = 0.65$ si la sección es controlada a compresión ($\epsilon_t \leq 0.0021$), $\phi = 0.9$ si la sección es controlada a tensión ($\epsilon_t \geq 0.005$), en zonas intermedias se hace una transición lineal entre esos valores según C.9.3.2.2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Para definir el límite superior de carga axial del diagrama $\phi M_n, \alpha \phi P_n$ se usa

$\alpha = 0.75$, la resistencia axial de diseño coincide con la ecuación C.10-2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010): $\phi P_{n,(max)} = 0.75\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] = 11442 \text{ kN}$.

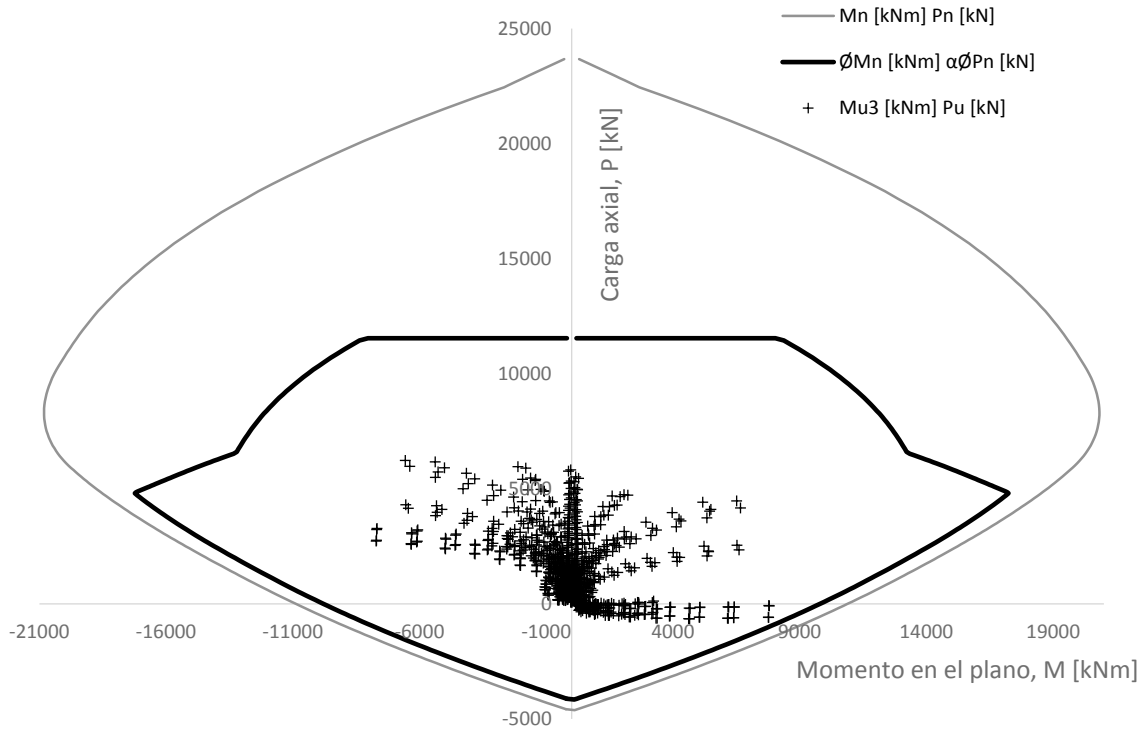


Figura 14. Muro Y1: diagrama de interacción entre carga axial y momento en el plano

El diagrama de interacción de la Figura 14 se calculó con 14 filas de parejas de barras *N5* en cada elemento de borde: $A_{st} = 2(28N5) = 11084 \text{ mm}^2$. La serie de datos M_{u3}, P_u corresponde al momento y carga axial en cada piso, Tabla 20 y Tabla 18 respectivamente. Se verifica que los puntos de la serie de datos se encuentran encerrados en la curva del diagrama $\phi M_n, \alpha \phi P_n$.

2.6.4.3.2 Elementos especiales de borde. Para determinar si se requiere suministrar elementos especiales de borde se revisa para todas las parejas de la serie de datos M_{u3}, P_u si se cumple la ecuación C.21-11 de NSR-10 (Decreto 926, 2010): $c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$; donde c es la profundidad del eje neutro correspondiente a M_{u3}, P_u y al desplazamiento de diseño δ_u ; la relación δ_u/h_w no se toma menor que 0.007. En particular, el muro Y1 requiere elemento

especial de borde. Se analiza la serie de datos y se encuentra la profundidad del eje neutro, c , para cada pareja de datos; el mayor valor de c es 2226 mm y corresponde a un punto de análisis en el piso 1: $M_{u3[kNm]}, P_{u[kN]} = (6561,6236)$, la pareja de datos del diagrama de flexo compresión relacionada es $\phi M_{n[kNm]}, \alpha \phi P_{n[kN]} = (20033,6215)$. La combinación de carga que genera el punto de análisis referido es $1.2D + 1.0L + 1.0E_y$; el valor de la relación δ_u/h_w es 0.00123 .

La extensión horizontal del elemento de borde no debe ser menor que el mayor valor entre $c - 0.1l_w$ y $c/2$ según C.21.9.6.4 (a) de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Para el muro Y1 la extensión horizontal del elemento de borde debe ser 1730 mm . El refuerzo de cada elemento de borde se distribuye en esa longitud, en consecuencia, cada pareja de barras $N5$ se encuentra separada 125 mm . Esa información se usa para crear el diagrama de la Figura 14.

El refuerzo transversal de los elementos especiales de borde debe cumplir con los requisitos de C.21.9.6.4 (c) y la ecuación C.21-8 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). En la Tabla 24 se muestran resultados para el muro Y1. La separación del refuerzo transversal no debe ser mayor que $1/3$ de la menor dimensión del elemento de borde. El recubrimiento libre para el refuerzo transversal puede ser 20 mm según C.7.7.1 (c) de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

Tabla 24

Muro Y1: refuerzo transversal de elemento especial de borde

Dirección	Paralelo a h	Paralelo a l_w
Long EB [mm]	1730	1730
h [mm]	150	150
$A_g[\text{mm}^2]$	265500	265500
$A_{ch}[\text{mm}^2]$	190300	190300
s [mm]	50	50
$A_{sh}[\text{mm}^2]$ C.21-8	519	33
Calibre estribo	N3	N3
#ramas req.	7.3	0.5
#ramas sumin.	8	2
Cumple?	SI	SI

2.6.4.3.3 *Método empírico de diseño para carga axial y momento fuera del plano.* Se aplica el método empírico de diseño según limitaciones y requisitos de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Se verifica que la resultante de las cargas mayoradas está localizada en el tercio central del espesor total del muro, la sección de todos los muros es rectangular y se cumplen los requisitos de C.14.2 y C.14.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Los parámetros usados al aplicar la ecuación C.14-1 son $\phi = 0.65$, $f'_c = 28 \text{ MPa}$, $l_c = 2.50 \text{ m}$, $k = 0.8$ para el primer piso y $k = 1.0$ para los demás pisos. Se revisan todos los muros, ver datos de sección transversal de muros en la Tabla 1. Los resultados de diseño se encuentran en la Tabla 25.

Tabla 25

Diseño de muros para carga axial y momento fuera del plano

Muro	P_u [kN]*	ϕP_n [kN]**	$P_u < \phi P_n$	P_u [kN]***	ϕP_n [kN]****	$P_u < \phi P_n$
X1	1471	3179	VERDADERO	1369	2986	VERDADERO
X2	1644	2276	VERDADERO	1487	2138	VERDADERO
X3	1507	4254	VERDADERO	1356	3995	VERDADERO
X4	7207	11706	VERDADERO	6524	11407	VERDADERO
X5	2716	6349	VERDADERO	2512	6187	VERDADERO
X6	3179	9250	VERDADERO	2906	9014	VERDADERO
X7	4113	10227	VERDADERO	3834	9966	VERDADERO
X8	1084	2742	VERDADERO	1014	2418	VERDADERO
Y1	6236	6849	VERDADERO	5736	6040	VERDADERO
Y2	3318	3660	VERDADERO	2948	3228	VERDADERO
Y3	1081	1439	VERDADERO	931	1269	VERDADERO
Y4	1378	2085	VERDADERO	1248	1838	VERDADERO
Y5	3594	5143	VERDADERO	3286	4535	VERDADERO

* Máxima compresión en muros en el primer piso

** NSR-10 Ecuación C.14-1, $k=0.8$ para el primer piso

*** Máxima compresión en muros en todos los pisos excepto el primero

**** NSR-10 Ecuación C.14-1, $k=1$ para todos los pisos excepto el primero

En la Tabla 26 se encuentra un resumen general de resultados para diseño de los muros estructurales del edificio.

Tabla 26

Resumen general de diseño para muros estructurales

Muro	lw [mm]	h [mm]	pt=pl	Refuerzo a cortante			Refuerzo elemento de borde especial					
				Cortinas	Barra	s [mm]*	LEB [mm]**	RL. EB***	s [mm]****	Barra estribo	#ramas //h	#ramas //lw
x1	1760	200	0.0029	2	N3	250	200	2x2=4N5	67	N3	2	2
x2	1260	200	0.0029	2	N3	250	330	2x3=6N4	67	N3	2	2
x3	2355	200	0.0029	2	N3	250	330	2x3=6N4	67	N3	2	2
x4	4075	300	0.0029	3	N3	250	950	3x8=24N6	100	N3	8	3
x5	2210	300	0.0029	3	N3	250	0	No requiere	100	N3	2	3
x6	3220	300	0.0029	3	N3	250	580	3x5=15N5	100	N3	5	3
x7	3560	300	0.0029	3	N3	250	330	3x3=9N5	100	N3	3	3
x8	2210	150	0.0028	2	N2	150	0	No requiere	50	N3	2	2
y1	5520	150	0.0028	2	N2	150	1730	2x14=28N5	50	N3	8	2
y2	2950	150	0.0038	2	N3	250	950	2x8=16N5	50	N3	4	2
y3	1160	150	0.0028	2	N2	150	450	2x4=8N4	50	N3	2	2
y4	1680	150	0.0028	2	N2	150	330	2x3=6N4	50	N3	2	2
y5	4145	150	0.0028	2	N2	150	830	2x7=14N6	50	N3	4	2

* Separación de refuerzo a cortante

** Longitud de elemento de borde especial, en milímetros

*** Refuerzo longitudinal de elemento de borde especial

**** Separación de refuerzo transversal de elemento de borde especial

2.6.5 Diseño de cimentación. La cimentación de la estructura es un sistema de vigas y losa. Los muros del sistema estructural están ubicados directamente sobre las vigas y la losa es la superficie a través de la cual se distribuyen las cargas del edificio al suelo.

El espesor propuesto para la losa de cimentación es 600 mm. Las vigas se proponen con sección de ancho y alto igual a 1 m.

El concreto especificado para la losa de cimentación tiene resistencia a la compresión de $f'_c = 28 \text{ MPa}$. El acero de refuerzo es corrugado, con resistencia a la fluencia $f_y = 420 \text{ MPa}$.

2.6.5.1 Solicitaciones y esfuerzos. Se inicia el estudio de la cimentación con la suposición de sistema de cimentación rígido y distribución lineal de presiones de suelo (Klemencic, McFarlane, Hawkins, & Nikolaou, 2012).

Cuando se consideran efectos de viento o sismo se puede incrementar un 33% la presión admisible del suelo (Darwin, Dolan, & Nilson, 2016) en las combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones del estado límite de servicio del capítulo B.2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Entonces la presión admisible máxima para tales combinaciones es $1.33q_a = 1.33(150) = 200 \text{ kN/m}^2$.

En la Tabla 27 se pueden ver los resultados de análisis de las reacciones en la base para las combinaciones por el método de esfuerzos de trabajo.

Tabla 27

Reacciones en la base para combinaciones por el método de esfuerzos de trabajo

Combinación	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]*	MY [kNm]*
DL	0	0	59961	0	0
D75L	0	0	57929	0	0
D75L525Ex Max	2842	976	57929	20630	60079
D75L525Ey Max	872	3189	57929	67402	18435
60D70Ex Max	3790	1301	31100	27507	80105
60D70Ey Max	1163	4251	31100	89869	24580

* Altura de aplicación de la carga lateral: 21.1 m

Se revisan los esfuerzos bajo la losa de cimentación al aplicar los resultados de las combinaciones de carga para esfuerzos; en este análisis se supone que los esfuerzos tienen distribución lineal. Se aplica el límite superior de esfuerzo de $1.33q_a = 200 \text{ kN/m}^2$ y se considera que el suelo puede resistir únicamente esfuerzos de compresión, como resultado de esto, la losa está sometida a compresión y flexión, y la distribución de estos esfuerzos puede ser

no lineal, FEMA P-752 (FEMA, 2013) y ASCE 41 (ASCE, 2014). Los resultados se muestran en la Figura 15 y la Figura 16.

Según la gráfica, para la combinación de cargas gravitacionales $D + L$, el esfuerzo está muy cerca del límite $q_a = 150 \text{ kN/m}^2$. Sólo la combinación $D + 0.75L + 0.525E_{y_{max}}$ alcanza el límite de $1.33q_a = 200 \text{ kN/m}^2$ a lo largo del ancho de la losa.

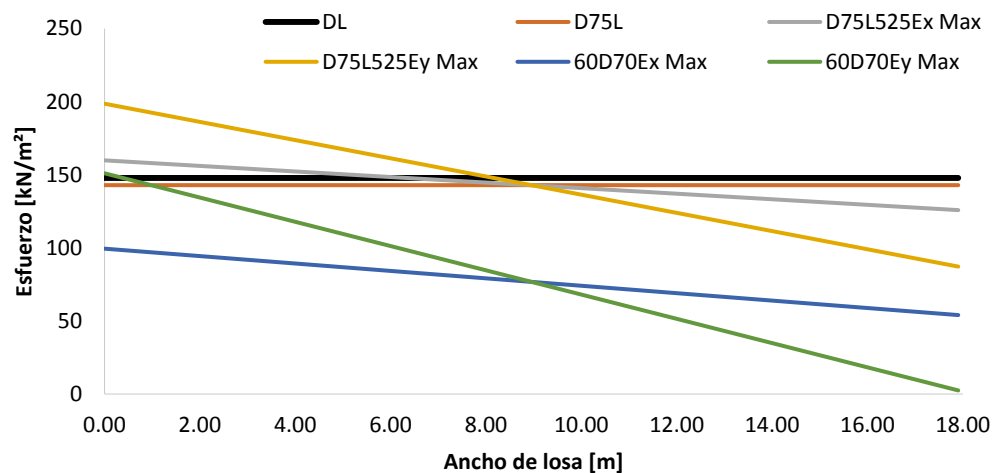


Figura 15. Esfuerzos bajo losa de cimentación medidos sobre el ancho de la losa

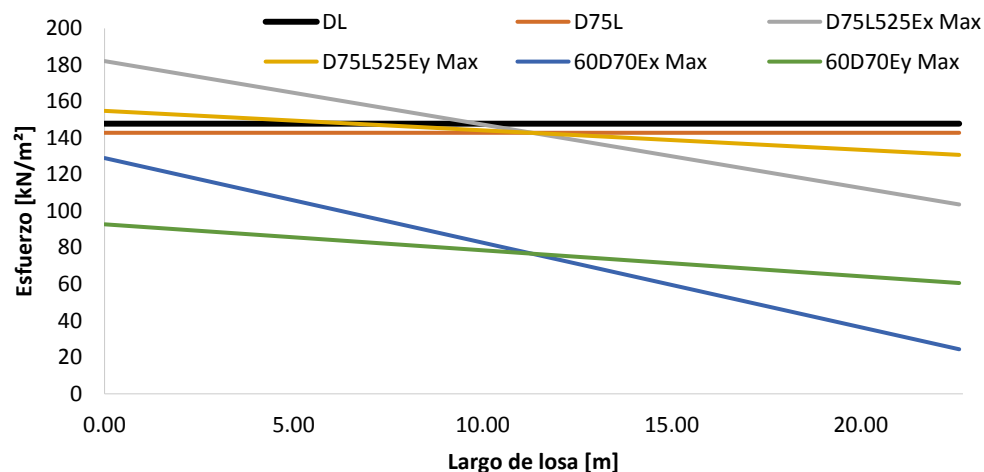


Figura 16. Esfuerzos bajo losa de cimentación medidos sobre el largo de la losa

El análisis muestra que no se presenta levantamiento en los extremos de la cimentación. Sin embargo, para la combinación $0.6D + 0.7E_{x_{max}}$, en uno de los extremos se registra esfuerzo

cercano a cero sobre el ancho de la losa. El ancho es paralelo a la dirección Y, y corresponde a la menor dimensión en planta de la losa de cimentación, ver Figura 1.

2.6.5.2 Rigidez estática de la cimentación. En el apéndice A-2, tabla A-2.1-1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010) se hacen recomendaciones para ajustar el módulo de cortante y la velocidad de onda para deformaciones unitarias apreciables, sin embargo se aplica el factor de reducción de la tabla 8-2 de ASCE 41 (ASCE, 2014), esto permite usar los resultados de esta sección en el análisis de la rigidez de la cimentación del análisis estático no lineal.

Se calcula la rigidez estática de la cimentación para diferentes grados de libertad de la cimentación de la estructura, considerada como un cuerpo rectangular rígido, se usan los resultados referenciados en la tabla 2-2a de NIST GCR 12-971-21 (NEHRP, 2012). Los resultados se resumen en la Tabla 28.

La orientación de los parámetros geométricos de análisis se toma de la Figura 17.

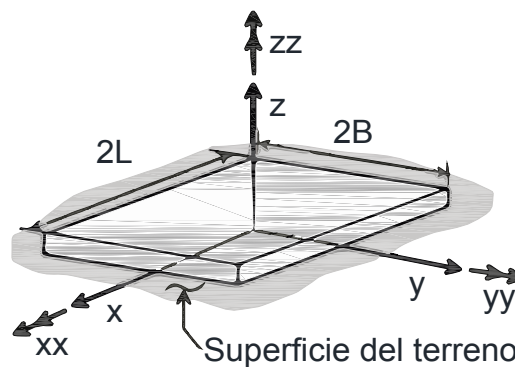


Figura 17. Orientación de ejes y longitudes para cálculo de rigidez estática de un elemento rígido de cimentación. Tomado y adaptado de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012)

Tabla 28

Parámetros y cálculo de rigidez estática de la losa de cimentación

Parámetros estudio suelos	
E [MPa]	29.13
Vs0 [m/s]	360
ρ_s [kg/m ³]	1800
Qa [kN/m ²]	150
ν , coef. Poisson	0.25
Factor de seguridad	3.0
Aa	0.25
Parámetros geométricos	
Ancho losa cim. [m]	17.90
Largo losa cim. [m]	22.66
Ix [m ⁴]	10816
Iy [m ⁴]	17287
Jt [m ⁴]	28103
Parámetros de cálculo	
G/G0	0.94
G0 [MPa]	233.30
G [MPa]	219.10
B [m]	8.95
L [m]	11.32
Grado de libertad	
Kx,sur	11271315 kN/m
Ky,sur	11479925 kN/m
Kz,sur	13376038 kN/m
Kxx,sur	919586213 kN m
Kyy,sur	1373114421 kN m

La losa de cimentación en realidad es un elemento estructural no rígido, para usar los resultados obtenidos se aplica la ecuación 2-20a de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012). Con el fin de corregir la rigidez rotacional, se aplican las ecuaciones 2-21a y 2-21b de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012). Los valores se muestran en la Tabla 29.

Tabla 29

Ajustes para elementos de cimentación flexibles

Intensidad de rigidez en los extremos	
kiz [N/m ³]	32977280
Re	0.40
Rk,yy	2.78
Rk,xx	3.01

Se distribuyen resortes verticales en toda la extensión de la losa de cimentación como se muestra en la Figura 18.

Las zonas cercanas a los extremos de la losa tienen intensidades ajustadas, como se indicó anteriormente, para corregir los valores de rigidez rotacional respecto de los ejes x e y. La rigidez de cada resorte en el modelo de análisis se calcula como el producto de la intensidad k_{iz} y el área tributaria del resorte.

Los límites de cada resorte se calculan en función de la relación lineal entre carga y deformación e incluyendo el valor máximo de esfuerzo en el suelo $FS(qa) = 3.0(150) = 450 \text{ kN/m}^2$ (NEHRP, 2012). Si P_y es la carga límite permitida en un resorte, entonces $\delta_y = FS * qa / k_{iz}$ es el asentamiento para el cual ocurre P_y ; además $P_y = k * \delta_y$, donde $k = k_{iz} * dA$ es la rigidez del resorte y dA es el área aferente al resorte.

En la Tabla 30 se pueden observar los datos para cada resorte identificado en la Figura 18. Los valores de carga máxima evaluados son sólo para compresión, el resorte no resiste fuerzas de tensión.

Tabla 30
Valores límite de resortes

Resorte	δ_y [mm]	P_y [kN]	Resorte	δ_y [mm]	P_y [kN]
Spring1	-4.7	-114.1	Spring9	-4.6	-456.3
Spring2	-4.7	-228.2	Spring10	-5.6	-456.3
Spring3	-4.8	-228.2	Spring11	-7.2	-456.3
Spring4	-4.9	-228.2	Spring12	-4.5	-228.2
Spring5	-4.7	-456.3	Spring13	-4.5	-456.3
Spring6	-4.8	-456.3	Spring14	-6.8	-456.3
Spring7	-4.9	-456.3	Spring15	-13.6	-456.3
Spring8	-4.6	-228.2			

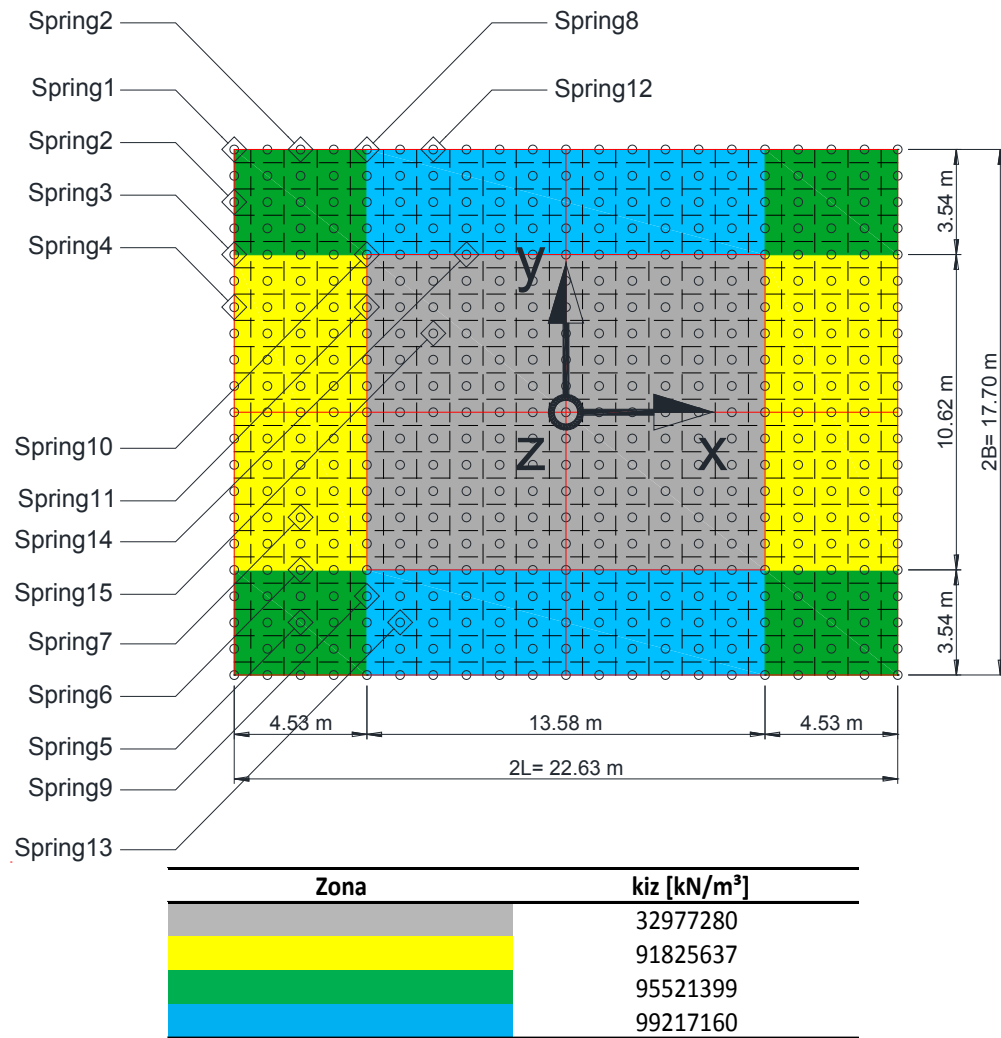


Figura 18. Intensidad de resorte vertical distribuido en la losa de cimentación

2.6.5.3 Asentamientos diferenciales. Se revisan los asentamientos diferenciales de los casos de análisis correspondientes a las combinaciones de carga para esfuerzos de trabajo. En la Figura 19 se aprecia que el asentamiento diferencial de la losa de cimentación no supera 3 mm para la combinación de carga D+L. No se encontró asentamiento total de la losa superior a 5 mm; este valor es aceptable dado que la capacidad de soporte en el estudio geotécnico se calculó para 25 mm.

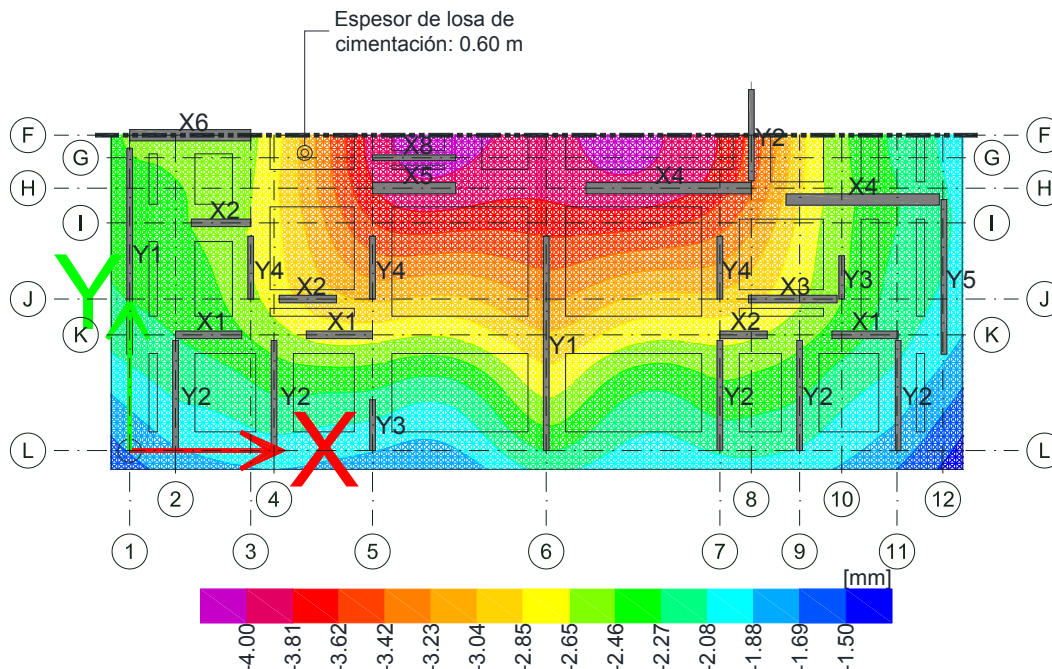


Figura 19. Diagrama de deformación vertical en losa de cimentación. Combinación D+L. Rango (-4.00,-1.50) [mm]

2.6.5.4 Refuerzo en losa de cimentación, diseño por flexión. El refuerzo de la losa debe tener un recubrimiento de concreto mínimo de 75 mm por ser una estructura colocada contra el suelo y por permanecer en continuo contacto con el mismo, C.7.7.1 NSR-10 (Decreto 926, 2010). El refuerzo no debe estar separado a una distancia mayor a tres veces el espesor de la losa, ni 450 mm según C.10.5.4 y C.15.10.4 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

En la Figura 20 se muestra el diagrama de momento mínimo que actúa en la losa de cimentación, en la Figura 21 se muestra el diagrama de momento máximo. Como es de esperarse, en el caso de la losa de cimentación los valores límite de momento mínimo (negativo) ocurren en zonas alejadas de los apoyos (vigas de cimentación).

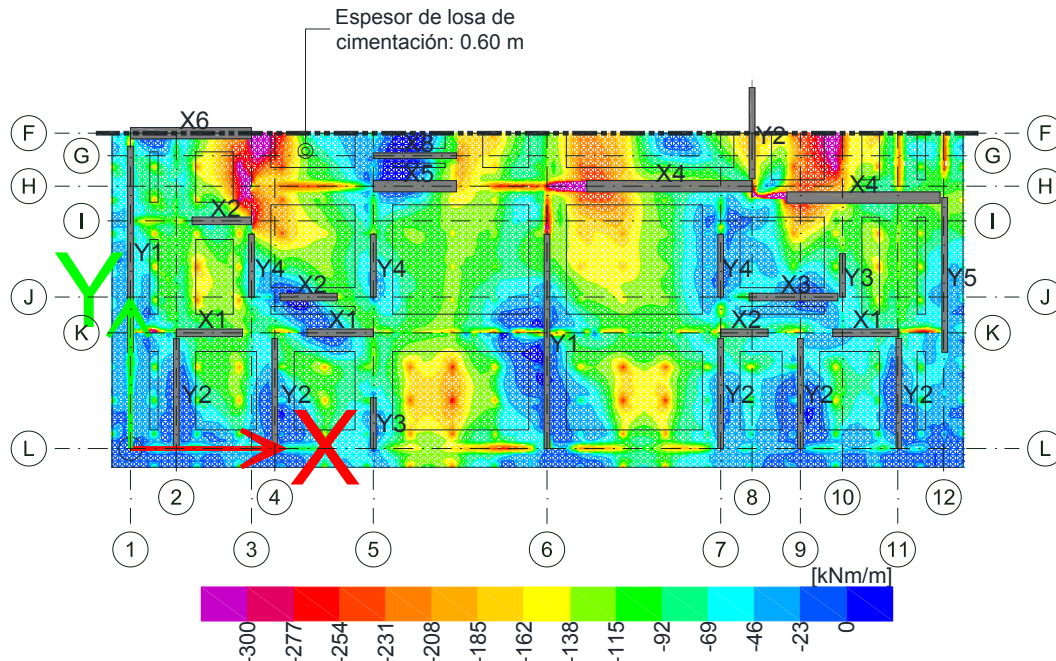


Figura 20. Losa de cimentación, diagrama de momento mínimo. Rango (-300,0) [kNm/m]

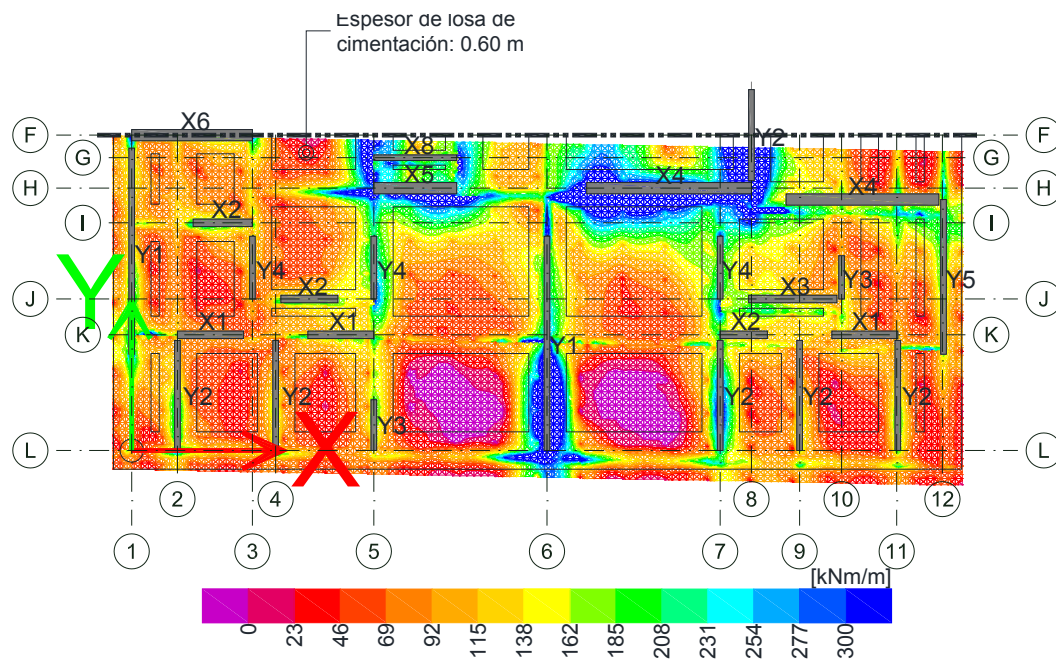


Figura 21. Losa de cimentación, diagrama de momento máximo. Rango (0,300) [kNm/m]

El momento máximo (positivo) tiene valores críticos en cercanías a los apoyos de la losa. Se suministra 1 barra calibre *N6* cada 180 mm para refuerzo superior e inferior de la losa de

cimentación. La resistencia a momento positivo y negativo correspondiente a ese refuerzo es $\phi M_n^{+/-} = 300 \text{ kNm/m}$. La cuantía de refuerzo a flexión suministrada es $\rho = 0.0031$.

2.6.5.5 Revisión de cortante en losa de cimentación. Según el capítulo C.11 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), se revisa el cortante de losa para las combinaciones de carga. Se verifica que el esfuerzo a cortante no supere $\phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} = 0.66 \text{ MPa}$.

En la Figura 22 se muestra el diagrama de esfuerzo máximo de cortante; las zonas de color azul representan esfuerzos cortantes mayores al límite superior calculado: 0.66 MPa ; en esas zonas se encuentran ubicadas las vigas de cimentación, por lo que el diseño es aceptable. No se requiere refuerzo para resistir cortante.

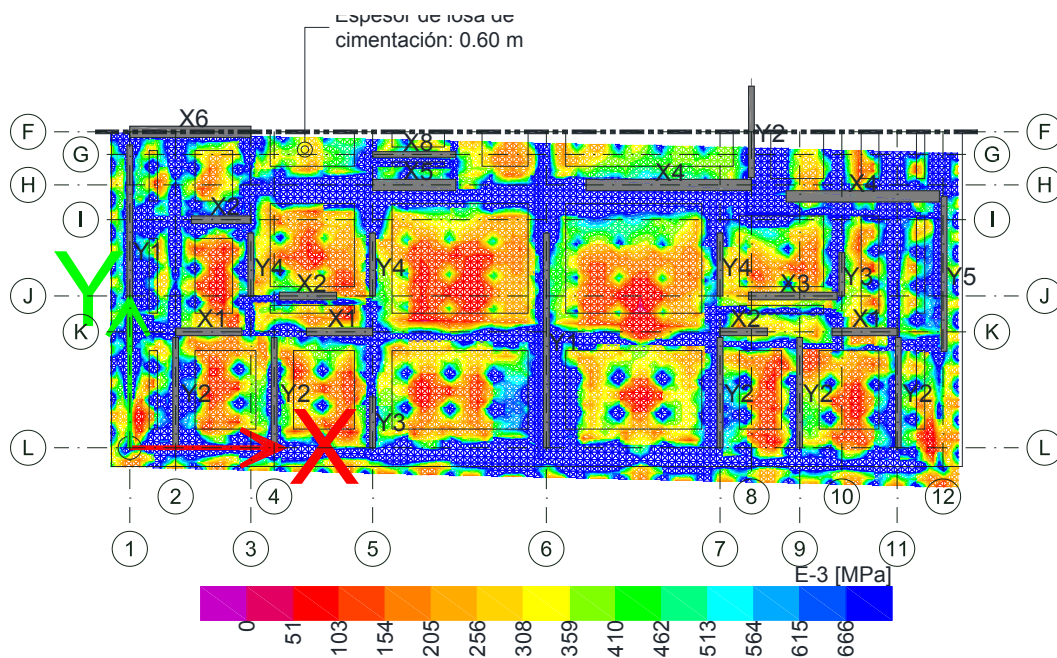


Figura 22. Losa de cimentación, esfuerzo cortante máximo. Rango (0,0.667) [MPa]

2.6.5.6 Diseño de vigas de cimentación. Las vigas de la cimentación son elementos de una rigidez considerable que sirven para transmitir las fuerzas entre los muros estructurales y la

losa de cimentación. A continuación se muestran los criterios usados en el diseño de estos elementos.

2.6.5.6.1 Requisitos generales. Las dimensiones de las vigas son $1000 \times 1000 \text{ mm}$. El refuerzo especificado para las vigas de cimentación es corrugado, $f_y = 420 \text{ MPa}$. Se especifica un concreto con resistencia a la compresión $f'_c = 28 \text{ MPa}$.

Se aplican los requisitos de C.7.6 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). En resumen, la distancia mínima es 25 mm entre barras pertenecientes a la misma capa y entre barras de capas adyacentes; esa distancia debe respetarse en zonas de empalmes por traslapo. Se aplica la misma condición de protección de concreto para el refuerzo que en la losa de cimentación, es decir, el recubrimiento de concreto debe ser 75 mm dado que se trata de concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él (Decreto 926, 2010).

2.6.5.6.2 Refuerzo lateral en vigas de altura mayor a 900 mm. Según C.10.6.7, NSR-10 (Decreto 926, 2010), debe suministrarse refuerzo en las caras de vigas de altura mayor a 900 mm . Si el recubrimiento libre del estribo es 75 mm , el estribo es una barra calibre N4 y $f_s = \frac{2}{3} f_y$, la separación máxima del refuerzo superficial longitudinal distribuido en ambas caras laterales del elemento debe ser 160 mm .

2.6.5.6.3 Refuerzo longitudinal en vigas de cimentación por flexión. Se suministra una capa de refuerzo correspondiente a 12N6 tanto para refuerzo superior como inferior. Ésta capa de refuerzo representa una cuantía $\rho = 0.0038$, la cual cumple con el requisito de refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión de C.105.1, NSR-10 (Decreto 926, 2010). La resistencia nominal a flexión asociada con ese refuerzo es $\phi M_n = 1100 \text{ kNm}$, así se cumple la condición de diseño $\phi M_n \geq M_u$ tanto para momento positivo como negativo.

El diagrama de momentos se puede apreciar en la Figura 23. La sección de viga es controlada por tensión para todos los casos de refuerzo referenciados, según requisitos del capítulo C.10 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

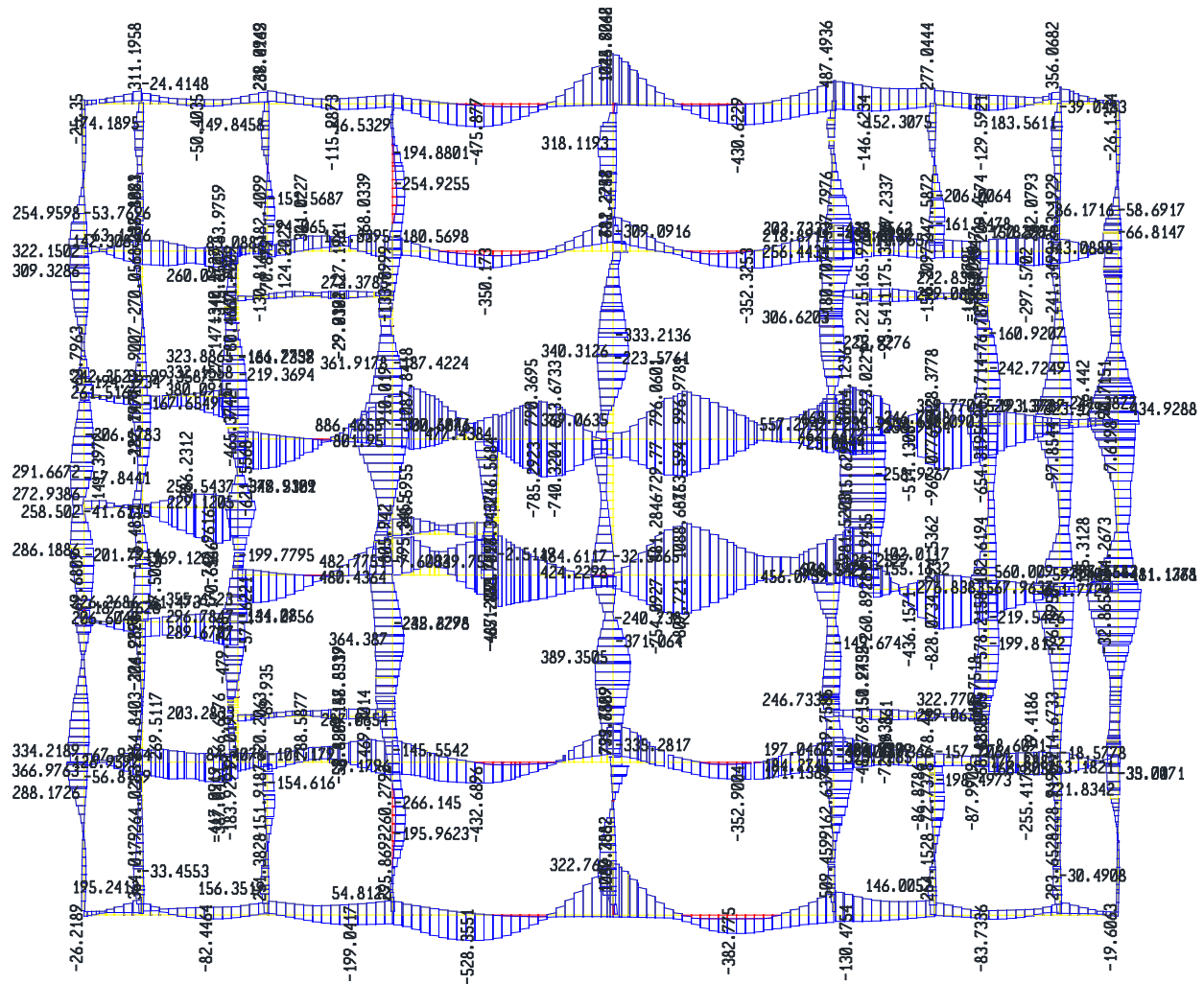


Figura 23. Diagrama de momentos en vigas de cimentación. Rango (-967,1089) [kNm]

2.6.5.6.4 Refuerzo transversal en vigas de cimentación. Los estribos deben cumplir con los requisitos de gancho estándar de C.7.1, NSR-10 (Decreto 926, 2010). Para estribos de barra N4, el diámetro mínimo de doblado debe ser 51 mm y la extensión libre del gancho 76 mm.

La máxima separación entre estribos no debe exceder 450 mm según C.11.4.5.1, NSR-10 (Decreto 926, 2010). Además, el mínimo refuerzo a cortante en vigas especificado en C.11.4.6.3

NSR-10 (Decreto 926, 2010) debe ser $A_{v,\min} [mm^2] = 0.833s$, donde s es la separación de estribos medida centro a centro. Se suministran mínimo 4 ramas de estribos $N4$. La separación entre estribos se define como 200 mm y se suministra en zonas de concentración de fuerzas cortantes, C.21.5.3.2 (Decreto 926, 2010); la resistencia nominal al cortante asociada a la configuración descrita es $\phi V_n = 1174\text{ kN}$, aunque se selecciona esta separación porque $\phi V_s = 720\text{ kN}$, valor que satisface el cortante máximo en las vigas según la información del diagrama de la Figura 24, esto también satisface los requisitos de C.21.5.4.2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). En zonas en que las solicitaciones a cortante son bajas, la separación entre estribos se toma igual a la máxima permitida, $s = 450\text{ mm}$ y para ese caso $\phi V_n = 910\text{ kN}$. Con los resultados de resistencia nominal al cortante descritos anteriormente se cumple la condición de diseño $\phi V_n \geq V_u$.

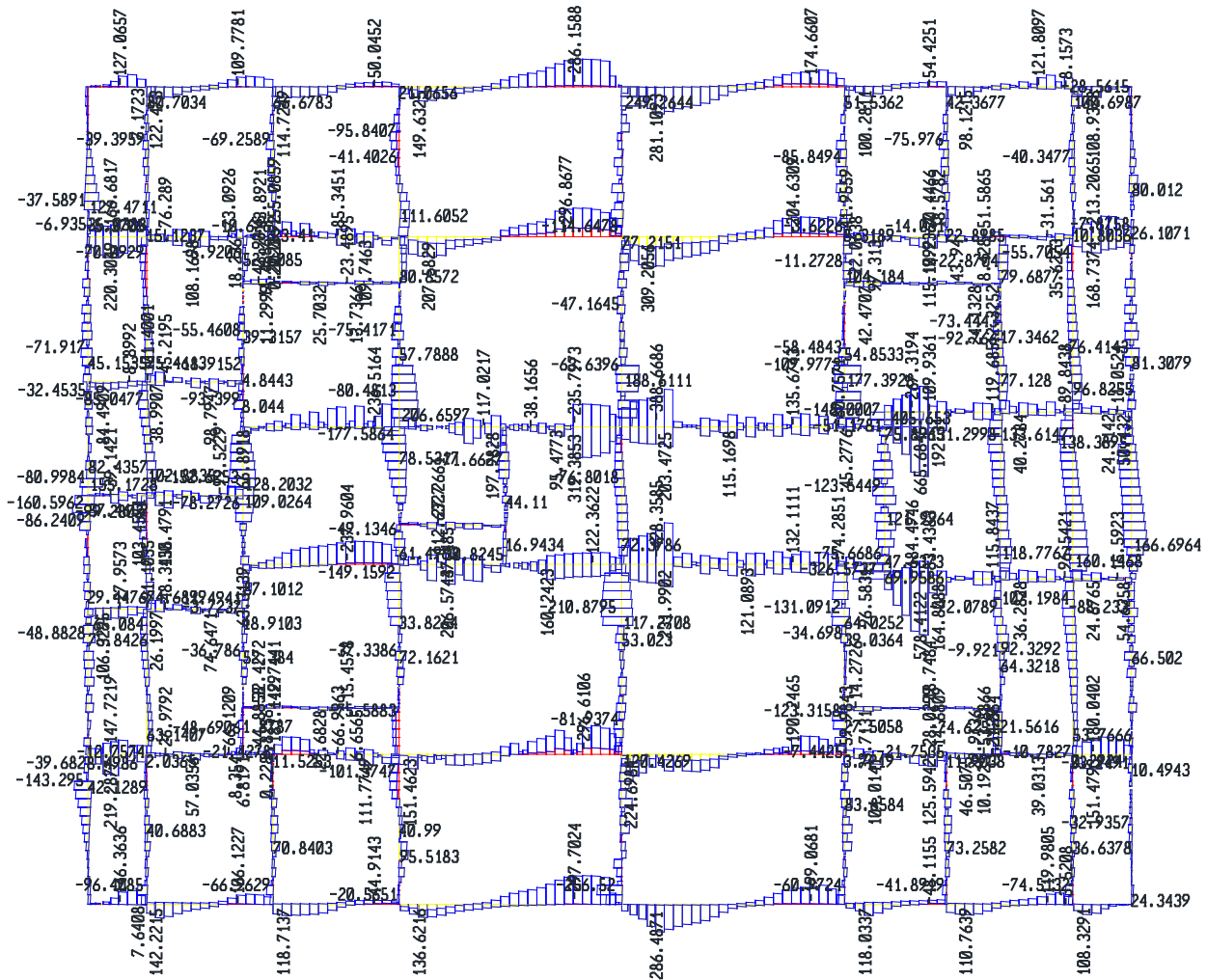


Figura 24. Diagrama de cortante en vigas de cimentación. Rango (-428,665) [kN]

3 Etapa 2: análisis estático no lineal

En este capítulo se ejecuta el análisis estático no lineal para cada dirección de estudio según lineamientos de ASCE 41 (ASCE, 2014). Se revisa la aplicación de este tipo de análisis y el desempeño de los elementos primarios de la estructura.

3.1 Generalidades y requisitos de ASCE 41

A continuación se relacionan algunos aspectos básicos de caracterización del edificio según los criterios de ASCE 41 (ASCE, 2014).

3.1.1 Tipo de edificio. En concordancia con las características básicas y definiciones del sistema estructural de la sección 2.1, la tipología del edificio es C2 según la tabla 3-1 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

3.1.2 Objetivo de nivel de desempeño. Se establece el objetivo de nivel de desempeño que debe alcanzar el edificio. En el capítulo 2 de ASCE 41 (ASCE, 2014) se encuentran los lineamientos para este proceso.

3.1.2.1 Categoría de riesgo. La categoría de riesgo en códigos de diseño de edificios asocia el daño o fallas en una estructura con el riesgo para la vida humana, la salud y asistencia social; el riesgo depende de la naturaleza del uso del edificio. Se asigna la categoría de riesgo II a la edificación de estudio según la tabla 1.5-1 de ASCE 7 (ASCE, 2010).

3.1.2.2 Nivel de sismicidad. El nivel de sismicidad es el grado esperado de amenaza sísmica, se categoriza como muy bajo, bajo, moderado o alto. Según la sección 2.5 de ASCE 41 (ASCE, 2014), la estructura está categorizada en un nivel de sismicidad Alta. Para encontrar esa clasificación se usan los parámetros $S_{DS} = 2/3F_aS_S = 0.19$ y $S_{D1} = 2/3F_vS_1 = 0.26$. La

equivalencia de esas variables con respecto a NSR-10 (Decreto 926, 2010) es $S_S = A_a$ y, $S_1 = A_v$; los valores de A_a y A_v se registran en la Tabla 7.

Los parámetros S_{DS} y S_{D1} corresponden a un nivel de amenaza sísmica BSE-1N, la definición de este nivel de amenaza sísmica se encuentra en la sección 2.4.1.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

3.1.2.3 Nivel de desempeño objetivo del edificio. El objetivo de desempeño básico equivalente para un edificio nuevo con categoría de riesgo II y nivel de amenaza sísmica BSE-1N es “Life Safety”, puede traducirse como seguridad de la vida, en adelante se usa el término en inglés. El nivel de desempeño básico equivalente se clasifica según la tabla 2-2 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

Se designa entonces un nivel de desempeño objetivo del edificio “Life Safety (3-C)” aplicando la clasificación de la sección 2.3.3 de ASCE 41 (ASCE, 2014). El objetivo es que la estructura permanezca estable y conserve capacidad de resistencia después del sismo definido por los parámetros del nivel de amenaza sísmica.

3.1.2.4 Objetivo básico y nivel de desempeño de la estructura. En conformidad con el nivel de desempeño objetivo del edificio, la estructura del mismo debe cumplir con los criterios para un nivel de desempeño “Life Safety” (S-3) según requisitos de la sección 2.3.3.3 y definiciones de la sección 2.3.1.3 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

3.2 Modelo de análisis

En esta sección se revisan aspectos y parámetros del modelo matemático que se usa para simular el comportamiento del edificio. En primer lugar se identifican las características exigidas en el modelo por ASCE 41 (ASCE, 2014). Al final de la sección se describen los modelos de análisis usados en esta etapa del estudio.

3.2.1 Requisitos de modelo de análisis por ASCE 41.

3.2.1.1 Generalidades. El modelo de análisis es tridimensional en conformidad con la sección 7.2.3.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014). No se presentan condiciones especiales que requieran ser modeladas explícitamente, tales como desplazamiento en los planos de acción de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica (ver sección 2.2.2.1) o conexiones especiales entre elementos del edificio.

3.2.1.2 Torsión. En la sección 3.2.1.10 se estudia el comportamiento del diafragma, que se clasifica como flexible. En consecuencia, no se necesita aplicar los requerimientos de la sección 7.2.3.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

3.2.1.3 Elementos primarios y secundarios. Según la definición de tipos de elementos de la sección 7.5.1.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014), un elemento se clasifica como secundario cuando su aporte a la resistencia sísmica de la edificación no resulta relevante. En este estudio se clasifican los muros estructurales como elementos primarios; se considera que no existen elementos secundarios. Según la sección 7.2.3.3 de ASCE 41 (ASCE, 2014) los elementos primarios, es decir los muros estructurales, deben ser evaluados para fuerzas y deformaciones inducidas por sismo en combinación con los efectos de las cargas gravitacionales.

La degradación de resistencia y la rigidez de los elementos primarios deben ser incluidas explícitamente en el modelo de análisis del edificio.

3.2.1.4 Flexibilidad de la cimentación. En el modelo de análisis se tiene en cuenta la flexibilidad de la cimentación tal como se presenta en la sección 2.6.5.2. El procedimiento allí descrito es consistente con los requerimientos de la sección 7.2.3.5 y el capítulo 8 de ASCE 41 (ASCE, 2014), excepto por las consideraciones enunciadas a continuación.

En la sección 8.4.1.1 de ASCE (ASCE, 2014) se verifica la relación entre la capacidad esperada y la capacidad admisible del suelo, $q_c = 3q_{allow}$.

Se calcula el parámetro de aceleración de respuesta espectral para periodos cortos $S_{XS} = F_a S_S = 1.15 * 0.25 = 0.29$, sección 2.4.1.6 de ASCE 41 (ASCE, 2014). En la tabla 8-2 de ASCE 41 (ASCE, 2014) se ajusta el módulo de cortante en función de $S_{XS}/2.5 = 0.29/2.5 = 0.12$, por lo que corresponde usar una relación de módulo de cortante efectivo $G/G_0 = 0.94$.

En la Figura 25 se muestra el efecto de la flexibilidad de la cimentación en el análisis estático no lineal para cada dirección de estudio. Como se expone más adelante, se crea un modelo con apoyos totalmente restringidos (Modelo 4) y otro que incluye la flexibilidad de la cimentación (Modelo 5). La flexibilidad de la cimentación se simula con resortes que incluyen la rigidez lineal específica para desplazamiento en el plano horizontal; la rigidez del resorte para desplazamiento vertical se asocia a un “link” (multi-lineal plástico) que no admite fuerzas en el rango de tensión y que resiste una máxima demanda a compresión a partir del desplazamiento de fluencia. Debe incluirse el grupo de “links” en la solución del análisis modal para captar el comportamiento de estos elementos en el estudio de vibración libre del edificio.

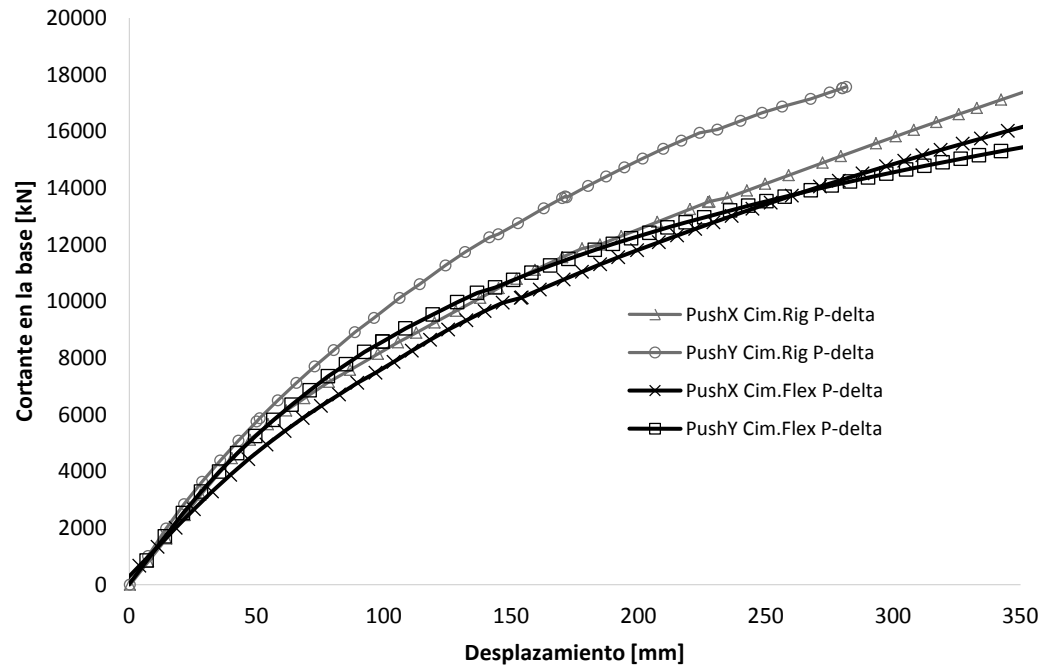


Figura 25. Influencia de flexibilidad de la cimentación

3.2.1.5 Amortiguamiento. El espectro de respuesta usado en este estudio es conforme a las definiciones del capítulo 2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), los parámetros usados para la creación de este espectro están en la sección 2.3.3 y su forma se puede apreciar en la Figura 4. Ese espectro de respuesta se define con coeficiente de amortiguamiento de 5%.

3.2.1.6 Efectos sísmicos en múltiples direcciones. Se permite evaluar el edificio para demandas sísmicas que actúan de forma no concurrente en la dirección de cada eje principal del edificio debido a que no se presentan irregularidades en planta, sección 7.2.5 ASCE 41 (ASCE, 2014). No se requiere considerar efectos sísmicos verticales.

3.2.1.7 Efectos P-Delta en modelo de análisis. En el modelo de análisis se incluye el cálculo automático de los efectos P-Delta en la ejecución de un caso de análisis no lineal basado en la combinación gravitacional Q_G . La combinación de cargas gravitacionales para el análisis de

efectos P-Delta es $Q_G = 1.0D + 0.25L$ y se ajusta a lo requerido en la sección 7.2.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

En la Figura 26 se aprecia la influencia del efecto P-delta en la curva del análisis estático no lineal. En cada uno de los modelos de análisis (Modelo 4 o Modelo 5, ver sección 3.2.2) se crean dos casos de análisis Q_G , uno de ellos incluye los efectos P-delta, el otro no. Lo anterior se hace con el fin de comparar la influencia de los efectos P-delta en el análisis del edificio. Una vez se encuentra el estado final de ese caso de análisis, los resultados (deformaciones y cargas) se usan como punto de partida para el análisis estático no lineal en cada una de las direcciones de estudio; el análisis modal usa la rigidez del edificio en el estado final del caso de análisis Q_G .

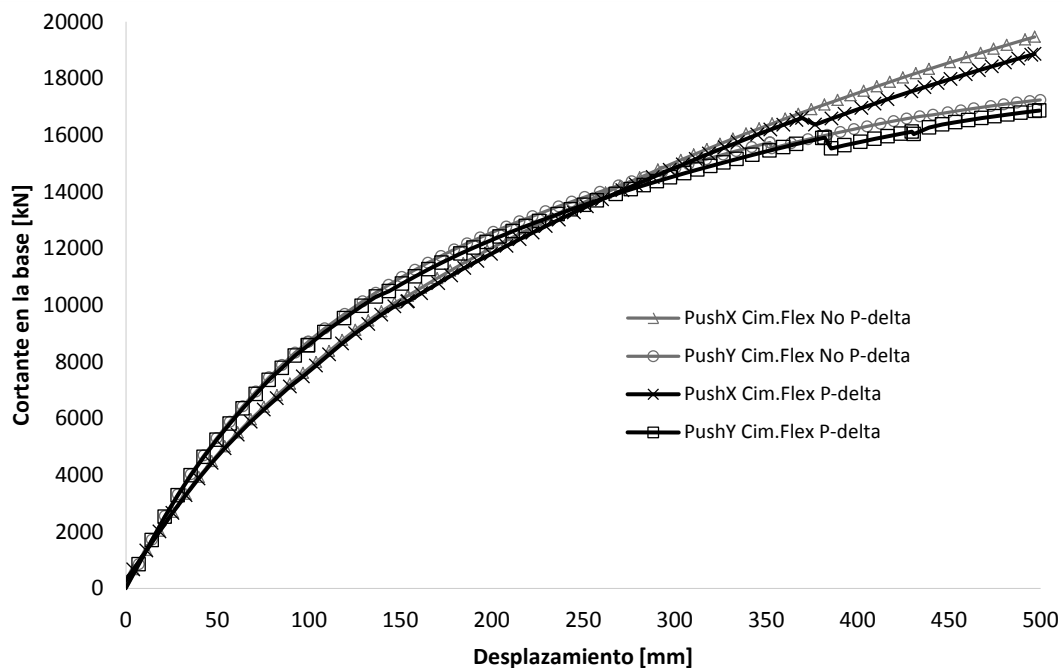


Figura 26. Influencia de los efectos P-delta en el análisis estático no lineal

3.2.1.8 Interacción suelo estructura. Al analizar los resultados del análisis modal de la sección 2.5.1 y la forma del espectro de aceleración de la Figura 4 se puede inferir que un incremento en el periodo fundamental del edificio no causaría incremento en las aceleraciones

espectrales. Con base en la conclusión anterior y según la sección 7.2.7 de ASCE 41 (ASCE, 2014) no se requiere evaluar los efectos de interacción suelo estructura.

3.2.1.9 Efecto de volcamiento para procedimientos no lineales. Al definir la flexibilidad de la cimentación se usan resortes con características no lineales que son incapaces de resistir tensión, sección 8.4.2.4.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

Al hacer el análisis estático no lineal, este tipo de apoyos permiten la posibilidad de levantamiento de la cimentación por la acción de la carga lateral aplicada. Se cumplen así los requerimientos de la sección 7.2.8.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014). En la sección 2.6.5.2 se definen los componentes no lineales de los resortes que dan apoyo a la cimentación; como se indicó antes, ninguno de estos elementos puede resistir tensión.

3.2.1.10 Clasificación del diafragma. En la sección 7.2.9.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014) se dan indicaciones para clasificar el diafragma del edificio. Debe ejecutarse un análisis de deformaciones, el diafragma se clasifica como flexible si la máxima deformación lateral del diafragma es mayor a dos veces el promedio de la deriva de piso de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica; por otro lado, si la máxima deformación lateral del diafragma es menor a la mitad de la deriva de piso promedio de los elementos verticales del sistema de resistencia el diafragma puede considerarse rígido.

El análisis de deformaciones se hace con la aplicación de la “pseudo fuerza” lateral que se define en la ecuación (7-21) de ASCE 41 (ASCE, 2014): $V = C_1 C_2 C_m S_a W$, esa fuerza se distribuye en altura para cada nivel de entrepiso del edificio. Los parámetros usados para el cálculo de la fuerza lateral se registran en la Tabla 31.

Tabla 31
Pseudo fuerza lateral para análisis de diafragma

Parámetro	Dirección de análisis	
	X	Y
C_1	1.05	1.07
C_2	1.02	1.04
C_m	1.00	1.00
S_a (g)	0.452	0.541
W [kN]	52707	52707
T [s]	1.028	0.860
μ strength	5.53	5.61
V [kN]	25585	31570

La fuerza lateral se distribuye en altura según recomendaciones de la sección 7.4.1.3.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014), los valores para cada piso se pueden revisar en la Tabla 32. La fuerza lateral por piso se aplica distribuida en el área del diafragma para cada dirección de estudio. Adicionalmente se calculan las fuerzas inerciales del diafragma definidas en la sección 7.4.1.3.4 de ASCE 41 (ASCE, 2014), y referenciadas en el capítulo 5 de NIST GCR 10-917-4 (Moehle, Hooper, Kelly, & Meyer, 2010). En la Tabla 32 se resume también la distribución en altura de las fuerzas inerciales.

Los resultados de deformación del diafragma se encuentran en la Tabla 33, éstos se comparan con el promedio de la deriva en cada dirección de estudio. Se verifica que el diafragma tiene un comportamiento flexible en los pisos superiores en el análisis de deformación para la dirección Y; por otro lado, no se puede clasificar como rígido en la dirección X dado que en el nivel superior no se cumple el criterio de ASCE 41 (ASCE, 2014). El diafragma se clasifica como flexible. Como consecuencia de esto, se incluye en el modelo de análisis un elemento con rigidez en el plano consistente con las características del diafragma según lo estipula la sección 7.2.9.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

Tabla 32
Fuerzas para cálculo de deformación de diafragma

[kN]	Pseudo fza. lateral		Fza. inercial diaf.	
Piso	V x	V y	Fpx, X	Fpx, Y
Story12	4283	5105	3885	4677
Story11	3970	4767	3445	4206
Story10	3519	4260	3257	3991
Story9	3081	3762	3073	3780
Story8	2654	3274	2893	3571
Story7	2242	2797	2717	3365
Story6	1845	2332	2544	3162
Story5	1465	1880	2376	2963
Story4	1105	1445	2212	2768
Story3	768	1029	2053	2576
Story2	460	638	1901	2390
Story1	192	281	1755	2210

En la Figura 27 y la Figura 28 se muestran diagramas de deformación del diafragma para el nivel de cubierta en cada dirección de estudio.

Tabla 33
Clasificación del diafragma

[mm]	PseudoVx		Flexible / Rígido	
Piso	δd	Δavg	$\delta d > 2 \Delta avg$	$\delta d < 1/2 \Delta avg$
Story12	14	21	FALSO	FALSO
Story11	13	21	FALSO	FALSO
Story10	12	22	FALSO	FALSO
Story9	11	22	FALSO	VERDADERO
Story8	9	22	FALSO	VERDADERO
Story7	7	21	FALSO	VERDADERO
Story6	6	20	FALSO	VERDADERO
Story5	4	18	FALSO	VERDADERO
Story4	3	15	FALSO	VERDADERO
Story3	2	12	FALSO	VERDADERO
Story2	1	8	FALSO	VERDADERO
Story1	0	3	FALSO	VERDADERO

[mm]	PseudoVy		Flexible / Rígido	
Piso	δd	Δavg	$\delta d > 2 \Delta avg$	$\delta d < 1/2 \Delta avg$
Story12	53	16	VERDADERO	FALSO
Story11	48	16	VERDADERO	FALSO
Story10	43	17	VERDADERO	FALSO
Story9	38	17	VERDADERO	FALSO
Story8	32	17	FALSO	FALSO
Story7	27	16	FALSO	FALSO
Story6	21	16	FALSO	FALSO
Story5	16	14	FALSO	FALSO
Story4	11	13	FALSO	FALSO
Story3	7	10	FALSO	FALSO
Story2	3	7	FALSO	VERDADERO
Story1	1	3	FALSO	VERDADERO

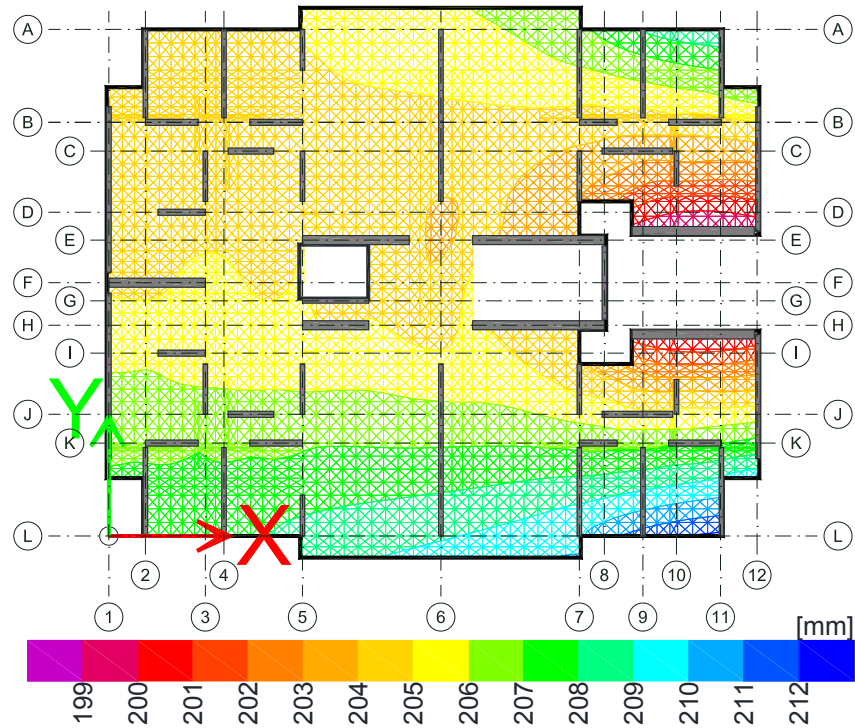


Figura 27. Deformación [mm] de diafragma. Pseudo V en dirección X. Nivel de cubierta

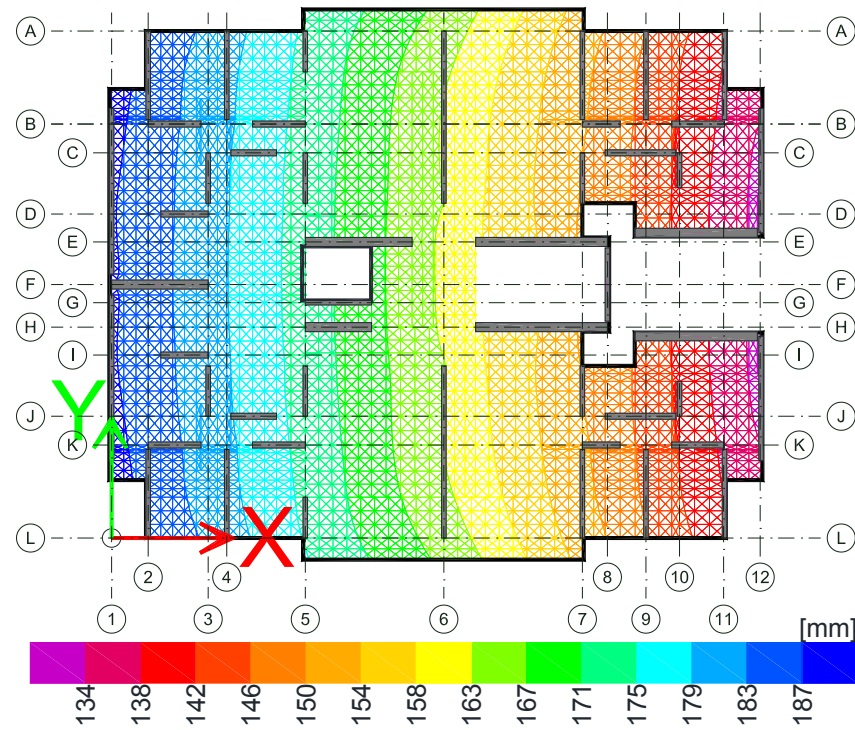


Figura 28. Deformación [mm] de diafragma. Pseudo V en dirección Y. Nivel de cubierta

3.2.1.11 No linealidad de los materiales. A continuación se presentan los parámetros que definen la no linealidad de los materiales en el modelo de análisis.

3.2.1.11.1 Concreto no confinado. En la Figura 29 se muestra la curva esfuerzo deformación para el concreto no confinado. Los parámetros usados para definir la relación esfuerzo deformación son: $f'_c = 28MPa$, resistencia a la compresión del concreto no confinado; $\epsilon'_c = 0.002$, deformación unitaria del concreto en $f'_c = 28MPa$; $\epsilon_u = 0.005$, capacidad de deformación unitaria del concreto no confinado; $\alpha = -0.10$, pendiente final en compresión (múltiplo de E_c).

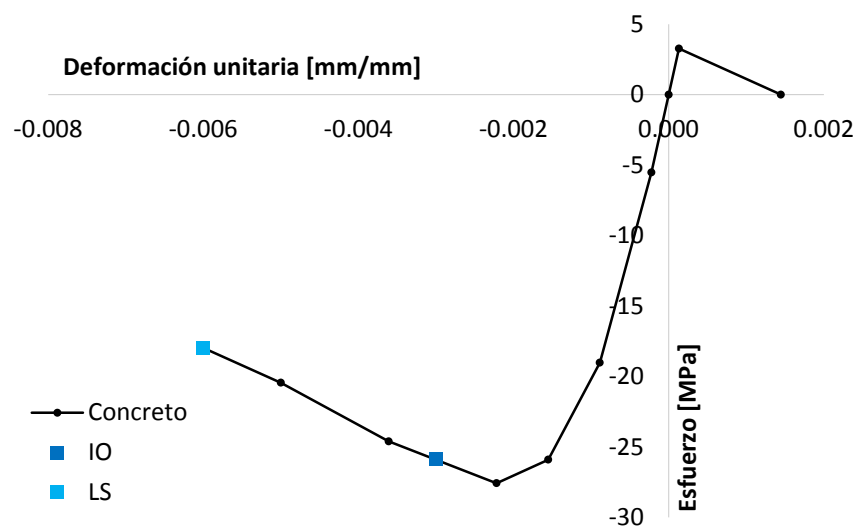


Figura 29. Relación esfuerzo-deformación para concreto no confinado

3.2.1.11.2 Acero de refuerzo. En la Figura 30 se muestra la relación esfuerzo deformación para el acero de refuerzo grado 60. Los parámetros de creación de la curva son: $\epsilon_{sh} = 0.01$, deformación en el acero al inicio del endurecimiento por deformación; $\epsilon_{su} = 0.09$, capacidad última de deformación unitaria del acero; $\alpha = -0.1$, pendiente final (múltiplo de E_s).

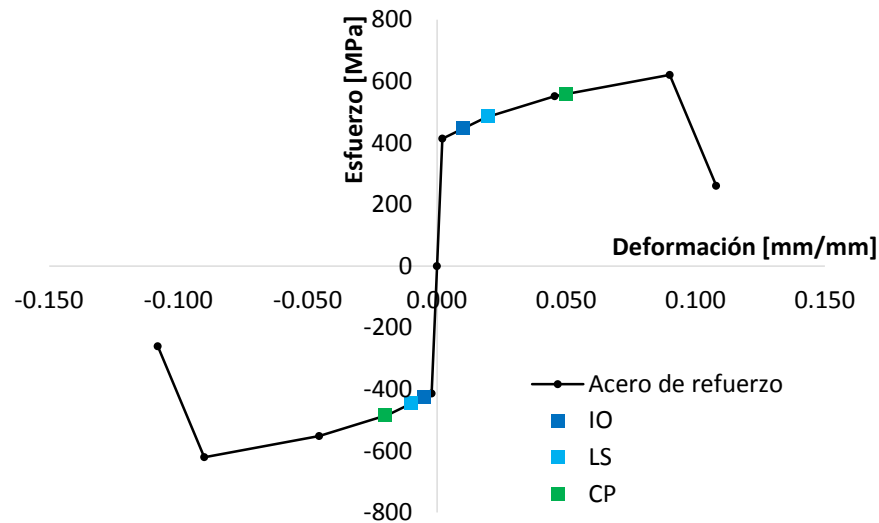


Figura 30. Relación esfuerzo-deformación para acero de refuerzo

3.2.1.11.3 Concreto confinado

Se usa el modelo de Mander (Mander, Priestly, & Park, 1998), que se encuentra incluido en ETABS 2016 (Computer & Structures, Inc., 2016) para simular los efectos del refuerzo de confinamiento en la relación esfuerzo-deformación del concreto. De este modo, el programa incluye las características de confinamiento en función de la cantidad, calibre de barra y separación del refuerzo transversal de una sección determinada; en este estudio se aplica para elementos especiales de borde.

3.2.1.12 Modelado y rótula plástica de muros. Se utiliza un modelo de rótulas de flexo-compresión a base de fibras viga-columna, para distribuir el comportamiento inelástico a lo largo de la sección de muros (elementos tipo “*shell*”) como alternativa a las curvas “*back-bone*” para elementos tipo viga-columna sugeridas por ASCE 41. Esta formulación ha sido verificada, validada y calibrada en algunos estudios que comparan el desempeño con modelos de rótulas tal como lo expresa GCR 14-917-27 (NEHRP Consultants Joint Venture, 2013) en la sección 3.2.4.

El monitoreo de las cantidades de respuesta en un modelo de fibras incluye límites de deformación del material, tales como la máxima deformación del concreto a compresión y la máxima deformación del refuerzo a tensión (Applied Technology Council, 2010). El código ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014) especifica en la sección 10.3.3.1 los límites máximos permitidos para concreto y acero de refuerzo. Para concreto no confinado, la máxima deformación unitaria a compresión es 0.002 en compresión pura o 0.005 en otras condiciones; en el caso del acero de refuerzo la máxima deformación unitaria es 0.02 en compresión y 0.05 en tensión. Las relaciones de los materiales y el tamaño de los elementos pueden tener un gran impacto en este tipo de modelos de fibras. En la Figura 31 se muestra el procedimiento de asignación de rótula del Muro Y1.

Wall Hinge Reinforcement Select

☐ From Current Design
☐ Uniform rebar ratio:
 Vertical rebar:
 Horizontal rebar:
☒ Specified rebar layout More...

OK Close Apply

Wall Hinge Reinforcement

Rebar Material

Material Flexure: A615Gr60
 Material Shear: A615Gr60
 Bar Clear Cover: 48 mm

Layout

Geometry

Start X (mm)	Start Y (mm)	End X (mm)	End Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	Start Zone Ratio	End Zone Ratio
0	2580	0	8100	5520	150	0.32	0.32

Reinforcement

Flexural Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (mm)	Number of Bars
Start	#5	125	14
Center	#2	150	13
End	#5	125	14

Flexural Detail (Additional Individual Bar)

	Material	Distance (mm)	Area (mm ²)
*			

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (mm)	Confined
Start	#3	50	Yes
Center	#2	150	No
End	#3	50	Yes

OK Cancel

Figura 31. Ejemplo de asignación de rótula plástica en Muro Y1

Se acogen las recomendaciones de la sección 4.2.7 de PEER/ATC 72-1 (Applied Technology Council, 2010) relacionadas con usar una pendiente post-fluencia moderada para el acero de

refuerzo y el uso de elementos con altura aproximadamente igual a la longitud estimada de rótula plástica.

3.2.1.13 Longitud de rótula plástica. En el modelo de análisis, la longitud de la rótula plástica para muros debe ser igual a 0.5 veces la altura a flexión del elemento pero menor a la altura de piso, según criterios de la sección 10.7.2.2.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014). Para lograr lo anterior, el elemento que simula el muro estructural en el modelo de análisis se subdivide, si es necesario, en elementos con altura igual a la longitud de la rótula plástica requerida.

En la Figura 32 se muestra el ejemplo de subdivisión de los elementos tipo “Shell” usados para simular los muros estructurales X1, X2, X3 y X4. El elemento se subdivide para lograr una altura que sea aproximadamente igual a 0.5 veces la altura a flexión del elemento.

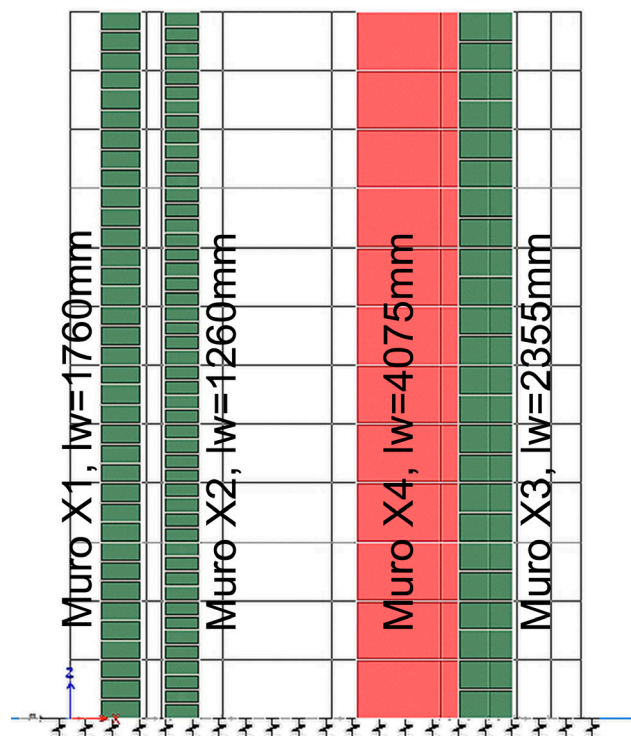


Figura 32. Longitud de rótula plástica y altura de elemento de muro en modelo de análisis

3.2.2 Descripción general de modelos de análisis. Se describen a continuación los modelos de análisis usados en esta etapa del estudio.

3.2.2.1 Modelo 4. Este modelo se caracteriza por que los apoyos de los muros en la cimentación se encuentran restringidos a desplazamientos en cualquier dirección. Su geometría está basada en el Modelo 1 de la sección 2.4.1.1.

Los muros estructurales se simulan usando elementos tipo Shell a los cuales se les asignan coeficientes para captar los efectos de sección fisurada en el análisis modal: se reducen los coeficientes f_{11} y f_{12} a 0.35, con lo que se representa $0.35I_g$ tabla 6.6.3.1.1(a) de ACI 318 (ACI, 2014). En el caso de flexión fuera del plano del muro, se reducen los coeficientes m_{11} , m_{22} y m_{12} del elemento tipo Shell a 0.10 (Guzman, 2017).

La losa de entrepiso se modela con elementos tipo Shell para cada espesor en particular. Se asigna a la losa de entrepiso la cualidad de diafragma flexible según la clasificación de la sección 3.2.1.10. Se considera que la losa tiene sección fisurada para flexión, por lo que se reducen los coeficientes f_{11} , f_{22} , f_{12} , m_{11} , m_{22} y m_{12} a 0.25, lo cual representa $0.25I_g$ (Guzman, 2017).

En el modelo se considera la no linealidad del material y se incluye explícitamente la rigidez de los elementos primarios según lo expuesto en la sección 3.2.1.11 y 3.2.1.12 respectivamente. Como se mencionó antes en la sección 3.2.1.7, el modelo incluye dos casos de análisis no lineal basado en la combinación de cargas gravitacionales Q_G , uno de ellos incluye el cálculo automático de efectos P-delta, el otro no. A su vez, se definen dos casos de análisis modal, cada uno con un máximo de 24 modos de vibración; la diferencia entre los casos de análisis modal es que uno de ellos usa la rigidez del caso de análisis Q_G que incluye efectos P-delta y el otro usa la rigidez del caso de análisis Q_G que no incluye tales efectos.

En cuanto a los casos de análisis no lineal para simular la respuesta ante la acción de cargas laterales. El modelo incluye cuatro casos, dos casos en cada dirección de estudio. En la Tabla 34 se muestran las características globales de cada análisis.

Tabla 34

Tipos de análisis estático no lineal en el Modelo 4

Análisis estático no lineal	Cimentación	Dirección	QG	Modal	Modo
PushX Cim.Rig P-delta	Rígida	X	Qg P-delta	Modal(Qg P-delta)	1
PushX Cim.Rig No P-delta	Rígida	X	Qg No P-delta	Modal(Qg No P-delta)	1
PushY Cim.Rig P-delta	Rígida	Y	Qg P-delta	Modal(Qg P-delta)	2
PushY Cim.Rig No P-delta	Rígida	Y	Qg No P-delta	Modal(Qg No P-delta)	2

El análisis requerido para clasificar el diafragma del edificio en la sección 3.2.1.10 se ejecutó en el Modelo 4.

3.2.2.2 Modelo 5. Este modelo es similar al Modelo 4, excepto que incluye la flexibilidad de la cimentación tal como se definió en la sección 3.2.1.4.

Las características globales del análisis no lineal en el Modelo 5 se muestran en la Tabla 35. En cuanto a los parámetros usados en cada caso de análisis no lineal, todos los análisis expuestos en la Tabla 34 y Tabla 35 usan los valores mostrados en la Figura 33.

Tabla 35

Tipos de análisis estático no lineal en el Modelo 5

Análisis estático no lineal	Cimentación	Dirección	QG	Modal	Modo
PushX Cim.Flex P-delta	Flexible	X	Qg P-delta	Modal(Qg P-delta)	1
PushX Cim.Flex No P-delta	Flexible	X	Qg No P-delta	Modal(Qg No P-delta)	1
PushY Cim.Flex P-delta	Flexible	Y	Qg P-delta	Modal(Qg P-delta)	2
PushY Cim.Flex No P-delta	Flexible	Y	Qg No P-delta	Modal(Qg No P-delta)	2

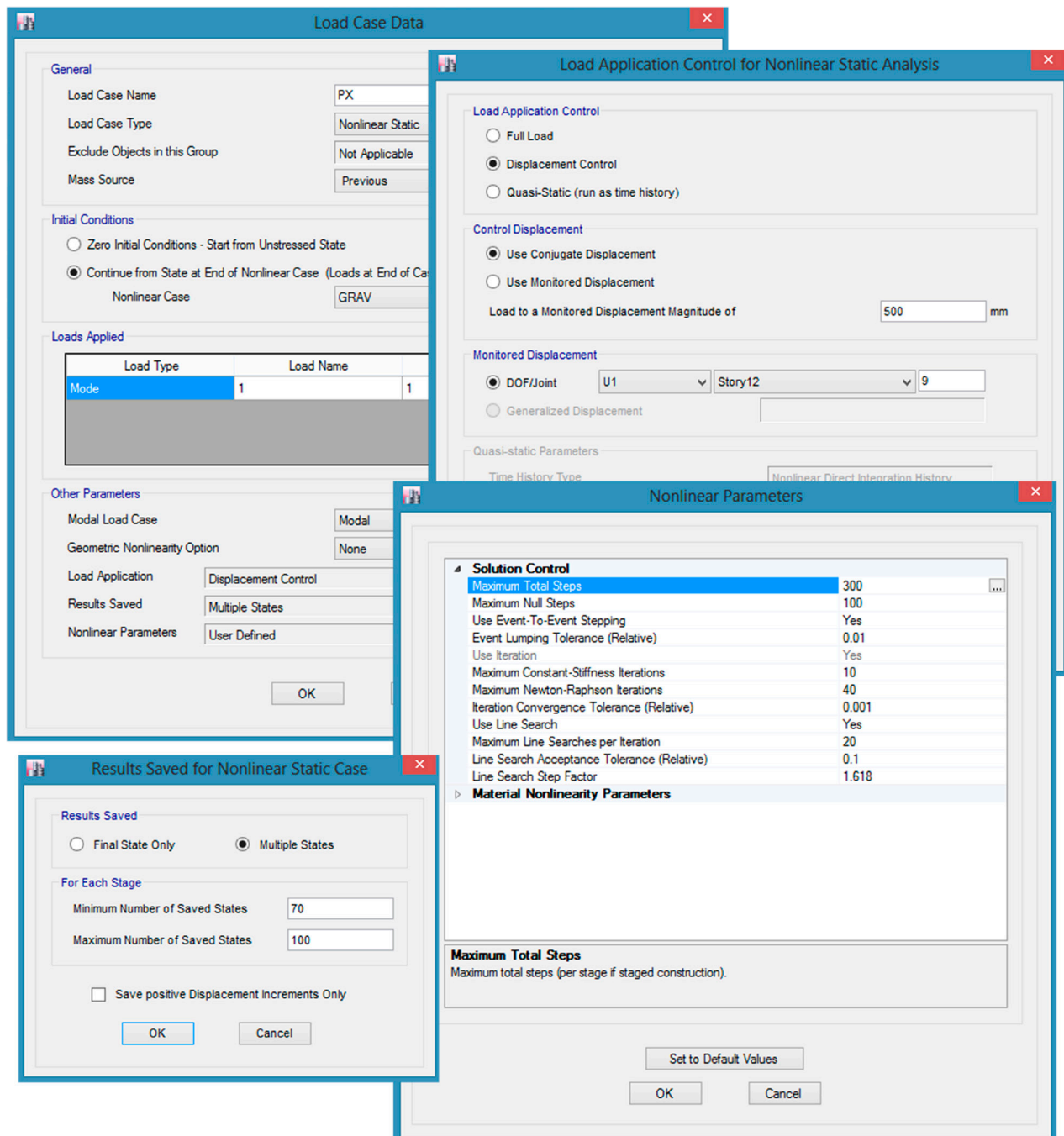


Figura 33. Parámetros usados en casos de análisis estático no lineal

3.3 Tipos de análisis

En esta sección se presenta la configuración de los principales tipos de análisis ejecutados para simular el desempeño ante cargas laterales del edificio.

3.3.1 Análisis de efectos P-delta. Para efectuar el cálculo de los efectos P-Delta se siguen los lineamientos de la sección 12.8.7 de ASCE 7 (ASCE, 2010). Como se indicó antes, la combinación de cargas gravitacionales para el análisis de efectos P-Delta es $Q_G = 1.0D + 0.25L$, sección 7.2.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014). Se verifica que en ningún caso se excede el valor máximo aceptable del coeficiente de estabilidad: $\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} = 0.10 \leq 0.25$. Los valores de los parámetros de cálculo son $C_d = 5$, $\beta = 1$, $h_{piso} = 2500 \text{ mm}$. Los resultados del coeficiente de estabilidad se resumen en la Tabla 36 y Tabla 37 para cada dirección de estudio.

Tabla 36

Análisis de efectos P-delta para la dirección X

Piso	Δx [mm]	V_x [kN]	P_x [kN]	θ
Piso 12	67	3786	4489	0.006
Piso 11	69	8370	8978	0.006
Piso 10	72	12099	13466	0.006
Piso 9	74	15212	17955	0.007
Piso 8	74	17875	22444	0.007
Piso 7	74	20162	26933	0.008
Piso 6	71	22104	31421	0.008
Piso 5	67	23718	35910	0.008
Piso 4	59	25021	40399	0.008
Piso 3	49	26002	44888	0.007
Piso 2	34	26638	49376	0.005
Piso 1	15	26936	53865	0.002

Tabla 37

Análisis de efectos P-delta para la dirección Y

Piso	Δx [mm]	V_x [kN]	P_x [kN]	θ
Piso 12	50	4088	4489	0.004
Piso 11	52	9130	8978	0.004
Piso 10	54	13348	13466	0.004
Piso 9	56	16946	17955	0.005
Piso 8	58	20045	22444	0.005
Piso 7	58	22693	26933	0.005
Piso 6	56	24922	31421	0.006
Piso 5	53	26752	35910	0.006
Piso 4	48	28192	40399	0.005
Piso 3	40	29256	44888	0.005
Piso 2	29	29928	49376	0.004
Piso 1	14	30244	53865	0.002

3.3.2 Análisis modal. Como se indicó en la sección 3.2, se definen dos casos de análisis modal. Uno de ellos usa la rigidez del caso de análisis Q_G que incluye efectos P-delta y el otro usa la rigidez del caso de análisis Q_G que no incluye tales efectos. En el Modelo 5, que incluye la flexibilidad de la cimentación, se aplica el grupo de “links” en la solución del análisis modal para captar el comportamiento de estos elementos en el estudio de vibración libre del edificio.

En la Tabla 38 se resumen los datos de los primeros 12 modos del análisis ejecutado en el Modelo 5 que incluye efectos P-delta y la flexibilidad de la cimentación. En contraste, en la Tabla 39 se muestran los datos de los primeros 12 modos del análisis realizado en el Modelo 5 en que no se incluyen los efectos P-delta.

Tabla 38
Análisis modal (Q_G P-delta)

Modal (Q_G P-delta)*		% Participación masa (acumulada)		
Modo	Periodo [s]	% X	% Y	% Rot Z
1	1.030	56%	0%	0%
2	0.860	57%	42%	15%
3	0.811	57%	58%	56%
4	0.228	75%	58%	56%
5	0.192	75%	76%	58%
6	0.186	75%	79%	76%
7	0.159	75%	79%	76%
8	0.110	90%	79%	76%
9	0.109	90%	79%	76%
10	0.100	90%	79%	76%
11	0.098	90%	84%	87%
12	0.097	90%	94%	93%

* Incluye efectos P-delta. Incluye flexibilidad de la cimentación

Tabla 39
Análisis modal (Qg No P-delta)

Modal (Qg No P-delta)*		% Participación masa (acumulada)		
Modo	Periodo [s]	% X	% Y	% Rot Z
1	1.023	56%	0%	0%
2	0.856	57%	43%	15%
3	0.808	57%	58%	56%
4	0.227	75%	58%	56%
5	0.192	75%	76%	58%
6	0.186	75%	79%	76%
7	0.159	75%	79%	76%
8	0.110	90%	79%	76%
9	0.109	90%	79%	76%
10	0.100	90%	79%	76%
11	0.098	90%	84%	87%
12	0.096	90%	94%	93%

* No incluye efectos P-delta. Incluye flexibilidad de la cimentación

3.3.3 Selección del procedimiento de análisis según ASCE 41. Se registra a continuación la revisión de las condiciones de aplicación del procedimiento de análisis estático no lineal según sección 7.3.2.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

3.3.3.1 Relación de resistencia. La relación de resistencia, $\mu_{strength}$, en la dirección X es 3.40. En la dirección Y es 6.15. Los valores requeridos para calcular este parámetro se toman de los resultados del análisis lineal resumidos en la Tabla 41; la relación de resistencia se calcula como $\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$, donde S_a es la aceleración espectral según la sección 2.4.1 y 2.4.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014); V_y es la resistencia a fluencia calculada usando resultados del análisis estático no lineal; W es el peso sísmico efectivo del edificio; $C_m = 1.00$ dado que el periodo es superior a 1.00 s.

El valor de $\mu_{strength}$ debe ser menor a la relación de resistencia máxima, μ_{max} , que es 7.48 para la dirección X y 6.63 para la dirección Y; la relación de resistencia máxima se calcula como

$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$, donde Δ_d es el menor valor entre el desplazamiento objetivo y el

desplazamiento correspondiente al máximo cortante en la base; Δ_y es el desplazamiento en la resistencia efectiva de fluencia; $h = 1 + 0.15 \ln T_e$; α_e es la pendiente efectiva negativa posterior a fluencia, $\alpha_e = -0.068$ para la dirección X y $\alpha_e = -0.060$ para el análisis en la dirección Y. Los valores se obtienen de las curvas de respuesta de la Figura 34, que obedecen a un par de casos de análisis estático no lineal ejecutados en el Modelo 5, con un desplazamiento objetivo esperado de 2000 mm, número de estados guardados entre 300 y 500, total máximo de 1000 pasos, máximo 250 pasos nulos y tolerancia de convergencia en iteraciones igual a 0.01.

Se cumple satisfactoriamente que $\mu_{strength} < \mu_{max}$.

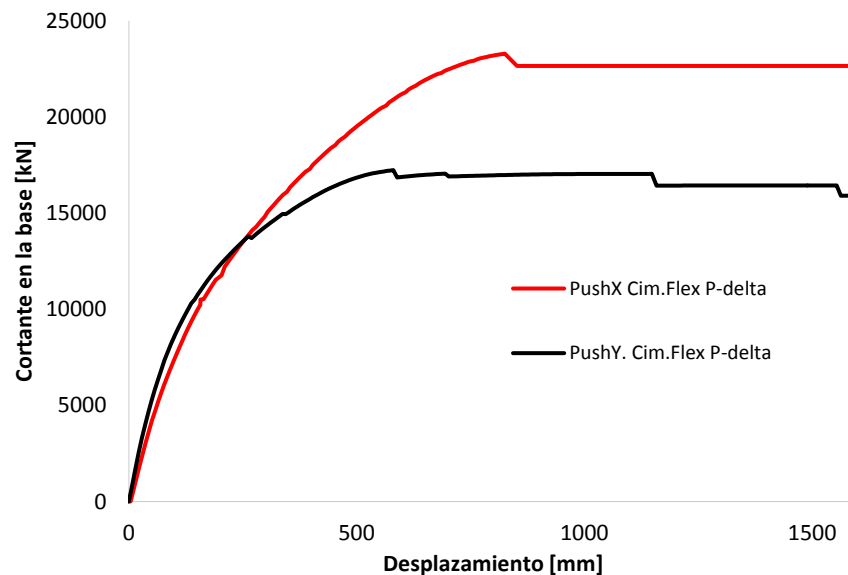


Figura 34. Curva de respuesta para no linealidad geométrica

3.3.3.2 Efectos de modos superiores. Se ejecutó un análisis de combinación modal espectral que sólo considera el modo fundamental para cada dirección de análisis; los resultados de cortante en cada piso se comparan con los del análisis de combinación modal espectral de la sección 2.4.2 para el cual se definió un número de modos tal que el porcentaje de participación de la masa supera el 90% en cada dirección de análisis. En la Tabla 40 se muestran los resultados; esta revisión permite establecer si los modos superiores tienen efectos significativos

en el modelo de análisis, sección 7.3.2.1 ASCE 41 (ASCE, 2014). La relación se hace tomando como referencia los valores para la combinación modal espectral que sólo considera el modo fundamental para cada dirección de análisis.

Tabla 40

Análisis de influencia de modos superiores

Piso	Cortante [kN], dirección X			Cortante [kN], dirección Y		
	FXS (90%<PPM*)	FXS (1 modo)	Relación (X)	FYS (90%<PPM)	FYS (1 modo)	Relación (Y)
Story12	3786	2227	170%	4088	2478	165%
Story11	8370	5421	154%	9130	6030	151%
Story10	12099	8614	140%	13348	9581	139%
Story9	15212	11808	129%	16946	13132	129%
Story8	17875	15001	119%	20045	16684	120%
Story7	20162	18195	111%	22693	20235	112%
Story6	22104	21388	103%	24922	23786	105%
Story5	23718	24581	96%	26752	27338	98%
Story4	25021	27775	90%	28192	30889	91%
Story3	26002	30968	84%	29256	34440	85%
Story2	26638	34162	78%	29928	37992	79%
Story1	26936	37355	72%	30244	41543	73%

* PPM: Porcentaje de participación de masa

Puede observarse que en ambas direcciones de estudio a partir del piso 10 la relación entre el cortante de ambos análisis supera el valor límite de 130%; según esos resultados se verifica que en efecto los modos superiores tienen influencia significativa en el análisis de la estructura. En este caso ASCE 41 (ASCE, 2014) permite el análisis estático no lineal, aunque bajo las consideraciones de la sección 7.3.2.1.

El procedimiento de análisis seleccionado es estático no lineal, según definiciones del capítulo 7 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

3.3.4 Análisis estático no lineal. Se presenta a continuación un resumen de los requisitos de ASCE 41 (ASCE, 2014) aplicables a este estudio para la ejecución del procedimiento de análisis estático no lineal.

3.3.4.1 Bases del procedimiento de análisis estático no lineal. Se ejecuta el análisis sísmico del edificio usando un modelo matemático que incorpora directamente las características no lineales de fuerza-deformación de los componentes del edificio, sección 7.4.3.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014); se somete el modelo a la acción de fuerzas laterales incrementales que representan las fuerzas inerciales de un evento sísmico hasta que se exceda un desplazamiento objetivo. El desplazamiento objetivo representa el máximo desplazamiento que el edificio experimenta para el nivel de amenaza sísmica seleccionado, ver sección 3.1.2.2.

Debido a que el modelo calcula directamente los efectos de la respuesta inelástica de los materiales, puede suponerse que las fuerzas internas también corresponden a las que el edificio experimenta para el nivel de amenaza sísmica seleccionado.

3.3.4.2 Consideraciones adicionales para el procedimiento de análisis estático no lineal. Se verifican los requisitos consignados en la sección 7.4.3.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014) para el procedimiento de análisis estático no lineal. La curva relación entre cortante en la base y desplazamiento del nodo de control para los casos de análisis no lineal se establece entre 0 y valores superiores a 150% el desplazamiento objetivo δ_t . El nodo de control está localizado en el centro de masa del nivel de cubierta del edificio según lo establece la sección 7.4.3.2.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

La distribución lateral de la carga es proporcional a la forma del modo fundamental para cada dirección de análisis.

3.4 Resultados de análisis

A continuación se muestran las curvas de respuesta de la edificación y se encuentran resultados para el procedimiento de análisis estático no lineal.

3.4.1 Curvas de respuesta para análisis estático no lineal

Se ejecutan diferentes análisis según las especificaciones de la sección 3.2.2. Se pretende mostrar con esto la influencia en el análisis de la no linealidad del material, no linealidad geométrica y flexibilidad de la cimentación.

3.4.1.1 No linealidad del material. Se encuentran resultados para los casos de análisis que no consideran el aporte de los efectos P-delta en el comportamiento de la estructura, se usa el Modelo 4 debido a que no se considera la flexibilidad de la cimentación en este análisis en particular. En la Figura 35 se muestran los resultados para cada dirección de estudio.

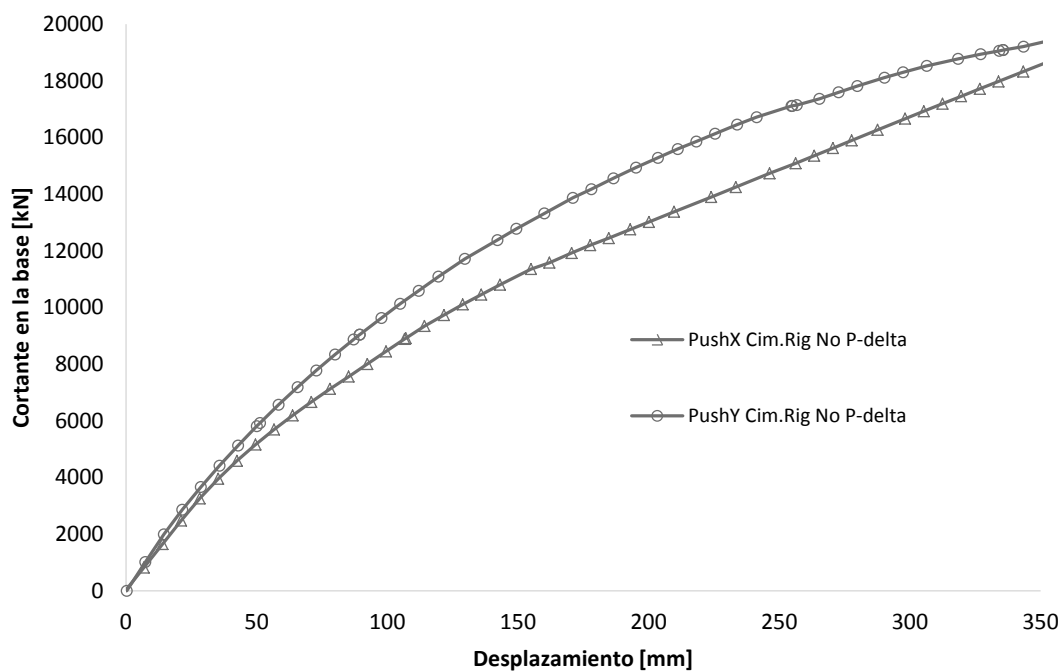


Figura 35. Curvas de respuesta para análisis estático no lineal. No incluye efectos P-delta. Cimentación rígida

3.4.1.2 No linealidad del material y no linealidad geométrica. En la Figura 36 se muestran las curvas de respuesta para los casos de análisis estático no lineal que consideran la influencia de los efectos P-delta (no linealidad geométrica). Para este análisis se usan resultados del Modelo 4.

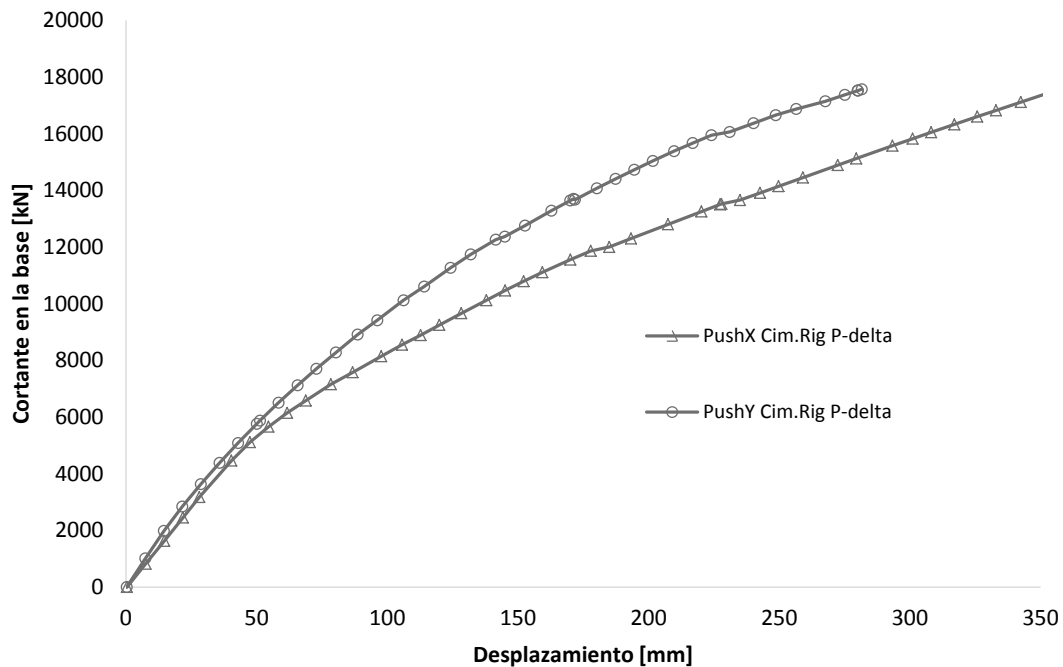


Figura 36. Curvas de respuesta para análisis estático no lineal. Incluye efectos P-delta. Cimentación rígida

3.4.1.3 No linealidad del material, no linealidad geométrica y flexibilidad de la cimentación. En la Figura 37 se muestran las curvas fuerza-desplazamiento y fuerza-desplazamiento idealizadas para cada dirección de análisis en el caso en que se considera la no linealidad geométrica y la flexibilidad de la cimentación. Este análisis se ejecuta en el Modelo 5 y constituye el grupo de resultados que se usará en adelante en este estudio.

Se siguen los requisitos de la sección 7.4.3.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014) para definir la rigidez inicial y el primer segmento de la curva idealizada; el punto de fluencia se establece de

modo que se cumpla el balance de áreas exigido, se usa como límite el desplazamiento objetivo y su correspondiente cortante.

En la Tabla 41 se encuentran los valores para el desplazamiento objetivo y cortante asociado, junto con el desplazamiento y cortante para el punto de fluencia de las curvas idealizadas. Los datos de cada curva fuerza-desplazamiento pueden ser consultados en la Tabla 44 y Tabla 45 para cada dirección de estudio.

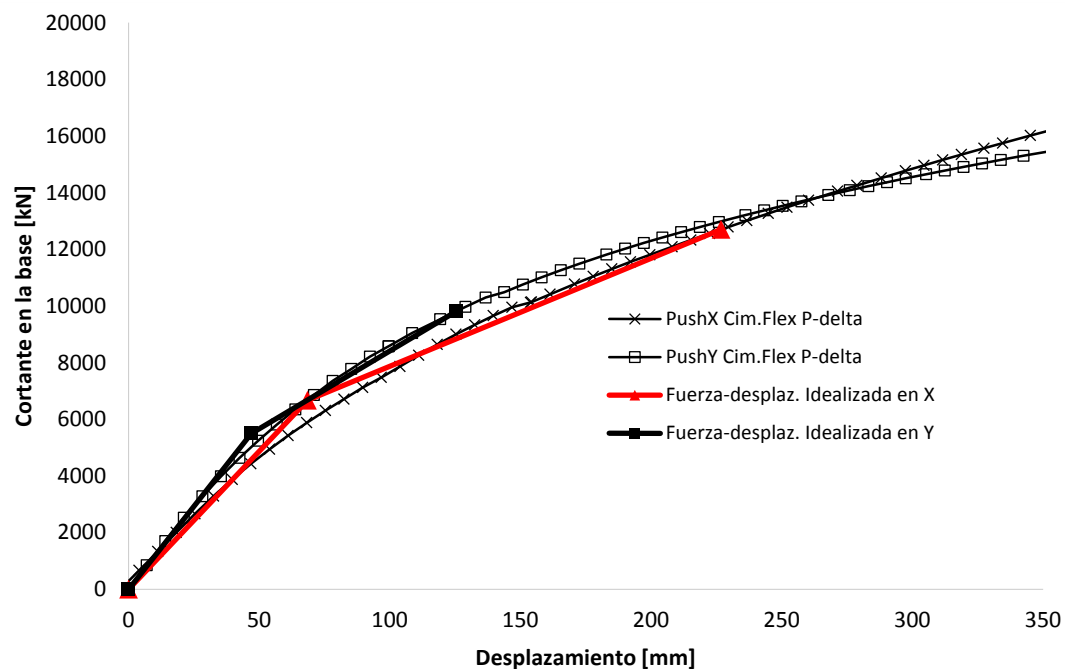


Figura 37. Curvas de respuesta y fuerza-desplazamiento idealizada. Incluye efectos P-delta y cimentación flexible

3.4.2 Identificación de patrón de formación de rótulas plásticas. Se identifica a continuación el patrón de formación de rótulas plásticas en los elementos primarios del edificio para el análisis estático no lineal. Los resultados mostrados se obtienen del análisis del Modelo 5, incluyen efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación.

En la Figura 38 se muestra el patrón de formación de rótulas plásticas del análisis en la dirección X hasta que se logra el desplazamiento objetivo que equivale a 226.8 mm, el cual

corresponde al paso de análisis número 33. Los resultados del análisis en la dirección Y se muestran en la Figura 39, en este caso el desplazamiento objetivo corresponde a un desplazamiento de 125.4 mm, que corresponde al paso de análisis número 18. Los resultados mostrados se extienden hasta el paso de análisis número 33.

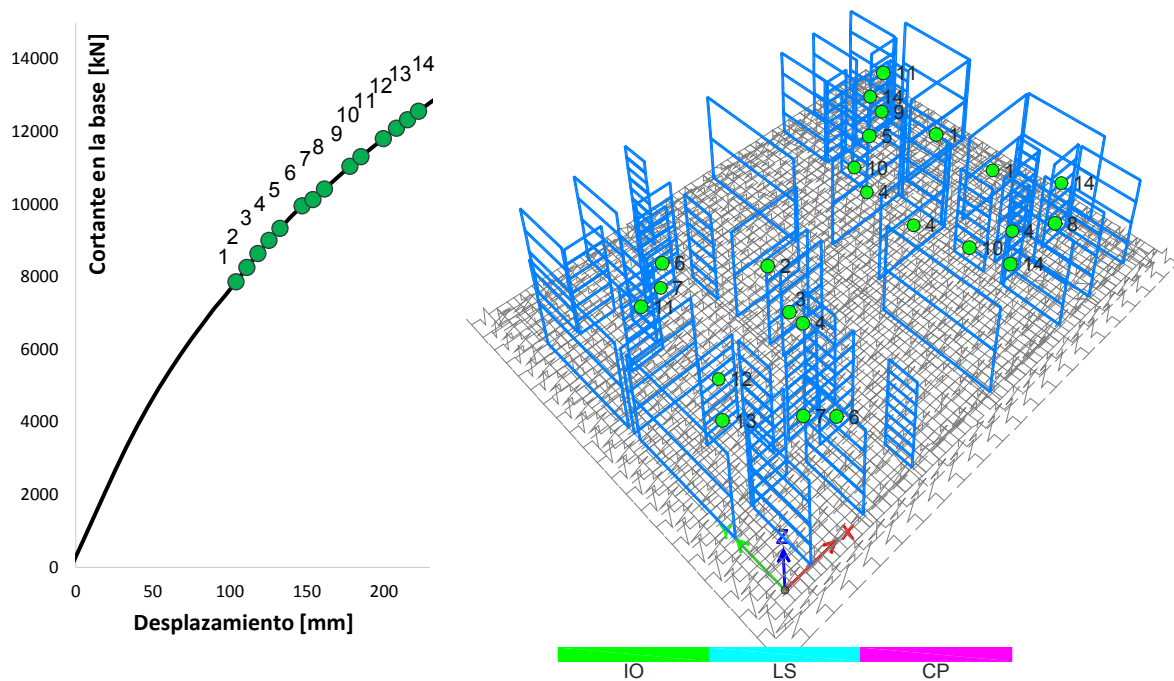


Figura 38. Patrón de formación de rótulas plásticas. Análisis estático no lineal en dirección X. Incluye efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación

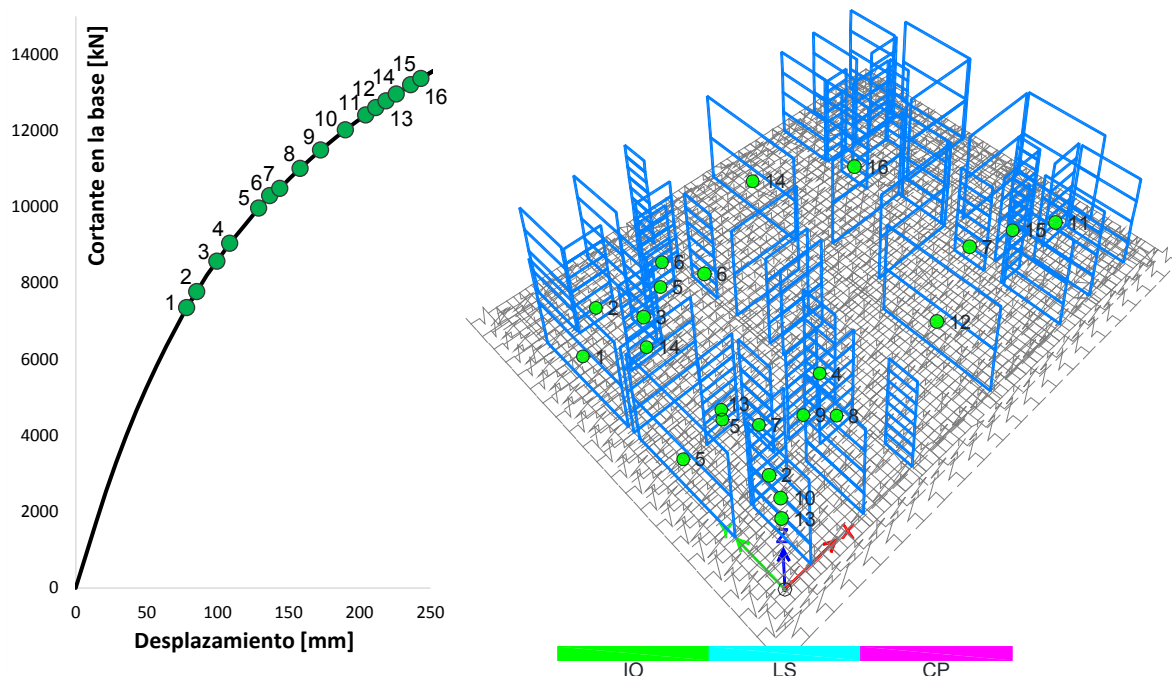


Figura 39. Patrón de formación de rótulas plásticas. Análisis estático no lineal en dirección Y. Incluye efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación

3.4.3 Punto de desempeño. Para determinar fuerzas, desplazamientos y deformaciones del procedimiento de análisis estático no lineal se aplica el método de coeficientes definido en la sección 7.4.3.3 de ASCE 41 (ASCE, 2014); en la Tabla 41 se resumen los parámetros calculados siguiendo esa metodología. Los resultados corresponden al análisis ejecutado con el Modelo 5, es decir, se incluye la flexibilidad de la cimentación y los efectos P-delta en el análisis.

La información de entrada para el espectro de demanda está basada en el espectro elástico de aceleraciones presentado en la sección 2.3.3. El coeficiente de amortiguamiento es 0.05. El valor de la aceleración de la gravedad usado para escalar el espectro de demanda es $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

El punto de desempeño se define como el estado de deformaciones y fuerzas en la estructura una vez se alcanza el desplazamiento objetivo δ_t , el cortante en la base asociado a ese punto de desempeño es $V(\delta_t)$.

Tabla 41
Resultados y parámetros de análisis estático no lineal

Parámetro	Dirección de análisis	
	X	Y
δt [mm]	226.8	125.4
$V(\delta t)$ [kN]	12699	9810
C_0	1.46	1.11
C_1	1.00	1.11
C_2	1.00	1.00
C_m	1.00	1.00
S_a (g)	0.351	0.524
T_e [s]	1.341	0.889
T_i [s]	1.027	0.870
K_e [kN/m]	97431	117027
K_i [kN/m]	165859	122427
α	0.391	0.470
μ strength	3.40	6.15
Δy [mm]	68.5	46.9
V_y [kN]	6669	5494
W [kN]	64518	64518
μ max	7.48	6.63

3.4.4 Criterios de aceptación

Se revisa la aceptación de fuerzas y deformaciones para cada componente. Como se definió anteriormente, los muros son componentes primarios. No se presentan componentes secundarios. Todos los componentes deben ser capaces de resistir fuerzas y deformaciones dentro de los criterios de aceptación del nivel de comportamiento seleccionado según sección 7.5.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014). El nivel de desempeño seleccionado es Life Safety, ver sección 3.1.2.4.

Según la tabla C7-1 de ASCE 41 (ASCE, 2014) es posible que en muros de cortante la flexión y el cortante sean acciones controladas por deformación; por su parte, la compresión puede ser una acción controlada por fuerza. Todos los resultados se obtienen del Modelo 5; se incluyen efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación.

3.4.4.1 Criterios de aceptación de flexo-compresión en muros. Los muros de la edificación se consideran controlados por flexión según criterios de la sección 10.7.1 de ASCE

41 (ASCE, 2014) dado que la relación altura respecto de su longitud es mayor a 3.0. A continuación se revisan los estados de las rótulas plásticas para cada dirección de estudio.

En la dirección X, una vez se supera el valor del desplazamiento objetivo, ver Tabla 44, se presenta comportamiento inelástico en los muros X1, X2, X3, X4, X5, X7, X8 y Y4, ver rotaciones máximas de rótulas en Tabla 42. Sin embargo, aunque en algunos casos se supera el límite del punto A, ningún muro supera el límite IO (ocupación inmediata), por lo que se cumple el requisito de desempeño.

Tabla 42

Máxima rotación en rótulas de muros, análisis estático no lineal en dirección X

Muro	A to IO	
	A to B	B to C
X1	0.0013	0.0036
X2	0.0021	0.0026
X3	0.0016	0.0035
X4	0.0012	0.0046
X5	0.0007	0.0052
X6	0.0009	
X7	0.0006	0.0064
X8	0.0007	0.0052
Y1	0.0001	
Y2	0.0004	
Y3	0.0002	
Y4	0.0002	0.0015
Y5	0.0002	

De modo similar, se verifica que en la dirección Y no se presentan rótulas plásticas que superen el tramo de desempeño IO (ocupación inmediata); los resultados de la Tabla 43 indican que existe comportamiento inelástico en los muros X1, X2, Y1 y Y4. El desempeño de los muros del edificio es aceptable en la dirección Y.

Tabla 43

Máxima rotación en rótulas de muros, análisis estático no lineal en dirección Y

Muro	A to IO	
	A to B	B to C
X1	0.0015	0.0032
X2	0.0007	0.0014
X3	0.0005	
X4	0.0003	
X5	0.0001	
X6	0.0000	
X7	0.0004	
X8	0.0001	
Y1	0.0013	0.0028
Y2	0.0010	
Y3	0.0005	
Y4	0.0018	0.0023
Y5	0.0001	

Ningún muro llega al nivel de desempeño “Life Safety” para el estado de comportamiento relacionado con el desplazamiento objetivo en cada dirección de estudio.

Tabla 44

Cortante en la base vs desplazamiento del nodo de control para dirección X

Step	Despl [mm]	Cortante [kN]	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
25	170.7	10772	1414	14	0	0	0	1428	0	0	0	1428
26	177.8	11041	1413	15	0	0	0	1428	0	0	0	1428
27	185.0	11303	1411	17	0	0	0	1428	0	0	0	1428
28	192.1	11556	1411	17	0	0	0	1428	0	0	0	1428
29	199.5	11804	1409	19	0	0	0	1428	0	0	0	1428
30	208.0	12087	1408	20	0	0	0	1428	0	0	0	1428
31	215.2	12323	1407	21	0	0	0	1428	0	0	0	1428
32	222.3	12556	1404	24	0	0	0	1428	0	0	0	1428
33	229.5	12785	1404	24	0	0	0	1428	0	0	0	1428
34	236.6	13011	1402	26	0	0	0	1428	0	0	0	1428
35	244.8	13265	1402	26	0	0	0	1428	0	0	0	1428
36	252.0	13482	1402	26	0	0	0	1428	0	0	0	1428

Los valores de rotación de las tablas corresponden a la máxima respuesta de cada muro en el análisis estático no lineal una vez se supera el desplazamiento objetivo calculado, es decir, paso 33 y paso 18 en la dirección de análisis X e Y respectivamente. En la Tabla 44 se encuentran el detalle del análisis estático no lineal en la dirección X, los datos incluyen los estados de las

rótulas plásticas para cada paso del análisis. En la Tabla 45 se encuentran los resultados de análisis en la dirección Y. Los valores de las rotaciones máximas en cada rótula se usan en la sección 3.5.2 para comparar el desempeño estimado de la rótula plástica a base en fibras y la que propone ASCE 41 (ASCE, 2014).

Tabla 45

Cortante en la base vs desplazamiento del nodo de control para la dirección Y

Step	Despl [mm]	Cortante [kN]	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
10	71.0	6855	1428	0	0	0	0	1428	0	0	0	1428
11	78.1	7356	1427	1	0	0	0	1428	0	0	0	1428
12	85.2	7776	1425	3	0	0	0	1428	0	0	0	1428
13	92.4	8210	1425	3	0	0	0	1428	0	0	0	1428
14	99.5	8574	1424	4	0	0	0	1428	0	0	0	1428
15	99.6	8581	1424	4	0	0	0	1428	0	0	0	1428
16	108.5	9044	1423	5	0	0	0	1428	0	0	0	1428
17	119.3	9532	1423	5	0	0	0	1428	0	0	0	1428
18	128.9	9967	1420	8	0	0	0	1428	0	0	0	1428
19	136.6	10296	1418	10	0	0	0	1428	0	0	0	1428
20	143.7	10486	1416	12	0	0	0	1428	0	0	0	1428
21	150.9	10753	1416	12	0	0	0	1428	0	0	0	1428

3.5 Análisis de los resultados

3.5.1 Comentarios acerca del procedimiento de análisis estático no lineal. Los resultados de la Figura 37 y la Tabla 41 muestran que el comportamiento de la edificación es considerablemente diferente para cada dirección de estudio en términos de la magnitud del desplazamiento objetivo, que se estima en 226.8 mm para la dirección X y en 125.4 mm para el procedimiento de análisis en la dirección Y. Ésta diferencia está relacionada con la rigidez de la edificación en cada dirección, respecto de la cual puede afirmarse que es mayor en la dirección Y al comparar las curvas fuerza-desplazamiento idealizadas. Los factores que pueden influir en la rigidez de la edificación analizada son: disposición, dimensiones y cantidad de muros estructurales en planta en cada dirección, características supuestas de no linealidad del material, consideración de diafragma flexible, suposiciones incluidas en el modelo de análisis relacionadas

con la sección fisurada de los elementos tipo “*Shell*” y el patrón de formación de rótulas plásticas en el análisis estático no lineal. Por otro lado no solo el desplazamiento objetivo es mayor para el análisis en la dirección X, también el cortante asociado al desplazamiento objetivo, que es 12699 *kN* en esa dirección comparado con 9810 *kN* en la dirección Y.

3.5.2 Revisión de rótulas plásticas. En la sección 4.1 se hace una revisión a cortante con el estado de esfuerzos de los muros estructurales una vez superado el desplazamiento objetivo del nodo de control del análisis estático no lineal. En esta sección se revisa la rótula plástica P-M (flexo-compresión) a base de fibras para los muros que están solicitados a una fuerza cortante mayor a la resistencia nominal a cortante según los criterios del código ACI 318 (ACI, 2014) y en concordancia con lineamientos de la sección 10.7.2.3 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

Se aplica el límite inferior de $E_c I_e$ de la sección 4.2.2, ecuación 4-8b de ATC 72 (Applied Technology Council, 2010) relacionadas con la rigidez inicial a flexión de muros estructurales con carga axial menor a $0.1f'_c A_g$. Para valores mayores de carga axial se usa el límite recomendado de $0.5E_c I_g$ en muros en los que se considera agrietamiento del concreto. Los valores de resistencia a momento se encuentran del diagrama de interacción de flexión en el plano del muro-compresión, en ese caso se usa el valor esperado para la fluencia del acero de refuerzo, es decir $F_y = 420 * 1.25 = 525 \text{ MPa}$.

En general se aprecia que la rótula plástica P-M a base de fibras, tiene una tendencia similar a la relación fuerza-deformación propuesta por ASCE 41 (ASCE, 2014) para los niveles de respuesta de los elementos del edificio analizados. Si se requieren análisis para demandas superiores, debe revisarse el comportamiento de la rótula plástica a base de fibras en cercanías del punto máximo de fuerza y en las zonas posteriores de reducción de resistencia.

3.5.2.1 Rótula plástica para el muro X1. Se revisa el estado de mayor sollicitación del muro X1 para cortante en el análisis estático no lineal, el cual corresponde a un cortante $V_u = 926 \text{ kN}$, $P_u = -893 \text{ kN}$, ver Tabla 49; el valor negativo en la carga axial representa compresión. El elemento está sometido a un nivel de compresión igual a $0.09f'_cA_g$. Se aplican los lineamientos de la sección 10.7.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014) y se encuentra la curva de línea a trazos mostrada en la Figura 40 que representa la relación fuerza-deformación para el componente. Se grafica la curva fuerza-deformación para la rótula plástica a base de fibras que coincide con el mismo nivel de carga axial. Puede apreciarse que lleva la misma forma hasta cercanías del límite “IO”, aunque no se encontraron valores para la zona de reducción de resistencia.

Se aprecia que el nivel de desempeño del muro X1 cumple con el criterio de aceptación requerido, en concordancia con los resultados de la Tabla 42, según los cuales para la máxima demanda el desempeño del muro se encuentra en el tramo A-IO.

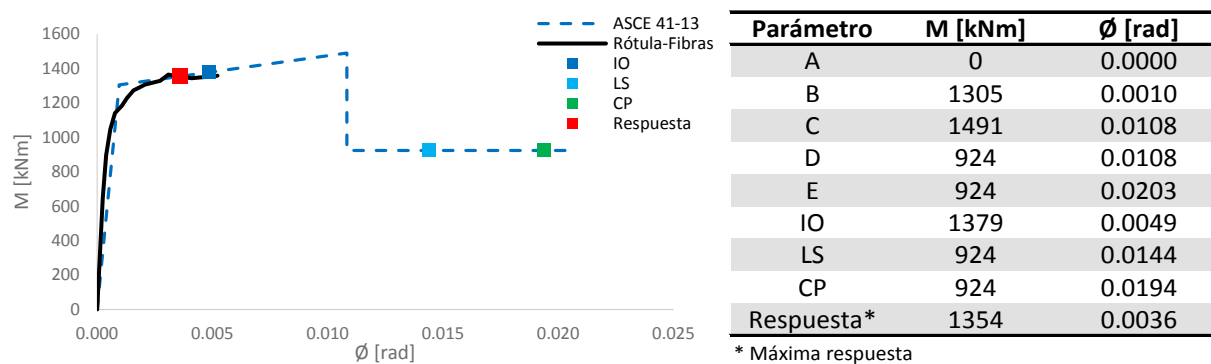


Figura 40. Muro X1: revisión de rótula plástica

3.5.2.2 Rótula plástica para el muro X4. Según los resultados de la Tabla 50, en el muro X4 se superan los límites de resistencia nominal a cortante, $V_u = 2714 \text{ kN}$, la carga axial relacionada es $P_u = -76 \text{ kN}$. El nivel de compresión del muro es $0.002f'_cA_g$ en ese estado de cargas.

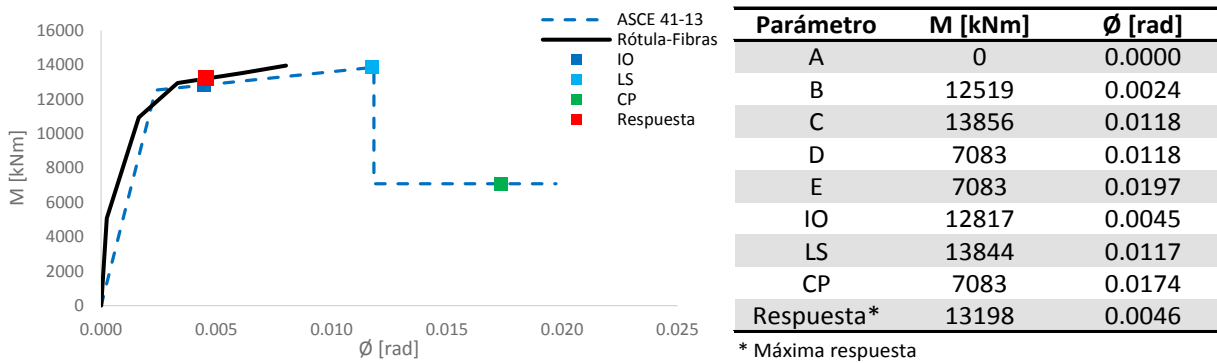


Figura 41. Muro X4: revisión de rótula plástica

En la Figura 41 se muestra la relación fuerza-deformación resultante de la rótula a base de fibras, así como la curva creada con los parámetros de ASCE 41 (ASCE, 2014). Al revisar el comportamiento del elemento para la máxima demanda de deformación, se encuentra que el muro X4 supera el estado de desempeño IO, por lo tanto no coincide con los resultados de la Tabla 43, los cuales indican que el desempeño del elemento pertenece al tramo A-IO.

3.5.2.3 Rótula plástica para el muro X7. El nivel de compresión del muro X7 es $0.09f'_cA_g$, los resultados de fuerzas para el estado crítico a cortante están en la Tabla 50. En la Figura 42 se aprecia que el desempeño del elemento es inferior al estado LS, superior al estado IO, ese resultado no coincide el estado de desempeño indicado en la Tabla 42, para la cual la rotación en el muro pertenece al tramo A-IO.

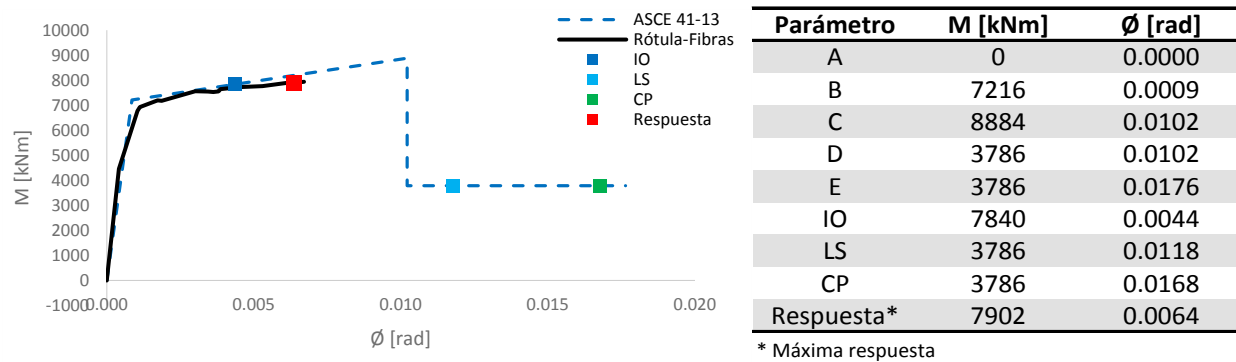


Figura 42. Muro X7: revisión de rótula plástica

3.5.3 Revisión de apoyos de cimentación para análisis estático no lineal. Se revisa el estado de los resortes de la cimentación para evaluar si una vez se alcanza el desplazamiento objetivo en el nodo de control, los apoyos en la cimentación han alcanzado los valores máximos de compresión o si por el contrario se ha presentado levantamiento en algunas zonas de la cimentación por acción de la carga lateral. Los resultados máximos y mínimos de todos los tipos de resorte referenciados en la Figura 18 para el análisis en la dirección X se encuentran en la Tabla 46; en la Tabla 47 se muestran los datos para la dirección Y. Los resultados muestran que se presenta levantamiento de la cimentación en ambas direcciones de estudio, es decir, algunos puntos de la losa de cimentación tienen desplazamiento por encima del nivel del terreno, $\delta_{max} \geq 0$.

Tabla 46

Revisión de resultados en cimentación; análisis estático no lineal en dirección X

Resorte	Pmax [kN]*	Pmax/Py	δ_{min} [kN]**	δ_{min}/δ_y	Pmin [kN]	δ_{max} [kN]
Spring1	114	1.0	-12.0	2.5	0	13.3
Spring2x	228	1.0	-13.4	2.9	0	13.0
Spring2y	228	1.0	-9.4	2.0	0	9.7
Spring3	228	1.0	-13.6	2.8	0	11.9
Spring4	228	1.0	-13.8	2.8	0	11.5
Spring5	456	1.0	-10.3	2.2	0	9.2
Spring6	456	1.0	-10.6	2.2	0	7.9
Spring7	456	1.0	-10.8	2.2	0	7.4
Spring8	88	0.4	-1.8	0.4	0	0.3
Spring9	258	0.6	-2.6	0.6	3	0.0
Spring10	255	0.6	-3.1	0.6	105	-1.3
Spring11	434	1.0	-6.9	0.9	105	-1.7
Spring12	124	0.5	-2.5	0.5	0	1.1
Spring13	357	0.8	-3.6	0.8	0	0.8
Spring14	278	0.6	-4.1	0.6	1	0.0
Spring15	250	0.5	-7.5	0.5	11	-0.3

* Valores positivos de fuerza: resorte en compresión

** Valores negativos de desplazamiento: resorte en compresión

Tabla 47

Revisión de resultados en cimentación; análisis estático no lineal en dirección Y

Resorte	Pmax [kN]*	Pmax/Py	δ_{min} [kN]**	δ_{min}/δ_y	Pmin [kN]	δ_{max} [kN]
Spring1	114	1.0	-28.1	6.0	0	24.2
Spring2x	228	1.0	-25.7	5.5	0	21.2
Spring2y	228	1.0	-24.4	5.2	0	21.2
Spring3	228	1.0	-17.2	3.6	0	12.0
Spring4	228	1.0	-13.6	2.8	0	8.9
Spring5	456	1.0	-21.7	4.6	0	18.1
Spring6	456	1.0	-13.4	2.8	0	9.1
Spring7	456	1.0	-10.4	2.1	0	6.4
Spring8	228	1.0	-13.8	3.0	0	12.6
Spring9	456	1.0	-11.4	2.5	0	9.8
Spring10	442	1.0	-5.5	1.0	0	2.0
Spring11	267	0.6	-4.2	0.6	0	0.2
Spring12	228	1.0	-11.0	2.4	0	10.2
Spring13	456	1.0	-8.9	2.0	0	7.6
Spring14	295	0.6	-4.4	0.6	0	0.6
Spring15	171	0.4	-5.1	0.4	32	-1.0

* Valores positivos de fuerza: resorte en compresión

** Valores negativos de desplazamiento: resorte en compresión

En cuanto a los límites no lineales de los resortes, ver Tabla 30, se puede apreciar que en su mayoría por lo menos un resorte de cada tipo ubicado en los extremos de la losa de cimentación

alcanza los valores máximos de compresión P_y y se extienden en deformación más allá del límite de fluencia δ_y . Se registra mayor relación de deformación δ_{min}/δ_y en algunos nodos de la losa de cimentación para el análisis estático no lineal en la dirección Y.

En la Figura 43 y Figura 44 se muestran los diagramas de deformación de la planta de cimentación para cada dirección de estudio; todos los resultados se calculan con el Modelo 5, se incluyen los efectos P-delta. En la dirección X los resultados obedecen al paso 33 de la Tabla 44. En la dirección Y los resultados corresponden al paso 18 de la Tabla 45.

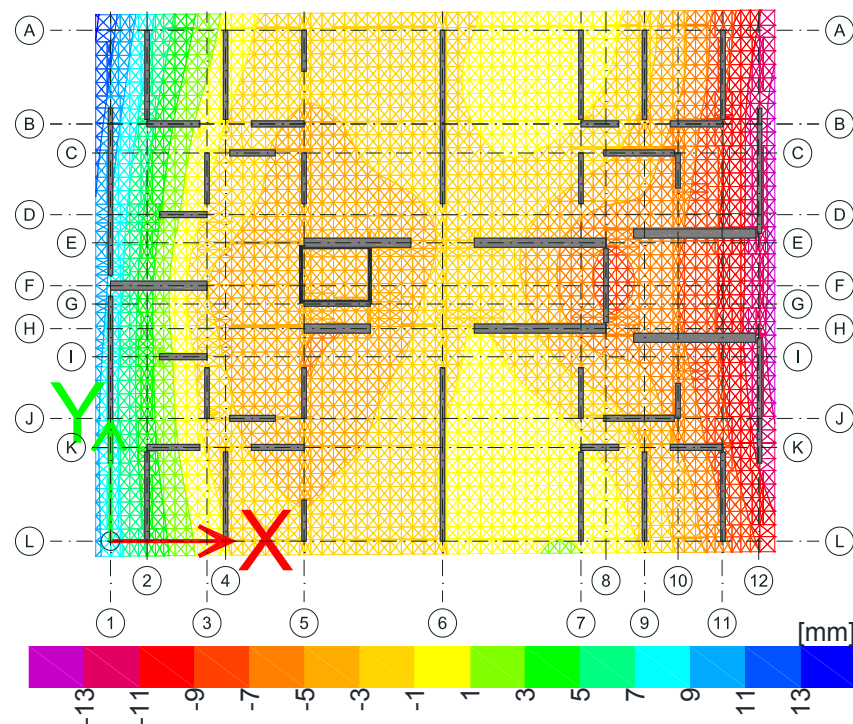


Figura 43. Deformación en cimentación para análisis estático no lineal en X

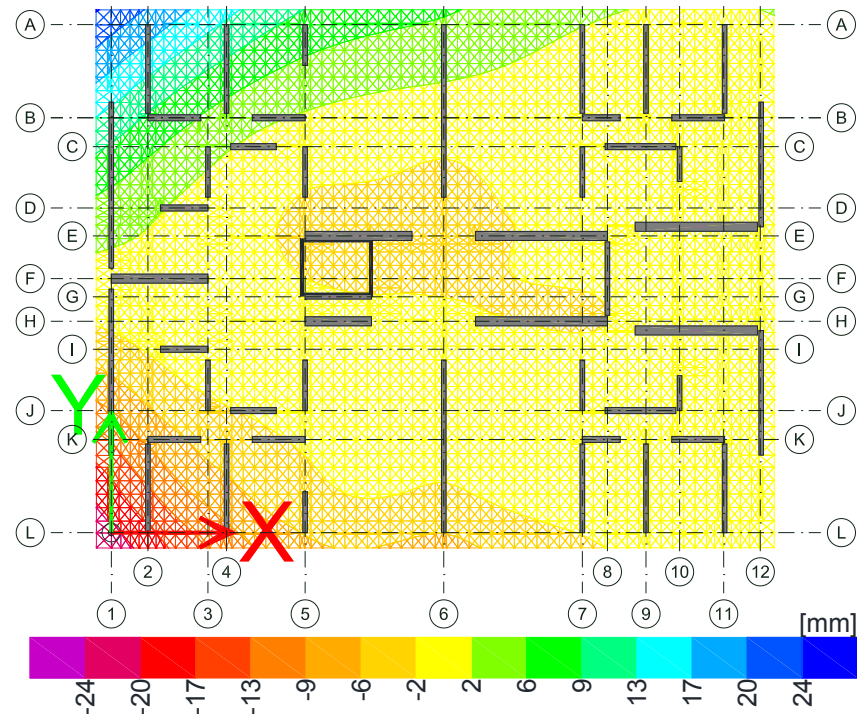


Figura 44. Deformación en cimentación para análisis estático no lineal en Y

En la Figura 45 y Figura 46 se muestra la deformación vertical estimada en la planta de cubierta para la acción combinada de cargas permanentes y demanda sísmica en dirección X e Y respectivamente. Cabe aclarar que estos niveles de deformación se estiman con un procedimiento que en principio simula la aplicación de la carga sísmica como una fuerza estática, las deformaciones que experimenta el edificio en un evento sísmico son instantáneas por la naturaleza dinámica de la demanda sísmica, sin embargo se aprecia que las deformaciones verticales relativas experimentadas en la losa de entrepiso del modelo de análisis alcanzan valores considerablemente altos.

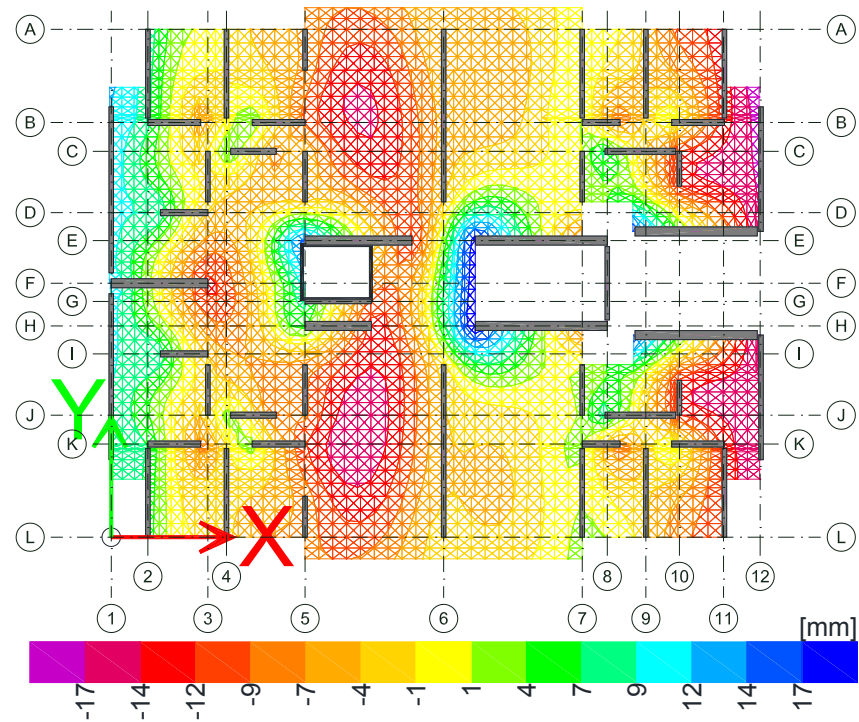


Figura 45. Deformación vertical en cubierta debido a la acción de cargas permanentes y demanda sísmica en X (paso 33)

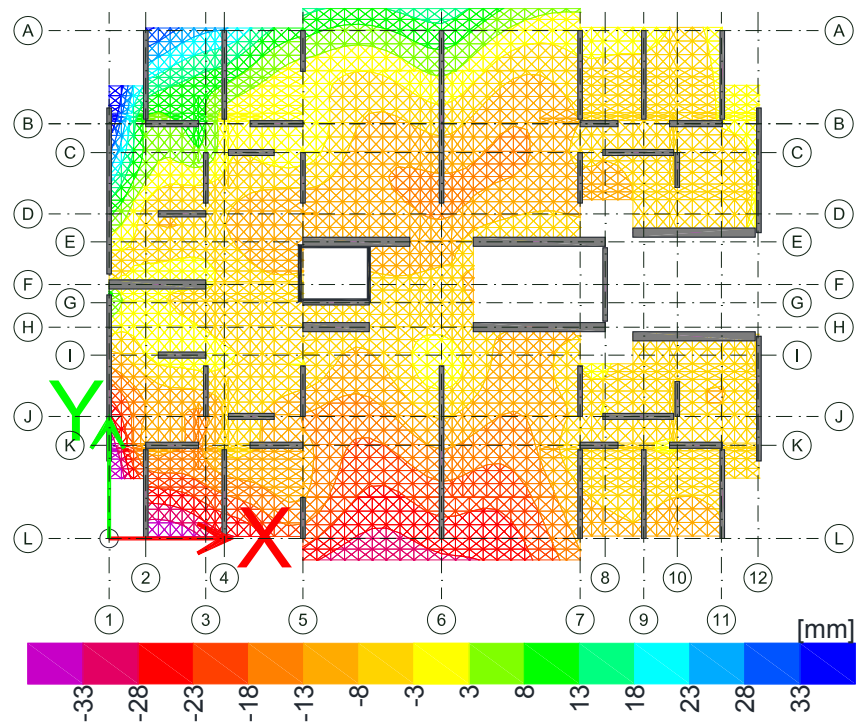


Figura 46. Deformación vertical en cubierta debido a la acción de cargas permanentes y demanda sísmica en Y (paso 18)

3.5.4 Cálculo de parámetros de desempeño. Adicionalmente a las revisiones llevadas a cabo según requisitos de ASCE 41 (ASCE, 2014), se identifican en la Figura 47 y Figura 48 algunos parámetros fundamentales de desempeño según las definiciones básicas consignadas en FEMA 752 (FEMA, 2013).

Los parámetros de desempeño están basados en el principio de desplazamiento equivalente, el cual establece que el desplazamiento de un sistema inelástico sujeto a un movimiento particular del suelo, es aproximadamente igual al desplazamiento del mismo sistema respondiendo elásticamente (FEMA, 2013). Los niveles requeridos de fuerza bajo el rango de respuesta inelástico son bastante menores que los niveles de fuerza requeridos para la respuesta elástica.

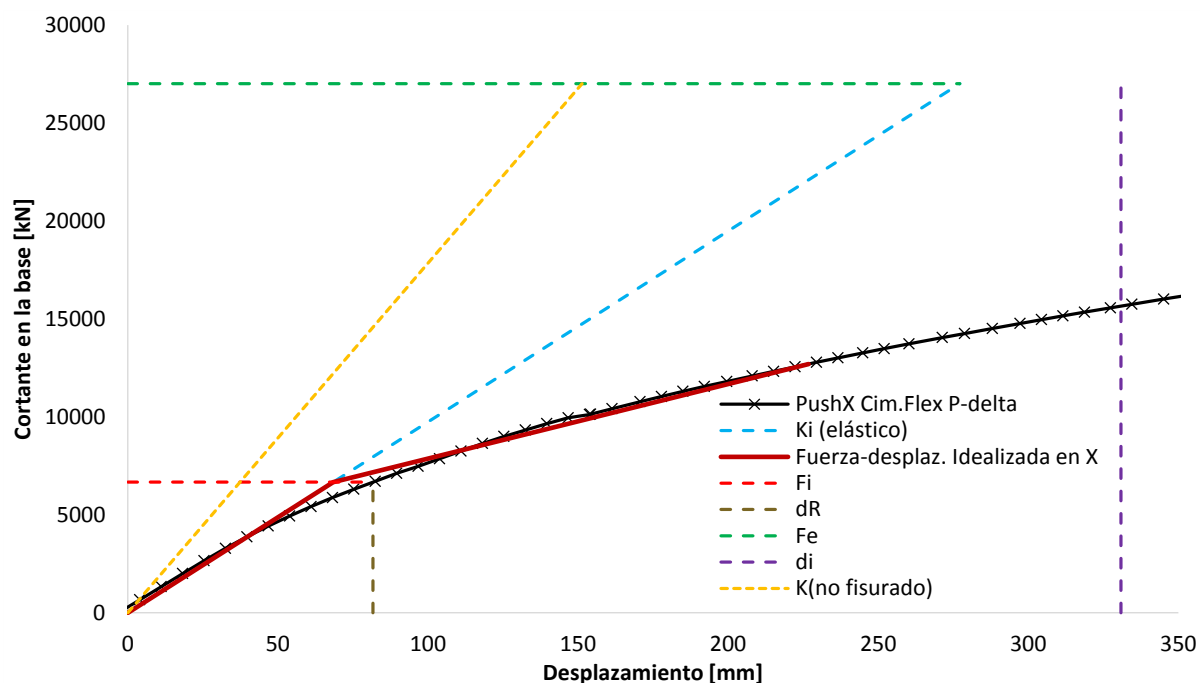


Figura 47. Parámetros de desempeño para análisis estático no lineal en dirección X

En las figuras se muestra la línea $K_{(no\ fisurado)}$, que representa la rigidez y curva de comportamiento elástico de la estructura, basado en un modelo con secciones no fisuradas, base del diseño tradicional de estructuras y específicamente del diseño inicial realizado en el presente

estudio. Se incluye también la línea K_i , que representa la rigidez inicial del análisis estático no lineal, el cual incluye las suposiciones de sección fisurada. La fuerza elástica de demanda, F_e , se estima con el espectro de respuesta y corresponde a los resultados del análisis de combinación modal espectral ajustados, ver sección 2.4.2.

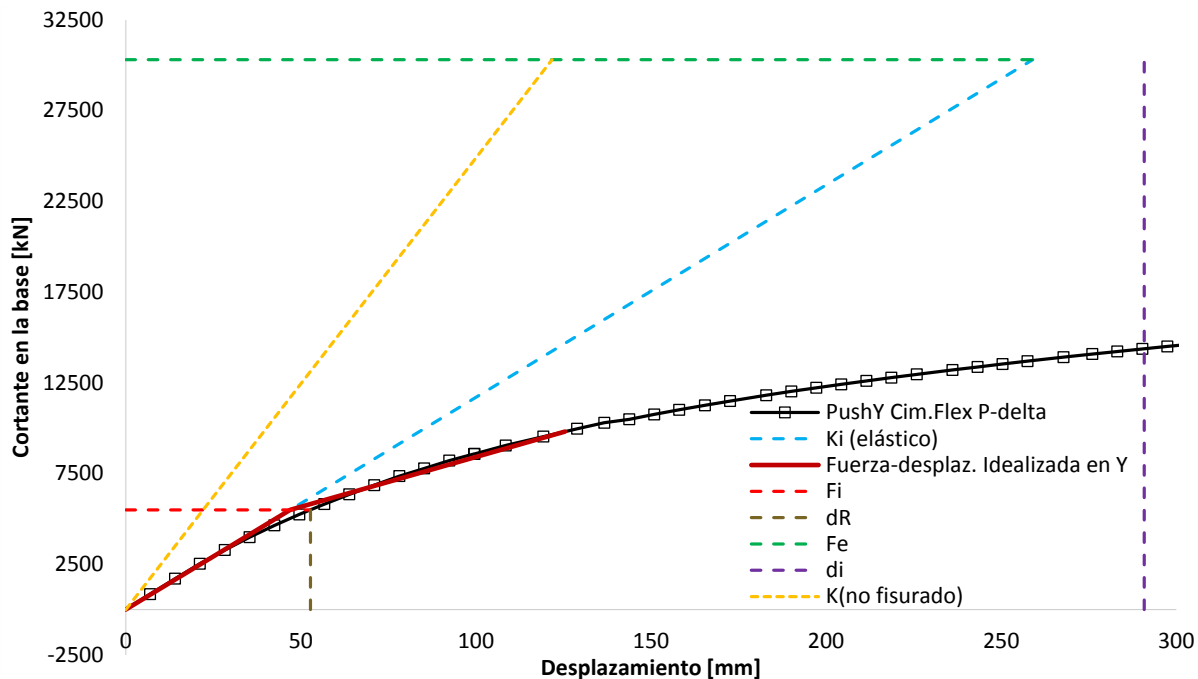


Figura 48. Parámetros de desempeño para análisis estático no lineal en dirección Y

Se calcula el desplazamiento equivalente a la fuerza elástica de demanda sobre la rigidez inicial K_i , el cual se considerará en este análisis como el desplazamiento máximo del sistema, y se relaciona con el desplazamiento del punto de fluencia, Δ_y en la Tabla 41, así se estima la demanda de ductilidad, $\mu = 4.05$ para la dirección X y $\mu = 5.52$ para la dirección Y. Estos valores, basados en la relación de desplazamientos, son cercanos a los encontrados en la Tabla 41 para la relación de resistencia, $\mu_{strenght} = 3.40$ en la dirección X y $\mu_{strenght} = 6.15$ en la dirección Y, los cuales están basados en valores de resistencia, además oscilan alrededor del

coeficiente de capacidad de disipación de energía definido en la sección 2.2.3 según criterios de NSR-10 (Decreto 926, 2010), $R_0 = 5.00$.

Se usa el resultado de la demanda de ductilidad, que se asume como la demanda de ductilidad suministrada y con este valor se calcula la fuerza inelástica de demanda, $F_i = F_e/\mu$, que es la fuerza para la que se diseña la edificación. El desplazamiento reducido d_R se puede calcular como la intersección de F_i con la curva del análisis estático no lineal. Por último se calcula el desplazamiento inelástico real $d_i = \mu d_R$, que es el desplazamiento con el cual se debe revisar la deriva. Los valores se muestran en la Tabla 48.

Tabla 48
Parámetros de desempeño

Parámetro	Dirección de análisis	
	X	Y
F_e	27007 kN	30307 kN
$d(F_e)$	277.2 mm	259.0 mm
μ	4.05	5.52
F_i	6669 kN	5494 kN
d_r	81.7 mm	52.7 mm
d_i	330.8 mm	290.8 mm

Si se comparan los resultados de desplazamiento máximo en cubierta de la etapa de diseño elástico lineal, $U_{max,X} = 151.3 \text{ mm}$ para la dirección X y $U_{max,Y} = 121.7 \text{ mm}$ en la dirección Y, ver Tabla 10 y Tabla 11, con los valores encontrados en esta sección, se puede apreciar que en la dirección X el principio de desplazamiento equivalente no se verifica dado que el desplazamiento objetivo en esa dirección se estima en 226.8 mm , que resulta ser muy superior al valor máximo calculado en la etapa de diseño inicial. Por otro lado, en la dirección Y sí se verifica el principio de desplazamiento equivalente dado que el desplazamiento objetivo en esa dirección se estima en 125.4 mm , valor que resulta muy cercano al desplazamiento máximo en cubierta obtenido en la etapa de diseño inicial.

4 Ajuste de elementos primarios

Al revisar los resultados de desempeño del análisis estático no lineal, se proponen ajustes al refuerzo de los elementos primarios del edificio, es decir, los muros estructurales. Estos ajustes se proponen según requisitos aplicables del código de diseño ACI 318 (ACI, 2014). La relevancia de incluir tal revisión es que partiendo de la experiencia adquirida en terremotos recientes, en este código se incluyen ajustes relevantes al diseño de estructuras de concreto (Ghosh, 2016).

En la sección 4.1 se hacen cambios en el refuerzo para resistir cortante con el fin de incrementar la resistencia y alcanzar valores de resistencia nominal a cortante superiores al cortante de demanda del análisis estático no lineal. En la sección 4.2 se revisan requisitos para muros especiales, en los que se incluye relaciones de aspecto y elementos especiales de borde.

4.1 Revisión de cortante en muros para análisis estático no lineal

Se revisa la demanda a cortante para el estado de fuerzas en los elementos una vez se alcanza el desplazamiento objetivo en el nodo de control, esto se hace por que no se quiere que los muros soporten fuerzas mayores a las nominales aceptables para cortante. Los resultados se resumen en la Tabla 49 para la dirección X; en la Tabla 50 se encuentran los resultados para la dirección Y.

Los valores de resistencia de la sección se toman de los capítulos 11 y 22 de ACI 318-14 (ACI, 2014) según recomendaciones de la sección 10.7.2.3 de ASCE 41 (ASCE, 2014). Se debe incrementar la capacidad de resistencia a cortante en los muros en que no se cumple que la resistencia nominal es mayor a la demanda.

Tabla 49

Revisión de resistencia a cortante en muros; análisis estático no lineal en X

	ACI 318-14	11.5.4.3	11.5.4.5	22.5.7.1	11.5.4.8	11.5.4.4		
Muro	Pu [kN]	Vu [kN]	Vnmax kN	Vc [kN]	Vc [kN] Nu(T)	Vs [kN]	Vn [kN]	Vn>Vu
X1	-1889	378	1237	253	648	337	590	VERDADERO
X2	-1330	336	885	181	459	241	423	VERDADERO
X3	-675	546	1655	339	480	451	790	VERDADERO
X4	-76	2714	4295	880	896	1171	2051	FALSO
X5	-2088	392	2329	477	913	635	1112	VERDADERO
X6	-4487	1087	3394	695	1632	925	1620	VERDADERO
X7	-2720	2482	3752	769	1336	1023	1791	FALSO
X8	-407	126	1165	239	323	314	552	VERDADERO
Y1	-339	393	2909	596	667	783	1379	VERDADERO
Y2	-3703	340	1555	318	1091	565	883	VERDADERO
Y3	-1568	119	611	125	452	165	290	VERDADERO
Y4	-92	168	885	181	200	238	420	VERDADERO
Y5	-4820	556	2185	447	1453	588	1036	VERDADERO

Tabla 50

Revisión de resistencia a cortante en muros; análisis estático no lineal en Y

	ACI 318-14	11.5.4.3	11.5.4.5	22.5.7.1	11.5.4.8	11.5.4.4		
Muro	Pu [kN]	Vu [kN]	Vnmax kN	Vc [kN]	Vc [kN] Nu(T)	Vs [kN]	Vn [kN]	Vn>Vu
X1	-893	656	1237	253	440	337	590	FALSO
X2	-771	227	885	181	342	241	423	VERDADERO
X3	-478	292	1655	339	439	451	790	VERDADERO
X4	2031	980	4295	880	456	1171	1627	VERDADERO
X5	-659	24	2329	477	615	635	1112	VERDADERO
X6	43	-100	3394	695	686	925	1611	VERDADERO
X7	-213	7	3752	769	813	1023	1791	VERDADERO
X8	73	14	1165	239	223	314	537	VERDADERO
Y1	-448	103	2909	596	689	783	1379	VERDADERO
Y2	422	114	1555	318	230	565	795	VERDADERO
Y3	-20	22	611	125	129	165	290	VERDADERO
Y4	-49	-54	885	181	192	238	420	VERDADERO
Y5	-1956	147	2185	447	856	588	1036	VERDADERO

En la sección 2.6.4 se presentó el diseño de muros estructurales, el cual se resume en la Tabla 26. Siguiendo los criterios expresados anteriormente, se proponen los ajustes relacionados en la Tabla 51. En las casillas en que no se muestran valores, N.A. significa que no se requieren ajustes y por lo tanto se mantiene el diseño inicial consignado en la Tabla 26.

Tabla 51

Ajustes propuestos en elementos primarios

Muro	pt inicial	R V*	pt suministrada
X1	0.0029	2 cortinas N3 c/0.20	0.0036
X2	0.0029	N.A.	0.0029
X3	0.0029	N.A.	0.0029
X4	0.0029	3 cortinas N3 c/0.15	0.0048
X5	0.0029	N.A.	0.0029
X6	0.0029	N.A.	0.0029
X7	0.0029	3 cortinas N4 c/0.25	0.0051
X8	0.0028	N.A.	0.0028
Y1	0.0028	N.A.	0.0028
Y2	0.0038	N.A.	0.0038
Y3	0.0028	N.A.	0.0028
Y4	0.0028	N.A.	0.0028
Y5	0.0028	N.A.	0.0028

* Refuerzo a cortante, horizontal y vertical

4.2 Revisión de requisitos para muros especiales

A continuación se presenta la revisión de parámetros de aspecto y requisitos para muros especiales según criterios de ACI 318 (ACI, 2014).

4.2.1 Relación de aspecto y espesor mínimo de muro. El espesor mínimo de muros está reglamentado en la sección 11.3.1 de ACI 318 (ACI, 2014). Se acogen los requisitos de muro portante, en este caso el espesor mínimo de este tipo de muro debe ser el mayor entre 100 mm y 1/25 de la menor longitud o altura no arriostrada. En la Tabla 52 se revisa el cumplimiento del requisito. No se requieren modificaciones por esta revisión.

Tabla 52

Espesor mínimo de muro según Tabla 11.3.1.1 de ACI 318

Muro	hw/lw	Espesor mínimo de muro	Cumple?
X1	17.0	102 mm	VERDADERO
X2	23.8	102 mm	VERDADERO
X3	12.7	102 mm	VERDADERO
X4	7.4	102 mm	VERDADERO
X5	13.6	102 mm	VERDADERO
X6	9.3	102 mm	VERDADERO
X7	8.4	102 mm	VERDADERO
X8	13.6	102 mm	VERDADERO
Y1	5.4	102 mm	VERDADERO
Y2	10.2	102 mm	VERDADERO
Y3	25.9	102 mm	VERDADERO
Y4	17.9	102 mm	VERDADERO
Y5	7.2	102 mm	VERDADERO

4.2.2 Ancho mínimo de elemento especial de borde. En el literal (b) de la sección 18.10.6.4 de ACI 318 (ACI, 2014) se especifica que el espesor mínimo de la zona a compresión de elemento especial de borde debe ser $h_u/16$; h_u es la longitud lateral no soportada en la fibra extrema a compresión del muro, en este caso se toma como la altura de piso.

Adicionalmente, en el literal (c) se especifica que para muros con relación $h_w/l_w \geq 2.0$, y con $c/l_w \geq 3/8$, el espesor de la zona a compresión del elemento especial de borde debe ser superior o igual a 300 mm; el muro debe ser continuo desde la base hasta la parte superior del mismo y debe ser diseñado para tener una única sección crítica para flexión y carga axial.

En la Tabla 53 se muestran los resultados de la revisión siguiendo los criterios mencionados. Los muros Y1, Y2 y Y3, que se diseñaron con espesor uniforme de 150 mm, no cumplen el requisito de espesor mínimo de elemento especial de borde del literal (c), el cual pretende reducir la posibilidad de inestabilidad lateral de la zona de compresión una vez se desprende el recubrimiento del concreto (ACI, 2014). Debe aumentarse el espesor del elemento especial de borde en esos muros a 300 mm.

Los muros X5 y X8 no requieren elemento especial de borde según el procedimiento de diseño de la sección 2.6.4.3; en ese caso no se aplica la revisión y en la respectiva celda de verificación de la tabla se usan las siglas N.A.

Tabla 53

Espesor mínimo de elemento especial de borde según ACI 318

Muro	hw/lw	c max	Espesor mínimo de EEB*		Cumple?
			18.10.6.4 (b)**	18.10.6.4 (c)**	
X1	17.0	376 mm	156 mm	N.A.	VERDADERO
X2	23.8	430 mm	156 mm	N.A.	VERDADERO
X3	12.7	413 mm	156 mm	N.A.	VERDADERO
X4	7.4	1337 mm	156 mm	N.A.	VERDADERO
X5	13.6	373 mm	156 mm	N.A.	N.A.
X6	9.3	598 mm	156 mm	N.A.	VERDADERO
X7	8.4	637 mm	156 mm	N.A.	VERDADERO
X8	13.6	425 mm	156 mm	N.A.	N.A.
Y1	5.4	2282 mm	156 mm	304.8	FALSO
Y2	10.2	1250 mm	156 mm	304.8	FALSO
Y3	25.9	563 mm	156 mm	304.8	FALSO
Y4	17.9	453 mm	156 mm	N.A.	VERDADERO
Y5	7.2	1323 mm	156 mm	N.A.	VERDADERO

* Elemento especial de borde

** ACI 318-14

4.2.3 Separación de estribos en elementos especiales de borde. Se revisa la separación de los estribos en elementos especiales de borde según el literal (e) de la sección 18.10.6.4 del código ACI 318 (ACI, 2014), el cual establece que se deben seguir las recomendaciones para columnas de la sección 18.7.5.2, literales (a) hasta (e). La separación entre barras longitudinales arriostradas por estribos o ganchos de confinamiento, h_x , no debe exceder la menor entre 350 mm y dos tercios del espesor del elemento de borde; el límite de separación del refuerzo transversal del literal (a) de la sección 18.7.5.3 de ACI 318 (ACI, 2014) debe ser un tercio de la menor dimensión del elemento de borde.

En la Tabla 54 se muestran los resultados de la revisión. Los muros X6 y X7 fueron diseñados con estribos de confinamiento en el elemento especial de borde separados a una distancia $s =$

100 mm según el literal (c) de la sección C.21.9.6.4 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). La revisión muestra que no se cumplen los criterios de ACI 318 por 5 mm, en este caso no se requiere tomar medidas para ajustar el diseño inicial. El requisito crítico es equivalente al aplicado en NSR-10.

Tabla 54

Revisión de separación de estribos en elemento especial de borde según ACI 318

Muro	hx<= *	Separación mínima entre estribos de confinamiento			Cumple?
		s **	s ***	s0 ****	
X1	133 mm	67 mm	95 mm	152 mm	VERDADERO
X2	133 mm	67 mm	76 mm	152 mm	VERDADERO
X3	133 mm	67 mm	76 mm	152 mm	VERDADERO
X4	200 mm	100 mm	114 mm	152 mm	VERDADERO
X5	200 mm	0 mm	N.A.	152 mm	N.A.
X6	200 mm	100 mm	95 mm	152 mm	FALSO
X7	200 mm	100 mm	95 mm	152 mm	FALSO
X8	100 mm	0 mm	N.A.	152 mm	N.A.
Y1	100 mm	50 mm	95 mm	152 mm	VERDADERO
Y2	100 mm	50 mm	95 mm	152 mm	VERDADERO
Y3	100 mm	50 mm	76 mm	152 mm	VERDADERO
Y4	100 mm	50 mm	76 mm	152 mm	VERDADERO
Y5	100 mm	50 mm	114 mm	152 mm	VERDADERO

* ACI 318-14 18.7.5.3 (c), ACI 318-14 18.10.6.4 (e)

** ACI 318-14 18.7.5.3 (a), ACI 318-14 18.10.6.4 (e)

*** ACI 318-14 18.7.5.3 (b)

**** ACI 318-14 18.7.5.3 (c)

4.2.4 Revisión de cantidad de refuerzo transversal en elemento especial de

borde. En la tabla 18.10.6.4(f) de ACI 318 (ACI, 2014) se encuentran expresiones para la cantidad de refuerzo transversal en elementos especiales de muros. Para estribos rectos A_{sh}/sb_c debe ser mayor a (a) $0.3(A_g/A_{ch} - 1) * f'_c/f_{yt}$ y (b) $0.09f'_c/f_{yt}$ (ACI, 2014). En la Tabla 55 se muestran los resultados de la revisión.

La revisión se hace al comparar el requerimiento de ACI 318 con el refuerzo suministrado en el diseño original, esto implica que se usa la separación, calibre de barra y número de ramas suministradas de la Tabla 26. En la dirección paralela a la longitud del muro se verifica que la cantidad de refuerzo transversal suministrado es suficiente para cumplir el requerimiento. En la

dirección perpendicular a la longitud del muro no se cumple el requisito para los muros con espesor de elemento especial de borde igual a 150 mm. Todos los muros con espesor de elementos especial de borde de 200 mm y 300 mm cumplen el requisito.

Tabla 55

Cantidad de refuerzo transversal en elemento especial de borde según ACI 318

Muro	Ash/(sbc)		Ash//h [mm ²]	Cumple Ash//h?	Ash//lw [mm ²]	Cumple Ash//lw?
	(a)*	(b)*				
X1	0.0078	0.0060	104	VERDADERO	104	VERDADERO
X2	0.0066	0.0060	145	VERDADERO	88	VERDADERO
X3	0.0066	0.0060	145	VERDADERO	88	VERDADERO
X4	0.0036	0.0060	570	VERDADERO	180	VERDADERO
X5	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
X6	0.0039	0.0060	348	VERDADERO	180	VERDADERO
X7	0.0046	0.0060	198	VERDADERO	180	VERDADERO
X8	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
Y1	0.0076	0.0060	657	FALSO	57	VERDADERO
Y2	0.0079	0.0060	373	FALSO	59	VERDADERO
Y3	0.0085	0.0060	192	FALSO	64	VERDADERO
Y4	0.0090	0.0060	149	FALSO	68	VERDADERO
Y5	0.0079	0.0060	330	FALSO	60	VERDADERO

* ACI 318-14 Tabla 18.10.6.4(f)

Los resultados son congruentes con un comentario de la sección R18.10.6.4 de ACI 318 (ACI, 2014) que indica que la expresión (b) no provee la cantidad de refuerzo transversal que se requiere en elementos delgados dado que el recubrimiento representa una parte considerable del espesor del mismo; la expresión (a) permite tener en cuenta tal condición. Como comentario adicional, el código NSR-10 (Decreto 926, 2010) indica explícitamente que no se necesita cumplir con la expresión (a).

4.2.5 Resumen de ajustes en elementos especiales de borde. En la Tabla 56 se muestran los cambios que deben hacerse a los elementos especiales de borde del diseño original de muros.

Tabla 56

Modificaciones en elementos especiales de borde

Muro	Espesor EBB*	s **	#ramas sumin. //h	#ramas sumin. //lw
X1	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
X2	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
X3	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
X4	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
X5	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
X6	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
X7	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
X8	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
Y1	300 mm	95 mm	14	3
Y2	300 mm	95 mm	8	3
Y3	300 mm	76 mm	3	2
Y4	N.A.	N.A.	3	N.A.
Y5	N.A.	N.A.	5	N.A.

* Elemento especial de borde

** Separación entre estribos de confinamiento en elemento especial de borde

El cambio de espesor de los elementos de borde en los muros Y1, Y2 y Y3 induce cambios en la separación entre estribos para el refuerzo transversal según criterios de la sección 4.2.3, en el caso particular del muro Y3 la separación entre estribos resulta menor debido a que el refuerzo longitudinal del elemento de borde consiste en barras calibre N4. Adicionalmente se muestra la cantidad de refuerzo transversal requerido según criterios expuestos en la sección 4.2.4, para este cálculo se mantiene el calibre del diseño inicial, barras N3, y se usan los valores de espesor de elemento de borde y separación del refuerzo de la tabla Tabla 56. Las celdas en que se encuentran las siglas N.A. indican que no se requieren modificaciones.

4.3 Revisión general del diafragma

Se ejecuta el análisis del diafragma siguiendo los requisitos de carga de ASCE 41 (ASCE, 2014). Se usan las fuerzas inerciales del diafragma calculadas con base en la Pseudo fuerza lateral, ver resultados por piso en la Tabla 32. Se ejecuta un caso de análisis para las fuerzas inerciales del diafragma en cada una de las direcciones en planta, el modelo usado es el Modelo

3. A continuación se muestran los resultados y se revisan algunos requisitos aplicables del código ACI 318 (ACI, 2014) para el diseño del diafragma.

4.3.1 Espesor mínimo del diafragma. Según la sección 18.12.6.1 de ACI 318 (ACI, 2014), el espesor mínimo del diafragma debe ser 50 mm , por lo que se verifica que se cumple este requisito. La losa de entrepiso se diseñó con 120 mm y 170 mm de espesor, ver sección 2.6.3.

4.3.2 Refuerzo mínimo del diafragma. El refuerzo mínimo del diafragma debe cumplir con los requisitos de la tabla 24.4.3.2 de ACI 318 (ACI, 2014). Para el tipo de refuerzo especificado en la etapa de diseño, la cuantía mínima por retracción para el diafragma es 0.0018. La cuantía mínima suministrada para ambos espesores de losa es 0.0022, se cumple satisfactoriamente el requisito.

4.3.3 Refuerzo transversal en colectores. Los colectores deben tener refuerzo transversal según las indicaciones de la sección 18.12.7.5 de ACI 318 (ACI, 2014) si el nivel de compresión es mayor a $0.2f'_c$.

Los resultados del análisis pueden observarse en la Figura 49 para el análisis en la dirección X y en la Figura 50 para el análisis en la dirección Y. Las zonas que aparecen coloreadas con magenta indican que se presenta esfuerzo de compresión mayor al límite de $0.2f'_c$ y por ende debe proveerse refuerzo transversal según las indicaciones de ACI 318 (ACI, 2014) en las secciones 18.7.5.2(a) hasta (e), 18.7.5.3, y 18.12.7.5 de ese código.

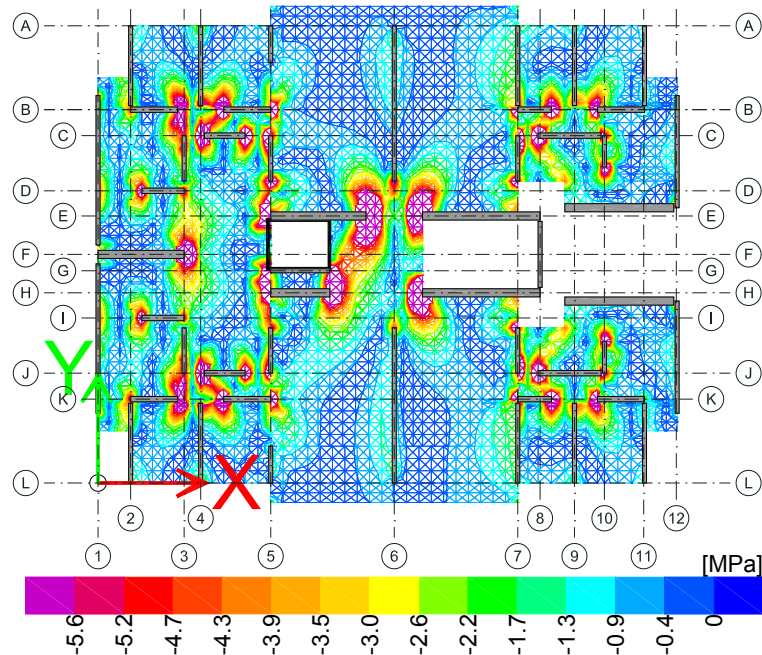


Figura 49. Refuerzo transversal en colectores. Análisis en dirección X

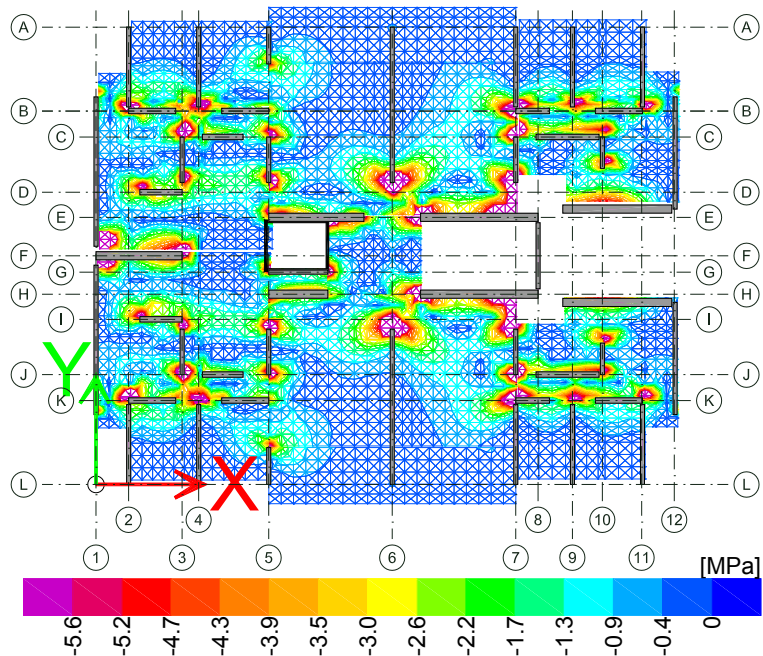


Figura 50. Refuerzo transversal en colectores. Análisis en dirección Y

4.3.4 Resistencia a flexión del diafragma. Se usa el refuerzo suministrado en la etapa de diseño inicial, ver Tabla 16. En cualquier caso, debe notarse que se suministró refuerzo superior e inferior en cantidades similares para ambas direcciones principales de análisis, dado

que la losa de entrepiso se encuentra solicitada a momento negativo ó positivo, pero no a ambos simultáneamente, se puede asumir que una de las capas de refuerzo es redundante en cualquier zona del diafragma. Este refuerzo redundante se usará aquí para estimar la resistencia local a flexión del diafragma. En el caso de la losa de espesor de 120 mm , el refuerzo redundante puede desarrollar tensión igual a $\phi A_s F_y = 0.9 * 213\text{mm}^2 * 420\text{MPa} = 80\text{ kN/m}$. Por su parte, en la losa de espesor igual a 170 mm , el refuerzo redundante puede desarrollar tensión igual a 120 kN/m .

En la Figura 51 y Figura 52 se muestran resultados para flexión del diafragma debido a fuerza lateral actuando en la dirección X, se muestra por separado el diagrama de tensiones para cada espesor de losa de entrepiso. Las zonas coloreadas con azul oscuro y magenta requieren refuerzo adicional para cumplir con las solicitaciones de flexión. Éste refuerzo debe ser perpendicular a la dirección en que actúa la carga lateral, es decir, paralelo a la dirección Y.

En el caso de análisis en la dirección Y, puede apreciarse en la Figura 53 y Figura 54 el diagrama de tensiones para cada tipo de espesor de losa. Las zonas marcadas con azul oscuro y magenta requieren refuerzo adicional paralelo a la dirección X para resistir las tensiones adicionales por flexión del diafragma.

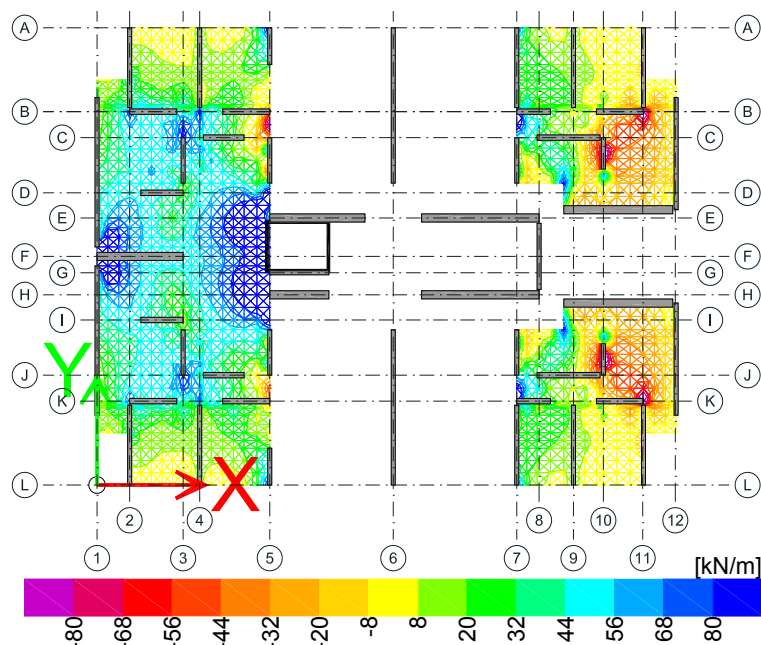


Figura 51. Flexión del diafragma. Losa de 120 mm de espesor. Análisis en X

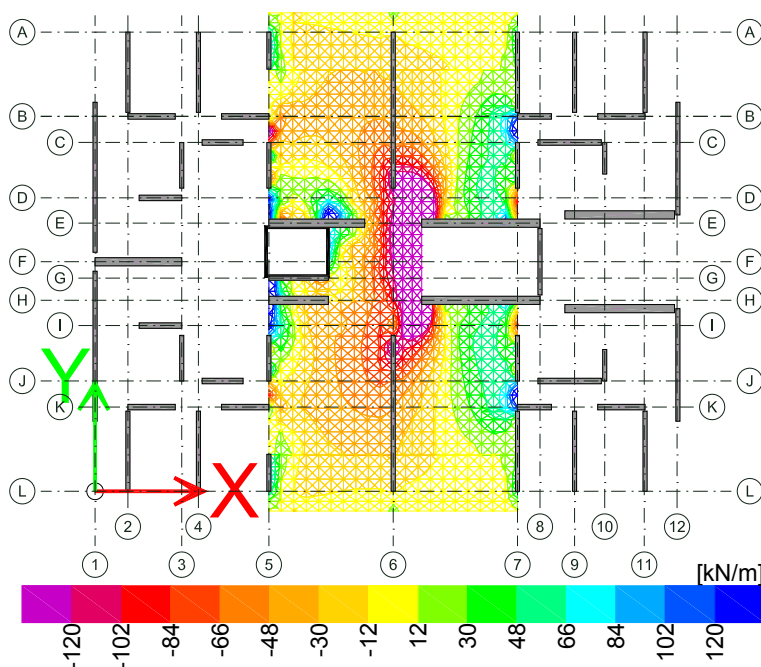


Figura 52. Flexión del diafragma. Losa de 170 mm de espesor. Análisis en X

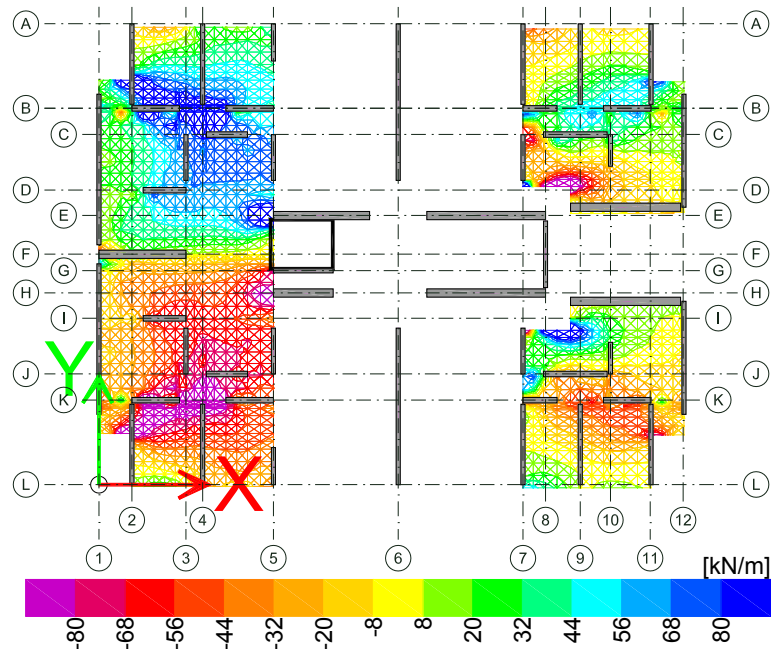


Figura 53. Flexión del diafragma. Losa de 120 mm de espesor. Análisis en Y

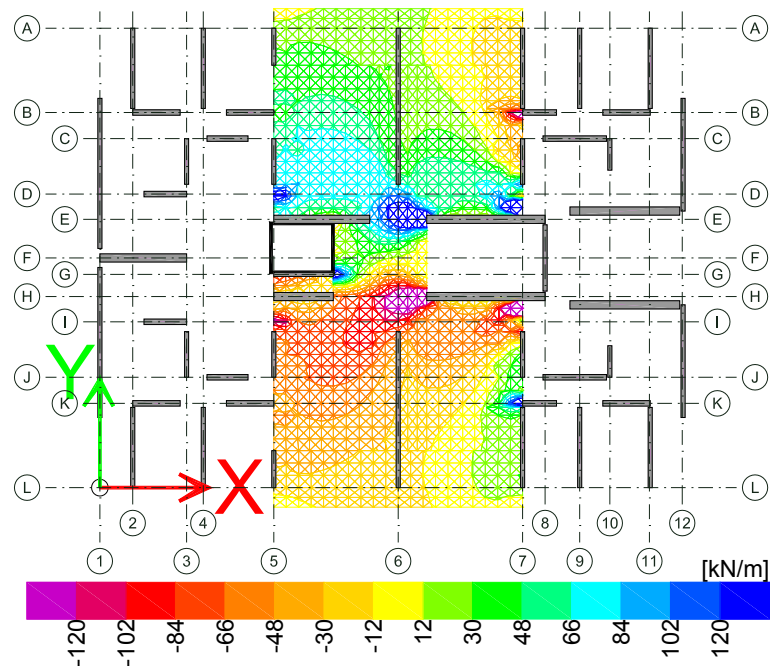


Figura 54. Flexión del diafragma. Losa de 170 mm de espesor. Análisis en Y

4.3.5 Cortante en el diafragma.

Se aplican las ecuaciones de las secciones 12.5.3.3 y 12.5.3.4 de ACI 318 (ACI, 2014) para determinar la resistencia a cortante y resistencia a cortante máxima del diafragma. Estos valores se comparan con los diagramas obtenidos del análisis y así se establece si se requiere tomar medidas en caso de no cumplimiento de la premisa de diseño.

En la Figura 55 y en la Figura 56 se muestra el diagrama de fuerza cortante para cada tipo de espesor de losa y carga lateral en la dirección X. No se encuentra evidencia que indique que el cortante resistente reducido sea menor al cortante hallado en el análisis.

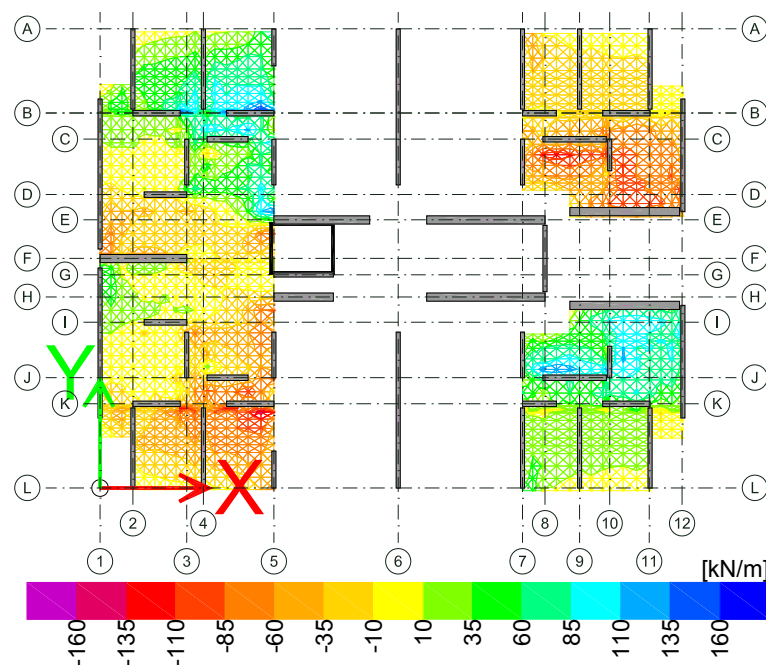


Figura 55. Cortante en diafragma. Losa de 120 mm de espesor. Análisis en X

Del mismo modo que en el caso de flexión, se usa el refuerzo redundante, ahora en dirección paralela a la acción de la carga lateral para calcular la resistencia a cortante unitaria de la losa de entrepiso que constituye el diafragma. En el caso de la losa de 120 mm de espesor, la resistencia a cortante de la losa se estima en 162 kN/m, se usa un factor de reducción de resistencia

$\phi = 0.75$. la resistencia máxima a cortante para esa losa se estima en 318 kN/m . En el caso de la losa de 170 mm de espesor, la resistencia unitaria a cortante de la losa es 230 kN/m , con un máximo aceptable de 450 kN/m .

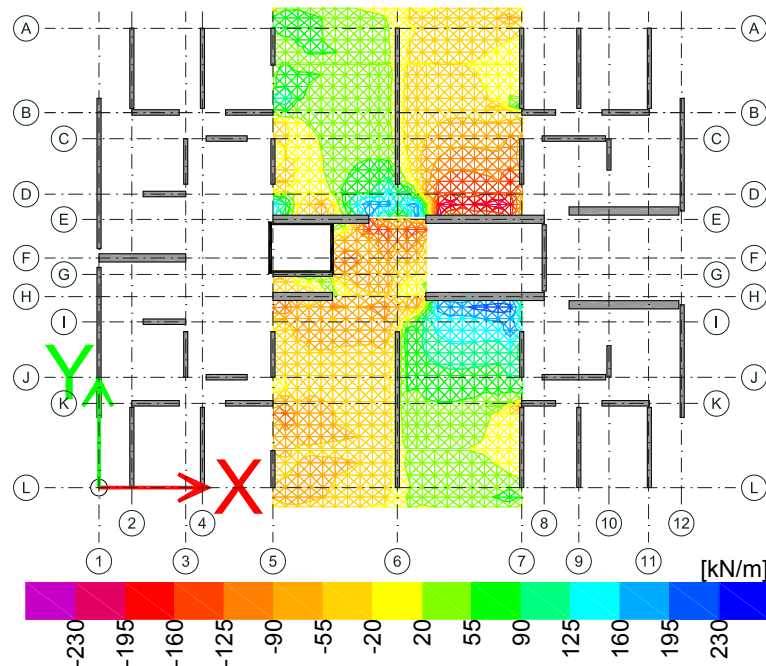


Figura 56. Cortante en diafragma. Losa de 170 mm de espesor. Análisis en X

El diagrama de cortante en el diafragma obtenido del análisis ejecutado para el caso de carga lateral orientada en la dirección Y se puede apreciar en la Figura 57 para la losa de 120 mm y en la Figura 58 para la losa de 170 mm de espesor. Es esta dirección se aprecia que se superan los valores de cortante resistente reducido, por lo tanto se deben tomar medidas adicionales para cumplir el requisitos de diseño. Inicialmente se propone aumentar la cuantía de acero de refuerzo distribuido para resistir cortante en las zonas puntales que lo requieren.

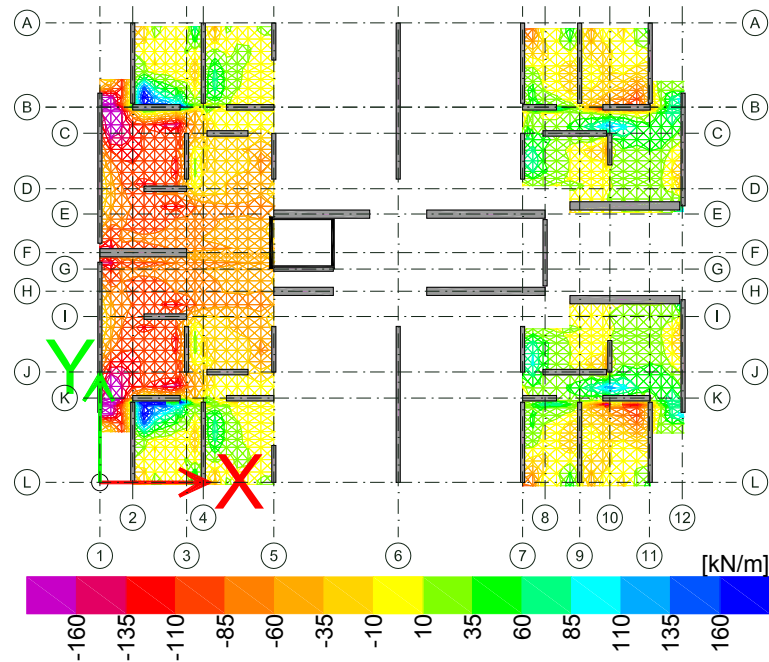


Figura 57. Cortante en diafragma. Losa de 120 mm de espesor. Análisis en Y

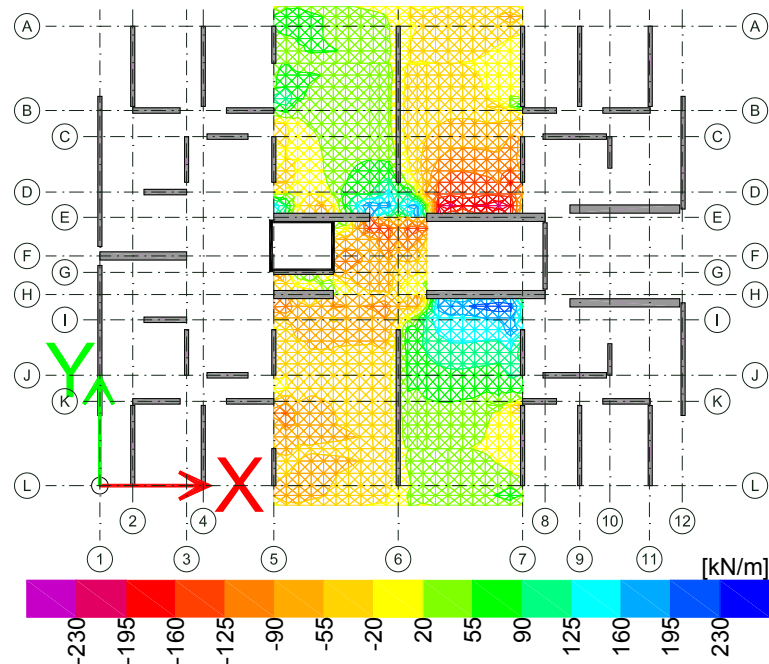


Figura 58. Cortante en diafragma. Losa de 170 mm de espesor. Análisis en Y

4.4 Discusión de los resultados.

Existen varios requisitos de configuración sismo resistente en el código ACI 318 (ACI, 2014) que pueden aplicarse a un edificio con sistema estructural de muros y que no se encuentran consignados en NSR-10 (Decreto 926, 2010); por lo tanto se requieren ajustes en el diseño original que van desde aumentar el espesor de un elemento especial de borde hasta revisar la cantidad de ramas de refuerzo transversal de confinamiento en tal elemento e incluso la revisión del diafragma, que es un tipo de elemento del que no se encuentra reglamentación suficiente en NSR-10.

5 Conclusiones y recomendaciones

Se ejecutó el diseño elástico lineal de un edificio de 12 pisos con sistema estructural tipo muros de carga usando requisitos aplicables del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (Decreto 926, 2010), y se y se simuló su comportamiento ante cargas laterales aplicando requisitos del estándar “*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*” (ASCE, 2014). En todos los casos de estudio la demanda sísmica usada corresponde al espectro elástico de aceleración propuesto en el capítulo A.2 de NSR-10. Se encontraron las siguientes conclusiones basadas en los modelos elaborados en ETABS 2016 y en los resultados obtenidos.

5.1 Conclusiones

5.1.1 Desempeño general del edificio. La aplicación y resultados del procedimiento de análisis estático no lineal muestra que en términos generales la estructura analizada cumple con el nivel de desempeño “*Life-Safety*” establecido siguiendo los requerimientos de ASCE 41 (ASCE, 2014). Según el análisis ejecutado se puede afirmar que la estructura tiene un nivel de desempeño igual a “*Ocupación-Inmediata*”.

5.1.2 Influencia de la no linealidad geométrica y de la flexibilidad de la cimentación. La forma de las curvas de respuesta del edificio analizado es sensible a la inclusión de los efectos P-delta y de la flexibilidad de la cimentación en los apoyos en el modelo de análisis. Se observa que al incluir los efectos de flexibilidad de la cimentación la curva de respuesta del análisis estático no lineal muestra un comportamiento más flexible, esto se intuye por inspección visual de la Figura 25. Los efectos P-delta disminuyen la pendiente de la curva de respuesta principalmente a partir de la zona en que se encuentra el desplazamiento de fluencia,

además inducen disminución repentina de rigidez una vez la curva alcanza los valores más altos de resistencia, esto se aprecia al analizar la Figura 34.

5.1.3 Rótulas plásticas a base de fibras en muros estructurales. El análisis de algunas rótulas plásticas P-M a base fibras, muestra que las rótulas analizadas tienen una tendencia similar a la relación fuerza-deformación propuesta por ASCE 41 (ASCE, 2014) para los niveles de respuesta de los elementos del edificio analizados, los cuales no superan el estado de desempeño “*LS: Life Safety*”. No se encontraron resultados para la zona de reducción de resistencia, por lo que en esas zonas el modelo a base de fibras no mostró un comportamiento similar a la relación fuerza-deformación propuesta por ASCE 41 (ASCE, 2014).

5.1.4 Demanda de ductilidad. Los valores de demanda de ductilidad calculados en la sección 3.5.4 son cercanos al valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía usado en el diseño inicial de la estructura, el cual es $R = 5.0$ según de NSR-10 (Decreto 926, 2010) para el sistema estructural del edificio. En la dirección X la demanda de ductilidad es menor a R , lo cual indica que en el proceso de diseño inicial la fuerza sísmica de diseño usada puede resultar menor a la fuerza inelástica de demanda.

5.1.5 Solicitaciones en la cimentación. Los resultados obtenidos indican que existen deformaciones ocasionadas por la acción de las cargas permanentes y la aplicación de la carga lateral a nivel de cimentación, esas deformaciones ocasionan a su vez efectos en los niveles superiores del edificio. Dado que se usó el procedimiento de análisis estático no lineal, la deformación encontrada en el análisis debe entenderse como una aproximación estática a un estado de deformación ocasionado por un evento dinámico que afecta el estado de deformaciones de un edificio sometido a cargas permanentes.

5.1.6 Requisitos de ACI 318. El diseño inicial del edificio está basado en los requisitos de NSR-10 (Decreto 926, 2010). La revisión de algunos aspectos de diseño basados en requisitos del código ACI 318 (ACI, 2014) muestra que el código colombiano no incluye algunos requisitos con exigencias superiores, incluso ni siquiera similares. Los requisitos abarcan temas relacionados con espesor y longitud para elementos especiales de borde en muros, proporción entre las dimensiones del muro para evitar inestabilidad, revisión de estribos de confinamiento en elementos especiales de borde en muros y requisitos especiales para diseño de diafragma.

5.2 Recomendaciones

5.2.1 Método de evaluación del desempeño. De acuerdo al ASCE 41 (ASCE, 2014), se recomienda analizar el edificio usando un procedimiento dinámico no lineal con el objetivo de incluir el efecto de modos superiores y evaluar los cambios en la respuesta dinámica del edificio a medida que se degrada su rigidez.

5.2.2 Factores que pueden influir en la rigidez del edificio. Se propone el planteamiento de un estudio que tenga por objetivo identificar qué factores influyen en la rigidez del edificio modelado. Se propone particularmente que se estudie la influencia de las suposiciones incluidas en el modelo de análisis relacionadas con la sección fisurada de los elementos tipo “*Shell*” tanto para muros estructurales como para losas de entrepiso con comportamiento no rígido. Otros factores que pueden influir en la rigidez del edificio son: disposición, dimensiones y cantidad de muros estructurales en planta en cada dirección, características supuestas de no linealidad del material y consideración de diafragma no rígido en el modelo de análisis.

5.2.3 Rótula plástica a base de fibras en muros estructurales. Si se requiere ejecutar un análisis para demanda sísmica considerablemente alta, es decir, que los elementos

experimenten deformaciones cercanas al estado de desempeño “*CP: Collapse Prevention*”, se recomienda revisar el comportamiento de la rótula plástica en el punto máximo de capacidad y en las zonas posteriores de reducción de resistencia. Del mismo modo se recomienda revisar la convergencia del análisis estático no lineal.

Referencias bibliográficas

- ACI. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*. Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute.
- Applied Technology Council. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440*. Redwood: Federal Emergency Management Agency.
- Applied Technology Council. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695*. Redwood: Federal Emergency Management Agency.
- Applied Technology Council. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, PEER/ATC 72-1*. Redwood: Applied Technology Council.
- ASCE. (2006). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-05)*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-10)*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- Balkaya, C., & Kalkan, E. (2004). Seismic vulnerability ,behavior and design of tunnel form building structures. *Engineering Structures*, 26, 2081-2099.
- Computer & Structures, Inc. (2016). *CSI Analysis Reference Manual*. Berkeley, California: Computer & Structures, Inc.
- Darwin, D., Dolan, C. W., & Nilson, A. H. (2016). *Design of concrete structures* (15 ed.). New York, United States of America: McGraw-Hill Education.

Decreto 926. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)*.

Bogotá D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Subcomité A del Comité AIS 100.

Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2011). *Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, NIST GCR 10-917-5*.

Gaithersburg: NEHRP Consultants Joint Venture.

Earthquake Engineering Research Institute. (2006). *Designing for Earthquakes, FEMA 454*.

Oakland: Federal Emergency Management Agency.

FEMA. (2012). *NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples FEMA P-751*.

Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA. (2013). *NEHRP Recommended Seismic Provisions: Training and Instructional Materials*

FEMA P-752. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

Ghosh, S. K. (2016). Significant changes from the 2011 to the 2014 edition of ACI 318. *PCI Journal*(March-April).

Guzman, T. (2017, Jun 15). *Modeling concrete cracked section properties for building analysis*,

CSi Knowledge Base. Retrieved from Computers and Structures, Inc.:

<https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/Modeling+concrete+cracked+section+properties+for+building+analysis>

Klemencic, R., McFarlane, I. S., Hawkins, N. M., & Nikolaou, S. (2012). *Seismic Design of Reinforced Concrete Mat Foundations: A guide for practicing engineers, NIST GCR 12-*

917-22. (N. C. Venture, Ed.) Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.

- Lehman, D., Turgeon, J., Birely, A., Hart, C., Marley, K., Kuchma, D., & Lowes, L. (2013). Seismic Behavior of a Modern Concrete Coupled Wall. *Journal of Structural Engineering*, 139(8), 1371-81.
- Mander, J., Priestly, M. J., & Park, R. (1998, August). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8).
- Marius, M. (2013). Seismic behaviour of reinforced concrete shear walls with regular and staggered openings after the strong earthquakes between 2009 and 2011. *In Engineering Failure Analysis*, December(34), 537-565.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D., Kelly, D. J., & Meyer, T. R. (2010). *Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors: a guide for practicing engineers*. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3, NIST GCR 10-917-4. Gaithersburg: NEHRP Consultants Joint Venture.
- NEHRP. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures NIST GCR 12-917-21*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.
- NEHRP Consultants Joint Venture. (2013). *Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering, NIST GCR 14-917-27*. Redwood: National Institute of Standards and Tehcnology.
- Powell, G. H. (2010). *Modeling for Structural Analysis. Behavior and Basics*. Berkeley: Computers and Structures Inc.
- Subcomité A del Comité AIS 100. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)*. Bogotá D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Wilson, E. L. (2010). *Static & Dynamic Analysis of Structures. A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering* (4th ed.). Berkeley: Computers and Structures Inc.

Apéndices

Apéndice A. Plano 01



Figura 1A. Plano 01

Apéndice B. Plano 02



Figura 1B. Plano 02

Apéndice C. Plano 03

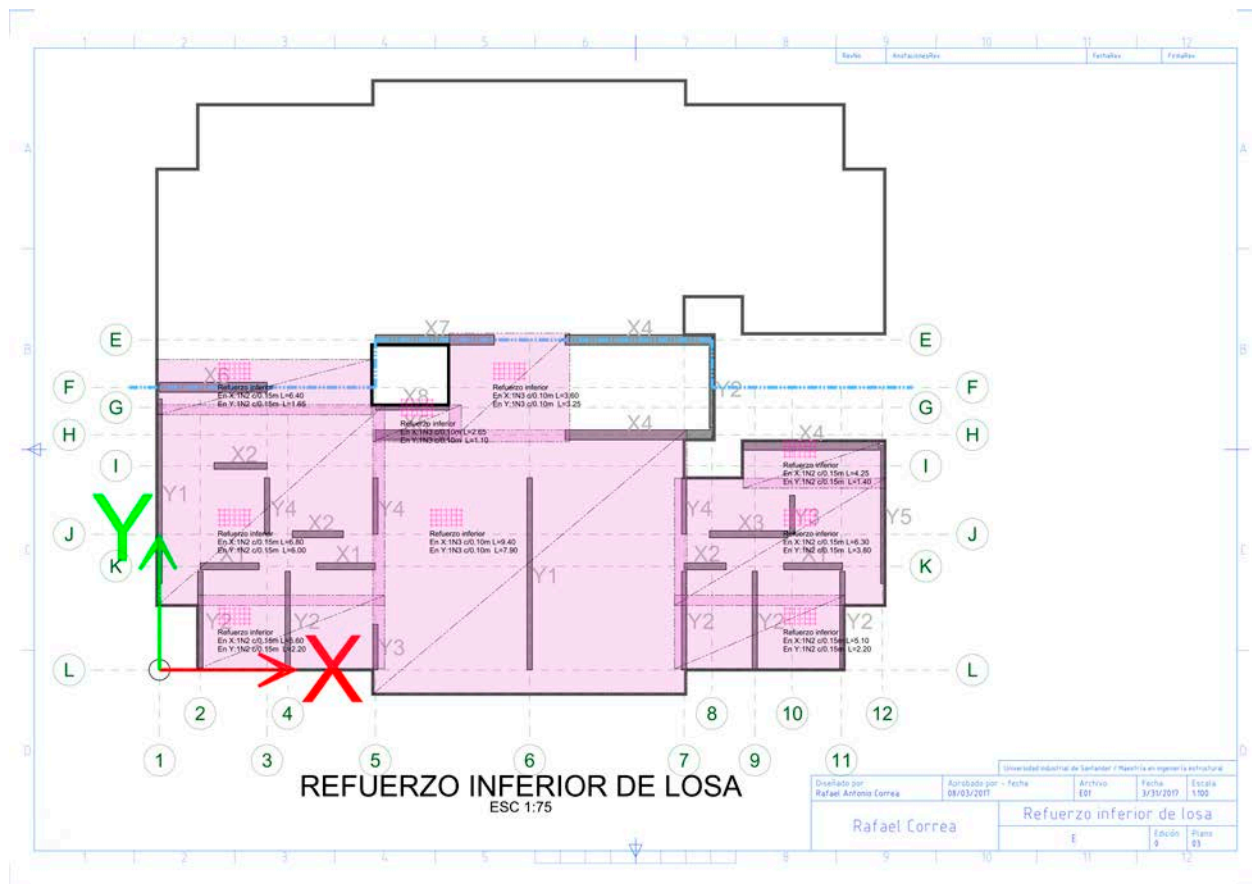


Figura 1C. Plano 03

Apéndice D. Plano 04

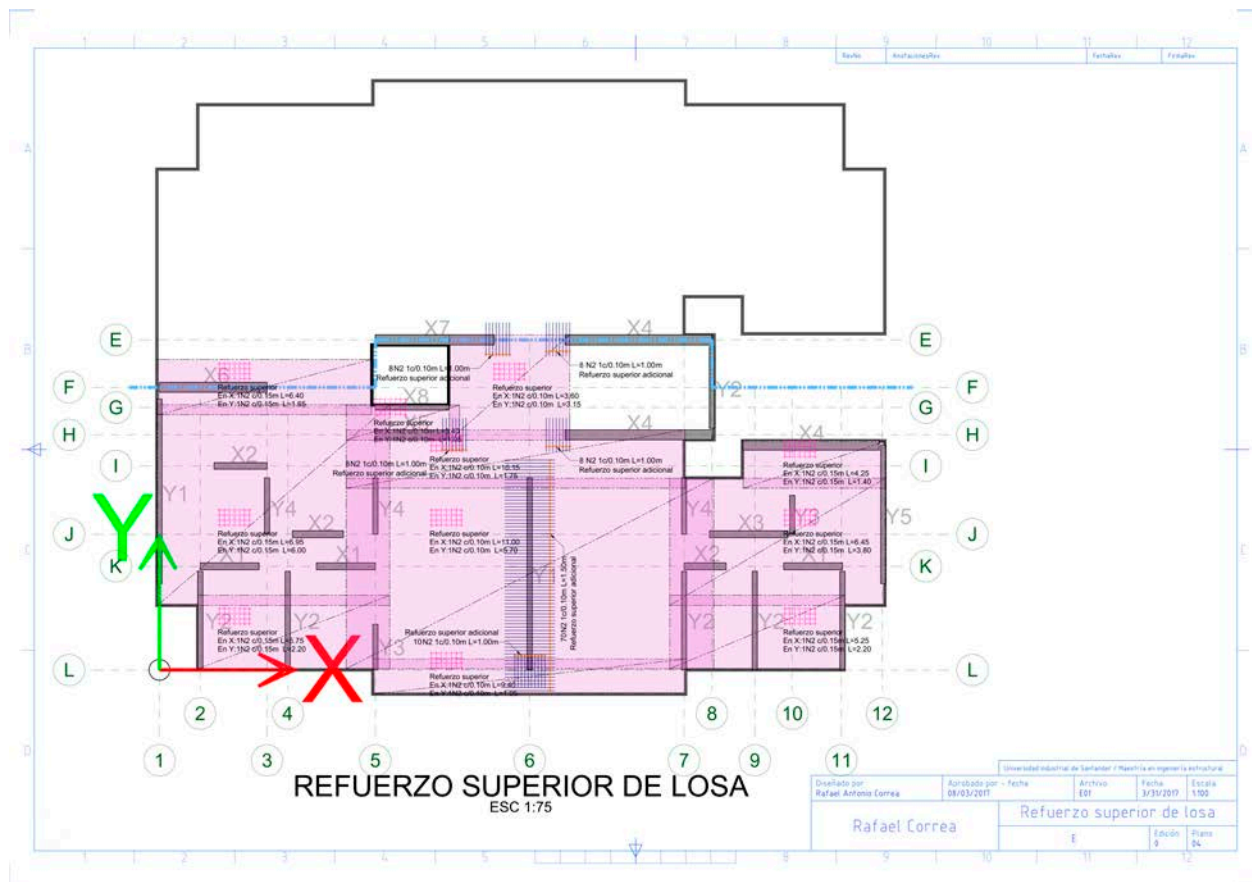


Figura 1D. Plano 04

Apéndice E. Plano 05

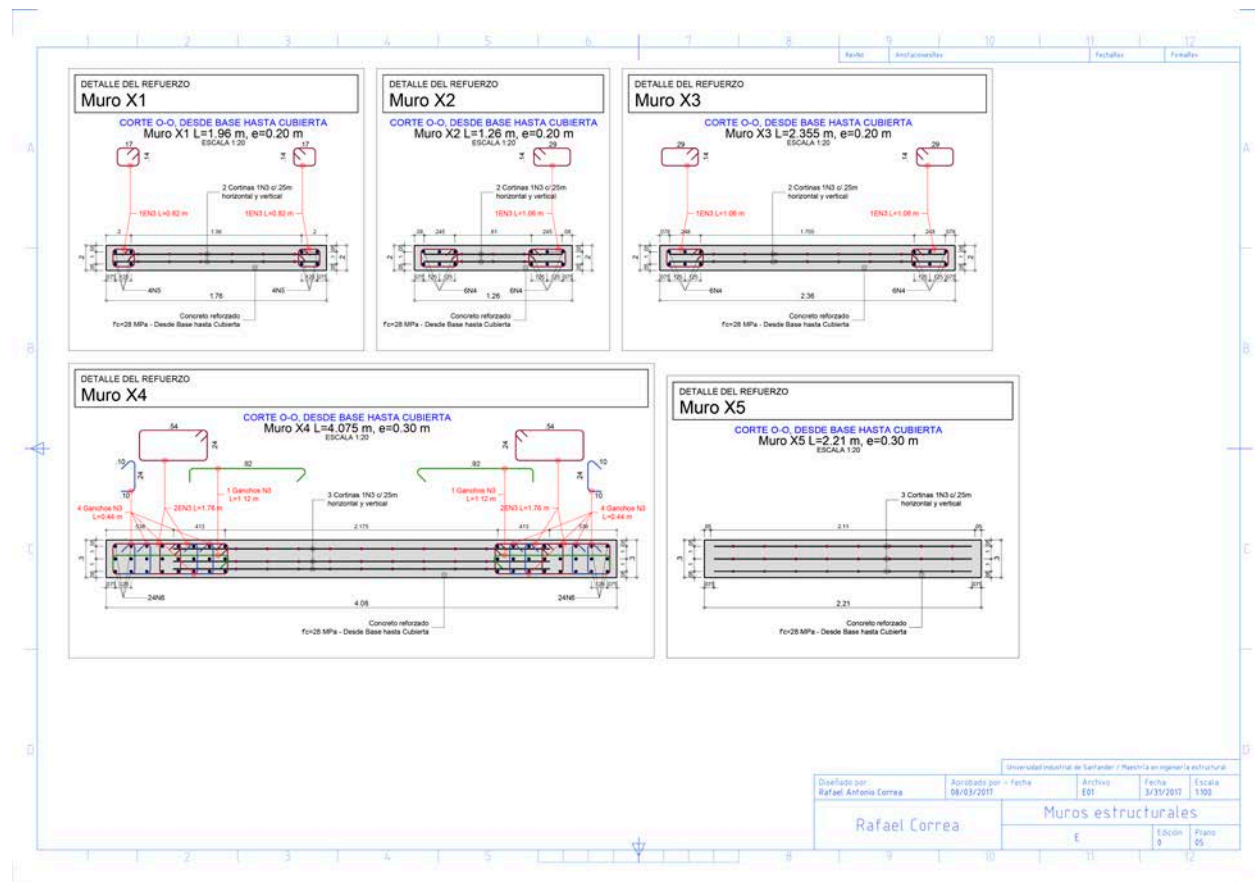


Figura 1E. Plano 05

Apéndice F. Plano 06

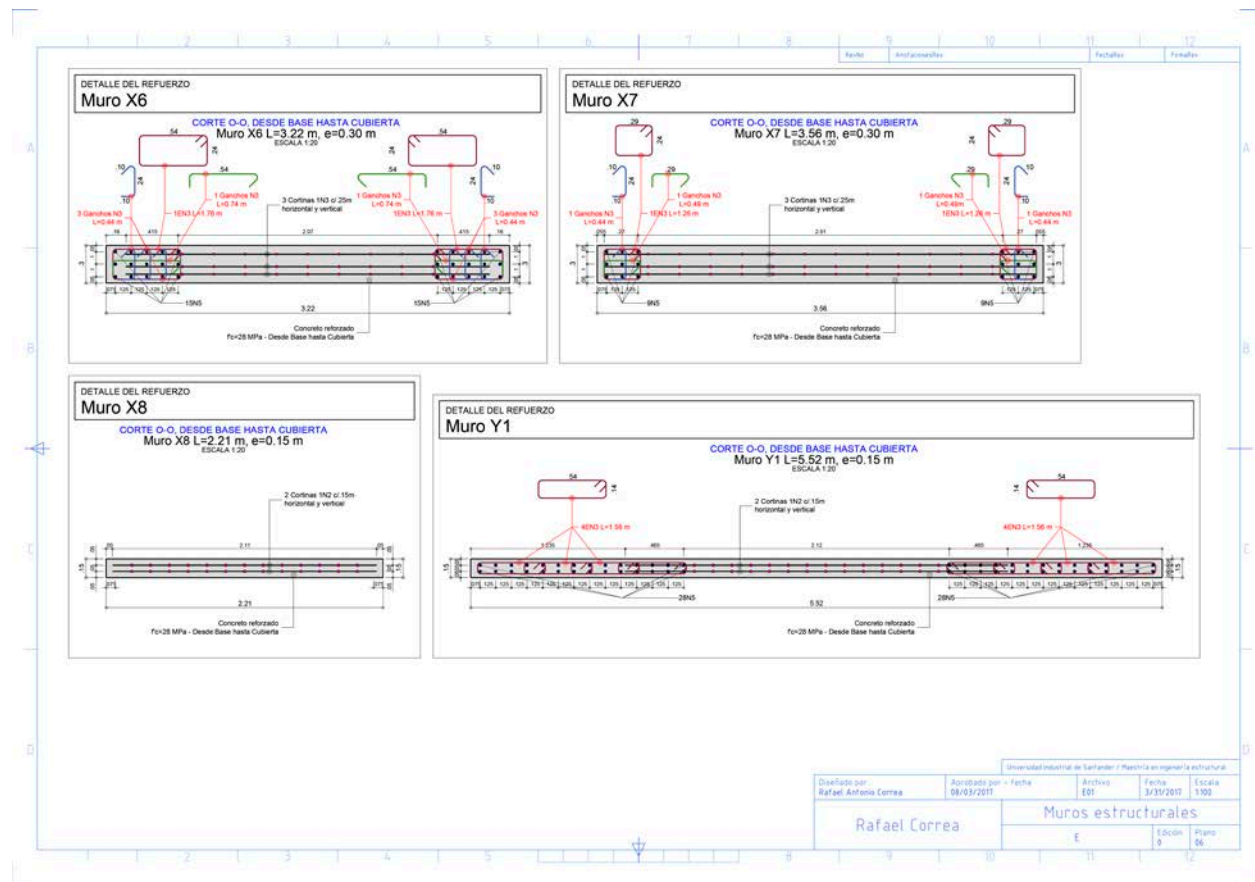


Figura 1F. Plano 06

Apéndice G. Plano 07

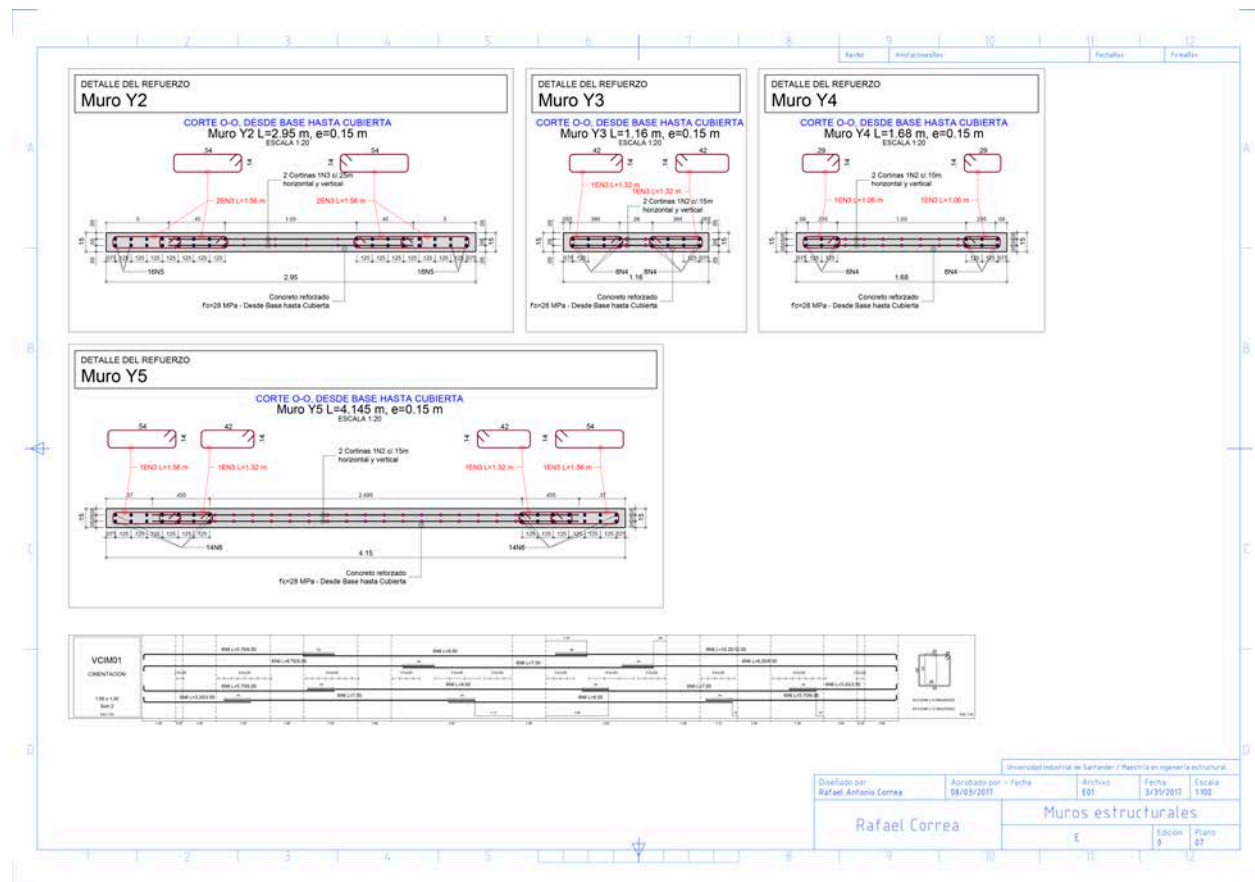


Figura 1G. Plano 07