

Influencia de la Distribución del Refuerzo Vertical en el Desempeño Estructural de Muros de
Concreto Reforzado: Un Caso de Estudio para un Edificio de 10 Pisos con Sistema de Muros de
Carga

Dean Andersson Montañez Torres

Trabajo de Grado para Optar al Título de Magister en Ingeniería Estructural

Director

Edison Osorio Bustamante

PhD. en Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2020

Agradecimientos

Este trabajo de aplicación es el resultado del esfuerzo realizado durante la etapa de estudio de la maestría en ingeniería estructural, el cual, no habría sido posible sin la ayuda de muchas personas. Estos agradecimientos sirven para resaltar el gran aporte e impacto significativo en el desarrollo en mi trabajo.

En esta ventura que comenzó como un sueño desde el año 2015 junto con un gran amigo Abelardo Uribe, que con mucho sacrificio se pudo lograr años más tarde, es la muestra del gran esfuerzo y dedicación que siempre se mantuvo durante toda la etapa de estudio. Agradecer profundamente a mi familia por su apoyo incondicional, a Melannie Sanchez quien fue mi compañera durante toda la época de estudio y quien diariamente me daba motivación y cariño para continuar a pesar de las diferentes circunstancias que se presentaban.

Me gustaría extender un sentido agradecimiento al Dr. Edinson Osorio, quien me brindo su guía de conocimiento en todo el desarrollo de este trabajo. A todos los docentes que compartieron sus conocimientos en cada una de las asignaturas.

Contenido

Introducción	20
1. Objetivos	23
1.1 Objetivo General	23
1.2 Objetivos Específicos	23
2. Etapa 1: Análisis y Diseño Lineal	24
2.1 Fase 1: Análisis y Diseño Elástico Lineal	24
2.1.1 Aspectos e información de la estructura	24
2.1.2 Descripción general de la edificación.	24
2.2 Descripción Material	25
2.2.1 Concreto no confinado.	25
2.2.2 Acero de Refuerzo.	25
2.3 Descripción del Sistema Estructural	26
2.3.1 Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales.	26
2.3.2 Losa de entrepiso y cubierta.	26
2.3.3 Muros del sistema estructural.	26
2.3.4 Localización de la edificación	29
2.3.5 Capacidad de disipación de energía	29
2.3.6 Consideraciones de resistencia contra fuego.	29
2.3.7 Datos del estudio geotécnico.	30

2.4 Análisis de irregularidades	30
2.4.1 Irregularidades en planta.	33
2.4.1.1 Irregularidad torsional, Tipo 1Ap.	33
2.4.1.2 Irregularidad torsional extrema, Tipo 1Bp.....	33
2.4.1.3 Retrocesos excesivos en las esquinas, Tipo 2P.	34
2.4.1.4 Discontinuidades del diafragma, Tipo 3P.....	34
2.4.1.5 Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales, Tipo 4P.	35
2.4.1.6 Sistemas no paralelos, Tipo 5P.....	35
2.4.2 Irregularidades en altura.	35
2.4.2.1 Desplazamientos del plano de acción, tipo 4a.....	36
2.4.2.2 Piso débil-discontinuidad en la resistencia, tipo 5Aa y 5Ba.	36
2.4.2.3 Irregularidad por ausencia de redundancia.	36
2.4.3 Coeficiente de capacidad de disipación de energía.	37
2.5 Evaluación de cargas	37
2.5.1 Carga muerta: Peso propio.....	37
2.5.1.1 Carga muerta y carga viva sobreimpuesta en losa.	37
2.6 Fuerzas Sísmicas de Diseño	39
2.6.1 Espectro elástico de aceleración.....	39
2.6.1.1 Cálculo de la masa.	39
2.6.1.2 Cálculo de la fuerza horizontal equivalente.	40
2.7 Análisis	41
2.7.1 Descripción del modelo.....	41
2.7.1.1 Modelo 1.....	41
2.7.1.2 Modelo 2.....	42

2.7.1.3 Modelo 3.....	42
2.7.2 Fuerzas sísmicas: Análisis dinámico elástico espectral.	43
2.8 Resultados del análisis	44
2.8.1 Análisis modal.....	44
2.8.1.1 Desplazamiento máximo de piso.....	45
2.8.1.2 Análisis de la deriva.....	46
2.9 Diseño	47
2.9.1 Combinaciones de diseño.	47
2.9.1.1 Reacciones en la base.....	48
2.9.2 Diseño de losa de entrepiso.	50
2.9.2.1 Generalidades.....	50
2.9.2.2 Recubrimiento del refuerzo.....	50
2.9.2.3 Espesor de losa: Cálculo de deflexiones.....	50
2.9.2.4 Diseño de losa por cargas gravitacionales.	51
2.9.2.5 Diseño de losa de entrepiso para fuerzas cortantes.....	51
2.9.2.6 Diseño de losa de entrepiso a flexión.....	53
2.9.3 Diseño de muros estructurales.	55
2.9.3.1 Generalidades.	56
2.9.3.2 Diseño por cortante en el plano del muro.	56
2.9.3.2 Resistencia a cortante aportada por el concreto.....	59
2.9.3.3 Refuerzo a cortante.	61
2.9.3.4 Diseño por flexión y compresión.....	62
2.9.3.4.1 Diseño a flexión 1.	62
2.9.3.4.2 Diseño a flexión 2.	64

2.9.3.5 Elementos especiales de borde.....	65
2.9.4 Diseño de la cimentación.....	68
2.9.4.1 Solicitaciones y esfuerzos.....	69
2.9.4.2 Rigidez de la cimentación.....	72
2.9.4.3 Asentamientos diferenciales.....	76
2.9.4.4 Refuerzo en la losa de cimentación, diseño por flexión.....	76
2.9.4.4 Revisión de cortante en la losa de cimentación.....	78
2.9.4.5 Diseño de vigas de cimentación.....	79
2.9.4.5.1 Requisitos generales.....	79
2.9.4.5.2 Diseño a flexión de las vigas de cimentación.....	79
2.9.4.5.3 Diseño a fuerza cortante de las vigas de cimentación.....	82
3. Fase 2: Análisis Estático no lineal.....	83
3.1 Generalidades según el ASCE41-17.....	84
3.1.1 Tipo de edificio.....	84
3.1.2 Objetivo de nivel de desempeño.....	84
3.1.3 Categoría del riesgo.....	85
3.1.4 Nivel de sismicidad.....	85
3.1.5 Nivel de desempeño objetivo del edificio.....	86
3.1.5.1 Objetivo básico y nivel de desempeño de la estructura.....	87
3.1.6 Modelo de análisis.....	87
3.2 Requisitos para el modelo de análisis por ASCE 41-17.....	87
3.2.1 Generalidades.....	87
3.2.1.1 Torsión.....	87

3.2.2 Elemento primario y secundario.....	88
3.2.3 Flexibilidad de la cimentación.	89
3.2.4 Amortiguamiento.....	89
3.2.5 Efectos sísmicos en múltiples direcciones.....	90
3.2.6 Efectos P- Δ en modelo de análisis.	91
3.2.7 Interacción suelo-estructura.....	92
3.2.8 Efecto de volcamiento para procedimientos no lineales.	93
3.2.9 Clasificación del diafragma.	93
3.3 No linealidad de los materiales.....	96
3.3.1 Concreto no confinado.	96
3.3.2 Concreto confinado.....	97
3.3.3 Acero de refuerzo.	98
3.3.4 Modelo de rotula plástica en muros.....	99
3.3.5 Longitud de rotulas plástica en muros.	100
3.4 Descripción de modelos de análisis.....	100
3.4.1 Modelo 4.....	100
3.4.2 Modelo 5.....	101
3.4.3 Efecto de volcamiento para procedimientos no lineales.	102
3.4.4 Selección del procedimiento de análisis.....	102
3.4.5 Relación de resistencia.	102
3.4.6 Influencia de los modos superiores.....	103
4. Análisis de Resultados.....	104
4.1 Resultados análisis no lineal.....	104

INFLUENCIA DE LA DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO VERTICAL...	10
4.1.1 Graficas de respuesta del procedimiento estático no lineal.	104
4.1.1.1 No linealidad del material.	104
4.1.1.2 No linealidad del material y no linealidad geométrica.	105
4.1.1.3 No linealidad del material, no linealidad geométrica y flexibilidad de la cimentación.	106
4.1.2 Desplazamiento objetivo de la edificación y punto de desempeño	107
4.1.3 Evaluación del desempeño de la estructura y revisión de rotulas plásticas.	108
4.1.4 Revisión de apoyos en cimentación.	115
4.1.5 Análisis de la respuesta elástica y la respuesta inelástica.	116
5. Revisión de Elementos Primarios	119
5.1 Revisión de cortante en muros para análisis estático no lineal	119
5.2 Requisitos normativos del código ACI 318-14.	121
5.2.1 Elementos de borde.	121
5.3 Revisión de la cimentación.	123
5.3.1 Flexión en la cimentación.	124
5.3.2 Cortante en la cimentación.	126
6. Conclusiones	128
Referencias Bibliográficas	131

Lista de Figuras

Figura 1. Distribución de muros en planta tipo	27
Figura 2. Vista frontal de la estructura	31
Figura 3. Corte lateral del proyecto	32
Figura 4. Irregularidad por retrocesos en las esquinas	34
Figura 5. Irregularidad por discontinuidad en el diafragma.....	34
Figura 6. Espectro elástico de aceleración en función del periodo T estimado de los geotécnico	39
Figura 7. Modelo 1 tridimensional	42
Figura 8. Diagrama de fuerza cortante (V13). Rango (-40,50) kN/m.....	53
Figura 9. Diagrama de fuerza cortante (V23). Rango (-40,40) kN/m.....	53
Figura 10. Diagrama de momentos sobre el eje X (M11). Rango (-40,10) kN-m/m.....	54
Figura 11. Diagrama de momentos sobre el eje Y (M22). Rango (-40,10) kN-m/m.....	55
Figura 12. Distribución de elementos del muro estructural	63
Figura 13. Diagrama de interacción entre carga axial y momento en el plano, MA-1	65
Figura 14. Distribución de esfuerzo sobre la cimentación (carga de servicio)	72
Figura 15. Esfuerzo sobre la cimentación combinaciones con sismo rango (-70,-120) kN/m.....	72
Figura 16. Dirección de ejes y longitudes para cálculo de rigidez estática de un elemento rígido de cimentación.	73
Figura 17. Intensidad de resorte vertical en diferentes zonas de la losa de cimentación.....	75
Figura 18. Deformación vertical en la losa de cimentación. Comb22 = D+SD+L. Rango (-7.0, -9.0) mm	76
Figura 19. Diagrama de momento M11. Rango (-200,50) kN-m/m	77
Figura 20. Diagrama de momento M22. Rango (-200,50) kN-m/m	77

Figura 21. Diagrama de fuerza cortante. Rango (0,200) kN/m.....	79
Figura 22. Diagrama de momentos. Rango (-800,1046) KN-m.....	80
Figura 23. Diagrama de fuerza cortante. Rango (-400,640) Kn.....	83
Figura 24. Clasificación de estructuras por tipología (ASCE 41-17, 2017).....	84
Figura 25. Clasificación del del riesgo para edificios y otras estructuras.....	85
Figura 26. Nivel de sismicidad.....	86
Figura 27. Curva esfuerzo-deformación para el concreto no confinado $f'_c=35\text{MPa}$	97
Figura 28. Ejemplo de curva esfuerzo-deformación para el concreto confinado.....	98
Figura 29. Relación esfuerzo deformación para acero de refuerzo.....	98
Figura 30. Ejemplo de asignación de rotula de muro MA-1.....	99
Figura 31. Respuesta no lineal sin incluir efectos P- Δ cim. Rígida.....	104
Figura 32. Respuesta no lineal incluyendo efectos P- Δ cim. Rígida.....	105
Figura 33. Respuesta no lineal incluyendo efectos P- Δ cim. Flexible.....	106
Figura 34. Curvas bilineales idealizadas en las direcciones principales X y Y.....	108
Figura 35. Niveles de desempeño.....	112
Figura 36. Límites de desempeño de la estructura.....	112
Figura 37. Secuencia formación de rotulas dirección X -R1.....	113
Figura 38. Secuencia formación de rotulas dirección X-R2.....	113
Figura 39. Secuencia formación de rotulas dirección Y-R1.....	114
Figura 40. Secuencia formación de rotulas dirección Y-R2.....	114
Figura 41. Esfuerzos desarrollados en el suelo de cimentación debido al análisis estático no lineal en dirección X.....	115
Figura 42. Esfuerzos desarrollados en el suelo de cimentación debido al análisis estático no lineal en dirección Y.....	116

Figura 43. Parámetros de desempeño para el análisis estático no lineal dirección X	117
Figura 44. Parámetros de desempeño para el análisis estático no lineal dirección Y	118
Figura 45. Diagrama de momento M11. Rango (-200,200) kN-m/m dirección X	124
Figura 46. Diagrama de momento M22. Rango (-200,200) kN-m/m dirección X	124
Figura 47. Diagrama de momento M11. Rango (-200,200) kN-m/m dirección Y	125
Figura 48. Diagrama de momento M22. Rango (-200,200) kN-m/m dirección Y	125
Figura 49. Diagrama de cortante V13. Rango (-200,100) kN-m/m dirección X.....	126
Figura 50. Diagrama de cortante V23. Rango (-200,100) kN-m/m dirección X.....	127
Figura 51. Diagrama de cortante V13. Rango (-200,170) kN-m/m dirección Y.....	127
Figura 52. Diagrama de cortante V23. Rango (-200,170) kN-m/m dirección Y.....	128

Lista de Tablas

Tabla 1. Dimensiones de muros del sistema estructural.....	28
Tabla 2. Parámetros geotécnicos	30
Tabla 3. Irregularidad torsional: Fuerza sísmica en X y Y	33
Tabla 4. Relación de deriva vs deriva del piso siguiente hacia arriba	36
Tabla 5. Detallado de cargas muertas.....	38
Tabla 6. Cargas uniformes sobre las losas de entrepiso	38
Tabla 7. Masa de la edificación.....	40
Tabla 8. Datos para el cálculo de la fuerza horizontal equivalente	40
Tabla 9. Fuerzas sísmicas por el método de combinación modal espectral.....	44
Tabla 10. Resultados del análisis modal.....	45
Tabla 11. Desplazamiento máximo de piso: Fuerzas sísmicas en cada dirección	46
Tabla 12. Análisis de la deriva, Fuerzas sísmicas por combinación modal espectral	47
Tabla 13. Combinaciones de carga mayoradas: Método de la resistencia.....	48
Tabla 14. Combinaciones de carga mayoradas: Método de la resistencia.....	49
Tabla 15. Revisión de deflexiones en la losa de entrepiso	51
Tabla 16. Parámetros de diseño de la losa de entrepiso	52
Tabla 17. Fuerza cortante en el plano del muro valores máximos.....	56
Tabla 18. Fuerza cortante en el plano del muro valores mínimos	57
Tabla 19. Carga axial en el muro valores máximos.....	57
Tabla 20. Carga axial en el muro valores mínimos	58
Tabla 21. Flexión en el plano del muro valores máximos	58

Tabla 22. Flexión en el plano del muro valores mínimos.....	59
Tabla 23. Máxima resistencia nominal a cortante en el plano	60
Tabla 24. Resistencia nominal a cortante aportada por el concreto.....	60
Tabla 25. Cuantía de refuerzo suministrado	62
Tabla 26. Solicitaciones de diseño MuroA-1	64
Tabla 27. Diseño a flexión del MuroA-1.....	64
Tabla 28. Refuerzo transversal del elemento especial de borde.....	67
Tabla 29. Resumen diseño a flexión 1 de muros estructurales	67
Tabla 30. Resumen diseño a flexión 2 de muros estructurales	68
Tabla 31. Combinaciones de carga.	71
Tabla 32. Parámetros y cálculo de la rigidez estática de la cimentación.....	74
Tabla 33. Ajuste para elementos de cimentación flexible.	75
Tabla 34. Parámetros y resistencia nominal a flexión y a cortante.....	78
Tabla 35. Parámetros y resistencia nominal a flexión y a cortante viga de cimentación	81
Tabla 36. Consideración de efectos torsionales	88
Tabla 37. Análisis de efectos P- Δ para la dirección X	92
Tabla 38. Análisis de efectos P- Δ para la dirección Y	92
Tabla 39. Fuerza pseudo estáticas.....	94
Tabla 40. Fuerza seudo estáticas por piso	94
Tabla 41. Clasificación del diafragma Dirección X.....	95
Tabla 42. Clasificación del diafragma Dirección Y.....	96
Tabla 43. Tipos de análisis estático no lineal en el modelo 4	101
Tabla 44. Tipos de análisis estático no lineal en el modelo 5	102
Tabla 45. Influencia de los modos superiores en la respuesta.....	103

Tabla 46. Parámetros de análisis estático no lineal.....	107
Tabla 47. Rotaciones plásticas máximas en la dirección X-R1.....	109
Tabla 48. Rotaciones plásticas máximas en la dirección X-R2.....	109
Tabla 49. Rotaciones plásticas máximas en la dirección Y-R1.....	110
Tabla 50. Rotaciones plásticas máximas en la dirección Y-R2.....	111
Tabla 51. Parámetros de desempeño.....	118
Tabla 52. Modificaciones resistencia a cortante elástico en muros dirección X.....	120
Tabla 53. Modificaciones resistencia a cortante elástico en muros dirección Y.....	120
Tabla 54. Revisión espesores mínimo elemento de borde dirección X.....	122
Tabla 55. Revisión espesores mínimo elemento de borde dirección Y.....	123

Lista de Apéndices

**“Ver Apéndices Adjuntos en el Cd y pueden Visualizarse en la Base de Datos de la
Biblioteca UIS”**

Apéndice A. Análisis de irregularidades

Apéndice B. Diseño a flexión muros estructurales

Apéndice C. Método de Winkler

Apéndice D. Viga de cimentación P-T

Apéndice E. Plano estructurales

Resumen

Título: Influencia de la Distribución del Refuerzo Vertical en el Desempeño Estructural de Muros de Concreto Reforzado: Un Caso de Estudio para un Edificio de 10 Pisos con Sistema de Muros de Carga.*

Autor: Dean Andersson Montañez Torres.**

Palabras Claves: Muros de concreto reforzado, Análisis Estático No Lineal, Rotulas Plásticas a Base de Fibras, Diseño Sismo Resistente, Evaluación del Desempeño.

Descripción:

Se realizó el diseño estructural de un edificio conformado por un sistema de muros de concreto reforzado y losas macizas por medio de un análisis elástico, siguiendo las recomendaciones establecidas en el Reglamento de Construcción Sismo Resistente del 2010 (NSR-10). Con la cuantía de refuerzo vertical obtenida en el diseño se establecieron dos distribuciones de refuerzo vertical para cada muro del sistema estructural, concentrando el acero en los extremos y distribuyéndolo uniformemente en la longitud del muro. Basado en el diseño elástico se efectuó un análisis estático no-lineal de la estructura basado en un modelo a base de fibras (P-M) en el software ETABS® 2015 para simular el comportamiento de los muros en el rango no-lineal incluyendo la no linealidad del material, la no linealidad geométrica, además de incorporar en el modelo matemático la flexibilidad de la cimentación, siempre guiado con los parámetros descritos en el código “Seismic Evaluation and Retrofit of existing building” (ASCE 41-17). Se destaca para este caso particular la distribución de refuerzo vertical uniforme en la sección del muro estructural según los resultados permite obtener una ductilidad de desplazamiento más alta, presenta una secuencia en la aparición de las rotulas en los muros permitiendo que la estructura disipe energía de manera progresiva.

Además, se detalla que ambas distribuciones de refuerzo alcanzan el mismo desplazamiento objetivo y la estructura con refuerzo concentrado presenta una pérdida mas grande de muros por aparición de varias rotulas de manera simultánea, esto debido a que el acero llega rápidamente a la fluencia en un pequeño incremento de desplazamiento y puede generar una falla inmediata de la estructura cuando el acero incursione en la zona de endurecimiento por deformación. También se pudo verificar la necesidad de aumentar el refuerzo a cortante en los muros ya que las solicitaciones presentadas en el análisis no-lineal son superiores a la consideradas en la etapa de diseño elástico.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Edison Osorio Bustamante, PhD. en Ingeniería Civil.

Abstract

Title: Influence of the Distribution of Vertical Reinforcement in the Structural Performance of Walls of the Concrete Reinforcement: A Case Study for a 10 Floor Building With Load Wall System.*

Author: Dean Andersson Montañez Torres**

Keywords: Reinforced concrete walls, Nonlinear Static Analysis, Fiber-based Plastic Ball Head, Resistant Earthquake Design, Performance Evaluation.

Description:

The structural design of a building made up of a system of reinforced concrete walls and solid slabs was carried out by means of an elastic analysis, following the recommendations established in the 2010 Earthquake Resistant Construction Regulation (NSR-10). With the amount of vertical reinforcement obtained in the design, two vertical reinforcement distributions were established for each wall of the structural system, concentrating the steel at the ends and distributing it evenly over the length of the wall. Based on the elastic design, a non-linear static analysis of the structure based on a fiber-based model (PM) was performed in the ETABS® 2015 software to simulate the behavior of the walls in the non-linear range including non-linearity of the material, the geometric nonlinearity, in addition to incorporating in the mathematical model the flexibility of the foundation, always guided by the parameters described in the code “Seismic Evaluation and Retrofit of existing building” (ASCE 41-17). The uniform vertical reinforcement distribution in the section of the structural wall stands out for this particular case, according to the results, it allows to obtain a higher ductility of displacement, presents a sequence in the appearance of the markers in the walls allowing the structure to dissipate energy progressive

In addition, it is detailed that both reinforcement distributions reach the same objective displacement and the structure with concentrated reinforcement presents a larger loss of walls due to the appearance of several grids simultaneously, this because the steel quickly reaches creep in a small increase of displacement and can generate an immediate failure of the structure when the steel enters the hardening zone by deformation. It was also possible to verify the need to increase the shear reinforcement in the walls since the solicitations presented in the non-linear analysis are superior to those considered in the elastic design stage.

* Bachelor Thesis

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Edison Osorio Bustamante, PhD. en Ingeniería Civil.

Introducción

Durante los últimos años en Latinoamérica se ha observado un incremento importante en la construcción de viviendas de interés social (VIS), localizadas en todo tipo de climas y en todas las zonas de amenaza sísmica (Carrillo, Echeverri, & Aperador, 2015), por tanto, la construcción de edificios basados en sistemas de muros de concreto reforzado es una tendencia nacional en crecimiento. La ciudad de Cúcuta no es ajena a esta tendencia, la construcción con sistemas basados en muros y losas es masiva y juega un papel importante en el sector constructivo de la ciudad del oriente colombiano.

Según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente del 2010 (NSR-10) en el Título A, Capítulo A.3, Artículo A.3.2.1 reconoce el sistema estructural de muros de carga (Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible, Decreto 926 2010). El sistema de muros de carga es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales.

La ciudad de San José de Cúcuta según la NSR-10 en su Título A, Capítulo A.2, Artículo A.2.3.3 se encuentra dentro de una zona de amenaza sísmica alta, por tal motivo las estructuras se deben diseñar teniendo en cuenta características especiales como el detallado de los elementos, la calidad de los materiales y el sistema estructural que permitan que la estructura posea una capacidad de disipación de energía especial (DES).

Cada vez se habla más del sistema de muros de concreto, asociado a la tecnología del vaciado en sitio, y, por ende, a la buena selección de formaletas. ¿Y por qué se habla de este sistema? La respuesta es: productividad, industrialización del proceso, costos programados,

economía y mejor desempeño en construcción en altura. Los muros de concreto reforzado se usan en edificios altos para resistir cargas laterales como vientos y sismos. Sus beneficios, como una alta capacidad de carga y disipación de energía hacen de ellos una alternativa en la construcción de edificios de gran altura, especialmente en las zonas de alta actividad sísmica (Dejian, Qun, yang, Zhenghua & Jinyang, 2017).

A partir del análisis de publicaciones hechas sobre los estudios realizados a las edificaciones de vivienda afectadas en sismos ocurridos en años recientes en diferentes países de Latinoamérica, se puede concluir que las fallencias se presentaron principalmente en la fase de diseño. Específicamente se observó un inadecuado manejo de las irregularidades en planta y en altura, inapropiada estimación de la resistencia de los muros, deficiente detallado del refuerzo y densidades de muros insuficientes (Carrillo & López, 2017). Luego de los sismos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011) se han venido realizando grandes esfuerzos por parte de la comunidad investigativa para entender algunos comportamientos observados, no deseados, en configuraciones comunes de muros en concreto reforzado. Por ejemplo, muros de concreto reforzado delgados ($80 \text{ mm} \leq t_w \leq 250 \text{ mm}$) (Martínez, Daza, & Arteta, 2017). Actualmente son uno de los sistemas estructurales más usados en países de América Latina, y su comportamiento durante el terremoto de Chile (2010) no fue bueno en algunos casos, mostrando daño por flexo-compresión e inestabilidad fuera del plano. Debido al número creciente de edificios de muros en concreto reforzado construidos en Colombia en la última década, algunas investigaciones recientes en el país se han enfocado en entender su comportamiento para mejorar las prácticas comunes de diseño y construcción de los mismos (Martínez, Daza, & Arteta, 2017).

Actualmente los procedimientos de diseño no incluyen una revisión explícita de la seguridad ante el colapso. Solo se supone que, al obedecer ciertos requisitos de ductilidad, la estructura dispondrá de capacidad de disipación inelástica de energía suficiente para evitar el

colapso (Bazàn & Meli, 2013). Esto enmarca que a pesar de estar en el auge de la construcción basados en este sistema no se verifica el comportamiento que tiene el diseño final de la edificación. Además, en las zonas de amenaza sísmica alta como la ciudad de san José de Cúcuta las estructuras deben poseer características especiales como el detallado de los elementos, la calidad de los materiales y una capacidad de disipación especial de energía (DES) y se desea conocer cual es el impacto del detallamiento del refuerzo vertical en el desempeño de la estructura manteniendo las otras características como constantes.

1. Objetivos

1.1 Objetivo General

Determinar la influencia del detallado del refuerzo vertical en el desempeño estructural para un caso particular de un edificio de muros de concreto reforzado

1.2 Objetivos Específicos

Obtener el espesor y la cuantía de refuerzo de los elementos estructurales mediante un análisis y diseño elástico de acuerdo a la NSR-10 de un edificio de 10 pisos.

Realizar dos detallados del refuerzo vertical para los muros estructurales considerando una distribución uniforme del acero y una distribución del acero concentrado en las esquinas.

Efectuar un análisis no lineal estático de acuerdo a los requerimientos del ASCE 41-17 (ASCE 41-17, 2017) para determinar el desempeño de la estructura considerando ambas distribuciones del refuerzo.

2. Etapa 1: Análisis y Diseño Lineal

Este proyecto se divide en dos etapas: una primera etapa donde se realiza un análisis convencional mediante un análisis modal espectral, en una segunda etapa se realizó el análisis estático no-lineal.

Estos pasos mencionados se muestran de forma detallada a continuación:

2.1 Fase 1: Análisis y Diseño Elástico Lineal

En esta primera etapa se realiza la caracterización de la edificación considerando los materiales a emplear, los tipos de cargas y el modelo matemático a través de un software para el análisis estructural. Se verificaron los requisitos establecidos en la NSR-10 además de verificar los desplazamientos y fuerzas internas en los elementos. Por último, se realizó el diseño de los elementos que hacen parte del sistema principal de resistencia sísmica de la edificación.

2.1.1 Aspectos e información de la estructura. A continuación, se describe la información referente a la edificación que permitirá definir el proceso de diseño. Además, se describen las características principales de la edificación a analizar.

2.1.2 Descripción general de la edificación. Un complejo residencial central que se basa en la posibilidad de que el usuario cuente con todos los servicios a una distancia no superior de 1 km (tiendas de comida, gimnasios, además de su cercanía con el centro comercial, universidades y hospitales), generando comodidad para las personas y desarrollo para la ciudad. El número de niveles es 10. El área total destinada para una planta de la edificación es de 382.10 m² y son 10 y

la terraza es igual para un total de área construida para la edificación de 3821 m². La altura de los pisos medido a ejes de losa es de 2.55 m. para una altura total de la edificación de 25.50 m. La altura libre del entrepiso es de 2.40 m.

2.2 Descripción Material

Todos los elementos estructurales son en concreto reforzado vaciado en sitio. A continuación, se presentan los parámetros a utilizados.

2.2.1 Concreto no confinado. La resistencia a la compresión del concreto no confinado es de 35MPa en los cuatro primeros pisos y 28 MPa en los restantes. Para el cálculo del módulo de elasticidad en la NSR-10 en su Título C, Artículo C.8.5.1 se especifica que para concretos de densidad normal este factor puede calcularse utilizando la siguiente expresión $4700\sqrt{f'_c}$ MPa, sin embargo dentro del mismo artículo se hace existente un estudio que se realizó la Universidad Javeriana arrojando la siguiente ecuación para el cálculo del módulo de elasticidad $3900\sqrt{f'_c}$ MPa. con los materiales nacionales. Para este proyecto se utilizará el valor propuesto por la Universidad Javeriana. La máxima deformación a la compresión del concreto según la NSR-10 en la sección C.10.2.3 es $\epsilon_u = 0.003$.

2.2.2 Acero de Refuerzo. Según la NSR-10 en el Título C, Capítulo C.3, Artículo C.3.5.1 el refuerzo para los elementos estructurales debe ser acero corrugado de baja aleación de resistencia a la fluencia $F_y = 420$ MPa. y el módulo de elasticidad según la NSR-10 Título C, artículo C.8.5.2, para el acero estructural es $E_s = 200\ 000$ MPa.

2.3 Descripción del Sistema Estructural

Los aspectos principales del sistema estructural del proyecto y los elementos estructurales que lo componen se describen 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 losa de entrepiso: maciza armada en dos direcciones.

Tipo de losa de cubierta: maciza armada en dos direcciones.

Tipo de cimentación: Losa maciza y viga rectangulares de concreto reforzado.

2.3.1 Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales. En la Figura 1 se muestra la distribución de muros que componen el sistema estructural, también se identifican los límites de la losa.

2.3.2 Losa de entrepiso y cubierta. En la Figura 1 se indica en la zona sombreada el límite de la losa de entrepiso. La losa tanto de entrepiso y de cubierta consiste en una losa maciza de espesor de 15 cm.

2.3.3 Muros del sistema estructural. Todos los muros se encuentran ubicados paralelos a uno de los ejes de coordenadas principales del sistema estructural. En la Tabla 1 se resumen la longitud y espesor de cada muro; además, se incluye el área en planta de los muros orientados en cada una de las direcciones principales.

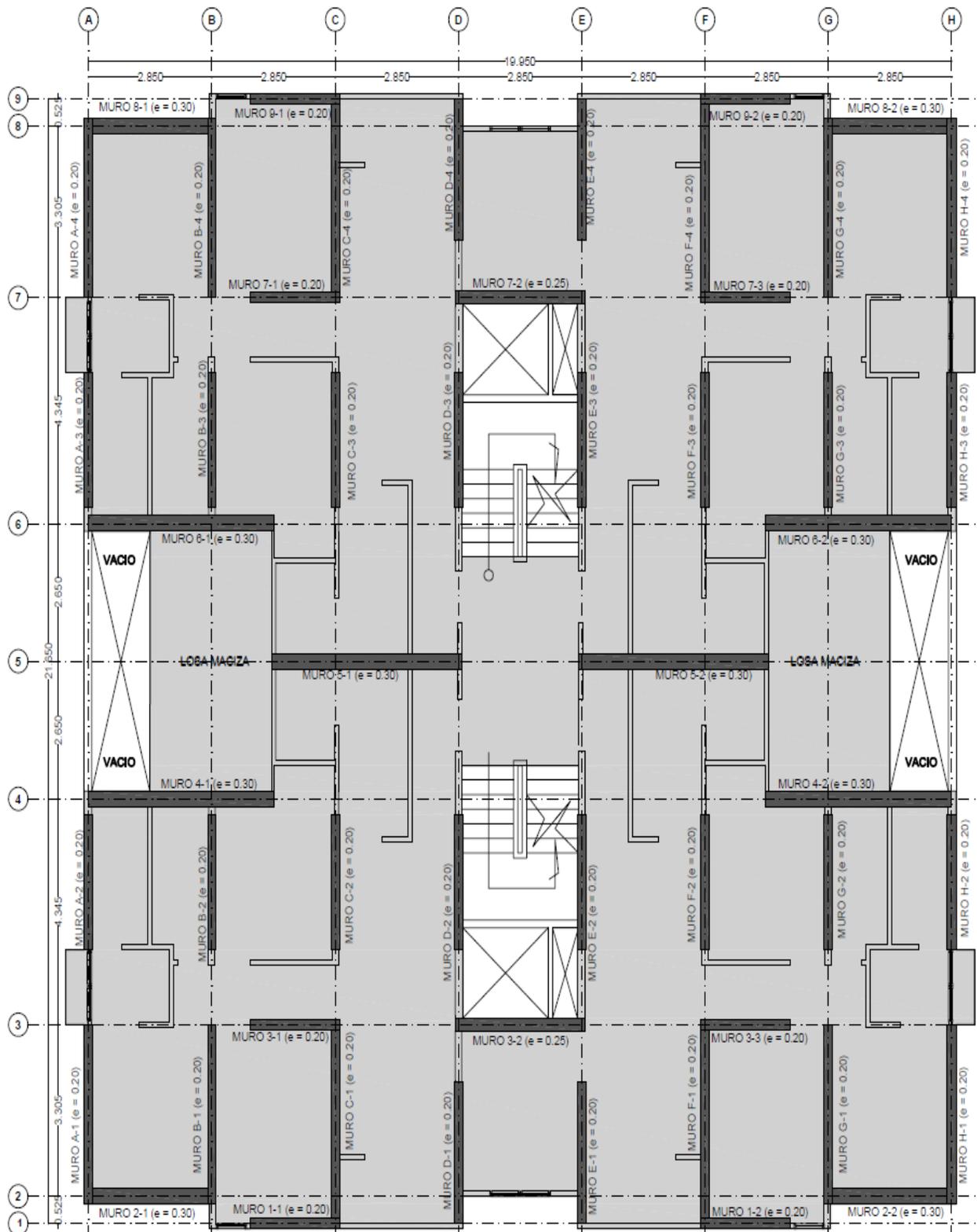


Figura 1. Distribución de muros en planta tipo

Tabla 1.

Dimensiones de muros del sistema estructural

MUROS DIRECCIÓN - Y				MUROS DIRECCIÓN - X			
Etiqueta	lw*	bw**	Área	Etiqueta	lw*	bw**	Área
[-]	m	m	m ²	[-]	m	m	m ²
MA-1	3.31	0.20	0.66	M1-1	2.07	0.20	0.41
MA-2	2.60	0.20	0.52	M1-2	2.07	0.20	0.41
MA-3	2.60	0.20	0.52	M2-1	2.65	0.30	0.80
MA-4	3.31	0.20	0.66	M2-2	2.65	0.30	0.80
MB-1	3.31	0.20	0.66	M3-1	2.07	0.20	0.41
MB-2	2.60	0.20	0.52	M3-2	3.00	0.25	0.75
MB-3	2.60	0.20	0.52	M3-3	2.08	0.20	0.42
MB-4	3.31	0.20	0.66	M4-1	4.30	0.30	1.29
MC-1	3.63	0.20	0.73	M4-2	4.30	0.30	1.29
MC-2	2.60	0.20	0.52	M5-1	4.30	0.30	1.29
MC-3	2.60	0.20	0.52	M5-2	4.30	0.30	1.29
MC-4	3.63	0.20	0.73	M6-1	4.30	0.30	1.29
MD-1	2.73	0.20	0.55	M6-2	4.30	0.30	1.29
MD-2	2.60	0.20	0.52	M7-1	2.07	0.20	0.41
MD-3	2.60	0.20	0.52	M7-2	3.00	0.25	0.75
MD-4	2.73	0.20	0.55	M7-3	2.07	0.20	0.41
ME-1	2.73	0.20	0.55	M8-1	2.65	0.20	0.53
ME-2	2.60	0.20	0.52	M8-2	2.65	0.20	0.53
ME-3	2.60	0.20	0.52				
ME-4	2.73	0.20	0.55				
MF-1	3.63	0.20	0.73				
MF-2	2.60	0.20	0.52				
MF-3	2.60	0.20	0.52				
MF-4	3.63	0.20	0.73				
MG-1	3.31	0.20	0.66				
MG-2	2.60	0.20	0.52				
MG-3	2.60	0.20	0.52				
MG-4	3.31	0.20	0.66				
MH-1	3.31	0.20	0.66				
MH-2	2.60	0.20	0.52				
MH-3	2.60	0.20	0.52				
MH-4	3.31	0.20	0.66				

Orientación	Área	Densidad
Dirección X	14.38	3.98%
Dirección Y	18.70	4.89%

* Longitud del muro a eje
**Espesor del muro

2.3.4 Localización de la edificación. La edificación está ubicada en el área metropolitana de San José de Cúcuta, que según la NSR-10 Título A, Capítulo A.2, Tabla A.2.3-2, se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta con valores de A_a y A_v de 0.35 y 0.30.

2.3.5 Capacidad de disipación de energía. En el Título A de la NSR-10, Capítulo A.3, Tabla A.3-1 menciona que sistema de muros de carga de concreto reforzado está permitido en zonas de amenaza sísmica alta, pero debe diseñarse cumpliendo los requisitos de disipación de energía especial y tiene un límite de altura de 50 m que para este proyecto cumple con la altura establecida en la NSR-10.

2.3.6 Consideraciones de resistencia contra fuego. Según la NSR-10 Título J, Capítulo J-1, Artículo J.1.1.1 toda edificación deberá cumplir con los requisitos mínimos de protección contra incendios correspondientes al uso de la edificación y su grupo de ocupación. En la NSR-10 Título J, Capítulo J-1, Tabla J.1.1-1 clasifica como subgrupo tipo R-2 a los edificios multifamiliares. Según la clasificación de la NSR-10 Título J, Capítulo J-3, Artículo J.3.3, la edificación pertenece a la categoría 1, que corresponde a edificaciones con mayores riesgos de pérdidas de vida humanas. Se verifica en la NSR-10 Título J, Capítulo J-3, Tabla J.3.4-3 que para la categoría 1 se requiere que losas y muros de la edificación tengan una resistencia requerida al fuego de 2 horas. Se revisan las limitaciones del recubrimiento mínimo en losas de concreto reforzado en función de la resistencia requerida al fuego en horas en la NSR-10 Título J, Capítulo J-3, Tabla J.3.5-3. El recubrimiento puede ser de 20mm, pero el tipo de agregado debe ser carbonatado, liviano o silíceo; la condición de expansión selecciona es no restringida del fuego. El espesor mínimo de muros y losas debe ser 120mm según la NSR-10, Capítulo J-3, Tabla J.3.5-2.

2.3.7 Datos del estudio geotécnico. A continuación, en la Tabla 2 se resumen los datos geotécnicos utilizados para la modelación de la edificación.

Tabla 2.

Parámetros geotécnicos

Parametros	Unidades	Valores	Descripción
Clasificación	[-]	D	Tipo de suelo
A_a	[-]	0.35	Aceleracion pico efectiva, Tabla A.2.3-2 de la NSR-10
A_v	[-]	0.3	Velocidad pico efectiva, Tabla A.2.3-2 de la NSR-10
F_a	[-]	1.15	Coficiente de amplificación para la zona de periodos cortos, Tabla A.2.4-3 dela NSR-10
F_v	[-]	1.8	Coficiente de amplificación para la zona de periodos intermedios, Tabla A.2.4-4 dela NSR-10
I	[-]	1	Coficiente de importancia, Artículo A.2.5.1 de la NSR-10
γ	Kg/cm ³	2.7	Densidad del suelo
K_s	Kg/cm ³	0.7	Modulo de reacción del suelo
Δ	mm	32	Asentamiento elastico maximo
q_a	kN/m ²	90	Capacidad portante admisible, se recomienda utilizar una losa de cimentacion y cimentar a una profundidad de 1.5 m removiendo toda la capa vegetal

2.4 Análisis de irregularidades

Se revisa la existencia de irregularidades en el edificio según los criterios expuestos en el Título A, Capítulo A.3, Artículo A.3.3 de NSR-10. El análisis concluye que no se presenta irregularidades de algún tipo, por tanto, se tomaran los siguientes parámetros $\emptyset_a=1$, $\emptyset_p=1$ y $\emptyset_r=1$



Figura 2. Vista frontal de la estructura

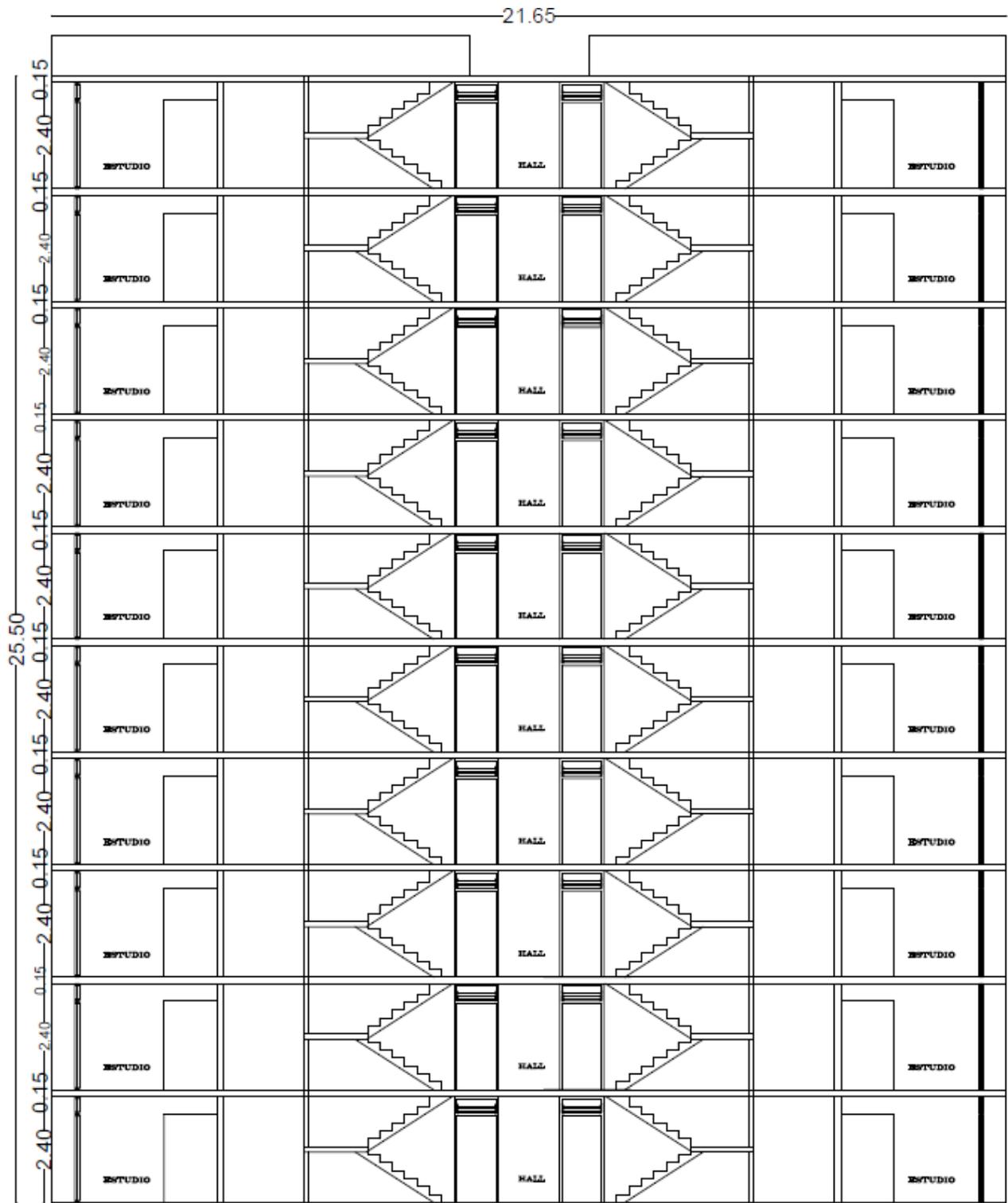


Figura 3. Corte lateral del proyecto

2.4.1 Irregularidades en planta. Las irregularidades horizontales se definen como irregularidades en planta (Φ_p). En el Apéndice A se detallan los cálculos de estas irregularidades. Para el proyecto según la geometría presentada en las Figuras 2 y 3 y la distribución de los muros de la Figura 1 se revisan las siguientes irregularidades:

2.4.1.1 Irregularidad torsional, Tipo 1Ap. 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 la torsión accidental. En la Tabla 3 y 4 se resumen los datos del análisis realizado.

Tabla 3.

Irregularidad torsional: Fuerza sísmica en X y Y

X					Y				
Piso	Máximo		Δ_{avg}	Relación	Piso	Máximo		Δ_{avg}	Relación
	Δ_1	Δ_2	$(\Delta_1+\Delta_2)/2$			Δ_1	Δ_2	$(\Delta_1+\Delta_2)/2$	
10	0.53%	0.53%	0.53%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	10	0.49%	0.49%	0.49%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
9	0.56%	0.56%	0.56%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	9	0.51%	0.51%	0.51%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
8	0.59%	0.59%	0.59%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	8	0.53%	0.53%	0.53%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
7	0.60%	0.60%	0.60%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	7	0.55%	0.55%	0.55%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
6	0.60%	0.60%	0.60%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	6	0.55%	0.55%	0.55%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
5	0.58%	0.58%	0.58%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	5	0.52%	0.52%	0.52%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
4	0.52%	0.52%	0.52%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	4	0.47%	0.47%	0.47%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
3	0.44%	0.44%	0.44%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	3	0.40%	0.40%	0.40%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
2	0.32%	0.32%	0.32%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	2	0.29%	0.29%	0.29%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$
1	0.15%	0.15%	0.15%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$	1	0.13%	0.13%	0.13%	<1.2 ; $\Phi_p = 1$

2.4.1.2 Irregularidad torsional extrema, Tipo 1Bp. Como se puede verificar en la Tabla 3 el promedio de las derivas no excede 1.2 veces el promedio de la deriva de piso en los extremos y por tanto tampoco existe presencia de irregularidad torsional extrema.

2.4.1.3 Retrocesos excesivos en las esquinas, Tipo 2P. En la Figura 4 se muestran las dimensiones de la losa tipo con las cuales no se cumple simultáneamente $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$. No existe este tipo de irregularidad.

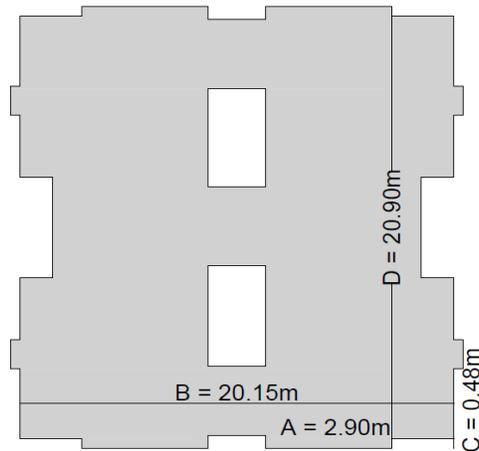


Figura 4. Irregularidad por retrocesos en las esquinas

2.4.1.4 Discontinuidades del diafragma, Tipo 3P. En la Figura 5 se presentan las dimensiones de la losa con las cuales no se cumplen las condiciones de discontinuidad del diafragma ya que los vacíos existentes no superan el 50% del área encerrada del diafragma.

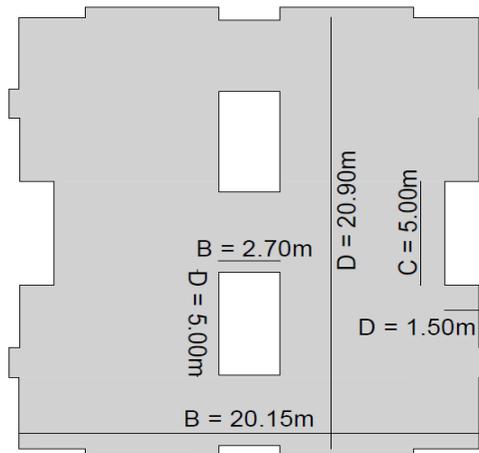


Figura 5. Irregularidad por discontinuidad en el diafragma

2.4.1.5 Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales, Tipo 4P. Todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmico son continuos en toda la altura de la edificación. Por tal motivo no existe discontinuidad en el sistema de resistencia sísmico.

2.4.1.6 Sistemas no paralelos, Tipo 5P. La dirección de acción de todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmico es siempre paralela a alguna de las direcciones en planta. No existe irregularidad por sistemas no paralelos.

2.4.2 Irregularidades en altura. Las irregularidades verticales se definen como irregularidades en altura ($\emptyset a$). Según los datos mostrados en la Tabla 4, se aprecia que la deriva de todos los pisos es menor que 1.3 veces la deriva del piso siguiente es decir $\Delta_i \leq 1.3 \Delta_{i+1}$, se usan datos de la Tabla 11 (derivadas máximas), por tanto, según la NSR-10 Título A, Capítulo A.3, Artículo A.3.3.5.1 se considera que no existe irregularidad en altura de los siguientes tipos:

Piso flexible (irregularidad en rigidez), Tipo 1aA

Piso flexible (Irregularidad extrema de rigidez), Tipo 1bA

Irregularidad en la distribución de las masas, Tipo 2A

Irregularidad geométrica, Tipo 3^a

Tabla 4.

Relación de deriva vs deriva del piso siguiente hacia arriba

Piso	$\Delta i/\Delta i+1$	
	$\Delta(\text{Fza.sismica en X})$	$\Delta(\text{Fza.sismica en Y})$
10	N/A	N/A
9	0.891	0.890
8	0.872	0.871
7	0.846	0.845
6	0.812	0.812
5	0.769	0.769
4	0.712	0.713
3	0.635	0.635
2	0.513	0.514
1	0.312	0.312

2.4.2.1 Desplazamientos del plano de acción, tipo 4a. Todos los elementos del sistema principal de resistencia sísmica se encuentran alineados en su plano vertical toda la altura de la edificación como se evidencia en el Apéndice A, No existe irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción.

2.4.2.2 Piso débil-discontinuidad en la resistencia, tipo 5Aa y 5Ba. Si se revisan los pisos de la edificación, no se presenta un patrón que genere menos resistencia que el piso anterior porque la configuración del sistema de resistencia sísmica no sufre alteraciones en toda la altura del edificio.

2.4.2.3 Irregularidad por ausencia de redundancia. Se debe asignar un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia (ϕ_r) en el sistema estructural en las dos direcciones principales. Según la NSR-10 en el Título A, Capítulo A.3, Artículo A.3.3.8.2 se especifica que las

edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía especial se puede asignar un valor de ϕ_r igual a 1 siempre que su configuración en planta se regular.

2.4.3 Coeficiente de capacidad de disipación de energía. Según la NSR-10 Título A, Capítulo A.3, Tabla A.3.1, para el sistema estructural de 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 del análisis de irregularidades se concluye que el coeficiente de capacidad de disipación de energía es $R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_0 = 5.0$

2.5 Evaluación de cargas

En esta sección se describen los tipos de carga que se utilizaron en la modelación elástica, además se destacan las características del tipo de combinación modal espectral usada para simular para la demanda sísmica.

2.5.1 Carga muerta: Peso propio. El peso propio corresponde a las cargas muertas y se define por el peso de todos los elementos que componen el sistema estructural. Para este cálculo se usará la geometría de cada uno de los elementos y la densidad del concreto descrito en el capítulo B.3 de NSR-10.

2.5.1.1 Carga muerta y carga viva sobrepuesta en losa. La carga muerta sobrepuesta se denominó carga SDead en este documento y contiene todo peso muerto que no se contabilizaron como peso propio como se presenta en la Tabla 5 y la carga viva se extrajo del Título B, Capítulo B.4, Tabla B.4.2.1-1. Las cargas que se utilizaron para el análisis elástico se presentan en la Tabla

6. Se definieron dos tipos de zonas, la primera corresponde a la zona dispuesta para los apartamentos y una zona de balcones que tiene una mayor carga viva según el Capítulo B.4 de NSR-10 pero por ser tan poca el área de los balcones se decidió por utilizar la misma carga viva y muerta para ambas zonas dentro de la losa de entrepiso. Las cargas se asumieron uniformemente distribuida en la losa, la carga muerta sobrepuesta corresponde a los acabados de piso y muros divisorios, Según Capítulo B.3, Tabla B.3.4.3-1 de NSR-10. La cubierta del edificio se diseñará con igual carga muerta y viva que para los demás pisos.

Tabla 5.

Detallado de cargas muertas

Descripción	Und	Evaluación de cargas	
Losa maciza	kN/m ²	3.60	$(h_{\text{losa}} * 1\text{m} * 1\text{m} * g_c) / (1\text{m} * 1\text{m})$
Piso acabado en ceramica	kN/m ²	0.22	$(0.009 * g_{\text{ceramica}})$
Mortero de pega	kN/m ²	0.11	$(0.005 * g_{\text{mortero}})$
Mortero de nivelación	kN/m ²	1.05	$(0.05 * g_{\text{mortero}})$
Acabado inferior	kN/m ²	0.25	Tabla B.3.4.1-1 "Pañete en yeso o concreto"
Particiones	kN/m ²	3.00	Tabla B.3.4.3-1 "Fachada y particiones"
Carga muerta total	kN/m ²	8.22	Carga muerta S. impuesto: kN/m² 4.62

Tabla 6.

Cargas uniformes sobre las losas de entrepiso

Descripción	Apartamentos	Balcones
	kN/m ²	kN/m ²
SDead	4.60	4.60
Live	1.80	5.00

2.6 Fuerzas Sísmicas de Diseño

2.6.1 Espectro elástico de aceleración. En la Figura 6 se muestra el espectro elástico de aceleración calculado en base a los parámetros presentados en la sección 2.3.7 para el diseño de la estructura. El cálculo de los valores del espectro elástico de aceleración es consistente con la metodología expuesta en el Título A, Capítulo A.2 Artículo A.2.6.

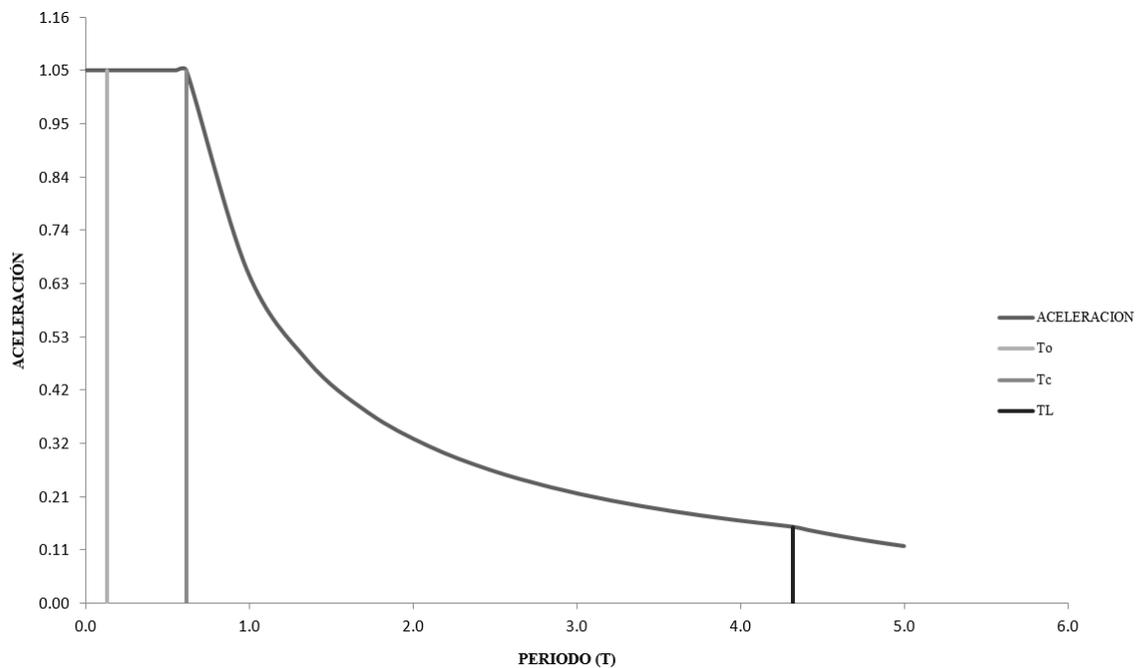


Figura 6. Espectro elástico de aceleración en función del periodo T estimado de los geotécnicos

2.6.1.1 Cálculo de la masa. La masa de cada piso se calculó conforme a la definición del Capítulo A.3 de NSR-10, de tal manera que toda carga muerta adicional al peso propio constituye una fuente de masa. En la Tabla 7 se resume el peso de la estructura aproximado del peso propio y carga sobre impuesta.

Tabla 7.

Masa de la edificación

Elemento	Peso
Unid.	KN
Estructura	52300.62

2.6.1.2 Cálculo de la fuerza horizontal equivalente. En la Tabla 8 se presentan los datos utilizados para el cálculo de la fuerza horizontal equivalente, aplicando los requisitos expuestos en el Capítulo A.2 y A.4 de la NSR-10.

Tabla 8.

Datos para el cálculo de la fuerza horizontal equivalente

Zona de amenaza sísmica:		Alta	
Aa(NSR-10 tabla A.2.3-2):		0.35	
Av(NSR-10 tabla A.2.3-2):		0.30	
Fa(NSR-10 tabla A.2.4-3):		1.15	
Fv(NSR-10 tabla A.2.4-4):		1.80	
I(NSR-10 A.2.5):		1	
Ct(NSR-10 tabla A.4.2-1):		0.049	
α (NSR-10 tabla A.4.2-1):		0.75	
h (m)		25.50	
M(KN)		52300.62	
Cu(NSR-10 A.4.2.1):		1.2	
Analisis		X	Y
	Unid.	Dirección	
Tmodal:	Seg	0.500	0.480
Cu*Ta(NSR-10 A.4.2.2):	Seg	0.667	0.667
K(NSR-10 A.4.3.2):	[-]	1.0	1.0
Min(CuTa, T modal) (NSR-10 A.4.2.1)	Seg	0.500	0.480
Sa(NSR-10 Tabla A.2.6):	[-]	1.050	1.050
Vs FHE(NSR-10 A.4.3.2):	KN	54915.65	54915.65

2.7 Análisis

2.7.1 Descripción del modelo. A continuación, se definen los modelos utilizados en la etapa de análisis.

2.7.1.1 Modelo 1. Este modelo se utilizó para análisis modal, análisis de desplazamientos y cálculo de fuerzas de diseño para muros estructurales tridimensionales. La geometría del modelo se definió a partir de las disposiciones de los muros estructurales y los límites de la losa de entrepiso mostrados en la Figura 1 y la información de número de pisos y altura descrita en la sección 2.1.2. En la Figura 7 se puede apreciar una vista general del modelo 1.

En la modelación los muros estructurales que tenían intersecciones se separaron en planta para el modelo de análisis. Los muros estructurales se simularon como elementos tipo Shell considerando la sección bruta no fisurada para los muros en el plano y en el caso de la flexión de muros fuera del plano se fisuro la sección del elemento tipo Shell al $0.10I_g$ como recomendación presentada por (Guzman, 2017). La losa de entrepiso se modelo con elementos tipo Shell y se consideró un diafragma rígido en cada nivel asignando estas propiedades a los elementos que simulan la losa. Finalmente se consideraron apoyos rígidos en la base.

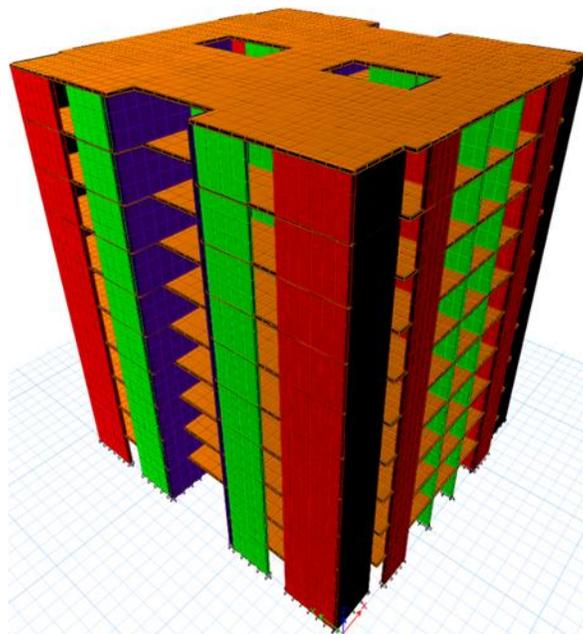


Figura 7. Modelo 1 tridimensional

2.7.1.2 Modelo 2. Este modelo se utilizó para el cálculo de las fuerzas de diseño de las losas de entrepiso. Las propiedades geométricas y de apoyos son similares a las del modelo 1, solo que este corresponde a un solo nivel y se enfocan en los esfuerzos producto de las cargas verticales. La losa de entrepiso se diseñó por el método de resistencia última basados en los resultados obtenidos en la modelación con el software ETABS[®] 2015 (ETABS,2015) que permite una mejor aproximación a las solicitaciones en los elementos mediante un análisis por elementos finitos. Además se revisó el tamaño del enmallado de la losa de entrepiso, ejecutándose 3 cambios en el tamaño hasta llegar a un tamaño de 0.25x0.25 que no presentaba variación de los datos si se seguía reduciendo.

2.7.1.3 Modelo 3. Este modelo se utilizó para el diseño de la cimentación. La geometría y las características del modelo 3 son similares al modelo 1 a excepción de que los datos calculados

con el programa ETABS® fueron exportados al software Safe® con el cual se modeló la cimentación de la edificación, obteniendo los diagramas que se presentan desde las Figura 14 a 21.

2.7.2 Fuerzas sísmicas: Análisis dinámico elástico espectral. Las fuerzas sísmicas se calcularon según el Título A, Capítulo A.5 de NSR-10 usando el método de combinación modal espectral, determinando para cada modo de vibración los valores de las variables de análisis, y se combinaron usando CQC (Complete Quadratic Combination), (Wilson, Kiueghian & Bayo, 1981).

Se define un caso de carga para cada dirección del sistema de resistencia sísmica, ver Figura 7; Deriva X y Deriva Y cada una representando la fuerza sísmica que actúa en cada dirección respectivamente. Se utilizó el espectro elástico definido en la Figura 6. En el Capítulo A.5, artículo A.5.4.5 de la NSR-10 se permite realizar el ajuste del cortante basal al 80% del cortante sísmico en la base por fuerza horizontal equivalente (FHE) para estructuras regulares, sin embargo, para esta modelación se realizó el ajuste del cortante basal al 90% del cortante sísmico en la base por FHE.

En la Tabla 9 se presenta el resumen de los resultados obtenidos del cortante sísmico en cada nivel y el factor de ajuste utilizado para alcanzar el 90% del cortante sísmico en la base por FHE.

Tabla 9.

Fuerzas sísmicas por el método de combinación modal espectral

Dirección	X	Y
Unid.	[-]	[-]
Vs Dinamico:	49428.72	49439.00
Tipo de estructura	Regular	Regular
Ajuste v_s (min.90%)	Cumple	Cumple
Cortante de piso		
Piso	Dirección X	Dirección Y
Unid.	KN	KN
10	9295.15	9267.83
9	18646.65	18634.50
8	26270.70	26291.02
7	32525.35	32573.10
6	37684.98	37744.75
5	41886.02	41941.54
4	45175.99	45217.14
3	47542.00	47568.52
2	48932.08	48949.52
1	49422.81	49434.69

2.8 Resultados del análisis

2.8.1 Análisis modal. Según el Título A, Artículo A.5.4.2 de NSR-10 se deben incluir en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan de manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura, para este caso en estudio se incluyeron 16 modos de vibración, aunque con los primeros 9 modos ya se cumplía con el 90% de participación de la masa. En la Tabla 10 se presentan los resultados de periodo y participación modal de los primeros 9 modos que cumplen con el 90% de participación de la masa.

Tabla 10.

Resultados del análisis modal

Modo	Periodo	X	Y	Rot Z
Unid.	Seg	%	%	%
1	0.506	69.14%	0.00%	0.00%
2	0.481	69.14%	69.08%	0.00%
3	0.469	69.14%	69.08%	69.51%
4	0.125	86.43%	69.08%	69.51%
5	0.118	86.43%	86.61%	69.51%
6	0.118	86.43%	86.61%	86.76%
7	0.056	92.37%	86.61%	87.05%
8	0.054	92.70%	86.61%	92.70%
9	0.053	92.70%	92.75%	92.70%

2.8.1.1 Desplazamiento máximo de piso. Se presentan los resultados de desplazamiento máximo por piso en la Tabla 11 para los casos de combinación modal espectral, incluyendo coordenadas en planta del nodo en que se midió el máximo desplazamiento, también se incluye el desplazamiento ortogonal correspondiente. Como se indicó anteriormente los valores se determinaron para cada modo de vibración y se combinaron usando CQC (Wilson, Kiueghian & Bayo, 1981) (Complete Quadratic Combination).

Tabla 11.

Desplazamiento máximo de piso: Fuerzas sísmicas en cada dirección

X Piso	Ubicación nodo		Deriva X		Deriva Y	
	x	y	Dx	Dy	Dx	Dy
Unid.	m	m	mm	mm	mm	mm
10	19.95	0.525	124.56	0.146	0.015	113.2
9	19.95	0.525	111	0.128	0.013	100.8
8	19.95	0.525	96.743	0.112	0.012	87.766
7	19.95	0.525	81.816	0.099	0.01	74.148
6	19.95	0.525	66.47	0.083	0.008	60.189
5	19.95	0.525	51.142	0.067	0.006	46.29
4	19.95	0.525	36.432	0.054	0.005	32.988
3	19.95	0.525	23.12	0.044	0.003	20.963
2	19.95	0.525	11.867	0.03	0.002	10.783
1	19.95	0.525	3.697	0.013	0.0005	3.362

2.8.1.2 Análisis de la deriva. Se verificó que el modelo realizado cumple con el límite de la deriva establecido en el Capítulo A.6, Artículo A.6.4 de la NSR-10. Además, según los datos presentados en la tabla anterior se puede verificar que la dirección Y es mucho más rígida que la dirección X debido a su densidad de muros.

En la Tabla 12 se presentan los resultados máximos con lo cual se puede verificar que en ningún caso la deriva total es superior al 1% de la altura total de piso.

Tabla 12.

Análisis de la deriva, Fuerzas sísmicas por combinación modal espectral

Deriva total máxima de piso		
Piso	Δx	Δy
Unid.	%	%
10	0.53%	0.49%
9	0.56%	0.51%
8	0.59%	0.53%
7	0.60%	0.55%
6	0.60%	0.55%
5	0.58%	0.52%
4	0.52%	0.47%
3	0.44%	0.40%
2	0.32%	0.29%
1	0.14%	0.13%

2.9 Diseño

2.9.1 Combinaciones de diseño. Según el Capítulo A.3, Tabla A.3-1 de NSR-10, para el sistema estructural de muros de carga con capacidad especial de disipación de energía se tienen los siguientes valores, $R_o = 5$ y $\Omega = 2.5$; que con los resultados obtenidos con el análisis de irregularidades del proyecto se pudo definir el coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño siendo $R = 5.0$.

Para el proceso de diseño de los elementos estructurales se usaron las fuerzas obtenidas de las combinaciones de carga establecidas en el Título B, capítulo B.2 de la NSR-10 y se incluyeron los casos de carga E_x y E_y para aplicar el coeficiente de capacidad de disipación de energía. En la Tabla 13 se presentan las combinaciones de cargas utilizadas para el método de la resistencia.

Tabla 13.

Combinaciones de carga mayoradas: Método de la resistencia

COMBOS	Dead	SDead	Live	Ex	Ey
Comb1=0.9D+0.9SD	0.9	0.9	0	0	0
Comb2=D+SD+L	1	1	1	0	0
Comb3=1.2D+1.2SD+L	1.2	1.2	1	0	0
Comb4=1.4D+1.4SD	1.4	1.4	0	0	0
Comb5=1.2D+1.2SD+1.6L	1.2	1.2	1.6	0	0
Comb6=1.2D+1.2SD+L+Ex+0.3Ey	1.2	1.2	1	1	0.3
Comb7=1.2D+1.2SD+L+Ex-0.3Ey	1.2	1.2	1	1	-0.3
Comb8=1.2D+1.2SD+L-Ex+0.3Ey	1.2	1.2	1	-1	0.3
Comb9=1.2D+1.2SD+L-Ex-0.3Ey	1.2	1.2	1	-1	-0.3
Comb10=1.2D+1.2SD+L+0.3Ex+Ey	1.2	1.2	1	0.3	1
Comb11=1.2D+1.2SD+L+0.3Ex-Ey	1.2	1.2	1	0.3	-1
Comb12=1.2D+1.2SD+L-0.3Ex+Ey	1.2	1.2	1	-0.3	1
Comb13=1.2D+1.2SD+L-0.3Ex-Ey	1.2	1.2	1	-0.3	-1
Comb14=0.9D+0.9SD+Ex+0.3Ey	0.9	0.9	0	1	0.3
Comb15=0.9D+0.9SD+Ex-0.3Ey	0.9	0.9	0	1	-0.3
Comb16=0.9D+0.9SD-Ex+0.3Ey	0.9	0.9	0	-1	0.3
Comb17=0.9D+0.9SD-Ex-0.3Ey	0.9	0.9	0	-1	-0.3
Comb18=0.9D+0.9SD+0.3Ex+Ey	0.9	0.9	0	0.3	1
Comb19=0.9D+0.9SD+0.3Ex-Ey	0.9	0.9	0	0.3	-1
Comb20=0.9D+0.9SD-0.3Ex+Ey	0.9	0.9	0	-0.3	1
Comb21=0.9D+0.9SD-0.3Ex-Ey	0.9	0.9	0	-0.3	-1

2.9.1.1 Reacciones en la base. Se muestran los resultados obtenidos para cada una de las combinaciones de diseño en la Tabla 14 para identificar cuantitativamente los valores de cargas que serán transmitidos al suelo.

Tabla 14.

Combinaciones de carga mayoradas: Método de la resistencia

COMBOS	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Dead	0	0	34720	375837	-346336	0
SDead	0	0	17575	190282	-175310	0
Live	0	0	6877	74458	-68600	0
Derivas-X Max	49423	0	0	2	890569	535464
Derivas-Y Max	0	49435	0	892004	2	493127
Ex Max	9890	0	0	0	178213	107152
Ey Max	0	9871	0	178118	0	98469
Comb1=0.9Dead+0.9SDead	0	0	47065	509507	-469481	0
Comb2=Dead+SDead+Live	0	0	59172	640577	-590245	0
Comb3=1.2Dead+1.2SDead+Live	0	0	69631	753801	-694574	0
Comb4=1.4Dead+1.4SDead	0	0	73212	792567	-730304	0
Comb5=1.2Dead+1.2SDead+1.6Live	0	0	73757	798476	-735734	0
Comb6=1.2Dead+1.2SDead+Live+Ex+0.3Ey Max	9890	2961	69631	807237	-516362	136693
Comb6=1.2Dead+1.2SDead+Live+Ex+0.3Ey Min	-9890	-2961	69631	700365	-872787	-136693
Comb7=1.2Dead+1.2SDead+Live+Ex-0.3Ey Max	9890	2961	69631	807237	-516362	136693
Comb7=1.2Dead+1.2SDead+Live+Ex-0.3Ey Min	-9890	-2961	69631	700365	-872787	-136693
Comb8=1.2Dead+1.2SDead+Live-Ex+0.3Ey Max	9890	2961	69631	807237	-516362	136693
Comb8=1.2Dead+1.2SDead+Live-Ex+0.3Ey Min	-9890	-2961	69631	700365	-872787	-136693
Comb9=1.2Dead+1.2SDead+Live-Ex-0.3Ey Max	9890	2961	69631	807237	-516362	136693
Comb9=1.2Dead+1.2SDead+Live-Ex-0.3Ey Min	-9890	-2961	69631	700365	-872787	-136693
Comb10=1.2Dead+1.2SDead+Live+0.3Ex+Ey Max	2967	9871	69631	931919	-641110	130615
Comb10=1.2Dead+1.2SDead+Live+0.3Ex+Ey Min	-2967	-9871	69631	575683	-748039	-130615
Comb11=1.2Dead+1.2SDead+Live+0.3Ex-Ey Max	2967	9871	69631	931919	-641110	130615
Comb11=1.2Dead+1.2SDead+Live+0.3Ex-Ey Min	-2967	-9871	69631	575683	-748039	-130615
Comb12=1.2Dead+1.2SDead+Live-0.3Ex+Ey Max	2967	9871	69631	931919	-641110	130615
Comb12=1.2Dead+1.2SDead+Live-0.3Ex+Ey Min	-2967	-9871	69631	575683	-748039	-130615
Comb13=1.2Dead+1.2SDead+Live-0.3Ex-Ey Max	2967	9871	69631	931919	-641110	130615
Comb13=1.2Dead+1.2SDead+Live-0.3Ex-Ey Min	-2967	-9871	69631	575683	-748039	-130615
Comb14=0.9Dead+0.9SDead+Ex+0.3Ey Max	9890	2961	47065	562943	-291268	136693
Comb14=0.9Dead+0.9SDead+Ex+0.3Ey Min	-9890	-2961	47065	456071	-647694	-136693
Comb15=0.9Dead+0.9SDead+Ex-0.3Ey Max	9890	2961	62495	729943	-445192	136693
Comb15=0.9Dead+0.9SDead+Ex-0.3Ey Min	-9890	-2961	62495	623071	-801617	-136693
Comb16=0.9Dead+0.9SDead-Ex+0.3Ey Max	9890	2961	47065	562943	-291268	136693
Comb16=0.9Dead+0.9SDead-Ex+0.3Ey Min	-9890	-2961	47065	456071	-647694	-136693
Comb17=0.9Dead+0.9SDead-Ex-0.3Ey Max	9890	2961	47065	562943	-291268	136693
Comb17=0.9Dead+0.9SDead-Ex-0.3Ey Min	-9890	-2961	47065	456071	-647694	-136693
Comb18=0.9Dead+0.9SDead+0.3Ex+Ey Max	2967	9871	47065	687625	-416017	130615
Comb18=0.9Dead+0.9SDead+0.3Ex+Ey Min	-2967	-9871	47065	331389	-522946	-130615
Comb19=0.9Dead+0.9SDead+0.3Ex-Ey Max	2967	9871	47065	687625	-416017	130615
Comb19=0.9Dead+0.9SDead+0.3Ex-Ey Min	-2967	-9871	47065	331389	-522946	-130615
Comb20=0.9Dead+0.9SDead-0.3Ex+Ey Max	2967	9871	47065	687625	-416017	130615
Comb20=0.9Dead+0.9SDead-0.3Ex+Ey Min	-2967	-9871	47065	331389	-522946	-130615
Comb21=0.9Dead+0.9SDead-0.3Ex-Ey Max	2967	9871	47065	687625	-416017	130615
Comb21=0.9Dead+0.9SDead-0.3Ex-Ey Min	-2967	-9871	47065	331389	-522946	-130615

2.9.2 Diseño de losa de entrepiso. En esta sección se definen los parámetros y procedimientos a realizados para el diseño de la losa de entrepiso.

2.9.2.1 Generalidades. El concreto utilizado para la losa tendrá una resistencia mínima de 28 MPa. El acero de refuerzo será corrugado, con resistencia a la fluencia de $F_y=420$ MPa. La losa se diseñará con el método de la resistencia utilizando los resultados obtenidos en la modelación con el software ETABS[®] 2015 (ETABS,2015) que permite una mejor aproximación a las solicitaciones en los elementos, pero se revisan el comportamiento en cada dirección tomando los resultados del análisis del modelo 2.

2.9.2.2 Recubrimiento del refuerzo. Se aplicarán los requisitos expuestos en el Título C, Capítulo C.7 de la NSR-10. La losa será de concreto no expuesto a la intemperie, por tanto, el recubrimiento deberá ser mínimo de 20 mm.

2.9.2.3 Espesor de losa: Cálculo de deflexiones. Para calcular el espesor mínimo de la losa se revisará la deflexión inmediata causada por las cargas vivas y las cargas permanentes, los datos se presentan en la Tabla 15. Este cálculo se realiza por metro lineal de losa por tanto las variables para el cálculo del refuerzo son: $b= 1000$ mm, $d= 130$ mm, $\rho= 0.0018$, $A_s= 234$ mm², utilizando barras N3 con un área de 71 mm² se necesitan 3.3 barras que se aproximan a 4 barras que se reparten uniformemente en un metro de ancho de losa arrojando una distribución de refuerzo superior e inferior de 1N3 C/ 0.25 m.

Tabla 15.

Revisión de deflexiones en la losa de entrepiso

Parámetros	Unidades	Valores	Descripción
E	m	0,15	Espesor de losa
L	m	5,90	Luz
r'	mm	20	Recubrimiento
As- (Superior)	[-]	1N 3 C/ 0,25m	Refuerzo superior
As+ (Inferior)	[-]	1N 3 C/ 0,25m	Refuerzo inferior
Δ inmediata*	mm	1,88	Deflexión carga viva
Δ inmediata**	mm	4,83	Deflexión carga muerta
ξ NSR-10, Artículo C.9.5.2.5	[-]	2	Artículo C.9.5.2.5, NSR-10
ρ' (Cuantía de refuerzo)	[-]	0,0018	Artículo C.7.12.2, NSR-10
λ_{Δ}	[-]	1,83	Artículo C.9.5.2.5, NSR-10
Δ Total***	mm	10,7	Deflexión calculada
Δ_{Limite}	mm	L/480 = 12,29	NSR-10, Tabla C.9.5(b)

*Deflexión inmediata debida a cargas vivas.

**Deflexión inmediata causada por la carga permanente.

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

Los valores del refuerzo son principalmente a una distribución de acero producto de la cuantía mínima para el refuerzo superior e inferior igual a 0.0018 según Título C, Artículo C.7.12.2.1 de la NSR-10.

2.9.2.4 Diseño de losa por cargas gravitacionales. Se utilizaron los datos obtenidos del análisis del modelo 2 correspondientes al cortante y la flexión siguiendo lo establecido en el Capítulo C.11 de NSR-10.

2.9.2.5 Diseño de losa de entrepiso para fuerzas cortantes. Para esta sección se revisó que el cortante de la losa para las combinaciones de cargas no superara $\phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b_w d$ según la NSR-10 Título C, Capítulo C.11, Artículo C.11.2.1.1 para cada sector de la losa ya que el análisis se

realizó por metro de ancho de losa. la combinación de carga que generó mayores solicitaciones por cargas gravitacionales es la Combo5=1.2D+1.2SD1.6L. En la Tabla 16 se presentan los valores de resistencia reducida a cortante y flexión con la que se comparó con los resultados del modelo 2 y en la Figura 8 a Figura 9 se presentan los resultados de los cortante V13 y V23 los cuales se compararon con la Tabla 16.

Tabla 16.

Parámetros de diseño de la losa de entrespiso

Parámetros	Unidades	Valores	Descripción
E	m	0,15	Espesor de losa
f _c	MPa	28	Resistencia del concreto
f _y	MPa	420	Resistencia del acero
Recubrimiento	mm	20	Recubrimiento
ρ ⁻	[-]	0,002180	Cuantía superior
ρ ⁺	[-]	0,002180	Cuantía inferior
A _s ⁻	mm ²	283,4	Área de acero superior
A _s ⁺	mm ²	283,4	Área de acero inferior
φM _n ⁻	kN-m/m	13,658	Momento resistente superior
φM _n ⁺	kN-m/m	13,658	Momento resistente inferior
Refuerzo superior	[-]	1N 3 C/ 0,25m	Refuerzo superior en la losa
Refuerzo inferior	[-]	1N 3 C/ 0,25m	Refuerzo inferior en la losa
φV _c	kN/m	87,71	Resistencia a cortante de la sección

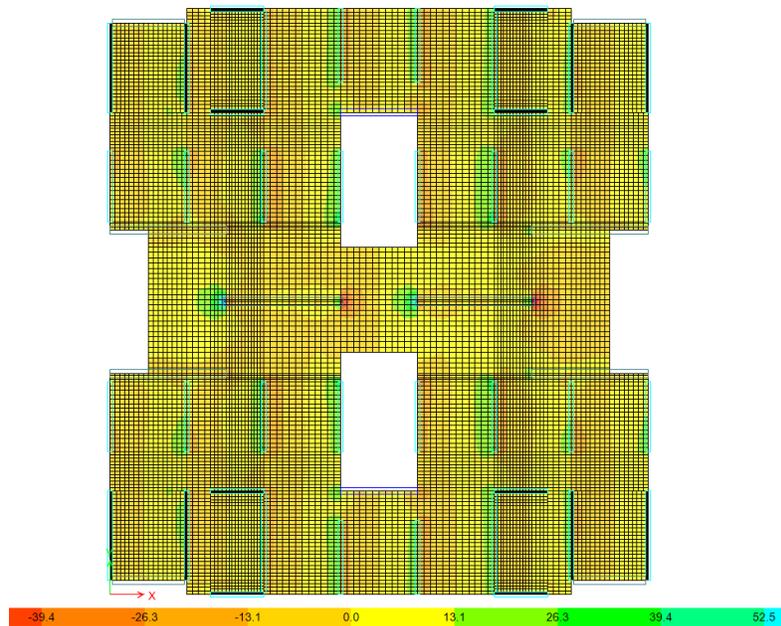


Figura 8. Diagrama de fuerza cortante (V13). Rango (-40,50) kN/m

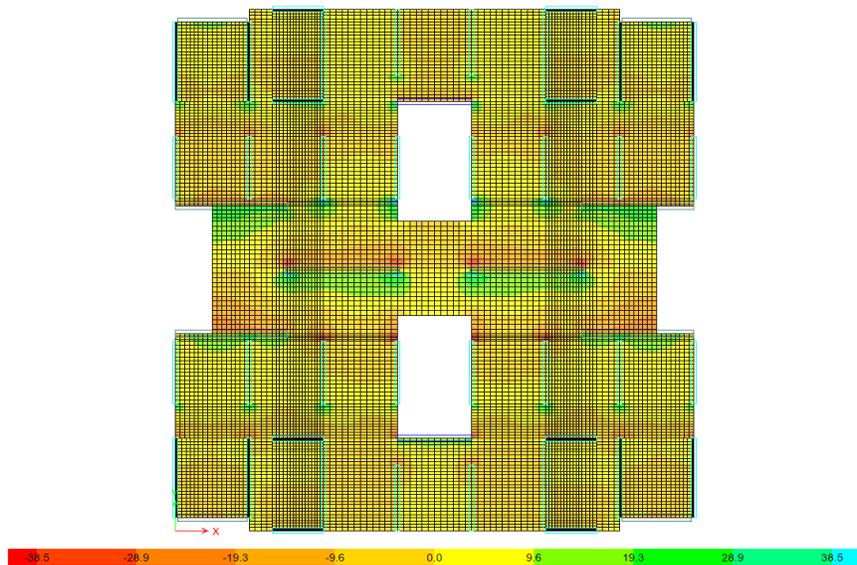


Figura 9. Diagrama de fuerza cortante (V23). Rango (-40,40) kN/m

2.9.2.6 Diseño de losa de entrepiso a flexión. En la Tabla 16 se presentan las cantidades de refuerzo suministradas en la losa de entrepiso que es superior a la cuantía mínima descrita en la C.7.12.2.1 de la NSR-10. Este cálculo se realiza por metro lineal de losa, por tanto las variables

para el cálculo del refuerzo son: $b= 1000 \text{ mm}$, $d= 130 \text{ mm}$, $\rho= 0.00218$, $A_s= 283.4 \text{ mm}^2$, utilizando barras N3 con un área de 71 mm^2 se necesitan 3.99 barras que se aproximan a 4 barras que se reparten uniformemente en un metro de ancho de losa arrojando una distribución de refuerzo superior e inferior de 1N3 C/ 0.25 m. EL refuerzo calculado se ubicara sobre toda la losa de entrepiso tanto superior como inferior, se adicionaran en algunos lugares barras adicionales para suplir la capacidad a momento. La distribución del refuerzo se puede detallar en el Apéndice E.

Por inspección de los diagramas de momentos de la Figura 10 a Figura 11 se evidencia que en solo en algunos sectores se es necesario cambiar la separación del refuerzo.

En el diseño de la losa de entrepiso se evidencia que existe una zona en que el momento ultimo supera la resistencia reducida a flexión, hasta alcanzar sobre los apoyos del eje 5 momentos de 40 kN-m/m , por lo que se requiere refuerzo adicional paralelo a esa dirección y en algunos sectores sobre los ejes 4 y 6 se presentan momentos de 40 kN-m/m , por lo que nuevamente se hace necesario refuerzo adicional en esa dirección.

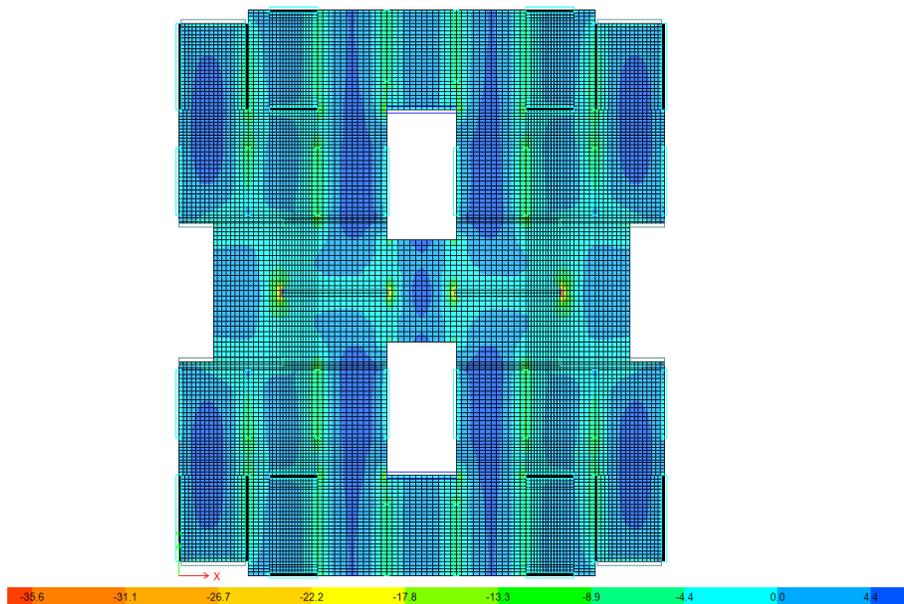


Figura 10. Diagrama de momentos sobre el eje X (M11). Rango (-40,10) kN-m/m

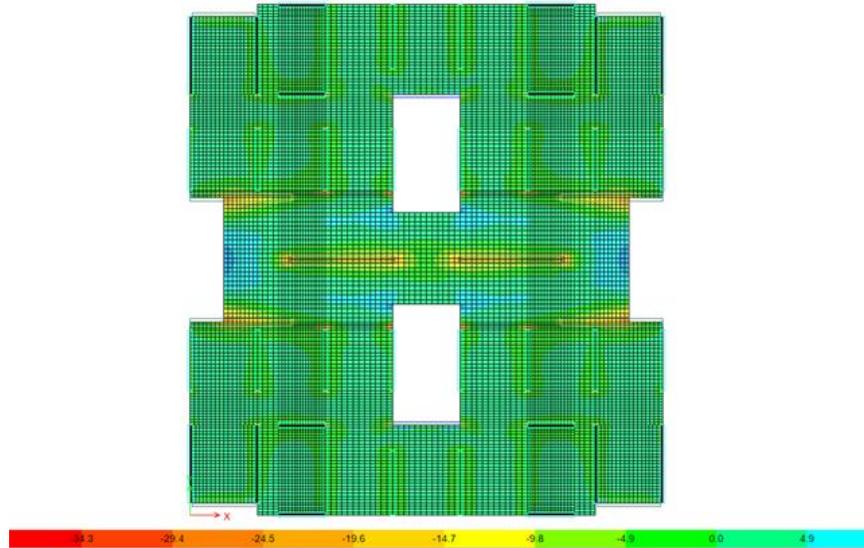


Figura 11. Diagrama de momentos sobre el eje Y (M22). Rango (-40,10) kN-m/m

Por lo tanto, el refuerzo de la losa de entrepiso quedará distribuido de la siguiente manera: Entre los ejes 1 y 4 y los ejes 6 y 9 se reforzará con barras de 3/8" espaciadas cada 0.25m en ambas direcciones y entre los ejes 4 y 6 se reforzará con barras 3/8" espaciadas cada 0.125 en ambas direcciones. Se deberá reforzar con bastones de 1/2" espaciados cada 0.10 m en un ancho y largo igual a 0.50m sobre los apoyos de los ejes 4, 5 y 6.

Se verifico según el Título C, Artículo C.10.5.1 de la NSR-10 que la cantidad de acero solicitado en la evaluación por flexión de la losa no sea inferior a $\frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$ pero no menor que

$$\frac{1.4b_w d}{f_y}$$

2.9.3 Diseño de muros estructurales. Los muros estructurales son los elementos principales de resistencia sísmica en el proyecto. En esta sección se resume los criterios 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 modelo 1, los muros estructurales se diseñan en el plano.

2.9.3.1 Generalidades. A continuación, se presenta el diseño del muro MA-1, que tiene una longitud $l_w=3.305\text{m}$ y ancho $h=0.20\text{m}$. La altura del muro es $h_w=25.5\text{m}$. Las dimensiones de los muros del sistema estructural se resumen en la Tabla 1. Para todos los niveles del 1 al 4 se utiliza concreto con resistencia a la compresión $f'_c=35\text{MPa}$ y $f'_c=28\text{MPa}$ para los demás niveles. El acero de refuerzo es corrugado, con resistencia a la fluencia $F_y=420\text{MPa}$. En el Apéndice B se presenta el diseño a flexión de un muro con más detalle.

2.9.3.2 Diseño por cortante en el plano del muro. Se verificó en cada nivel y para cada combinación de carga la fuerza cortante en el plano a la que está sometido comparándolo con la resistencia a cortante del muro según la sección C.11.9.3 cumpliendo que $\phi V_n \geq V_u$, según la ecuación C.11-1 de la NSR-10. El coeficiente de reducción para cortante es $\phi=0.60$ según el Título C, Artículo C.9.3.4 de la NSR-10. Las solicitaciones de fuerza cortante, carga axial y momento flector para el muro MA-1 se presentan de la Tabla 17 a Tabla 22. Se presenta en la Tabla 23 la resistencia nominal máxima a cortante.

Tabla 17.

Fuerza cortante en el plano del muro valores máximos

Piso	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 6 max	Comb 7 max	Comb 8 max	Comb 9 max	Comb 10 max	Comb 11 max	Comb 12 max	Comb 13 max	Comb 14 max	Comb 15 max	Comb 16 max	Comb 17 max	Comb 18 max	Comb 19 max	Comb 20 max	Comb 21 max
Unidades	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
10	-8.1	-11.0	-12.9	-12.7	-14.1	89.6	89.6	89.6	89.6	49.3	49.3	49.3	49.3	94.3	95.3	94.3	94.3	54.0	54.0	54.0	54.0
9	-5.0	-6.8	-8.0	-7.8	-8.7	122.3	122.3	122.3	122.3	95.6	95.6	95.6	95.6	125.3	125.9	125.3	125.3	98.5	98.5	98.5	98.5
8	-5.0	-6.8	-7.9	-7.8	-8.6	173.0	173.0	173.0	173.0	163.5	163.5	163.5	163.5	175.9	176.5	175.9	175.9	166.4	166.4	166.4	166.4
7	-5.3	-7.1	-8.3	-8.2	-9.1	220.8	220.8	220.8	220.8	221.4	221.4	221.4	221.4	223.9	224.6	223.9	223.9	224.4	224.4	224.4	224.4
6	-5.7	-7.7	-9.0	-8.9	-9.9	261.0	261.0	261.0	261.0	271.3	271.3	271.3	271.3	264.3	265.0	264.3	264.3	274.6	274.6	274.6	274.6
5	-6.1	-8.3	-9.6	-9.5	-10.5	287.8	287.8	287.8	287.8	313.8	313.8	313.8	313.8	291.4	292.1	291.4	291.4	317.3	317.3	317.3	317.3
4	-7.1	-9.6	-11.2	-11.0	-12.2	321.0	321.0	321.0	321.0	350.9	350.9	350.9	350.9	325.1	326.0	325.1	325.1	354.9	354.9	354.9	354.9
3	-7.4	-10.1	-11.7	-11.5	-12.8	312.4	312.4	312.4	312.4	380.8	380.8	380.8	380.8	316.7	317.6	316.7	316.7	385.1	385.1	385.1	385.1
2	-7.5	-10.2	-11.8	-11.7	-12.9	274.3	274.3	274.3	274.3	401.3	401.3	401.3	401.3	278.7	279.6	278.7	278.7	405.6	405.6	405.6	405.6
1	-3.7	-5.0	-5.8	-5.7	-6.3	176.9	176.9	176.9	176.9	385.5	385.5	385.5	385.5	179.0	179.5	179.0	179.0	387.6	387.6	387.6	387.6

Tabla 18.

Fuerza cortante en el plano del muro valores mínimos

Piso	Comb 6 max	Comb 7 max	Comb 8 max	Comb 9 max	Comb 10 max	Comb 11 max	Comb 12 max	Comb 13 max	Comb 14 max	Comb 15 max	Comb 16 max	Comb 17 max	Comb 18 max	Comb 19 max	Comb 20 max	Comb 21 max
Unidades	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
10	-115.3	-115.3	-115.3	-115.3	-75.0	-75.0	-75.0	-75.0	-110.6	-109.5	-110.6	-110.6	-70.3	-70.3	-70.3	-70.3
9	-138.3	-138.3	-138.3	-138.3	-111.5	-111.5	-111.5	-111.5	-135.3	-134.7	-135.3	-135.3	-108.6	-108.6	-108.6	-108.6
8	-188.8	-188.8	-188.8	-188.8	-179.3	-179.3	-179.3	-179.3	-185.9	-185.2	-185.9	-185.9	-176.4	-176.4	-176.4	-176.4
7	-237.4	-237.4	-237.4	-237.4	-238.0	-238.0	-238.0	-238.0	-234.4	-233.7	-234.4	-234.4	-234.9	-234.9	-234.9	-234.9
6	-279.0	-279.0	-279.0	-279.0	-289.3	-289.3	-289.3	-289.3	-275.7	-275.0	-275.7	-275.7	-286.0	-286.0	-286.0	-286.0
5	-307.0	-307.0	-307.0	-307.0	-333.0	-333.0	-333.0	-333.0	-303.5	-302.8	-303.5	-303.5	-329.5	-329.5	-329.5	-329.5
4	-343.3	-343.3	-343.3	-343.3	-373.2	-373.2	-373.2	-373.2	-339.2	-338.3	-339.2	-339.2	-369.1	-369.1	-369.1	-369.1
3	-335.8	-335.8	-335.8	-335.8	-404.2	-404.2	-404.2	-404.2	-331.5	-330.6	-331.5	-331.5	-399.9	-399.9	-399.9	-399.9
2	-298.0	-298.0	-298.0	-298.0	-424.9	-424.9	-424.9	-424.9	-293.6	-292.7	-293.6	-293.6	-420.6	-420.6	-420.6	-420.6
1	-188.5	-188.5	-188.5	-188.5	-397.1	-397.1	-397.1	-397.1	-186.4	-185.9	-186.4	-186.4	-395.0	-395.0	-395.0	-395.0

Tabla 19.

Carga axial en el muro valores máximos

Piso	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 6 max	Comb 7 max	Comb 8 max	Comb 9 max	Comb 10 max	Comb 11 max	Comb 12 max	Comb 13 max	Comb 14 max	Comb 15 max	Comb 16 max	Comb 17 max	Comb 18 max	Comb 19 max	Comb 20 max	Comb 21 max	
Unidades	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
10	-35	-47	-55	-54	-60	20.6	20.6	20.6	20.6	28.1	28.1	28.1	28.1	40.6	44.8	40.6	40.6	48.1	48.1	48.1	20.6	
10	-71	-88	-103	-111	-108	-28.0	-28.0	-28.0	-28.0	-20.4	-20.4	-20.4	-20.4	4.2	-28.0	4.2	4.2	11.7	11.7	11.7	-28.0	
9	-109	-139	-164	-170	-174	53.7	53.7	53.7	53.7	20.9	20.9	20.9	20.9	108.0	80.4	108.0	108.0	75.1	75.1	75.1	75.1	
9	-146	-180	-212	-227	-223	5.2	5.2	5.2	5.2	-27.7	-27.7	-27.7	-27.7	71.6	7.6	71.6	71.6	38.7	38.7	38.7	38.7	
8	-184	-231	-272	-286	-288	128.3	128.3	128.3	128.3	-8.3	-8.3	-8.3	-8.3	216.5	157.1	216.5	216.5	80.0	80.0	80.0	80.0	
8	-220	-272	-321	-342	-337	79.7	79.7	79.7	79.7	-56.8	-56.8	-56.8	-56.8	180.1	84.3	180.1	180.1	43.6	43.6	43.6	43.6	
7	-258	-322	-380	-401	-401	248.1	248.1	248.1	248.1	-57.4	-57.4	-57.4	-57.4	370.1	278.8	370.1	370.1	64.6	64.6	64.6	64.6	
7	-294	-363	-428	-457	-450	199.5	199.5	199.5	199.5	-106.0	-106.0	-106.0	-106.0	333.7	206.0	333.7	333.7	28.2	28.2	28.2	28.2	
6	-331	-413	-486	-515	-513	408.6	408.6	408.6	408.6	-124.0	-124.0	-124.0	-124.0	564.0	440.7	564.0	564.0	31.4	31.4	31.4	31.4	
6	-367	-453	-535	-571	-562	360.1	360.1	360.1	360.1	-172.6	-172.6	-172.6	-172.6	527.6	367.9	527.6	527.6	-5.1	-5.1	-5.1	-5.1	
5	-403	-501	-591	-627	-623	608.9	608.9	608.9	608.9	-180.2	-180.2	-180.2	-180.2	797.0	641.7	797.0	797.0	7.9	7.9	7.9	7.9	
5	-439	-542	-640	-683	-672	560.4	560.4	560.4	560.4	-228.8	-228.8	-228.8	-228.8	760.6	568.8	760.6	760.6	-28.5	-28.5	-28.5	-28.5	
4	-474	-589	-694	-737	-732	880.0	880.0	880.0	880.0	-101.4	-101.4	-101.4	-101.4	1100.3	912.7	1100.3	1100.3	118.8	118.8	118.8	118.8	
4	-510	-629	-743	-794	-780	831.4	831.4	831.4	831.4	-150.0	-150.0	-150.0	-150.0	1063.8	839.8	1063.8	1063.8	82.4	82.4	82.4	82.4	
3	-544	-675	-796	-846	-838	1181.3	1181.3	1181.3	1181.3	49.0	49.0	49.0	49.0	1433.1	1213.2	1433.1	1433.1	300.9	300.9	300.9	300.9	
3	-581	-716	-845	-903	-887	1132.8	1132.8	1132.8	1132.8	0.5	0.5	0.5	0.5	1396.7	1140.4	1396.7	1396.7	264.5	264.5	264.5	264.5	
2	-613	-759	-896	-954	-943	1455.1	1455.1	1455.1	1455.1	208.7	208.7	208.7	208.7	1737.8	1485.4	1737.8	1737.8	491.4	491.4	491.4	491.4	
2	-649	-800	-944	-1010	-991	1406.5	1406.5	1406.5	1406.5	160.2	160.2	160.2	160.2	1701.4	1412.5	1701.4	1701.4	455.0	455.0	455.0	455.0	
1	-681	-842	-993	-1059	-1045	1627.8	1627.8	1627.8	1627.8	315.3	315.3	315.3	315.3	1940.7	1655.7	1940.7	1940.7	628.2	628.2	628.2	628.2	
1	-717	-883	-1042	-1115	-1094	1579.3	1579.3	1579.3	1579.3	266.8	266.8	266.8	266.8	1904.3	1582.8	1904.3	1904.3	591.8	591.8	591.8	591.8	

Tabla 20.

Carga axial en el muro valores mínimos

Piso	Comb 6 min	Comb 7 min	Comb 8 min	Comb 9 min	Comb 10 min	Comb 11 min	Comb 12 min	Comb 13 min	Comb 14 min	Comb 15 min	Comb 16 min	Comb 17 min	Comb 18 min	Comb 19 min	Comb 20 min	Comb 21 min
Unidades	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
10	-130,2	-130,2	-130,2	-130,2	-137,7	-137,7	-137,7	-137,7	-110,1	-105,9	-110,1	-110,1	-117,6	-117,6	-117,6	-117,6
10	-178,7	-178,7	-178,7	-178,7	-186,2	-186,2	-186,2	-186,2	-146,5	-178,7	-146,5	-146,5	-154	-154	-154	-154
9	-381,2	-381,2	-381,2	-381,2	-348,3	-348,3	-348,3	-348,3	-326,9	-354,5	-326,9	-326,9	-294	-294	-294	-294
9	-429,7	-429,7	-429,7	-429,7	-396,8	-396,8	-396,8	-396,8	-363,3	-427,3	-363,3	-363,3	-330,4	-330,4	-330,4	-330,4
8	-672,3	-672,3	-672,3	-672,3	-535,8	-535,8	-535,8	-535,8	-584,1	-643,5	-584,1	-584,1	-447,5	-447,5	-447,5	-447,5
8	-720,9	-720,9	-720,9	-720,9	-584,4	-584,4	-584,4	-584,4	-620,5	-716,3	-620,5	-620,5	-484	-484	-484	-484
7	-1008	-1008	-1008	-1008	-702	-702	-702	-702	-885,5	-976,8	-885,5	-885,5	-580	-580	-580	-580
7	-1056	-1056	-1056	-1056	-750,6	-750,6	-750,6	-750,6	-921,9	-1050	-921,9	-921,9	-616,4	-616,4	-616,4	-616,4
6	-1381	-1381	-1381	-1381	-848,3	-848,3	-848,3	-848,3	-1226	-1349	-1226	-1226	-692,9	-692,9	-692,9	-692,9
6	-1429	-1429	-1429	-1429	-896,8	-896,8	-896,8	-896,8	-1262	-1422	-1262	-1262	-729,3	-729,3	-729,3	-729,3
5	-1791	-1791	-1791	-1791	-1002	-1002	-1002	-1002	-1603	-1758	-1603	-1603	-813,7	-813,7	-813,7	-813,7
5	-1840	-1840	-1840	-1840	-1050	-1050	-1050	-1050	-1639	-1831	-1639	-1639	-850,1	-850,1	-850,1	-850,1
4	-2269	-2269	-2269	-2269	-1287	-1287	-1287	-1287	-2048	-2236	-2048	-2048	-1067	-1067	-1067	-1067
4	-2317	-2317	-2317	-2317	-1336	-1336	-1336	-1336	-2085	-2309	-2085	-2085	-1103	-1103	-1103	-1103
3	-2773	-2773	-2773	-2773	-1641	-1641	-1641	-1641	-2521	-2741	-2521	-2521	-1389	-1389	-1389	-1389
3	-2822	-2822	-2822	-2822	-1689	-1689	-1689	-1689	-2558	-2814	-2558	-2558	-1426	-1426	-1426	-1426
2	1455,1	1455,1	1455,1	1455,1	208,72	208,72	208,72	208,72	-2964	-3216	-2964	-2964	-1717	-1717	-1717	-1717
2	3018,4	3018,4	3018,4	3018,4	-2049	-2049	-2049	-2049	-3000	3018,4	-2049	-3000	-1754	-1754	-1754	-1754
1	-3246	-3246	-3246	-3246	-2000	-2000	-2000	-2000	3000	2900	-3302	-3302	-1989	-1989	-1989	-1989
1	3018,4	3018,4	3018,4	3018,4	-2351	-2351	-2351	-2351	3018,4	3018,4	3018,4	3018,4	-2026	-2026	-2026	-2026

Tabla 21.

Flexión en el plano del muro valores máximos

Piso	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 6 max	Comb 7 max	Comb 8 max	Comb 9 max	Comb 10 max	Comb 11 max	Comb 12 max	Comb 13 max	Comb 14 max	Comb 15 max	Comb 16 max	Comb 17 max	Comb 18 max	Comb 19 max	Comb 20 max	Comb 21 max
Unidades	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m
10	15.7	21.3	24.8	24.5	27.1	164.2	164.2	164.2	164.2	141.7	141.7	141.7	141.7	155.1	153.1	155.1	155.1	132.6	132.6	132.6	132.6
10	-5.0	-6.8	-8.0	-7.8	-8.7	157.4	157.4	157.4	157.4	178.1	178.1	178.1	178.1	160.3	161.0	160.3	160.3	181.0	181.0	181.0	181.0
9	6.8	9.3	10.8	10.6	11.8	196.2	196.2	196.2	196.2	301.7	301.7	301.7	301.7	192.2	191.3	192.2	192.2	297.8	297.8	297.8	297.8
9	-6.0	-8.2	-9.5	-9.4	-10.4	203.5	203.5	203.5	203.5	182.0	182.0	182.0	182.0	207.0	207.7	207.0	207.0	185.5	185.5	185.5	185.5
8	6.2	8.4	9.8	9.6	10.7	244.0	244.0	244.0	244.0	349.7	349.7	349.7	349.7	240.4	239.6	240.4	240.4	346.1	346.1	346.1	346.1
8	-6.5	-8.9	-10.3	-10.2	-11.3	252.3	252.3	252.3	252.3	202.1	202.1	202.1	202.1	256.1	256.9	256.1	256.1	205.8	205.8	205.8	205.8
7	6.3	8.5	9.9	9.7	10.8	280.8	280.8	280.8	280.8	330.6	330.6	330.6	330.6	277.2	276.4	277.2	277.2	327.0	327.0	327.0	327.0
7	-7.2	-9.7	-11.3	-11.1	-12.3	328.7	328.7	328.7	328.7	338.7	338.7	338.7	338.7	332.8	333.7	332.8	332.8	342.8	342.8	342.8	342.8
6	6.7	9.1	10.6	10.5	11.6	306.8	306.8	306.8	306.8	282.0	282.0	282.0	282.0	302.9	302.1	302.9	302.9	278.1	278.1	278.1	278.1
6	-7.8	-10.6	-12.4	-12.2	-13.5	416.8	416.8	416.8	416.8	550.3	550.3	550.3	550.3	421.3	422.3	421.3	421.3	554.9	554.9	554.9	554.9
5	7.4	10.1	11.7	11.6	12.8	347.3	347.3	347.3	347.3	300.0	300.0	300.0	300.0	343.0	342.0	343.0	343.0	295.7	295.7	295.7	295.7
5	-8.1	-11.0	-12.8	-12.6	-13.9	497.7	497.7	497.7	497.7	812.8	812.8	812.8	812.8	502.4	503.4	502.4	502.4	817.4	817.4	817.4	817.4
4	8.7	11.7	13.7	13.5	14.9	447.7	447.7	447.7	447.7	479.0	479.0	479.0	479.0	442.7	441.6	442.7	442.7	474.0	474.0	474.0	474.0
4	-9.4	-12.7	-14.8	-14.6	-16.1	601.6	601.6	601.6	601.6	1119.5	1119.5	1119.5	1119.5	607.1	608.2	607.1	607.1	1124.9	1124.9	1124.9	1124.9
3	9.0	12.2	14.2	14.0	15.5	522.9	522.9	522.9	522.9	740.7	740.7	740.7	740.7	517.7	516.6	517.7	517.7	735.5	735.5	735.5	735.5
3	-9.9	-13.5	-15.7	-15.5	-17.1	669.9	669.9	669.9	669.9	1483.5	1483.5	1483.5	1483.5	675.6	676.8	675.6	675.6	1489.2	1489.2	1489.2	1489.2
2	10.0	13.6	15.8	15.6	17.2	621.3	621.3	621.3	621.3	1123.6	1123.6	1123.6	1123.6	615.5	614.2	615.5	615.5	1117.8	1117.8	1117.8	1117.8
2	-9.1	-12.3	-14.4	-14.2	-15.7	714.1	714.1	714.1	714.1	1945.1	1945.1	1945.1	1945.1	719.4	720.5	719.4	719.4	1950.4	1950.4	1950.4	1950.4
1	11.9	16.1	18.8	18.5	20.5	739.7	739.7	739.7	739.7	1698.0	1698.0	1698.0	1698.0	732.8	731.3	732.8	732.8	1691.1	1691.1	1691.1	1691.1
1	2.5	3.4	4.0	3.9	4.4	822.3	822.3	822.3	822.3	2561.0	2561.0	2561.0	2561.0	820.8	820.5	820.8	820.8	2559.5	2559.5	2559.5	2559.5

Tabla 22.

Flexión en el plano del muro valores mínimos

Piso	Comb 6 min	Comb 7 min	Comb 8 min	Comb 9 min	Comb 10 min	Comb 11 min	Comb 12 min	Comb 13 min	Comb 14 min	Comb 15 min	Comb 16 min	Comb 17 min	Comb 18 min	Comb 19 min	Comb 20 min	Comb 21 min
Unidades	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m
10	-114	-114	-114	-114	-92	-92	-92	-92	-124	-126	-124	-124	-101	-101	-101	-101
10	-173	-173	-173	-173	-194	-194	-194	-194	-170	-170	-170	-170	-191	-191	-191	-191
9	-175	-175	-175	-175	-280	-280	-280	-280	-179	-179	-179	-179	-284	-284	-284	-284
9	-223	-223	-223	-223	-201	-201	-201	-201	-219	-218	-219	-219	-198	-198	-198	-198
8	-224	-224	-224	-224	-330	-330	-330	-330	-228	-229	-228	-228	-334	-334	-334	-334
8	-273	-273	-273	-273	-223	-223	-223	-223	-269	-268	-269	-269	-219	-219	-219	-219
7	-261	-261	-261	-261	-311	-311	-311	-311	-265	-266	-265	-265	-314	-314	-314	-314
7	-351	-351	-351	-351	-361	-361	-361	-361	-347	-346	-347	-347	-357	-357	-357	-357
6	-286	-286	-286	-286	-261	-261	-261	-261	-289	-290	-289	-289	-265	-265	-265	-265
6	-442	-442	-442	-442	-575	-575	-575	-575	-437	-436	-437	-437	-571	-571	-571	-571
5	-324	-324	-324	-324	-277	-277	-277	-277	-328	-329	-328	-328	-281	-281	-281	-281
5	-523	-523	-523	-523	-838	-838	-838	-838	-519	-518	-519	-519	-834	-834	-834	-834
4	-420	-420	-420	-420	-452	-452	-452	-452	-425	-426	-425	-425	-457	-457	-457	-457
4	-631	-631	-631	-631	-1149	-1149	-1149	-1149	-626	-625	-626	-626	-1144	-1144	-1144	-1144
3	-495	-495	-495	-495	-712	-712	-712	-712	-500	-501	-500	-500	-718	-718	-718	-718
3	-701	-701	-701	-701	-1515	-1515	-1515	-1515	-695	-694	-695	-695	-1509	-1509	-1509	-1509
2	-590	-590	-590	-590	-1092	-1092	-1092	-1092	-595	-597	-595	-595	-1098	-1098	-1098	-1098
2	-743	-743	-743	-743	-1974	-1974	-1974	-1974	-738	-736	-738	-738	-1969	-1969	-1969	-1969
1	-702	-702	-702	-702	-1660	-1660	-1660	-1660	-709	-710	-709	-709	-1667	-1667	-1667	-1667
1	-814	-814	-814	-814	-2553	-2553	-2553	-2553	-816	-816	-816	-816	-2554	-2554	-2554	-2554

Se verifico que la fuerza cortante en cada nivel y para cada combinación no superara el valor máximo calculado según el Capitulo C.11, Artículo C.11.9.3 y Capitulo C.21, Artículo C.21.9.4.1 de la NSR-10, para este caso en particular los límites no fueron superados. En caso de ser superado se debería aumentar las dimensiones del muro estructural.

2.9.3.2 Resistencia a cortante aportada por el concreto. En la Tabla 23 se verifica que $\phi V_n \geq V_u$ detallando que el cortante en el plano no supera los valores máximos, En la Tabla 24 se determina la fuerza cortante que absorbe la sección de concreto según lo descrito en el Capítulo C.11, Artículo C.11.9.6 de la NSR-10, calculando los valores según la Ecuación C.11-27, $V_c =$

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

menor valor entre los dos, además se verificó que la fuerza cortante que absorbe la sección de concreto no es mayor que el valor calculado según el Artículo C.11.9.5.

Tabla 23.

Máxima resistencia nominal a cortante en el plano

Parámetros	Unidades	Valores	Descripción
h:	m.	0,20	Espesor del muro
Lw:	m.	3,31	Longitud muro
f'c:	Mpa.	35,00	Resistencia concreto
Fy:	Mpa.	420,00	Resistencia acero
ρ_t :	[-]	0,0045	Cuantía transversal
ϕ :	[-]	0,60	Coefficiente reducción
α_c :	[-]	0,17	Coefficiente C.21.9.4.1
λ :	[-]	1,00	Factor modificador.
Vu:	kN.	1085,00	Cortante último
ϕV_n max:	kN.	1557,95	C.11.9.3, NSR-10
ϕV_n max	kN.	1148,45	Ec. C.21.9.4., NSR-10
Vu max < ϕV_n max	[-]	Cumple	Chequeo

Tabla 24.

Resistencia nominal a cortante aportada por el concreto

Parámetros	Unidades	Valores	Descripción
h:	m	0,20	Espesor del muro
Lw:	m	3,31	Longitud muro
d:	m	2,64	0.80*Lw
λ :	[-]	1,00	Factor modificador.
f'c:	Mpa	35,00	Resistencia concreto
Fy:	Mpa	420,00	Resistencia acero
ϕ :	[-]	0,60	Coefficiente reducción
Vu:	Kn	1085,00	Cortante último
Mu:	kN	9648,00	Momento último
Nu:	kN	2291,00	Axial último
Mu/Vu - Lw/2	m	7,24	C.11-28, NSR-10
ϕV_c Eq - C.11-27	kN	1119,59	C.11-27, NSR-10
ϕV_c Eq - C.11-28	kN	279,95	C.11-28, NSR-10
ϕV_c min	kN	279,95	Cortante menor
ϕV_c max	kN	531,83	Cortante max. C.11.9.5
Vu < ϕV_c min	[-]	No cumple	Chequeo

La capacidad a cortante de la sección de concreto es menor a la solicitada, por lo que se requiere adicionar refuerzo transversal, en la Tabla 25 se detalla el refuerzo suministrado.

2.9.3.3 Refuerzo a cortante. Según el Capítulo C.11, Artículo C11.9.9 de la NSR-10 se debe suministrar el acero de refuerzo para la sección del muro según la Ecuación C.11-2, $V_n = V_c + V_s$, si el cortante V_u es mayor que el cincuenta por ciento de la resistencia a cortante de la sección de concreto ($0.5\phi V_c$) calculado según las Ecuaciones C11-27 y C11-28 según el Artículo C.11.9.8 de la NSR-10

Según lo descrito en el Capítulo C.11, Artículos C.11.9.9 y C.21.9.2.1 la cuantía de refuerzo horizontal no debe ser menor a 0.0025 y la vertical debe determinarse según la ecuación C.11-30, $\rho_1 = 0.0025 + 0.5 \left(0.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) (\rho_t - 0.0025)$ pero no puede ser menor a 0.0025.

El espaciamiento del refuerzo horizontal no debe exceder $l_w/5$, o 0.45 m y el refuerzo vertical no debe exceder $l_w/3$ o 0.45 m. Según el Artículo C.21.9.2.3 cuando el cortante V_u excede $V_u = 0.17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$ se debe colocar dos capas de refuerzo o en su defecto cuando el espesor del muro es igual o mayor de 15cm se deben colocar do capas. Según los valores de la fuerza cortante de la Tabla 22 para el muro MA-1 se presenta en la Tabla 25 la cuantía y el refuerzo suministrado a cortante.

Tabla 25.

Cuantía de refuerzo suministrado

Parametros	Unidades	Valores	Descripción
h:	m.	0,20	Espesor del muro
Lw:	m.	3,305	Longitud muro
d:	m.	2,64	0.80*Lw
λ :	[-]	1,00	Factor modificador.
f'c:	Mpa.	28,00	Resistencia concreto
Fy	Mpa.	420,00	Resistencia acero
ϕ :	[-]	0,60	Coefficiente reducción
Vu:	kN.	1085,00	Cortante último
ϕVc min:	kN.	279,95	Cortante concreto
Vu > 0.5 ϕVc min	[-]	Cumple	Chequeo
Vs=Vu - ϕVc min	kN.	805,05	Cortante del acero
Vu max:	kN.	475,68	C.21.9.2.3. NSR-10
Vu < Vu max	[-]	Dos capa	Se toman dos capas.
s:	m.	0,15	Separación
Av	m ²	0,00014	Área barra 3/8"
Vs suministrado	kN.	1051,25	Cortante ofertado acero
Res. nominal muro	kN.	1331,20	Cortante total
ρ_t :	[-]	0,0050	Cuantía horizontal
ρ_{minima}	[-]	0,0025	Cuantía mínima horizontal
$\rho_t > \rho_{\text{minima}}$	[-]	Cumple	Chequeo
ρ_l :	[-]	0,0030	Cuantía vertical
ρ_{minima}	[-]	0,0025	Cuantía mínima vertical
$\rho_l > \rho_{\text{minima}}$	[-]	Cumple	Chequeo
Ref. suministrado	[-]	1 N 3 C/ 0,15 m	Refuerzo transversal
Ref. suministrado	[-]	1 N 4 C/ 0,14 m	Refuerzo vertical

2.9.3.4 Diseño por flexión y compresión. A continuación, se presentan dos diseños a flexo compresión del muro MA-1 con dos distribuciones de refuerzo vertical diferentes.

2.9.3.4.1 Diseño a flexión 1. Esta metodología de diseño denominada método simplificado T&C para muros de concreto reforzado consiste en convertir las solicitaciones en un par de fuerzas actuando en los extremos del muro, como se presenta en la Figura 12.

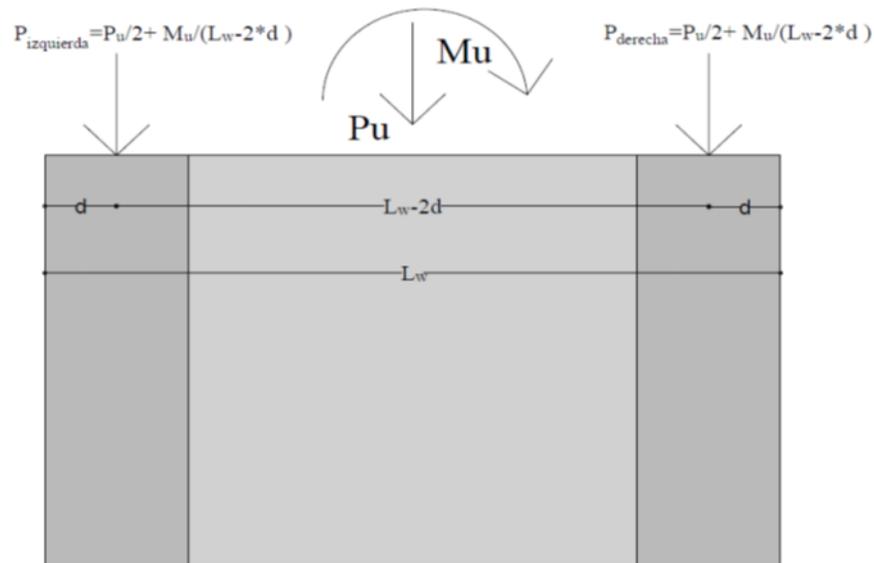


Figura 12. Distribución de elementos del muro estructural

El método simplificado T&C consiste en realizar una concentración de acero a una distancia d del borde del muro quienes estarán encargados de tomar las solicitaciones correspondientes a la carga axial y momento flector sin considerar el aporte del alma del muro.

Estas fuerzas en los extremos pueden resultar de compresión o de tensión dependiendo de las solicitaciones, sin embargo, se deben revisar ambas fuerzas en los extremos y tomar quien arroje mayor cantidad de acero.

Si el diseño es gobernado por la fuerza de compresión se deberá calcular la cantidad de acero de acuerdo con el artículo C.10.3.6.2, $\phi_{P_{umax}} = 0.75 * \phi * (0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + (A_{st} * f_y))$ donde $\phi = 0.65$ según el artículo C.9.3.2.2 asumiendo unas dimensiones para el elemento de borde. Si la fuerza de tensión controla el diseño se deberá calcular la cantidad de acero de esta manera: $\phi_{Put} = \phi * A_{st} * f_y$ donde $\phi = 0.90$ según el artículo C.9.3.2.2.

En la Tabla 26 se presenta la solicitación que gobierna el diseño del muro MA-1, utilizando estos valores se calculan el refuerzo a flexión que se presenta en la Tabla 27.

Tabla 26.

Solicitaciones de diseño MuroA-1

Piso	Etiqueta	Combo de diseño	Location	P kN	M3 kN-m
10	MuroA-1	Comb15=0.9Dead+0.9SDead+Ex-0.3Ey Max	Top	44.84	153.08
9	MuroA-1	Comb18=0.9Dead+0.9SDead+0.3Ex+Ey Max	Top	75.13	297.76
8	MuroA-1	Comb14=0.9Dead+0.9SDead+Ex+0.3Ey Max	Top	216.54	240.43
7	MuroA-1	Comb14=0.9Dead+0.9SDead+Ex+0.3Ey Max	Bottom	333.73	332.79
6	MuroA-1	Comb14=0.9Dead+0.9SDead+Ex+0.3Ey Max	Bottom	527.57	421.34
5	MuroA-1	Comb14=0.9Dead+0.9SDead+Ex+0.3Ey Max	Bottom	760.63	502.38
4	MuroA-1	Comb14=0.9Dead+0.9SDead+Ex+0.3Ey Max	Bottom	1063.85	607.06
3	MuroA-1	Comb14=0.9Dead+0.9SDead+Ex+0.3Ey Max	Bottom	1396.74	675.59
2	MuroA-1	Comb14=0.9Dead+0.9SDead+Ex+0.3Ey Max	Bottom	1701.36	719.37
1	MuroA-1	Comb14=0.9Dead+0.9SDead+Ex+0.3Ey Max	Bottom	1904.30	820.81

Tabla 27.

Diseño a flexión del MuroA-1

NIVEL	h _i	As=As'	φbarra	# barras	#barras colocada	As=As' Colocada	2.8/fy	Cuántia de acero %	RequiereE.B	φbarra	S _{Estribos}	#ramales/bw	#ramales/Lw
[-]	m	mm2	Pulg	[-]	[-]	mm2			[-]	Pulg	cm	[-]	[-]
10	25.5	206.3068	3/8	2.9	12	852	0.67%	0.53%	NO	3/8	15	2	2
9	22.95	385.3011	3/8	5.4	12	852	0.67%	0.53%	NO	3/8	15	2	2
8	20.4	517.3045	3/8	7.3	12	852	0.67%	0.53%	NO	3/8	15	2	2
7	17.85	761.0057	1/2	5.9	12	1548	0.67%	0.97%	NO	3/8	15	2	2
6	15.3	1102.436	1/2	8.5	12	1548	0.67%	0.97%	NO	3/8	15	2	2
5	12.75	1488.541	1/2	11.5	12	1548	0.67%	0.97%	NO	3/8	15	2	2
4	10.2	1990.14	5/8	10.0	16	3184	0.67%	1.99%	SI	3/8	7	7	2
3	7.65	2496.276	5/8	12.5	16	3184	0.67%	1.99%	SI	3/8	7	7	2
2	5.1	2941.262	5/8	14.8	16	3184	0.67%	1.99%	SI	3/8	7	7	2
1	2.55	3100	5/8	15.6	16	3184	0.67%	1.99%	SI	3/8	7	7	2

2.9.3.4.2 *Diseño a flexión 2.* Esta metodología consiste en realizar una distribución uniforme del acero de refuerzo en el muro utilizando el diagrama de interacción entre carga axial y momento en el plano. En la Figura 13 se presenta el diagrama de interacción entre carga axial y momento en el plano del muro MA-1, para su creación se aplica el Capítulo C.10, Artículo C.10.3

de la NSR-10.

La curva presentada representa la resistencia reducida ϕM_n , $\alpha \phi P_n$, donde es $\phi = 0.65$ si la sección es controlada a compresión ($\rho_t \leq 0.0021$), o puede tomar el valor de $\phi = 0.9$ si la sección es controlada a tensión ($\rho_t \geq 0.005$), en zonas intermedias se hace una transición lineal entre estos valores según la sección C.9.3.2.2 de la NSR-10. Para definir el límite superior de la carga axial en el diagrama se usó $\alpha = 0.75$, la resistencia axial de diseño se determina con la Ecuación C.10.2 de la NSR-10. El diagrama de interacción de la Figura 13 se calculó con 2 filas con 25 barras 1/2" en cada fila distribuidos en toda la longitud del muro con área de acero total de $A_{st} = 6450 \text{ mm}^2$ y se verificó que todas las solicitaciones estén encerradas por la curva del diagrama. La serie de datos de M_u y P_u corresponden a los presentados de la Tabla 17 a Tabla 22.

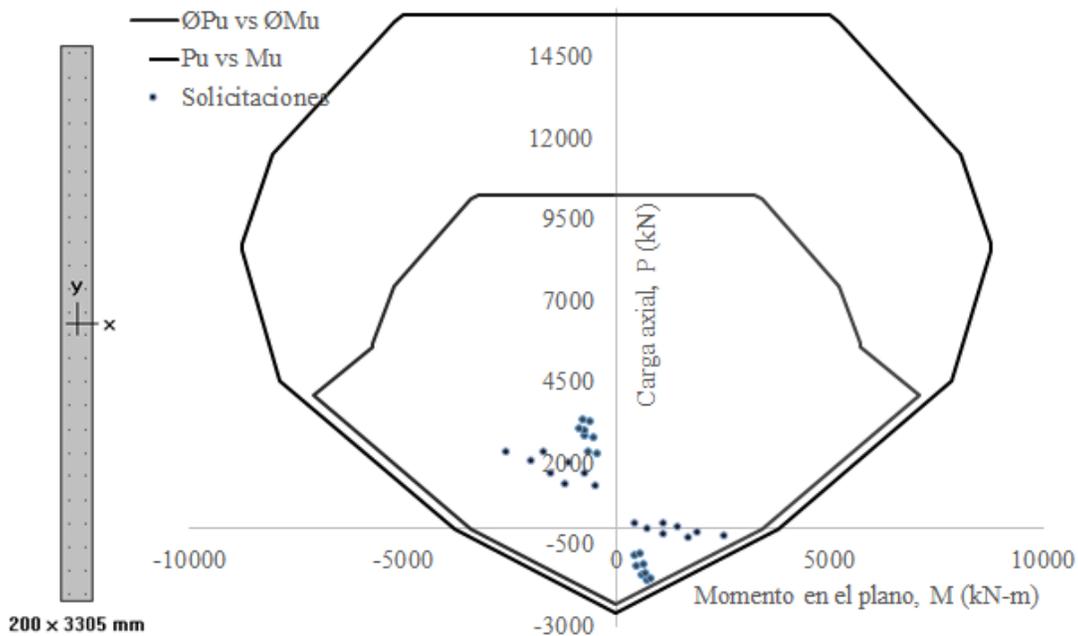


Figura 13. Diagrama de interacción entre carga axial y momento en el plano, MA-1

2.9.3.5 Elementos especiales de borde. Para determinar la necesidad de elementos de borde se revisan las parejas de datos M_u y P_u si se cumple con la Ecuación C.21-11 de la NSR-10: $c \geq$

$l_w / (600 * (\delta u / h_w))$; donde c es la profundidad del eje neutro correspondiente a M_u y P_u ; la relación $\delta u / h_w$ no se toma menor que 0.007. En particular el muro MA-1 requiere elemento de borde. Se analiza la serie de datos y se encuentra la profundidad del eje neutro para cada pareja de datos y se encuentra que el mayor valor de c para cada pareja de datos es 0,88 m y corresponde a un punto de análisis en el piso 1, el valor de la relación $\delta u / h_w$ usado para el cálculo es 0.007.

La profundidad horizontal del elemento de borde no debe ser menor que el mayor valor entre $c - 0.1l_w$ (0.55 m) y $c/2$ (0.44 m) según el Artículo C.21.9.6.4 (a) de la NSR-10. Para el muro MA-1 la profundidad horizontal del elemento de borde debe ser de 550mm. El refuerzo en cada elemento de borde se distribuye en esa longitud, en consecuencia, cada pareja de barras 1/2" se encuentran separadas 140mm.

El refuerzo transversal de los elementos especiales de borde debe cumplir con los requisitos la Ecuación C.21-7, $\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0.3 \frac{f_r c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$, y C.21-8, $\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0.09 \frac{f_r c}{f_y}$ de la NSR-10. En la Tabla 28 se muestran los resultados para el muro MA-1. La separación del refuerzo transversal no debe ser mayor que 1/3 de la menor dimensión del elemento de borde.

Tabla 28.

Refuerzo transversal del elemento especial de borde

Parámetros	Unidades	Valores	Descripción
Lc	m	550	Longitud elemento de borde
hc	m	200	Ancho elemento de borde
f'c	MPa	35,0	Resistencia del concreto
Fy	MPa	420	Resistencia del acero
Ag	mm ²	110000	Área bruta elemento de borde
Ach	mm ²	72800	Área confinada elemento de borde
Ash/s*bc Ec. C.21-27	[-]	0,0110	Artículo C.21.6.4.4 de la NSR-10
Ash/s*bc Ec. C.21-28	[-]	0,0075	Artículo C.21.6.4.4 de la NSR-10
Ash/s*bc	[-]	0,0110	Máximo valor
S	mm	70	Separación vertical
Ash	mm ²	376,4	Área de refuerzo solicitado
barra	Pulg	3/8	Refuerzo para el estribo
# ramas requeridas	[-]	5,0	Ramas calculadas
# ramas suministradas	[-]	5,0	Ramas asignadas
Chequeo	[-]	Cumple	Chequeo

Tabla 29.

Resumen diseño a flexión 1 de muros estructurales

Nombre	Espesor	Longitud	Espesor E.B	Longitud E.B	# barra	Filas X' E.B	Filas Y' E.B	# barra	Filas X' Alma	Filas Y' Alma	# barra	Ramas X'	Ramas Y'	Separacion de estribos	Cuantia E.B	Cuantia muro
Unidades	m	m	m	m	Pulg	[-]	[-]	Pulg	[-]	[-]	Pulg	[-]	[-]	m	[-]	[-]
MA-1;MA-4;MH-1;MH-4	0.20	3.305	0.20	0.55	5/8	2	8	3/8	2	14	3/8	6	2	0.07	2.89%	0.78%
MB-1;MB-4;MG-1;MG-4	0.20	3.305	0.20	0.55	5/8	2	8	3/8	2	14	3/8	6	2	0.07	2.89%	0.78%
MC-1;MC-4;MF-1;MF-4	0.20	3.630	0.20	0.55	5/8	2	8	3/8	2	16	3/8	6	2	0.07	2.89%	0.75%
MD-1;MD-4;ME-1;ME-4	0.20	2.725	0.20	0.55	1/2	2	7	3/8	2	10	3/8	6	2	0.07	2.53%	0.59%
MA-2;MA-3;MH-2;MH-3	0.20	2.600	0.20	0.55	5/8	2	6	3/8	2	9	3/8	6	2	0.07	2.17%	0.71%
MB-2;MB-3;MG-2;MG-3	0.20	2.600	0.20	0.55	5/8	2	6	3/8	2	9	3/8	6	2	0.07	2.17%	0.71%
MC-2;MC-3;MF-2;MF-3	0.20	2.600	0.20	0.55	5/8	2	6	3/8	2	9	3/8	6	2	0.07	2.17%	0.71%
MD-2;MD-3;ME-2;ME-3	0.20	2.600	0.20	0.55	5/8	2	6	3/8	2	9	3/8	6	2	0.07	2.17%	0.71%
M1-1;M1-2;M9-1;M9-2	0.20	1.980	0.20	0.45	5/8	2	5	3/8	2	6	3/8	5	2	0.07	2.21%	0.72%
M2-1;M2-2;M8-1;M8-2	0.30	2.650	0.30	0.90	5/8	2	10	3/8	2	5	3/8	6	2	0.07	1.47%	0.59%
M3-1;M3-3;M7-1;M7-3	0.20	1.975	0.20	0.45	5/8	2	5	3/8	2	6	3/8	5	2	0.07	2.21%	0.72%
M3-2;M7-2	0.25	2.850	0.25	0.55	5/8	2	7	3/8	2	11	3/8	5	2	0.07	2.03%	0.61%
M4-1;M4-2;M6-1;M6-2	0.30	4.300	0.30	1.00	5/8	2	15	3/8	2	15	3/8	7	2	0.07	1.99%	0.63%
M5-1;M5-2	0.30	4.400	0.30	1.00	5/8	2	12	3/8	2	15	3/8	7	2	0.07	1.59%	0.52%

Tabla 30.

Resumen diseño a flexión 2 de muros estructurales

Nombre	Espesor	Longitud	Espesor	Longitud	#	Filas X'	Filas Y'	# barra	Filas X'	Filas Y'	#	Ramas	Ramas	Separacion	Cuantia	Cuantia
Unidades	m	m	E.B m	E.B m	barra Pulg	E.B [-]	E.B [-]	Pulg	Alma [-]	Alma [-]	barra Pulg	X' [-]	Y' [-]	m	E.B [-]	muro [-]
MA-1;MA-4;MH-1;MH-4	0.20	3.305	0.20	0.55	1/2	2	5	1/2	2	15	3/8	5	2	0.07	1.17%	0.78%
MB-1;MB-4;MG-1;MG-4	0.20	3.305	0.20	0.55	1/2	2	5	1/2	2	15	3/8	5	2	0.07	1.17%	0.78%
MC-1;MC-4;MF-1;MF-4	0.20	3.630	0.20	0.55	1/2	2	5	1/2	2	17	3/8	5	2	0.07	1.17%	0.78%
MD-1;MD-4;ME-1;ME-4	0.20	2.725	0.20	0.55	1/2	2	5	1/2	2	10	3/8	5	2	0.07	1.17%	0.71%
MA-2;MA-3;MH-2;MH-3	0.20	2.600	0.20	0.55	1/2	2	5	1/2	2	9	3/8	5	2	0.07	1.17%	0.69%
MB-2;MB-3;MG-2;MG-3	0.20	2.600	0.20	0.55	1/2	2	5	1/2	2	9	3/8	5	2	0.07	1.17%	0.69%
MC-2;MC-3;MF-2;MF-3	0.20	2.600	0.20	0.55	1/2	2	5	1/2	2	9	3/8	5	2	0.07	1.17%	0.69%
MD-2;MD-3;ME-2;ME-3	0.20	2.600	0.20	0.55	1/2	2	5	1/2	2	9	3/8	5	2	0.07	1.17%	0.69%
M1-1;M1-2;M9-1;M9-2	0.20	1.980	0.20	0.45	1/2	2	4	1/2	2	8	3/8	4	2	0.07	1.15%	0.78%
M2-1;M2-2;M8-1;M8-2	0.30	2.650	0.30	0.90	1/2	2	8	1/2	2	7	3/8	6	2	0.07	0.76%	0.49%
M3-1;M3-3;M7-1;M7-3	0.20	1.975	0.20	0.45	1/2	2	4	1/2	2	8	3/8	4	2	0.07	1.15%	0.78%
M3-2;M7-2	0.25	2.850	0.25	0.55	1/2	2	5	1/2	2	11	3/8	5	2	0.07	0.94%	0.58%
M4-1;M4-2;M6-1;M6-2	0.30	4.300	0.30	1.00	1/2	2	9	1/2	2	20	3/8	7	2	0.07	0.77%	0.58%
M5-1;M5-2	0.30	4.400	0.30	1.00	1/2	2	9	1/2	2	21	3/8	7	2	0.07	0.77%	0.59%

Como se puede apreciar en la Tabla 29 y Tabla 30 los muros diseñados con diferentes metodologías poseen aproximadamente la misma cuantía de refuerzo a pesar de tener diferentes distribuciones de acero en la longitud del muro. Se determinará el desempeño de la estructura conforme a ambas distribuciones de refuerzo.

2.9.4 Diseño de la cimentación. Para dimensionar cada elemento que compone la cimentación se utilizó el método de Winkler, en el cual se determina un factor de amortiguamiento del sistema cimentación-suelo de soporte λ , y el inverso de este valor $1/\lambda$ se denomina longitud elástica y representa una medida de la interacción entre los elementos de la cimentación y el suelo de soporte (Delgado,2012). Este coeficiente se determina a partir del módulo de reacción del suelo K_s , del momento de inercia de la sección I_c , del módulo de elasticidad del material que constituye la cimentación E y un ancho efectivo B . Las dimensiones seleccionadas se obtuvieron a partir del cálculo de λL de tal manera que se obtuvo un valor cercano a $\pi/4$ como se puede ver en el Apéndice C, considerando que la sección losa-viga es rígida.

La cimentación de la estructura se realizó con una losa de cimentación con vigas rectangulares. El espesor de la losa de cimentación calculada fue de 50cm y la viga con una sección de ancho 0.70m y alto 1.25m. Se realizó un análisis en el que se considera un sistema de cimentación rígido y la suposición de una distribución lineal de presiones (Klemencic, MacFarlane, Hawkins, & Nikolaou, 2012) determinando el área total de contacto con la siguiente expresión $A = \frac{\text{Carga de servicio}}{q_a}$, Arrojando un área de contacto de 563.5m^2 , por tanto se decide selecciona unas dimensiones de 22.95 m de ancho por 24.65 m de largo, arrojando un área de contacto de 565.8m^2 , mostrando en la Figura 14 que esta dimensiones seleccionadas cumplen con el requisito de no superar el esfuerzo admisible del suelo con respecto a las cargas de servicio como se indica en el Artículo C.15.1 de la NSR-10.

El concreto especificado para los elementos de la cimentación es de $f'_c = 28\text{MPa}$. El acero de refuerzo con una resistencia a la fluencia igual a $f_y = 420\text{MPa}$.

2.9.4.1 Solicitaciones y esfuerzos. Se inició el estudio con la suposición de un sistema de cimentación rígido y distribución lineal de presiones sobre el suelo para realizar el diseño según criterios de la NSR-10. Partiendo que se desconoce del valor del esfuerzo ultimo y el factor de seguridad utilizados en los parámetros geotécnicos se realiza el siguiente análisis: En el Título H, Tabla H.4.7-1 de la NSR-10 menciona que el factor de seguridad (Fs) para calcular el esfuerzo admisible para la revisión con cargas de servicio (Carga muerta + Carga viva) es de 3, y el Fs para calcular el esfuerzo del suelo para revisión con cargas mayoradas (Carga muerta + carga viva + carga sismo de diseño) es de 1.5, por tanto, El esfuerzo producto del Fs igual a 3 es $q_{a1} = 90\text{kN/m}^2$ quedando la expresión, $q_{a1} = \frac{q_u}{3}$. Si suponemos q_{a2} el esfuerzo para revisar la cimentación con cargas mayoradas se pueden igualar las expresiones partiendo del hecho que tiene el mismo

esfuerzo último, por tanto, $3 * q_{a1} = 1.5 * q_{a2}$, como se desea determina es el valor de q_{a2} a partir de q_{a1} se realiza el despeje obtenido el coeficiente de amplificación del esfuerzo admisible q_{a1} , obteniendo que, $q_{a2} = \frac{3 * q_u}{1.5} = 2 * q_{a1}$. Es decir que si se desea revisar el esfuerzo en la cimentación con cargas mayoradas el esfuerzo admisible se debe multiplicar por 2.

Se revisan los esfuerzos bajo la losa de cimentación al aplicar los resultados de las combinaciones de carga presentadas en la Tabla 29. El valor del esfuerzo admisible según el informe final de estudio de suelos es $q_a=90\text{kN/m}^2$ y para las combinaciones que contengan cargas de viento o sismo es $2q_{a1}=2*90\text{kN/m}^2=180\text{kN/m}^2$. En la Figura 14 se presentan los esfuerzos generados por la combinación Comb22 (Carga de servicio) con el cual se realizó el dimensionamiento de la cimentación siguiendo lo descrito en el Título C, Capítulo C.15, Artículo C.15.2.

En la Figura 14 se presenta la distribución de esfuerzos por cargas de servicio y se puede verificar que no se está excediendo el límite establecido para este tipo de combinaciones. Siguiendo la recomendación de (Darwin, Dolan, & Nilson, 2016) en la Figura 15 se presenta la distribución de esfuerzos para cargas mayoradas donde se verifica que no se excede el esfuerzo de 180kN/m^2

Tabla 31.

Combinaciones de carga.

COMBOS	Dead	SDead	Live	Ex	Ey
Comb22=D+SD+L	1	1	1		
Comb23=D+SD+0.75L	1	1	0.75		
Comb24=D+SD+0.7Ex+0.2Ey	1	1		0.7	0.2
Comb25=D+SD+0.7Ex-0.2Ey	1	1		0.7	-0.2
Comb26=D+SD-0.7Ex+0.2Ey	1	1		-0.7	0.2
Comb27=D+SD-0.7Ex-0.2Ey	1	1		-0.7	-0.2
Comb28=D+SD+0.2Ex+0.7Ey		1		0.2	0.7
Comb29=D+SD+0.2Ex-0.7Ey	1	1		-0.2	0.7
Comb30=D+SD-0.2Ex+0.7Ey	1	1		0.2	-0.7
Comb31=D+SD-0.2Ex-0.7Ey	1	1		-0.2	-0.7
Comb32=D+SD+0.7L+0.525Ex+0.15Ey	1	1	0.7	0.525	0.15
Comb33=D+SD+0.7L+0.525Ex-0.15Ey	1	1	0.7	0.525	-0.15
Comb34=D+SD+0.7L-0.525Ex+0.15Ey	1	1	0.7	-0.525	0.15
Comb35=D+SD+0.7L-0.525Ex-0.15Ey	1	1	0.7	-0.525	-0.15
Comb36=D+SD+0.7L+0.15Ex+0.525Ey	1	1	0.7	0.15	0.525
Comb37=D+SD+0.7L+0.15Ex-0.525Ey	1	1	0.7	0.15	-0.525
Comb38=D+SD+0.7L-0.15Ex+0.525Ey	1	1	0.7	-0.15	0.525
Comb39=D+SD+0.7L-0.15Ex-0.525Ey	1	1	0.7	-0.15	-0.525
Comb40=0.6D+0.6SD+0.7Ex+0.2Ey	0.6	0.6		0.7	0.2
Comb41=0.6D+0.6SD+0.7Ex-0.2Ey	0.6	0.6		0.7	-0.2
Comb42=0.6D+0.6SD-0.7Ex+0.2Ey	0.6	0.6		-0.7	0.2
Comb43=0.6D+0.6SD-0.7Ex-0.2Ey	0.6	0.6		-0.7	-0.2
Comb44=0.6D+0.6SD+0.2Ex+0.7Ey	0.6	0.6		0.2	0.7
Comb45=0.6D+0.6SD+0.2Ex-0.7Ey	0.6	0.6		0.2	-0.7
Comb46=0.6D+0.6SD-0.2Ex+0.7Ey	0.6	0.6		-0.2	0.7
Comb47=0.6D+0.6SD-0.2Ex-0.7Ey	0.6	0.6		-0.2	-0.7

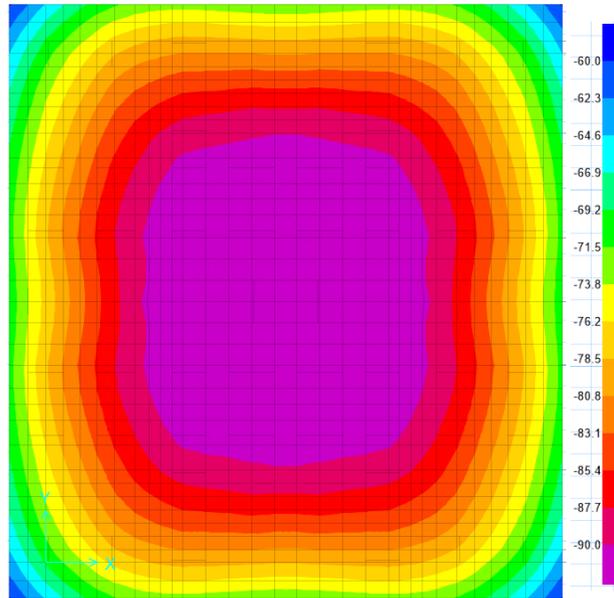


Figura 14. Distribución de esfuerzo sobre la cimentación (carga de servicio)

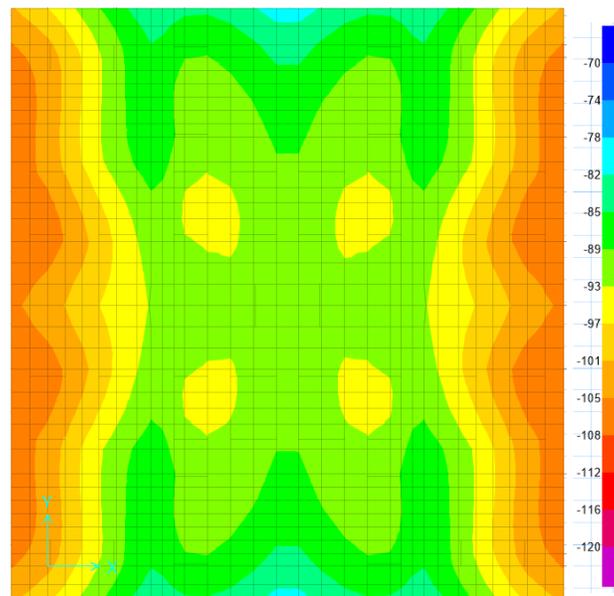


Figura 15. Esfuerzo sobre la cimentación combinaciones con sismo rango (-70,-120) kN/m

2.9.4.2 Rigidez de la cimentación. En el Título A, Apéndice A-2, Tabla A-2.1-1 de la NSR-10 se hacen recomendaciones para ajustar el módulo de cortante y velocidad de onda para

deformaciones unitarias apreciables, sin embargo, se aplica el factor de reducción de la Tabla 8-2 de ASC 41-17 (ASCE, 2017), esto permite usar los resultados de esta sección en el análisis de la rigidez de la cimentación para diferentes grados de libertad de la estructura, considerada como un cuerpo rectangular rígido. Para la modelación de la rigidez de la cimentación se usan las recomendaciones de National Institute of Standards and Technology (NIST) usando los resultados referenciados en la Tabla 2-2a de NIST GCR 12-971-21 (NEHRP,2012). Los resultados se resumen en la Tabla 32. La orientación de los parámetros geométricos de análisis se toma de la Figura 16.

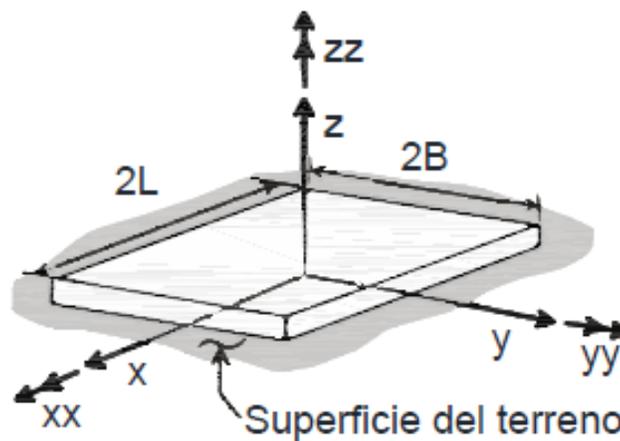


Figura 16. Dirección de ejes y longitudes para cálculo de rigidez estática de un elemento rígido de cimentación. Tomado y adaptado de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP,2012).

Para modelar la losa de cimentación se aplica la ecuación 2-20^a de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP,2012) con el fin de corregir la rigidez torsional además se aplican las ecuaciones 2-21a y 2-21b de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP,2012), los valores se presentan en la Tabla 33. En la Figura 17 se muestra la distribución de rigidez en la losa.

Tabla 32.

Parámetros y cálculo de la rigidez estática de la cimentación

Parámetros estudio de suelos		
E	MPa	22,5
V _{so}	m/s	330
ρ _s	Kg/m ³	1950
Q _a	kN/m ²	100
V,coef.Poison	[-]	0,3
Factor de seguridad	[-]	3,0
A _a	[-]	0,35
Parámetros geométricos		
Ancho losa cim.	m	22,95
Largo losa cim.	m	24,65
I _x	m ⁴	28645
I _y	m ⁴	24830
J _t	m ⁴	53476
Parámetros de cálculo		
Site Class	[-]	D
S _s	[-]	0,35
F _a	[-]	1,15
S _{xs}	[-]	0,16
G/Go	[-]	0,85
Go	MPa	212,28
G	MPa	180,44
B	m	11,48
L	m	12,33
h	m	0,90
d	m	0,50
D	m	1,40
Factores de corrección por profundidad		
η _x	[-]	1,24
η _y	[-]	1,24
η _z	[-]	1,09
η _{xx}	[-]	1,06
η _{yy}	[-]	1,23
Grado de libertad		
K _{x,sur}	kN/m	1,755E+07
K _{y,sur}	kN/m	1,417E+07
K _{z,sur}	kN/m	1,521E+07
K _{xx,sur}	kN-m	1,751E+09
K _{yy,sur}	kN-m	1,904E+09

Tabla 33.

Ajuste para elementos de cimentación flexible.

Intensidad de rigidez en los extremos		
Kiz	kN/m ³	26886,60
Re	[-]	0,4
Rk,yy	[-]	2,88
Rk,xx	[-]	3,07

Se generan elementos tipo Spring de área para la losa de cimentación, en 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 y Y. La rigidez del resorte se aplica por área para el modelo de análisis no lineal.

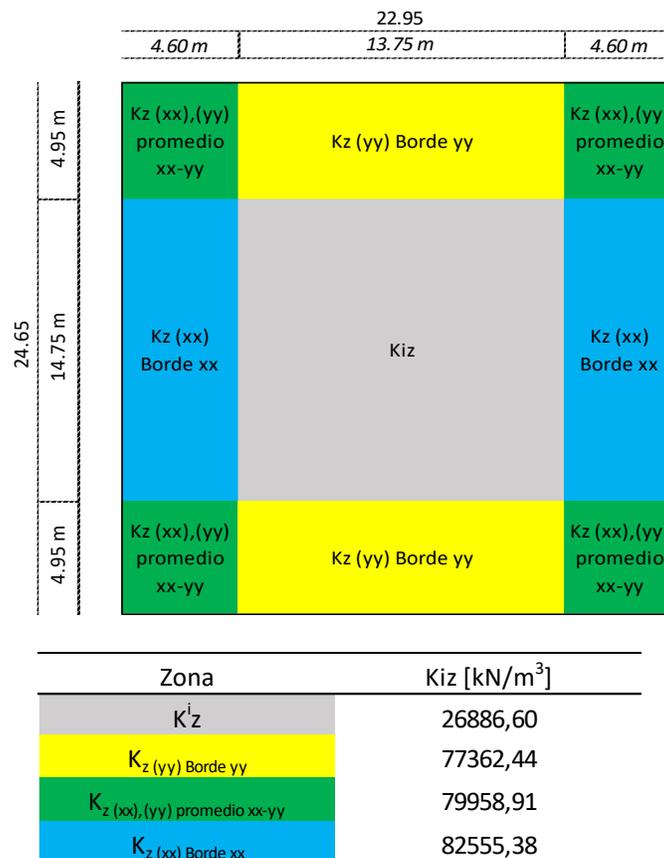


Figura 17. Intensidad de resorte vertical en diferentes zonas de la losa de cimentación.

2.9.4.3 Asentamientos diferenciales. Se revisan los valores de los asentamientos diferenciales correspondientes a las combinaciones de carga para esfuerzos de trabajo. En la Figura 18 se aprecia que los valores de los asentamientos diferenciales no superan los 9mm para la carga de servicio. No se presentan asentamientos superiores al límite de 9mm; el valor aceptable según el estudio geotécnico es 32 mm.

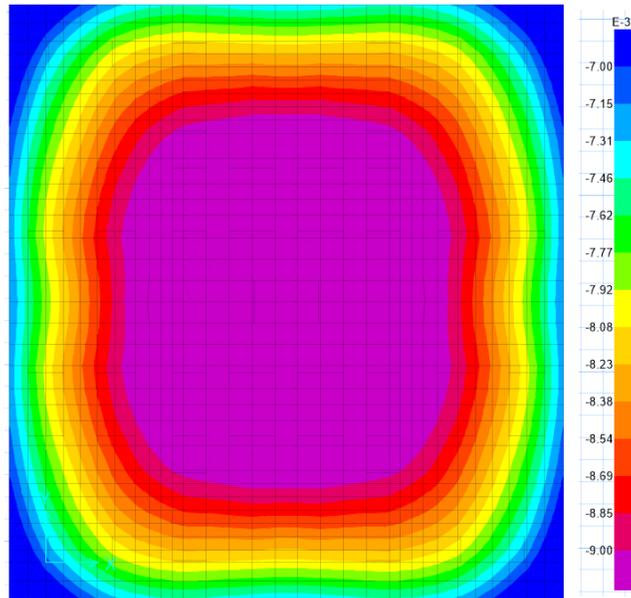


Figura 18. Deformación vertical en la losa de cimentación. Comb22 = D+SD+L. Rango (-7.0, -9.0) mm

2.9.4.4 Refuerzo en la losa de cimentación, diseño por flexión. En Título C, artículo C.7.7.1 de la NSR-10 todos los elementos que estén en contacto con el suelo deben tener un recubrimiento de concreto mínimo de 75mm. El refuerzo no debe estar separado a una distancia mayor a tres veces el espesor de la losa, ni 450mm según el Título C.10, Artículo C.10.5.4 y C.15.10.4 de la NSR-10.

En la Figura 19 se muestra el diagrama de momento M_{11} que actúa en la losa de cimentación, en la Figura 20 se presenta el diagrama de momento M_{22} .

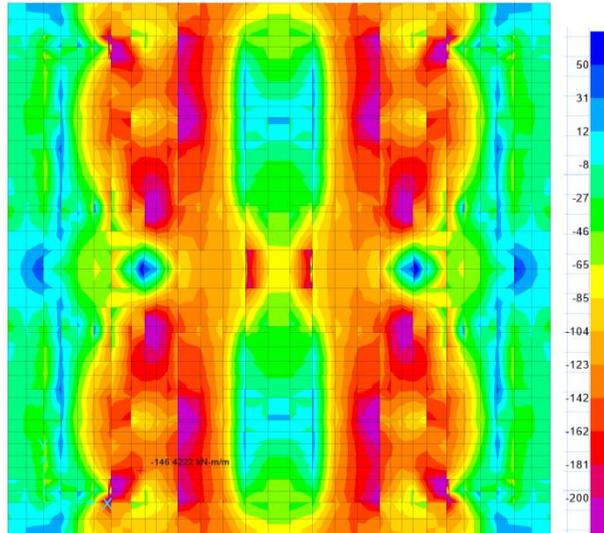


Figura 19. Diagrama de momento M11. Rango (-200,50) kN-m/m

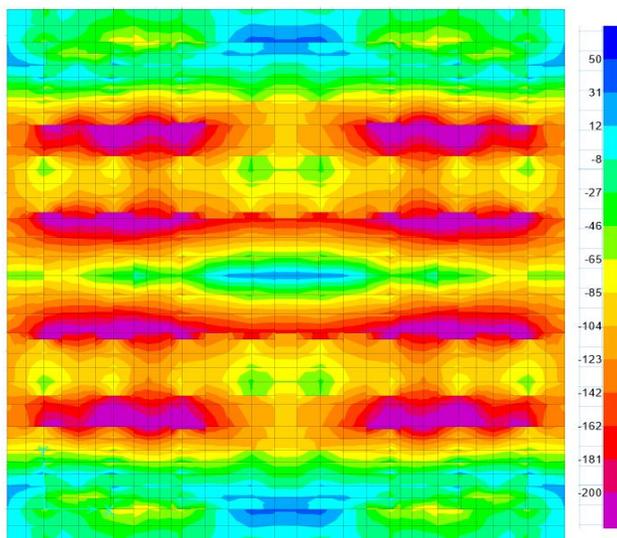


Figura 20. Diagrama de momento M22. Rango (-200,50) kN-m/m

En la Tabla 34 se presenta la distribución de refuerzo a flexión y la resistencia nominal a momento con la cual se compara con la Figura 19, Figura 20 verificando que $M_u < \phi M_n$.

Tabla 34.

Parámetros y resistencia nominal a flexión y a cortante.

Parámetros	Unidades	Valores	Descripción
E	m	0,50	Espesor de losa cimentación
f'c	MPa	28	Resistencia del concreto
fy	MPa	420	Resistencia del acero
Recubrimiento	mm	75	Recubrimiento
ρ-	[-]	0,00330	Cuantía superior
ρ+	[-]	0,00330	Cuantía inferior
As-	mm ²	1402,5	Área de acero superior
As+	mm ²	1402,5	Área de acero inferior
φMn-	kN-m/m	218,731	Momento resistente superior
φMn+	kN-m/m	218,731	Momento resistente inferior
Refuerzo superior	[-]	1N 5 C/ 0,15m	Refuerzo superior en la losa
Refuerzo inferior	[-]	1N 5 C/ 0,15m	Refuerzo inferior en la losa
φVc	kN/m	286,73	Resistencia a cortante de la sección

2.9.4.4 Revisión de cortante en la losa de cimentación. Según el capítulo C.11 de NSR-10, se revisa el cortante en la losa para las combinaciones de carga. Se verifica que el esfuerzo a cortante no supere $\phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b_w d$. En la Figura 21 se presenta el diagrama de fuerza cortante V_u con la cual se compara con la resistencia a cortante que se presenta en la Tabla 34 y se verifica que $V_u < \phi V_n$, con lo cual no se requiere refuerzo a cortante.

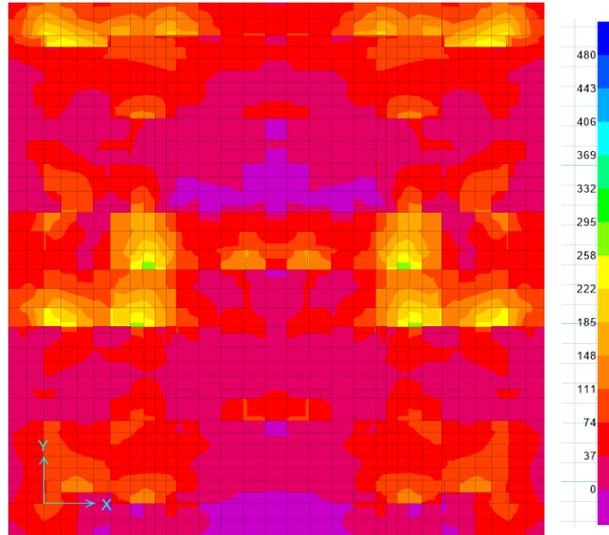


Figura 21. Diagrama de fuerza cortante. Rango (0,200) kN/m

2.9.4.5 Diseño de vigas de cimentación. Las vigas de cimentación son elementos de gran altura que poseen una gran rigidez que sirve para transmitir las fuerzas entre los muros estructurales y la cimentación.

2.9.4.5.1 Requisitos generales. Las dimensiones de las vigas de cimentación son de 700x1250mm. El refuerzo especificado para las vigas de cimentación es corrugado con $f_y = 420\text{MPa}$ y la resistencia a la compresión del concreto es de $f'_c = 28\text{MPa}$. Según el Título C, Artículo C.10.6.7 de la NSR-10, se debe proporcionar refuerzo en las caras de las vigas que posean una altura mayor a 900mm según el artículo C.10.6.7 de la NSR-10. El recubrimiento libre hasta el estribo debe ser de 75mm y la separación máxima del refuerzo superficial distribuido en ambas caras laterales debe ser 160mm.

2.9.4.5.2 Diseño a flexión de las vigas de cimentación. En la Figura 22 se presenta el diagrama de momentos de la envolvente de las combinaciones de carga presentadas en la Tabla 31.

Se presenta en la Tabla 35 Los datos utilizados para el cálculo del refuerzo a flexión y la resistencia nominal de la viga.

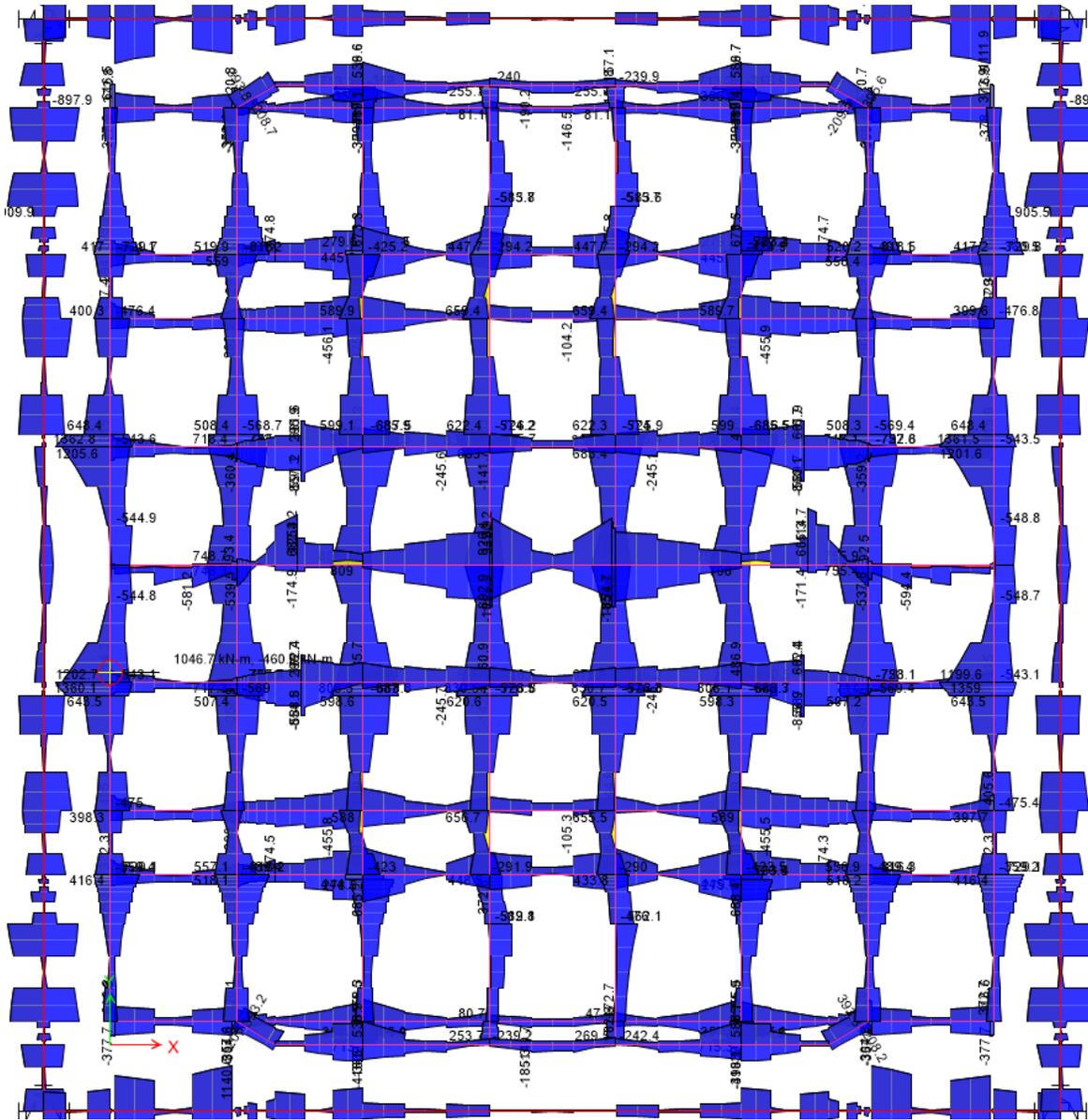


Figura 22. Diagrama de momentos. Rango (-800,1046) KN-m

Según el Artículo C.10.5.1 de la NSR-10 el área de acero de refuerzo mínimo se determina

con la Ecuación C.10-3, $A_{s,minimo} = \frac{0.25\sqrt{f'rc}}{f_y} b_w d$ pero no debe ser menor a $A_{s,minimo} = \frac{1.4b_w d}{f_y}$. Para

las dimensiones propuestas para esta viga rectangular de cimentación el área de acero mínimo es 2742 mm² asociada a una cuantía de $\rho = 0.00333$.

El momento máximo solicitado que se presenta en la Figura 22 es $M_u = 10460$ kN-m, por tanto, se dispone para el refuerzo superior e inferior 5N7 + 4N6 arrojando un área de refuerzo de 3070 mm² con una cuantía de $\rho = 0.003733$ cumpliendo con la condición de $\phi M_n > M_u$, como se detalla en la Tabla 35.

Tabla 35.

Parámetros y resistencia nominal a flexión y a cortante viga de cimentación

Parametros	Unidades	Parametros	Descripción
h	m	1.25	Altura viga rectangular de cimentación
bw	m	0.70	Base viga rectangular de cimentación
f'c	MPa	28	Resistencia del concreto
fy	MPa	420	Resistencia del acero
r'	mm	75	Recubrimiento
A _{s,min}	mm ²	2742	Artículo C.10.5.1, Ec - C-10.3 de la NSR-10
ρ_{minimo}	[-]	0.00333	Cuantia minima según, Artículo C.10.5.1
ρ^-	[-]	0.003733	Cuantia Superior siministrada
ρ^+	[-]	0.003733	Cuantia Inferior siministrada
A _{s-}	mm ²	3070	Area de refuerzo superior
A _{s+}	mm ²	3070	Area de refuerzo inferior
ϕM_n^-	kN-m	1318.7	Momento resistente superior
ϕM_n^+	kN-m	1318.7	Momento resistente inferior
M _u	kN-m	1300.0	Demanda de momento flector
Refuerzo superior	[-]	5 N7 + 4 N6	Distribucion de refuerzo superior
Refuerzo infeior	[-]	5 N7 + 4 N6	Distribucion de refuerzo inferior
ϕV_c	kN	554.91	Resistencia al cortante del concreto
V _u	kN	640.00	Cortante maximo de demanda
V _s	kN	85.09	Fuerza cortante que asume el acero
S _{calculado}	m	0.62	Separación de estrubos calculada
S _{asumido}	m	0.25	Separación de estrubos asumida
# Ramas	[-]	2.00	Número de ramas
Refuerzo transversal	[-]	1N 3 C/ 0.25m	Distribución de refuerzo transversal
Refuerzo lateral	[-]	1N 4 C/ 0.20m	Artículo C.10.6.7 de la NSR-10
Resis. cortante viga	kN	765.14	Resistencia a cortante de la seccion

2.9.4.5.3 Diseño a fuerza cortante de las vigas de cimentación. Según la NSR-10, el diseño de los elementos sometidos a fuerzas cortante debe cumplir que $\phi V_n > V_u$, donde V_n , es la resistencia nominal a cortante $V_n = V_c + V_s$ y V_u es la fuerza cortante mayorada producto de las combinaciones de diseño, para efectos de diseño $V_s = V_u - V_c$, donde V_c es la resistencia nominal proporcionada por el concreto y V_s es la resistencia nominal proporcionada por el acero, el coeficiente de reducción para cortante ϕ se toma como $\phi = 0.85$

Según la Figura 23 la máxima sollicitación a cortante es de 640 kN, la resistencia que aporta el concreto es $\phi V_c = 554.9$ kN y por tanto se adiciona 3 ramas de estribos de N3 cada 0.10 m. La máxima capacidad de la sección a cortante es de 765.14 kN, con esta configuración de refuerzo a cortante se cumple con la condición de $\phi V_n > V_u$ como se detalla en la Tabla 35. En el Apéndice D se detalla un análisis por el método puntal- Tensor para la viga de cimentación más cargada.

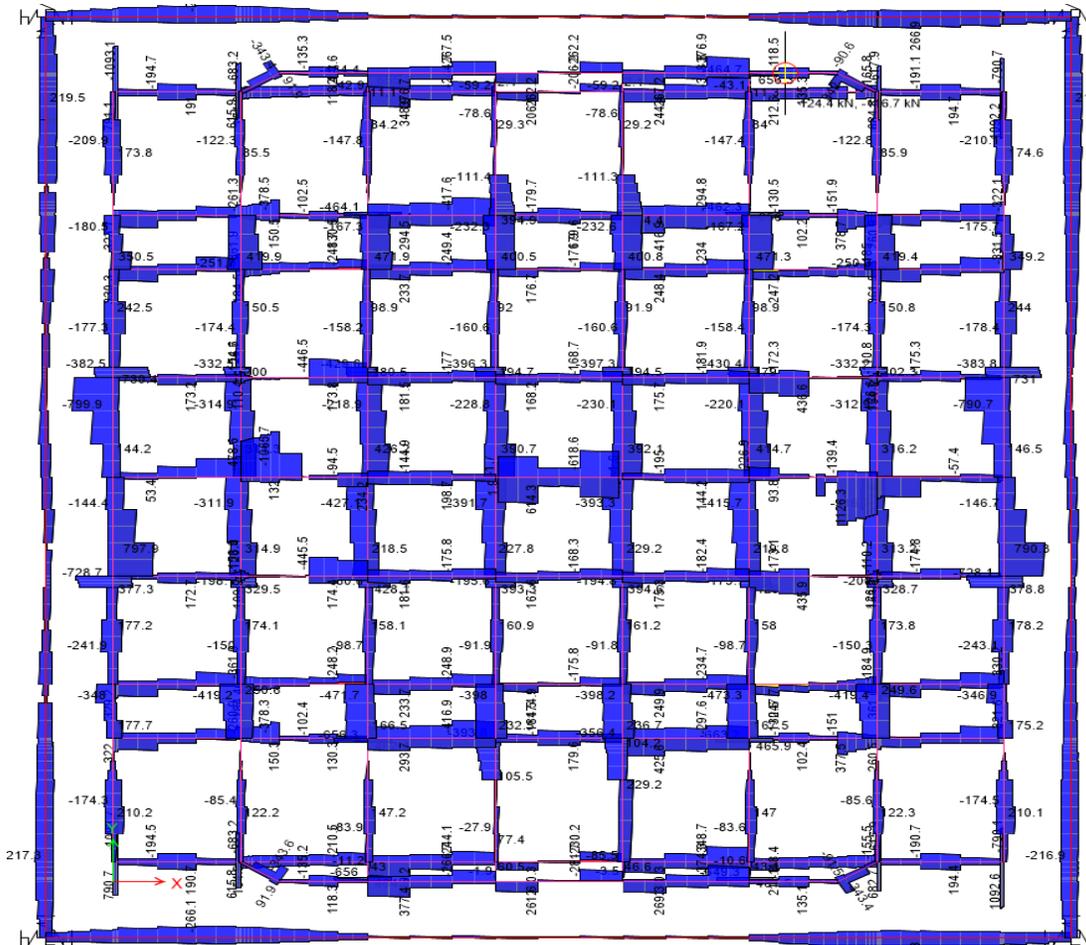


Figura 23. Diagrama de fuerza cortante. Rango (-400,640) Kn

3. Fase 2: Análisis Estático no lineal

En este capítulo se ejecuta el análisis estático no lineal para cada dirección de estudio según lineamientos de ASCE 41-17 (ASCE 41-17, 2017). Se revisa la aplicación de este tipo de análisis y el desempeño de los elementos primarios de la estructura.

3.1 Generalidades según el ASCE41-17

A continuación, se relacionan algunos aspectos básicos de caracterización del edificio según los criterios de (ASCE 41-17, 2017).

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 (a), según la Tabla 3-1 de ASCE 41-17 que se visualiza en la Figura 24.

Table 3-1 (Continued). Common Building Types

Steel Plate Shear Walls S6	These buildings have a frame of steel columns, beams, and shear walls. Shear walls are constructed with steel plates with horizontal and vertical boundary elements adjacent to the webs. The boundary elements are designed to remain essentially elastic under maximum forces that can be generated by the fully yielded webs. Diaphragms transfer seismic forces to braced frames. The diaphragms consist of concrete or metal deck with concrete fill and are stiff relative to the shear walls. The foundation system is permitted to consist of a variety of elements.
Cold-Formed Steel Light-Frame Construction CFS1 (Shear Wall System)	These buildings have cold-formed steel light-frame walls supporting the majority of the lateral loads. Floor and roof framing consists of cold-formed steel joists or rafters on cold-formed steel studs spaced no more than 24 in. (61 cm) apart, wood or cold-formed steel trusses, structural steel or cold-formed steel beams, and structural steel or cold-formed steel columns. The first-floor framing is supported directly on the foundation system or is raised up on cripple studs and post-and-beam supports. The foundation is permitted to consist of a variety of elements. Chimneys, where present, consist of solid brick masonry, masonry veneer, or cold-formed steel frame with internal metal flues. Seismic forces are resisted by wood structural panel or metal deck diaphragms, and wood structural panel sheathed shear walls or steel sheet sheathed shear walls. Floor and roof sheathing consists of wood structural panels or metal deck. Interior surfaces are sheathed with plaster or gypsum board. Buildings of this type that have precast concrete plank diaphragms shall not be permitted to be classified as this common building type and shall not be permitted to be evaluated using Tier 1 or Tier 2 procedures.
CFS2 (Strap-Braced Wall System)	These buildings have cold-formed steel light-frame strap walls supporting the majority of the lateral loads. Floor and roof framing consists of cold-formed steel joists or rafters on cold-formed steel studs spaced no more than 24 in. (61 cm) apart, wood or cold-formed steel trusses, structural steel or cold-formed steel beams, and structural steel or cold-formed steel columns. The first-floor framing is supported directly on the foundation system or is raised up on cripple studs and post-and-beam supports. The foundation is permitted to consist of a variety of elements. Chimneys, where present, consist of solid brick masonry, masonry veneer, or cold-formed steel frame with internal metal flues. Seismic forces are resisted by diaphragms with wood structural panels or metal deck, and walls with diagonal flat strap bracing. Floor and roof sheathing consists of wood structural panels or metal deck. Interior surfaces are sheathed with plaster or gypsum board. Buildings of this type that have precast concrete plank diaphragms shall not be permitted to be classified as this common building type and shall not be permitted to be evaluated using Tier 1 or Tier 2 procedures.
Concrete Moment Frames C1	These buildings consist of a frame assembly of cast-in-place concrete beams and columns. Floor and roof framing consists of cast-in-place concrete slabs, concrete beams, one-way joists, two-way waffle joists, or flat slabs. Seismic forces are resisted by concrete moment frames that develop their stiffness through monolithic beam-column connections. In older construction, or in levels of low seismicity, the moment frames are permitted to consist of the column strips of two-way flat slab systems. Modern frames in levels of high seismicity have joint reinforcing, closely spaced ties, and special detailing to provide ductile performance. This detailing is usually not present in older construction. The foundation system is permitted to consist of a variety of elements.
Concrete Shear Walls C2 (with Stiff Diaphragms)	These buildings have floor and roof framing that consists of cast-in-place concrete slabs, concrete beams, one-way joists, two-way waffle joists, or flat slabs. Buildings may also have steel beams, steel columns, cold-formed steel light-frame construction, and concrete slabs for the gravity framing. Floors are supported on concrete columns or bearing walls. Seismic forces are resisted by cast-in-place concrete shear walls. In older construction, shear walls are lightly reinforced but often extend throughout the building. In more recent construction, shear walls occur in isolated locations, are more heavily reinforced, and have concrete slabs that are stiff relative to the walls. The foundation system is permitted to consist of a variety of elements.
C2a (with Flexible Diaphragms)	These buildings are similar to C2 buildings, except that diaphragms consist of wood sheathing or have large aspect ratios, and are flexible relative to the walls.

Figura 24. Clasificación de estructuras por tipología (ASCE 41-17, 2017)

3.1.2 Objetivo de nivel de desempeño. El objetivo de desempeño sísmico de la estructura deberá ser seleccionado de acuerdo a la Sección 2.2 del ASCE 41-17. Un objetivo de desempeño se define de una o más parejas de un nivel de amenaza sísmica seleccionada, un nivel objetivo de

desempeño estructural y objetivo de desempeño no estructural.

3.1.3 Categoría del 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 07-16 (ASCE 07-16, 2016) que se puede visualizar en la Figura 25.

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

^aBuildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Figura 25. Clasificación del del riesgo para edificios y otras estructuras (ASCE 07-16, 2016)

3.1.4 Nivel de sismicidad. El nivel de sismicidad se clasifica como Muy Bajo, Bajo, Moderado o Alto. Según la sección 2.5 de ASCE 41-17, la estructura está categorizada en un nivel de sismicidad alta. Para encontrar esa clasificación se usan los parámetros sísmicos de la zona presentados en la Tabla 2 y se conoce que $A_a=0.35$, $A_v=0.30$, $F_a=1.15$ y $F_v=1.8$. De acuerdo con

las ecuaciones (B.3-1) y (B.3-2) del documento AIS 180-13 (AIS 180,2013), se obtiene que $S_s=3.75*A_a=1.31$ y $S_1=1.8*A_v=0.54$ y de las ecuaciones (2-4), $S_{DS} = 2/3*F_a*S_s=1$ y (2-5), $S_{D1} = 2/3*F_v*S_1=0.65$ del ASCE 41-17, se establece que el nivel de sismicidad corresponde a la zona de ubicación de la estructura es “Alta” de acuerdo con la Tabla 2-4 del ASCE 41-17 que se visualiza en la Figura 26.

Level of Seismicity ^a	S_{DS}	S_{D1}
Very low	<0.167 g	<0.067 g
Low	≥0.167 g	≥0.067 g
Moderate	<0.33 g	<0.133 g
	≥0.33 g	≥0.133 g
High	<0.50 g	<0.20 g
	≥0.50 g	≥0.20 g

^a The higher level of seismicity defined by S_{DS} or S_{D1} shall govern.

Figura 26. Nivel de sismicidad (ASCE 41-17, 2017)

Los parámetros de aceleración de respuesta espectral S_{DS} y S_{D1} corresponde a un nivel de amenaza sísmica, que se define como seguridad básica de terremotos (BSE-1N), correspondiente con el objetivo básico de desempeño equivalente a edificios nuevos (BPON) la definición de este nivel de amenaza sísmica se encuentra en la Sección 2.4.1.2 de ASCE 41-17.

3.1.5 Nivel de desempeño objetivo del edificio. El objetivo de desempeño básico para este edificio nuevo con categoría de riesgo II y nivel de amenaza sísmica BSE-1N según el ASCE 41-17 es “Life Safety”, que se traduce como seguridad de la vida. El nivel de desempeño básico equivalente se clasifica según la Tabla 2-2 del ASCE 41-17. Se designa un nivel de desempeño objetivo para el edificio como “Life Safety (S-3)” aplicando la clasificación de la Sección 2.3.1.3

de ASCE 41-17. El objetivo de desempeño es que la estructura permanezca estable y conserve capacidad de resistencia después del sismo definido por los parámetros del nivel de amenaza sísmica.

3.1.5.1 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 2.3.1.3 de ASCE 41-17.

3.1.6 Modelo de análisis. En esta sección se presentan aspectos y parámetros del modelo matemático que se usó para simular el comportamiento del edificio. En primer lugar, se identifica las características exigidas en el modelo según el ASCE 41-17.

3.2 Requisitos para el modelo de análisis por ASCE 41-17

3.2.1 Generalidades. Según la sección 7.2.3.1 de ASCE 41-17 los modelos de análisis deben ser tridimensionales y según las condiciones del proyecto 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 ya que todos los elementos del sistema de resistencia sísmica se encuentran alineados en su plano vertical en toda la altura de la edificación o conexiones especiales entre elementos del edificio.

3.2.1.1 Torsión. Según la Sección 3.2.9 del ASCE 41-17, el diafragma se clasifica como “Stiff”, en consecuencia, se aplican los requerimientos de la sección 7.2.3.2 del ASCE 41-17. Para revisar si se requiere considerar los efectos torsionales en el análisis del edificio se aplican las

fuerzas cortantes calculadas en la sección 3.2.9, Tabla 40, para la condición de torsión (fuerza sísmica en el centro de masa) y torsión más torsión accidental (fuerza sísmica en el centro de masa más el momento que se genera por la excentricidad de 5% del ancho del piso medido perpendicularmente a la dirección de aplicación de la carga); se calcula el amplificador de desplazamiento $\alpha(\alpha_{\max}/\alpha_{\text{avg}})$, como la relación entre el desplazamiento máximo en cualquier punto del diafragma y el desplazamiento promedio del diafragma en cada piso. Según las indicaciones de la sección 7.2.3.2.2 del ASCE 41-17 debe considerarse los efectos torsionales si la relación entre el amplificador de desplazamiento para la torsión más torsión accidental y el amplificador de desplazamiento para la torsión es superior a 1.1. En la Tabla 36 se presentan los resultados del análisis; y por tanto no es necesario considerar los efectos torsionales en el análisis no lineal amplificando el desplazamiento objetivo.

Tabla 36.

Consideración de efectos torsionales

Piso	η_{1x}^*	η_{2x}^{**}	η_2/η_{1x}	η_{1y}^*	η_{2y}^{**}	η_2/η_{1y}
10	1.00	1.06	1.06	1.00	1.05	1.05
9	1.00	1.06	1.06	1.00	1.05	1.05
8	1.00	1.06	1.06	1.00	1.05	1.05
7	1.00	1.06	1.06	1.00	1.05	1.05
6	1.00	1.06	1.06	1.00	1.05	1.05
5	1.00	1.06	1.06	1.00	1.05	1.05
4	1.00	1.06	1.06	1.00	1.05	1.05
3	1.00	1.06	1.06	1.00	1.06	1.06
2	1.00	1.06	1.06	1.00	1.06	1.06
1	1.00	1.06	1.06	1.00	1.06	1.06

* η_1 : Factor de amplificación sin considerar la excentricidad accidental

** η_2 : Factor de amplificación considerando la excentricidad accidental

3.2.2 Elemento primario y secundario. En el ASCE 41-17 sección 7.5.1.1 se establece que, debido a las limitaciones inherentes a cada método de análisis, la manera en que se manejan

los componentes primarios y secundarios difiere para los procedimientos lineales y no lineales. Debido a que es probable la degradación de la rigidez y la resistencia de los componentes secundarios, su resistencia no es confiable. Los procedimientos lineales no pueden explicar esta degradación, por lo que solo los componentes primarios se incluyen en los modelos de análisis lineal. Este método es conservador en análisis lineales porque da como resultado las mayores demandas de los componentes primarios. Por tanto, se concluye que 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 y se considera que no existen elementos secundarios. Según la sección 7.2.3.3 de ASCE 41-17 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 además de incluir la degradación de resistencia y la rigidez de los elementos primarios en el modelo de análisis del edificio.

3.2.3 Flexibilidad de la cimentación. En el modelado de la cimentación de la estructura se consideró la flexibilidad de los apoyos, en concordancia con los requerimientos de la Sección 8.4 del ASCE 41-17, simulando la cimentación mediante de resortes que representan la rigidez de esta.

3.2.4 Amortiguamiento. Según la sección 7.2.3.6 del ASCE 41-17 para los procedimientos estáticos lineales, dinámicos lineales y no lineales, se utilizarán espectros de respuesta amortiguada del 5% para el análisis de todos los edificios, excepto aquellos que cumplan los siguientes criterios:

Para edificios sin revestimiento exterior, se debe suponer una relación de amortiguación viscosa efectiva, β , igual al 2% de la amortiguación crítica ($\beta = 0.02$)

Para edificios con diafragmas de madera y paredes transversales que interconectan los

niveles del diafragma a un espaciamiento máximo de 40 pies, una relación de amortiguación viscosa efectiva, β , igual al 10% de amortiguación crítica ($\beta = 0.10$) será permitido

Para edificios que usan tecnología de aislamiento sísmico o tecnología mejorada de disipación de energía, una relación de amortiguación viscosa efectiva equivalente, β , se calculará utilizando los procedimientos especificados en el Capítulo 14 del ASCE 41-17 (ASCE 41-17, 2017).

Como el edificio que se plantea para este proyecto no cumple ninguno de estos criterios y se utilizará un procedimiento de análisis estático no lineal (NSP) el valor del amortiguamiento que se utilizará para el espectro es del 5%.

3.2.5 Efectos sísmicos en múltiples direcciones. Según la sección 7.2.5 de ASCE 41-17 (ASCE 41-17, 2017) los edificios deben evaluarse o retro adaptarse para abordar el movimiento sísmico en cualquier dirección horizontal. Además, establece que los efectos sísmicos multidireccionales actúan concurrentemente si se cumple los siguientes criterios:

El edificio tiene irregularidades en el plano según se define en la Sección 7.3.1.1 de ASCE 41-17 (ASCE 41-17, 2017).

El edificio tiene una o más columnas primarias que forman una parte de dos o más marcos de intersección o elementos de marco arriostrados. Se permitirá que todos los demás edificios sean evaluados o retro ajustados para movimientos sísmicos que actúen de forma no concurrente en la dirección de cada eje principal del edificio.

Como el proyecto a estudiar no presenta ninguno de estos criterios 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, según la sección 7.2.5 ASCE 41-17 (ASCE 41-17, 2017) no se requiere considerar efectos sísmicos verticales según

la sección 7.2.5.2 de ASCE 41-17 (ASCE 41-17, 2017), ya que no cumplen los criterios establecidos para considerar este efecto.

3.2.6 Efectos P- Δ en modelo de análisis. Los efectos P- Δ estáticos son causados por cargas gravitatorias que actúan a través de la configuración deformada de un edificio y resultan en un aumento de los desplazamientos laterales. En los modelos de análisis se incluyó el cálculo automático de los efectos P- Δ 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- Δ es Q_G=1.0 D+0.25 L y se ajusta a lo requerido en la sección 7.2.2 de ASCE 41-17.

Se generarán dos modelos de análisis uno de ellos incluye los efectos P- Δ y el otro no. Lo anterior con el fin de comparar la influencia de los efectos P- Δ 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.

Adicionalmente se realiza la revisión para el cálculo de los efectos P- Δ según los lineamientos de la Sección 12.8.7 del ASCE 07-2016 (ASCE 07-16, 2016) para el cálculo de los efectos P- Δ . Se calcula 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 son C_d=0.5, $\beta=1$, h_{piso}=2550mm, el cortante de piso es el correspondiente a la fuerza sísmica de la Tabla 9. En ningún caso se excede el valor límite del coeficiente de estabilidad, ver Tablas 37 y 38.

Tabla 37.

Análisis de efectos P- Δ para la dirección X

Piso	h mm	P kN	Vx kN	Ux mm	Δx mm	θx 0,0013	θ_{max} 0,10	Chequeo
10	2550	5401,4	9295,2	38,13	20,915	0,0010		Cumple
9	2550	10802,8	18646,7	33,947	21,505	0,0010		Cumple
8	2550	16204,1	26270,7	29,646	22,015	0,0011		Cumple
7	2550	21605,5	32525,4	25,243	22,255	0,0012		Cumple
6	2550	27006,9	37685,0	20,792	22,03	0,0012		Cumple
5	2550	32408,3	41886,0	16,386	21,18	0,0013		Cumple
4	2550	37809,7	45176,0	12,15	19,625	0,0013		Cumple
3	2550	43211,0	47542,0	8,225	17,415	0,0012		Cumple
2	2550	48612,4	48932,1	4,742	14,225	0,0011		Cumple
1	2550	54013,8	49422,8	1,897	9,485	0,0008		Cumple

Tabla 38.

Análisis de efectos P- Δ para la dirección Y

Piso	h mm	P kN	Vy kN	Uy mm	Δy mm	θy 0,0013	θ_{max} 0,10	Chequeo
10	2550	5401,4	9267,8	40,271	23,15	0,0011		Cumple
9	2550	10802,8	18634,5	35,641	23,56	0,0011		Cumple
8	2550	16204,1	26291,0	30,929	23,815	0,0012		Cumple
7	2550	21605,5	32573,1	26,166	23,74	0,0012		Cumple
6	2550	27006,9	37744,7	21,418	23,17	0,0013		Cumple
5	2550	32408,3	41941,5	16,784	21,99	0,0013		Cumple
4	2550	37809,7	45217,1	12,386	20,17	0,0013		Cumple
3	2550	43211,0	47568,5	8,352	17,77	0,0013		Cumple
2	2550	48612,4	48949,5	4,798	14,435	0,0011		Cumple
1	2550	54013,8	49434,7	1,911	9,555	0,0008		Cumple

3.2.7 Interacción suelo-estructura. Según la sección 7.2.7 del ASCE 41-17 los efectos de la interacción suelo-estructura (SSI - Soil Structure Interaction) se evaluarán para aquellos edificios en los que un aumento en el período fundamental causado por los efectos de SSI resulta en un

aumento en las aceleraciones espectrales. Para este caso dicho evento no es posible que ocurra debido a que el periodo fundamental del edificio corresponde a la máxima aceleración del espectro elástico.

3.2.8 Efecto de volcamiento para procedimientos no lineales. Según la sección 7.2.8.2 del ASCE 41-17 cuando se utilicen procedimientos no lineales, los efectos del levantamiento inducido por un terremoto en el lado de la tensión de un elemento se incluirán en el modelo analítico como un grado de libertad no lineal. Esto se logrará al definir la flexibilidad de la cimentación utilizando resortes con características no lineales que son incapaces de resistir tensión según sección 8.4.2.4.2 de ASCE 41-17. La capacidad de tensión de los resortes del suelo se establece en cero y se modela un espacio sin tensión. El espaciamiento del resorte debe ser suficiente para capturar el rendimiento del suelo bajo cargas en el borde de la cimentación.

3.2.9 Clasificación del diafragma. El diafragma se clasifica como flexible donde la máxima deformación horizontal del diafragma a lo largo de su longitud es más del doble del promedio de la deriva de los elementos del sistema de resistencia sísmico del piso inmediatamente debajo del diafragma. El diafragma se clasifica como rígido donde la máxima deriva lateral del diafragma es al menos la mitad del promedio de la deriva de piso de los elementos del sistema de resistencia sísmico del piso inmediatamente debajo del diafragma; si el diafragma no es flexible ni rígido se clasifica como “Stiff”, con rigidez intermedia según la sección 7.2.9.1 del ASCE 41-17. El análisis se realizó con la fuerza pseudo estática $V=C1*C2*Cm*Sa*W$ (Eq-7-21) del ASCE 41-17, en la Tabla 39 se presentan estas fuerzas calculadas.

Tabla 39.

Fuerza pseudo estáticas

Parametros	Unidades	Dirección	
		X	Y
C ₁	[-]	1,100	1,120
C ₂	[-]	1,021	1,025
C _m	[-]	0,8	0,8
Sa	g	1,05	1,03
W	kN	52364,508	52364,508
T _e	s	0,622	0,642
μstrength	[-]	3,471	3,506
V	kN	49259,74	49534,31

La distribución de fuerzas pseudo estáticas laterales se hacen de acuerdo a lo especificado en la sección 7.4.1.3.2 del ASCE 41-17, en la Tabla 40 se muestran las fuerzas para cada nivel.

Tabla 40.

Fuerza seudo estáticas por piso

Piso	Fpx	Fpy
	kN	kN
10,00	7361,11	7181,58
9,00	8080,41	7883,34
8,00	7181,41	7006,26
7,00	6282,41	6129,19
6,00	5383,41	5252,12
5,00	4484,41	4375,05
4,00	3585,42	3497,97
3,00	2686,42	2620,90
2,00	1787,42	1743,83
1,00	160,11	156,21

El análisis para la clasificación del diafragma se realizó utilizando las fuerzas de la Tabla 40, en la Tabla 41 y Tabla 42 se relacionan los resultados y la verificación de la flexibilidad del diafragma, según los resultados el diafragma se clasifica como “Stiff”, de acuerdo con la Sección 7.2.9.1 del ASCE 41-17 , por lo tanto fue modelado mediante un elemento de rigidez en el plano consistente con las características del diafragma , como sugiere la sección 7.2.9.2 del ASCE 41-17. Teniendo en cuenta los resultados se modeló la rigidez del diafragma en el plano con $0.25I_g$ y fuera del plano $0.25I_g$ de acuerdo a los valores recomendados en la Tabla 6.6.3.1.1(a) del ACI 318-14 (ACI 318,2014) ya que son más conservadores que los valores propuestos en la Tabla 3-2 de la Sección 3.6.2 del NIST GCR 17-917-46v1.

Tabla 41.

Clasificación del diafragma Dirección X

Piso	Δ_{x1} m	Δ_{x2} m	$\Delta_{xcentro}$ m	$2\Delta_{xProm. (1/2)}\Delta_{xProm.}$ m	$\Delta_{xProm.}$ m	Clasificación [-]
10	0.121	0.120	0.118	0.240	0.060	Stiff
9	0.107	0.106	0.105	0.213	0.053	Stiff
8	0.092	0.092	0.091	0.184	0.046	Stiff
7	0.078	0.077	0.076	0.155	0.039	Stiff
6	0.063	0.062	0.062	0.125	0.031	Stiff
5	0.048	0.048	0.047	0.095	0.024	Stiff
4	0.034	0.034	0.033	0.067	0.017	Stiff
3	0.021	0.021	0.021	0.042	0.011	Stiff
2	0.011	0.011	0.011	0.022	0.005	Stiff
1	0.003	0.003	0.003	0.007	0.002	Stiff

Tabla 42.

Clasificación del diafragma Dirección Y

Piso	Δ_{y1} m	Δ_{y2} m	$\Delta_{ycentro}$ m	$2\Delta_{yProm.}$ m	$(1/2)\Delta_{yProm.}$ m	Clasificación [-]
10	0.128	0.128	0.128	0.256	0.064	Stiff
9	0.112	0.112	0.112	0.225	0.056	Stiff
8	0.096	0.096	0.096	0.193	0.048	Stiff
7	0.080	0.080	0.080	0.160	0.040	Stiff
6	0.064	0.064	0.064	0.128	0.032	Stiff
5	0.048	0.048	0.048	0.097	0.024	Stiff
4	0.034	0.034	0.034	0.068	0.017	Stiff
3	0.021	0.021	0.021	0.042	0.011	Stiff
2	0.011	0.011	0.011	0.021	0.005	Stiff
1	0.003	0.003	0.003	0.006	0.002	Stiff

3.3 No linealidad de los materiales

A continuación, se presentan los parámetros que definen la no linealidad de los materiales en los modelos de análisis.

3.3.1 Concreto no confinado. En la Figura 27 se presenta la curva esfuerzo-deformación para el concreto no confinado generada en el software ETABS[®] 2015 (ETABS,2015), que tiene incorporado el modelo de Mander, usando como parámetros para la realización de esta curva, $f'_c=35\text{MPa}$, resistencia a la compresión del concreto no confinado, deformación unitaria máxima $\epsilon_{co}=0.002$, deformación unitaria ultima del concreto no confinado $\epsilon_{cu}=0.005$ y $\alpha=-0.10$, pendiente final en compresión.

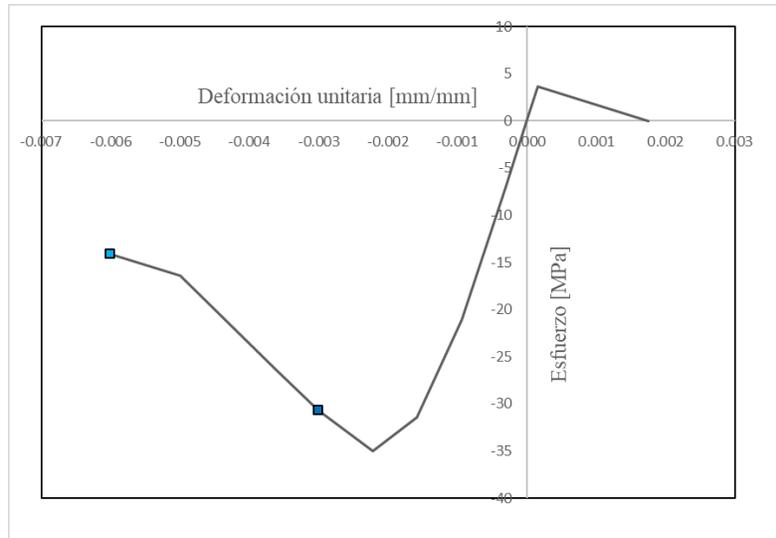


Figura 27. Curva esfuerzo-deformación para el concreto no confinado $f'_c=35\text{MPa}$

3.3.2 Concreto confinado. El concreto confinado se define de modo automático en el modelo de análisis basado en los parámetros del concreto no confinado mostrados anteriormente, en el modelo de Mander usado en ETABS® 2015 (ETABS,2015) y en el diseño particular de cada elemento de borde, es decir la disposición del acero de refuerzo transversal según se determinó por el diseño inicial. En la Figura 28 se presenta la gráfica de esfuerzo-deformación extraída del comportamiento de la fibra para el concreto confinado del elemento de borde del muro M5-1 descrito en la Tabla 29. De este modo, el programa incluye las características de confinamiento en función de la cantidad, diámetro de la barra y separación del refuerzo transversal de una sección determinada, en este estudio se aplica para los elementos de borde.

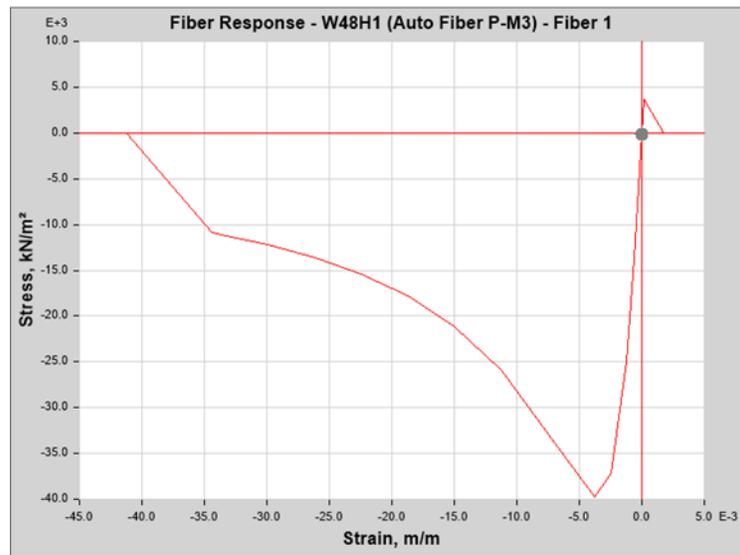


Figura 28. Ejemplo de curva esfuerzo-deformación para el concreto confinado

3.3.3 Acero de refuerzo. En la Figura 29 se presenta la relación esfuerzo-deformación para el acero generada en el software ETABS[®] 2015 (ETABS,2015) que tiene incorporado el modelo de Park para el acero de refuerzo. Los parámetros de creación de la curva son: $\epsilon_{sh}=0.01$, deformación unitaria en el acero al inicio del endurecimiento por deformación; $\epsilon_{su}=0.09$, capacidad ultima de deformación unitaria; $\epsilon_f=-0.10$, pendiente final.

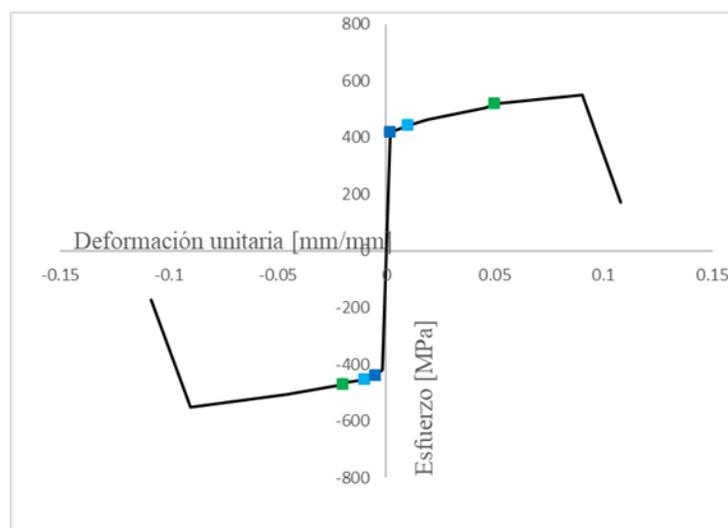


Figura 29. Relación esfuerzo deformación para acero de refuerzo

3.3.4 Modelo de rotula plástica en muros. La respuesta inelástica de los muros de concreto reforzado controlados por flexión será modelado utilizando un modelo de rotula plástica elemento tipo fibra (P-M) de acuerdo a las ventajas y desventajas en cuanto la simulación, evaluación del desempeño y sobre todo la eficiencia computacional en concordancia con lo descrito en NIST GCR 17-917-45 (NIST 45,2017), este modelo de rotula se encuentra en los componentes de modelación del software ETABS®. En la Figura 30 se presenta un ejemplo de asignación de refuerzo para rotula del muro MA-1; se usan los resultados de diseño de la Tabla 29 y las características de los materiales definidos en la sección 3.3.

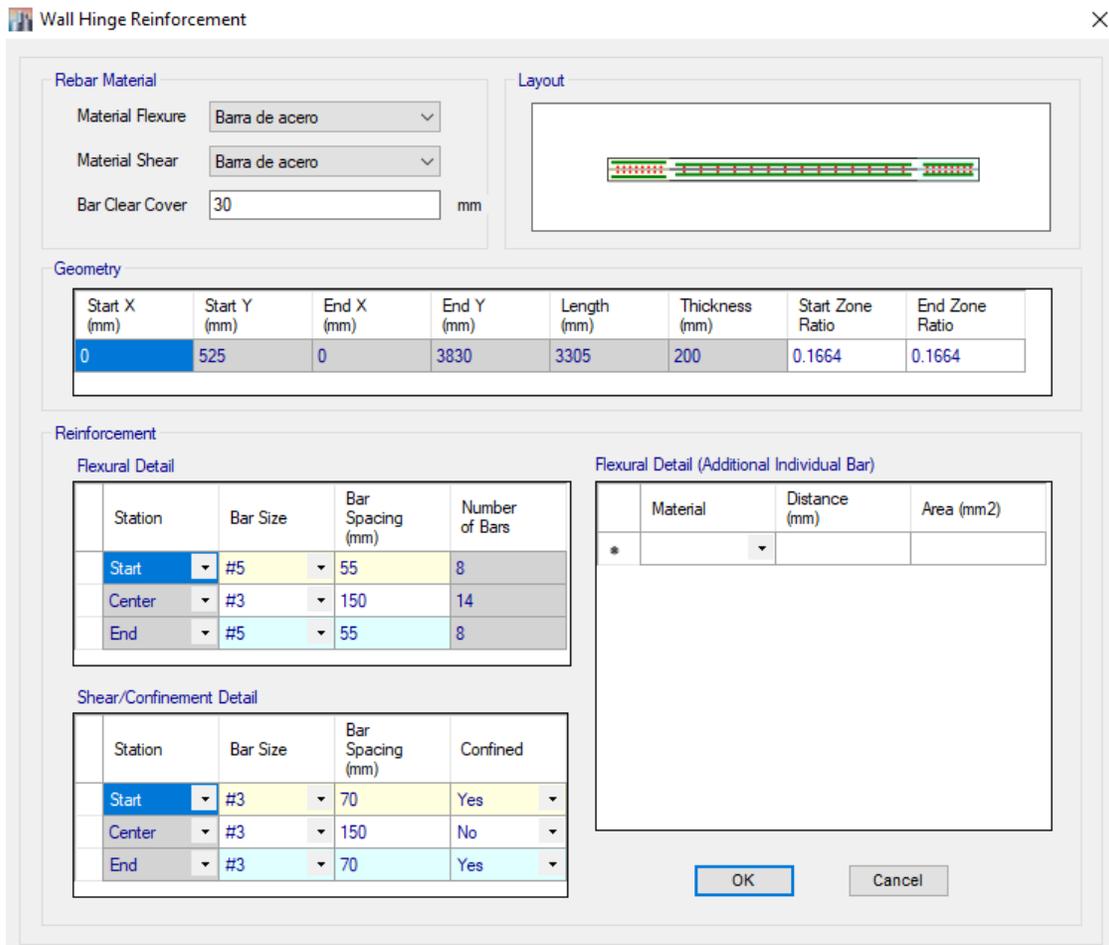


Figura 30. Ejemplo de asignación de rotula de muro MA-1

El código ASCE 41-17 (ASCE 41-17, 2017) en la sección 10.3.3.1 especifican los límites de deformación unitaria permitidos para concreto a compresión y acero de refuerzo. Para concreto no confinado la deformación unitaria es 0.002 en compresión pura o 0.005 en otras condiciones, para el caso del acero de refuerzo la máxima deformación unitaria es 0.02 en compresión y 0.05 en tensión.

3.3.5 Longitud de rotulas plástica en muros. Para el modelado de la rótula plástica se utilizó el software ETABS® 2015 (ETABS,2015), generando estos elementos sobre la altura del muro que capturan la respuesta inelástica a flexión de la sección transversal, utilizando el modelo de sección de tipo fibra y la no linealidad del material de concreto y acero.

En el modelo de análisis, la longitud de rotula 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 del ASCE 41-17.

3.4 Descripción de modelos de análisis

Los modelos fueron realizados en el programa de análisis ETABS 2015®, versión V.15.20, un producto de “Computer and Structures, Inc” (ETABS,2015)

3.4.1 Modelo 4. Este modelo de análisis está basado en la geometría del modelo 1 descrito en la sección 2.7.1.1. Los muros estructurales se generan como elementos tipo Shell a los que se les reduce los coeficientes F_{11} , F_{22} y F_{12} a $0.35I_g$, como también se reducen los coeficientes M_{11} , M_{22} y M_{12} a $0.10I_g$ para desestimar la resistencia del elemento fuera del plano. Estos coeficientes modificadores se toman de la Tabla 6.6.3.1.1(a) del ACI 318-14 (ACI 318,2014) y se usan para

garantizar una modelación adecuada del comportamiento y mecanismo de falla ya que el concreto en el rango inelástico esta fisurado.

Además, se simula la no linealidad del material en cada muro. El diafragma se considera como rígido conforme a los resultados de la sección 3.2.9 y por tal motivo se considera una sección fisurada del diafragma que se reduce con los coeficientes F_{11} , F_{22} , F_{12} , M_{11} , M_{22} y M_{12} a $0.25I_g$. Además, incluye el caso de análisis basado en la combinación de cargas gravitacionales Q_G y se incluye dentro de los casos de análisis estático no lineal los efectos P- Δ . En la Tabla 43 se presentan los tipos de análisis ejecutados. Este modelo incluye la distribución de refuerzo presentada en la Tabla 29 y Tabla 30.

Tabla 43.

Tipos de análisis estático no lineal en el modelo 4

Análisis estático no lineal	Cimentación	Efecto P- Δ	Dirección	Modo
PushX_ R1	Rígida	NO	X	2
PushX_ R2	Rígida	NO	X	2
PushY_ R1	Rígida	NO	Y	1
PushY_ R2	Rígida	NO	Y	1
PushX_ R1-P- Δ	Rígida	SI	X	2
PushX_ R2-P- Δ	Rígida	SI	X	2
PushY_ R1-P- Δ	Rígida	SI	Y	1
PushY_ R2-P- Δ	Rígida	SI	Y	1

*R1: Refuerzo a flexión 1

**R2: Refuerzo a flexión 2

3.4.2 Modelo 5. Este modelo es similar al modelo 4, excepto que se incluye la flexibilidad de la cimentación realizando los tipos de análisis presentados en la Tabla 44.

Tabla 44.

Tipos de análisis estático no lineal en el modelo 5

Analisis estatico no lineal	Cimentación	Efecto P-Δ	Dirección	Modo
PushX_ R1-P-Δ	Flexible	SI	X	2
PushX_ R2-P-Δ	Flexible	SI	X	2
PushY_ R1-P-Δ	Flexible	SI	Y	1
PushY_ R2-P-Δ	Flexible	SI	Y	1

*R1:Refuerzo a flexión 1

**R2: Refuerzo a flexión 2

3.4.3 Efecto de volcamiento para procedimientos no lineales. Dentro del modelo se asignaron elementos “*Area spring*” para modelar la flexibilidad de la cimentación, incapaces de resistir tracción. De esta manera al realizar el análisis estático no lineal, la estructura tiene la posibilidad de presentar volcamiento debido a cargas laterales, de acuerdo a lo solicitado en la sección 7.2.8.2 del ASCE 41-17.

3.4.4 Selección del procedimiento de análisis. Se registra a continuación la revisión de las condiciones de aplicaciones del análisis estático no lineal según la sección 7.3.2.1 del ASCE 41-17 (ASCE 41-17, 2017).

3.4.5 Relación de resistencia. La relación de resistencia $\square_{Strength}$, en la dirección X para R1 es 3.54 y R2 es 3.63 y en la dirección Y R1 es 3.77 y R2 es 3.92. Los valores Utilizados para determinar el $\mu_{Strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$, donde Sa es la aceleración espectral según la sección 2.4.1 y 2.4.2 del ASCE 41-17 (ASCE 41-17, 2017); Vy es la resistencia de fluencia proveniente del análisis no lineal; W es el peso sísmico efectivo; Cm=1.

Además, el valor de $\square_{Strength}$ debe ser menor a la resistencia máxima \square_{Max} , que es $\square_{Max} = 4.87$ cumpliendo satisfactoriamente con esta condición.

3.4.6 Influencia de los modos superiores. e debe verificar la influencia de los modos superiores en la respuesta estructural con el fin de verificar que se puede realizar el análisis estático no lineal buscando en una participación del 90% de la masa y una segunda respuesta utilizando únicamente el primer modo de participación. Este procedimiento se verifica utilizando el cortante en cada uno de los pisos verificando que el modelo que requirió una mayor cantidad de modos no exceda el 130% del cortante de aquel modelo en el que solo se utilizó el primer modo de participación. Se presentan los resultados en la Tabla 45.

Tabla 45.

Influencia de los modos superiores en la respuesta

Piso [-]	Modo principal kN	Direccion X		Modo principal kN	Direccion Y	
		N Modos kN	Relación %		N Modos kN	Relación %
Piso 10	14031,4	14003,62	100%	11861,218	9561,8663	81%
Piso 9	29618,7	29633,17	100%	24978,689	20130,433	81%
Piso 8	43242,5	43231,02	100%	36348,422	29303,844	81%
Piso 7	54823,3	54809,83	100%	45941,142	37021,522	81%
Piso 6	64368,8	64281,52	100%	53779,905	43348,152	81%
Piso 5	71724,1	71852,21	100%	59875,642	48253,157	81%
Piso 4	77566,2	77036,05	99%	64380,58	51883,222	81%
Piso 3	80717,3	81304,75	101%	67337,381	54282,784	81%
Piso 2	83369,1	82729,01	99%	69059,313	55661,462	81%
Piso 1	84063,2	83849,53	100%	69713,637	56180,115	81%

4. Análisis de Resultados

4.1 Resultados análisis no lineal

4.1.1 Graficas de respuesta del procedimiento estático no lineal. Se presenta a continuación el comportamiento de la estructura bajo el análisis estático no lineal con los diferentes modelos descritos en la Tabla 43 y Tabla 44.

4.1.1.1 No linealidad del material. Usando el modelo 4 descrito en la sección 3.4.1 se muestra el comportamiento no lineal de la edificación en cada dirección principal sin incluir los efectos de la no linealidad geométrica (Efectos P- Δ). En la Figura 31 se presenta los resultados del análisis en las dos direcciones principales con las dos distribuciones R1 y R2.

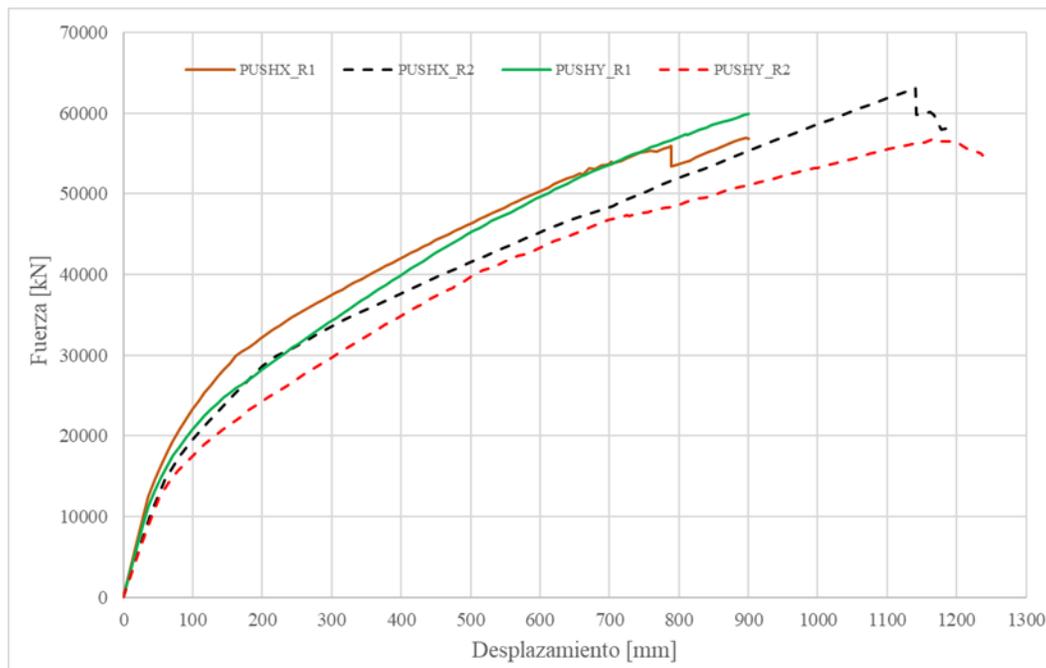


Figura 31. Respuesta no lineal sin incluir efectos P- Δ cim. Rígida

En la Figura 31 se detalla la diferencia entre el comportamiento en las dos direcciones principales de la edificación además de los efectos de ambas distribuciones de refuerzo que tal como se presentan en la Tabla 29 y Tabla 30 poseen la misma cuantía vertical en el muro.

4.1.1.2 No linealidad del material y no linealidad geométrica. Usando el modelo 4 descrito en la sección 3.4.1 se muestra el comportamiento no lineal de la edificación en cada dirección principal incluyendo los efectos de la no linealidad geométrica (Efectos P- Δ). En la Figura 32 se presenta los resultados del análisis en las dos direcciones principales con las dos distribuciones R1 y R2.

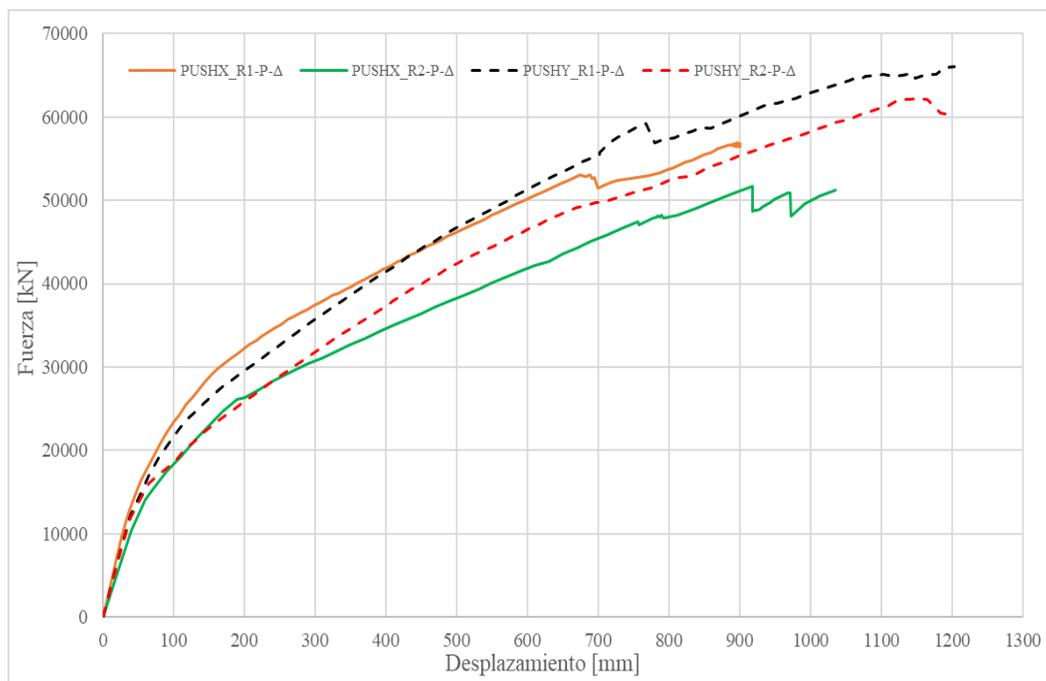


Figura 32. Respuesta no lineal incluyendo efectos P- Δ cim. Rígida

En la Figura 32 se evidencia que bajo los efectos de la no linealidad geométrica se marca una mayor diferencia entre la resistencia para las diferentes distribuciones de refuerzo para el mismo desplazamiento.

4.1.1.3 No linealidad del material, no linealidad geométrica y flexibilidad de la cimentación. Usando el modelo 5 descrito en la sección 3.4.2 se presenta en la Figura 33 el comportamiento no lineal de la estructura en cada dirección principal incluyendo los efectos P- Δ . Estos modelos se utilizarán para la revisión de los resultados del análisis no lineal.

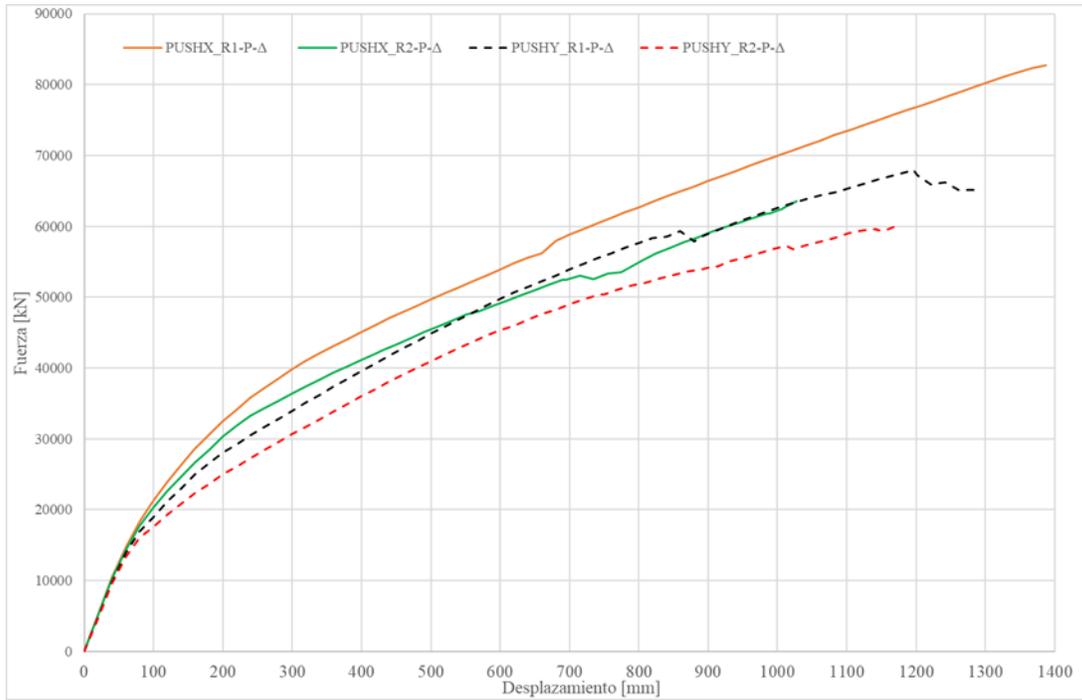


Figura 33. Respuesta no lineal incluyendo efectos P- Δ cim. Flexible

En la Figura 33 podemos evidenciar que aun con el efecto de la flexibilidad de la cimentación sigue existiendo diferencias tanto en resistencia como en desplazamiento en las dos distribuciones de refuerzo vertical. Se puede resaltar que ambas distribuciones presentan la misma pendiente en la zona elástica, sin embargo, cuando incursionan en la zona inelástica se evidencia la diferente en resistencia. Se debe mencionar que según el ASCE 41-17 se deben establecer desplazamientos límites correspondientes a los objetivos de desempeño para clasificar el comportamiento de la estructura y determinar el desplazamiento máximo según este código.

4.1.2 Desplazamiento objetivo de la edificación y punto de desempeño. Según la sección 7.4.3.2 del ASCE 41-17 se debe definir la rigidez del primer segmento de la curva bilineal idealizada y se aplica el método de los coeficientes de la sección 7.4.3.3 del ASCE 41-17. En la Tabla 46 se presentan los parámetros calculados para determinar el desplazamiento objetivo y su cortante asociado, junto con el desplazamiento y cortante de fluencia de las curvas bilineales idealizadas.

Tabla 46.

Parámetros de análisis estático no lineal

Parametros	Unidades	Dirección de analisis		Dirección de analisis	
		R1-X	R2-X	R1-Y	R2-Y
Δ_y	m	0.0621	0.0616	0.0614	0.0600
V_y	kN	16307.56	15855.78	15084.94	14410.34
K_i	kN/m	396921.43	396921.43	436935.10	436935.10
T_i	s	0.506	0.506	0.481	0.481
K_e	kN/m	262367.24	257262.28	245289.13	239473.94
T_e	s	0.622	0.629	0.642	0.650
a	[-]	60.0	60.0	60.0	60.0
C_0	[-]	1.45	1.45	1.45	1.45
C_1	[-]	1.110	1.111	1.112	1.115
C_2	[-]	1.021	1.022	1.023	1.025
C_m	[-]	0.80	0.80	0.80	0.80
S_a	g	1.047	1.04	1.03	1.02
W	kN	69017.82	69017.82	69017.82	69017.82
μ strength	[-]	3.545	3.632	3.777	3.920
δ_t	m	0.166	0.169	0.174	0.178
V_t	kN	28979.00	27296.71	25875.68	23648.93

En las Figura 34 se presentan las curvas idealizadas sobre puestas sobre las curvas obtenidas del análisis estático no lineal de la Figura 33.

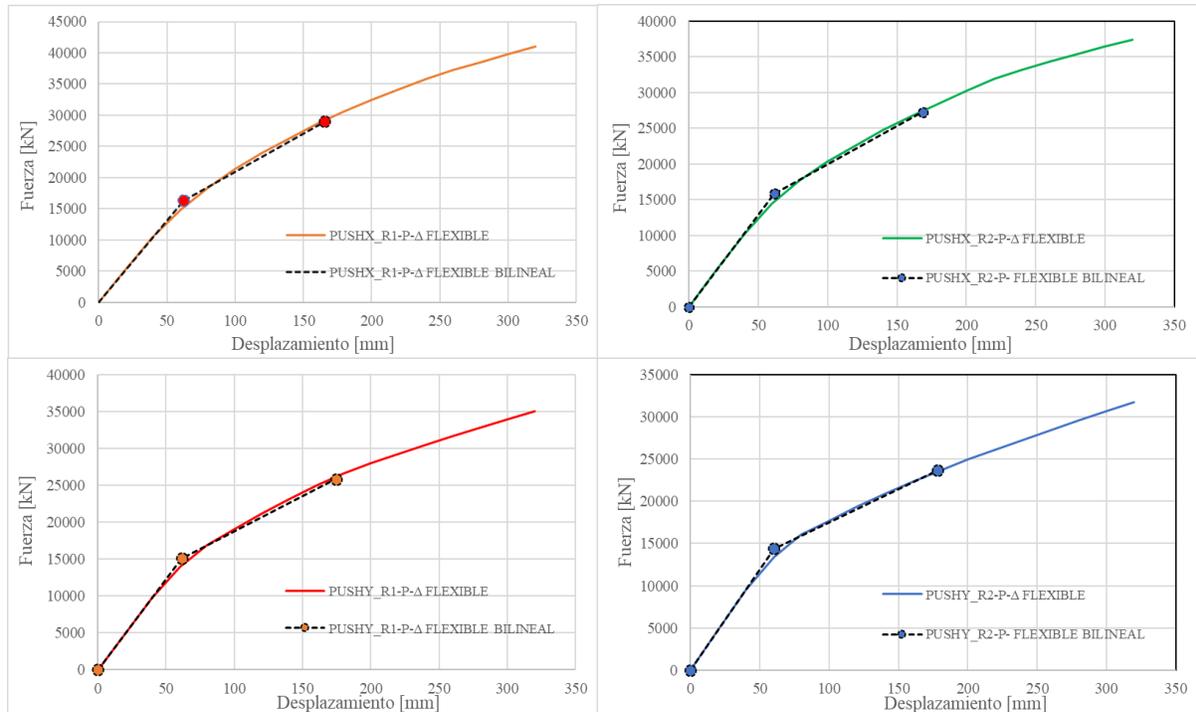


Figura 34. Curvas bilineales idealizadas en las direcciones principales X y Y

4.1.3 Evaluación del desempeño de la estructura y revisión de rotulas plásticas. Según la sección 10.7.2.4.2 del ASCE 41-17, la respuesta inelástica de los muros será controlada de acuerdo a los criterios numéricos de la Tabla 10-19 del ASCE-41-17. Basados en las solicitaciones y el refuerzo que tiene cada muro se determina las rotaciones permitidas según la Tabla 10-19 del ASCE 41-17, con lo cual se comparan con los resultados obtenidos en la modelación. En la Tabla 44 se presenta el paso, el desplazamiento y la rotación límite de cada muro para alcanzar cada uno de los Performance Level.

En la sección 3.1.5.1 se definió como objetivo básico de desempeño “Life Safety Performance (S-3), por tanto, se evaluará si la estructura cumple con este nivel de desempeño. Partiendo de los desplazamientos objetivos presentados en la Tabla 46 se puede analizar la Tabla 47, Tabla 48, Tabla 49 y Tabla 50 detallando que ninguno de los muros supera el límite de IO

“Ocupación Inmediata” en la dirección X y Y para ambas distribuciones de refuerzo. Por tanto, la edificación cumple con el objetivo básico de desempeño LS “Seguridad de Vida”.

Tabla 47.

Rotaciones plásticas máximas en la dirección X-R1

Muros protagónicos dirección X - R1	OI Paso	Rot. Max =0.005 Rad		LS Paso	Rot. Max =0.015 Rad		CP Paso	Rot. Max =0.020 Rad	
		Δ_{techo}	Rotación		Δ_{techo}	Rotación		Δ_{techo}	Rotación
M6-1	11	0.22	0.00450	25	0.50	0.01450	32	0.64	0.0196
M4-1	11	0.22	0.00450	25	0.50	0.01450	32	0.64	0.1960
M5-1	8	0.16	0.04800	20	0.40	0.01480	26	0.52	0.0192
M5-2	8	0.16	0.04200	20	0.40	0.01300	29	0.58	0.0197
M6-2	13	0.26	0.00450	27	0.54	0.01470	34	0.68	0.0198
M4-2	13	0.26	0.00458	27	0.54	0.01450	35	0.70	0.0200
M8-1	13	0.26	0.00469	27	0.54	0.01442	35	0.70	0.0197
M2-1	8	0.16	0.00429	21	0.42	0.01460	28	0.56	0.0198
M8-2	11	0.22	0.00483	24	0.48	0.01481	30	0.60	0.0193
M2-2	11	0.22	0.00482	24	0.48	0.01477	30	0.60	0.0193
M7-2	7	0.14	0.00488	19	0.38	0.01474	25	0.50	0.0197
M3-2	7	0.14	0.00488	19	0.38	0.01472	25	0.50	0.0196
M9-1	8	0.16	0.00467	19	0.38	0.01421	26	0.52	0.0198
M7-1	8	0.16	0.00430	21	0.42	0.01462	28	0.56	0.0198
M3-1	9	0.18	0.00500	21	0.42	0.01460	28	0.56	0.0198
M1-1	8	0.16	0.00466	20	0.4	0.01497	26	0.52	0.0197
M9-2	10	0.20	0.00478	24	0.48	0.01454	31	0.62	0.0199
M7-3	11	0.22	0.00460	27	0.54	0.01500	33	0.66	0.0195
M3-3	11	0.22	0.00455	27	0.54	0.01496	34	0.68	0.0200
M1-2	10	0.20	0.00476	24	0.48	0.01450	31	0.62	0.0200

Tabla 48.

Rotaciones plásticas máximas en la dirección X-R2

Muros protagónicos dirección X - R2	OI Paso	Rot. Max =0.005 Rad		LS Paso	Rot. Max =0.015 Rad		CP Paso	Rot. Max =0.020 Rad	
		Δ_{techo}	Rotación		Δ_{techo}	Rotación		Δ_{techo}	Rotación
M6-1	10	0.20	0.00470	24	0.47	0.01446	31	0.60	0.0200
M4-1	10	0.20	0.00475	24	0.47	0.01444	31	0.61	0.0197
M5-1	7	0.14	0.00450	20	0.40	0.01480	26	0.51	0.0193
M5-2	8	0.16	0.00460	22	0.43	0.14650	29	0.57	0.0020
M6-2	11	0.22	0.00460	25	0.49	0.01490	31	0.60	0.0198
M4-2	11	0.22	0.00465	25	0.49	0.01480	31	0.60	0.0197
M8-1	12	0.24	0.00483	26	0.51	0.01435	33	0.60	0.0199
M2-1	8	0.16	0.00492	22	0.43	0.01469	28	0.55	0.0193
M8-2	9	0.18	0.00474	22	0.43	0.01459	28	0.55	0.0195
M2-2	9	0.18	0.00468	22	0.43	0.01443	29	0.57	0.0200
M7-2	6	0.12	0.00435	18	0.36	0.01424	25	0.49	0.0197
M3-2	6	0.12	0.00434	18	0.36	0.01419	25	0.49	0.0196
M9-1	7	0.14	0.00429	20	0.40	0.01480	26	0.51	0.0194
M7-1	8	0.16	0.00492	22	0.43	0.01469	28	0.55	0.0194
M3-1	8	0.16	0.00492	22	0.43	0.01469	28	0.55	0.0193
M1-1	7	0.14	0.00431	20	0.40	0.01470	26	0.51	0.0193
M9-2	9	0.18	0.00468	23	0.45	0.01455	29	0.57	0.0194
M7-3	10	0.20	0.00463	25	0.49	0.01488	31	0.60	0.0196
M3-3	10	0.20	0.00462	25	0.49	0.01486	31	0.60	0.0196
M1-2	9	0.18	0.00467	23	0.45	0.01448	29	0.57	0.0196

Tabla 49.

Rotaciones plásticas máximas en la dirección Y-R1

Muros protagónicos dirección Y - R1	OI Paso	Rot. Max =0.005 Rad		LS Paso	Rot. Max =0.015 Rad		CP Paso	Rot. Max =0.020 Rad	
		Δ_{techo}	Rotación		Δ_{techo}	Rotación		Δ_{techo}	Rotación
MA-1	9	0.18	0.00440	22	0.44	0.01441	29	0.58	0.0198
MB-1	11	0.22	0.00483	25	0.50	0.01469	32	0.64	0.0198
MC-1	12	0.24	0.00492	26	0.52	0.01445	33	0.66	0.0199
MD-1	11	0.22	0.00449	25	0.50	0.01433	33	0.66	0.0200
ME-1	11	0.22	0.00449	25	0.50	0.01433	33	0.66	0.0200
MF-1	12	0.24	0.00492	26	0.52	0.01459	33	0.66	0.0199
MG-1	11	0.22	0.00483	25	0.50	0.01469	32	0.64	0.0198
MH-1	9	0.18	0.00444	22	0.44	0.01441	29	0.58	0.0198
MA-2	9	0.18	0.00456	21	0.42	0.01477	27	0.54	0.0200
MB-2	9	0.18	0.00448	21	0.42	0.01447	27	0.54	0.0196
MC-2	8	0.16	0.00486	19	0.38	0.01483	25	0.50	0.0196
MD-2	8	0.16	0.00499	19	0.38	0.01438	25	0.50	0.0195
ME-2	8	0.16	0.00499	19	0.38	0.01486	25	0.50	0.0195
MF-2	8	0.16	0.00486	19	0.38	0.01428	25	0.50	0.0195
MG-2	9	0.18	0.00448	21	0.42	0.01447	28	0.56	0.0196
MH-2	9	0.18	0.00456	21	0.42	0.01475	27	0.54	0.0200
MA-3	9	0.18	0.00459	23	0.46	0.01495	30	0.60	0.0200
MB-3	8	0.16	0.00433	22	0.44	0.01449	29	0.58	0.0194
MC-3	9	0.18	0.00472	23	0.46	0.01495	30	0.60	0.0200
MD-3	9	0.18	0.00485	22	0.44	0.01476	29	0.58	0.0200
ME-3	9	0.18	0.00485	22	0.44	0.01476	29	0.58	0.0200
MF-3	9	0.18	0.00472	23	0.46	0.01495	30	0.60	0.0200
MG-3	8	0.16	0.00433	22	0.44	0.01449	29	0.58	0.0194
MH-3	9	0.18	0.00459	23	0.46	0.01495	30	0.60	0.0200
MA-4	10	0.20	0.00419	23	0.46	0.01489	29	0.58	0.0199
MB-4	12	0.24	0.00467	25	0.50	0.01476	31	0.62	0.0195
MC-4	12	0.24	0.00460	25	0.50	0.01448	32	0.64	0.0200
MD-4	12	0.24	0.00471	25	0.50	0.01481	31	0.62	0.0196
ME-4	12	0.24	0.00471	25	0.50	0.01481	31	0.62	0.0196
MF-4	12	0.24	0.00460	26	0.52	0.01448	32	0.64	0.0200
MG-4	12	0.24	0.00467	25	0.50	0.01476	31	0.62	0.0195
MH-4	10	0.20	0.00419	23	0.46	0.01489	29	0.58	0.0199

Evaluando las rotaciones presentadas en las Tablas 47, Tabla 48, Tabla 49 y Tabla 50 con los límites determinados según la Tabla 10-19 del ASCE 41-17 y el desplazamiento objetivo presentado en la Tabla 46, se concluye que ninguno de los muros supera el límite IO “Ocupación Inmediata” además se establecen los límites de estas rotaciones a nivel general en la curva Fuerza-Desplazamiento como se presenta en la Figura 32.

Tabla 50.

Rotaciones plásticas máximas en la dirección Y-R2

Muros protagonistas dirección Y - R2	OI Paso	Rot. Max =0.005 Rad		LS Paso	Rot. Max =0.015 Rad		CP Paso	Rot. Max =0.020 Rad	
		Δ_{techo}	Rotación		Δ_{techo}	Rotación		Δ_{techo}	Rotación
MA-1	9	0.18	0.004909	21	0.42	0.01492	27	0.54	0.01995
MB-1	10	0.20	0.004814	22	0.44	0.01438	29	0.58	0.02000
MC-1	10	0.20	0.004453	23	0.46	0.01482	29	0.58	0.01973
MD-1	10	0.20	0.004636	22	0.44	0.01422	29	0.58	0.02000
ME-1	10	0.20	0.004636	22	0.44	0.01422	29	0.58	0.02000
MF-1	10	0.20	0.004453	23	0.46	0.01482	29	0.58	0.01973
MG-1	10	0.20	0.004814	22	0.44	0.01438	29	0.58	0.02000
MH-1	9	0.18	0.004909	21	0.42	0.01492	27	0.54	0.01994
MA-2	8	0.16	0.004477	21	0.42	0.01433	28	0.56	0.01958
MB-2	8	0.16	0.004813	21	0.42	0.01444	28	0.56	0.01944
MC-2	8	0.16	0.004411	22	0.44	0.01457	29	0.58	0.01984
MD-2	8	0.16	0.004513	21	0.42	0.01449	28	0.56	0.01975
ME-2	8	0.16	0.004513	21	0.42	0.01449	28	0.56	0.01975
MF-2	8	0.16	0.004412	22	0.44	0.01475	29	0.58	0.01984
MG-2	8	0.16	0.004810	21	0.42	0.01444	28	0.56	0.01944
MH-2	8	0.16	0.004478	21	0.42	0.01433	28	0.56	0.01957
MA-3	8	0.16	0.004607	19	0.38	0.01416	25	0.50	0.01942
MB-3	8	0.16	0.004663	19	0.38	0.01417	25	0.50	0.01945
MC-3	7	0.14	0.004471	18	0.36	0.01413	24	0.48	0.01953
MD-3	7	0.14	0.004527	19	0.38	0.01487	25	0.50	0.02000
ME-3	7	0.14	0.004527	19	0.38	0.01487	25	0.50	0.02000
MF-3	7	0.14	0.004471	18	0.36	0.01413	24	0.48	0.01953
MG-3	8	0.16	0.004663	19	0.38	0.01417	25	0.50	0.02000
MH-3	8	0.16	0.004607	19	0.38	0.01416	25	0.50	0.01942
MA-4	8	0.16	0.004327	21	0.42	0.01447	28	0.56	0.01997
MB-4	10	0.20	0.004947	24	0.48	0.01497	30	0.60	0.01944
MC-4	10	0.20	0.004526	25	0.50	0.01495	31	0.62	0.01982
MD-4	10	0.20	0.004643	24	0.48	0.01497	30	0.60	0.01967
ME-4	10	0.20	0.004643	24	0.48	0.01497	30	0.60	0.01967
MF-4	10	0.20	0.004526	25	0.50	0.01495	31	0.62	0.01982
MG-4	10	0.20	0.004947	24	0.48	0.01499	30	0.60	0.01943
MH-4	8	0.16	0.004327	21	0.42	0.01446	28	0.56	0.01997

Según (Soto Barraza & Alcocer, 2008) basado en las rotaciones presentadas de los elementos primarios se definen los límites generales para la curva Fuerza-Desplazamiento como se presenta en la Figura 35. En la Figura 36 el estado de la estructura basado en los niveles de desempeño, siendo más claro que se cumple con el objetivo de desempeño establecido en la sección 7.2.1.6 “Life Safety Performance” (S-3). Se puede definir como aceptable el comportamiento del edificio en cuanto a parámetros de modelamiento. Además, se presenta en la Figura 37 a la Figura 40 la secuencia en la formación de las rotulas en las dos distribuciones de refuerzo vertical para las dos direcciones de análisis.

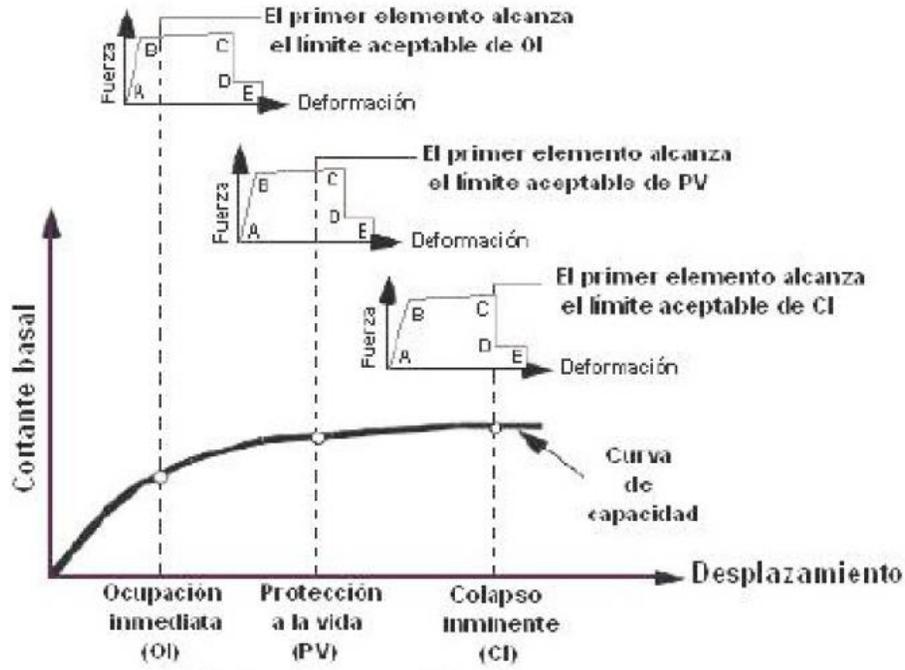


Figura 35. Niveles de desempeño (Soto Barraza & Alcocer, 2008)

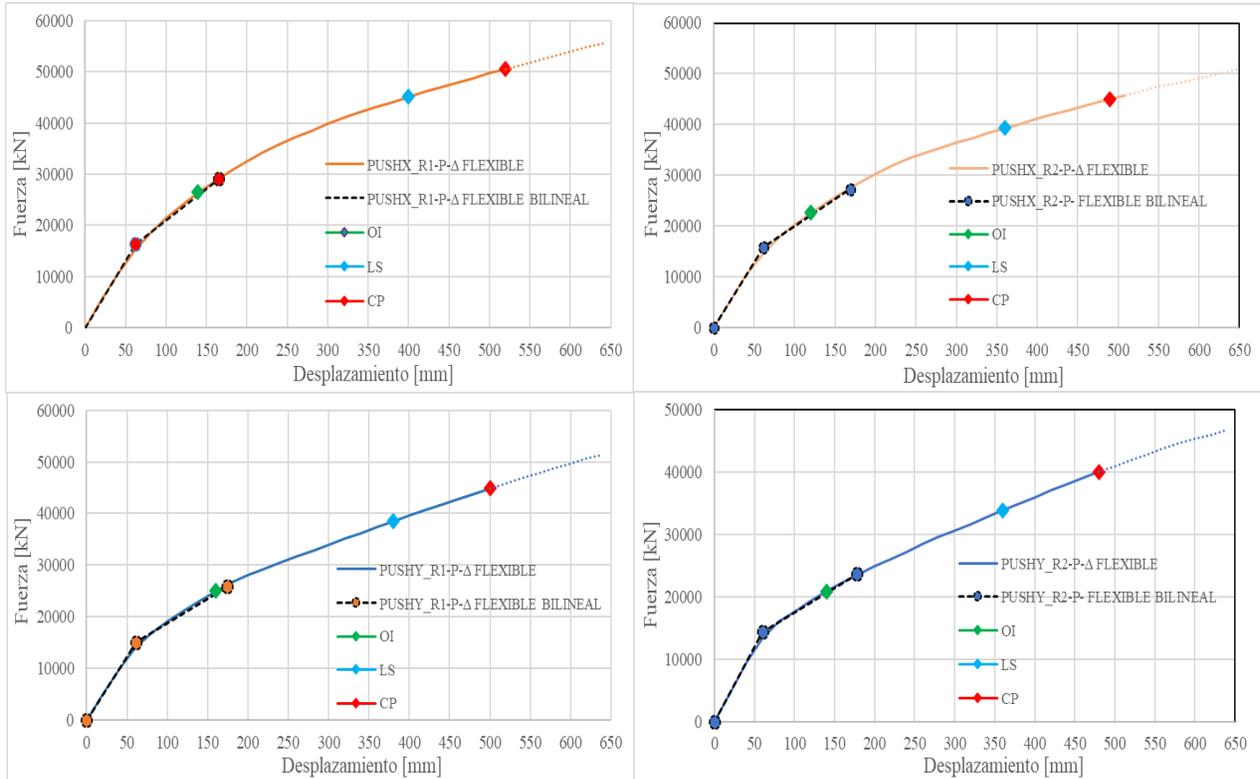


Figura 36. Límites de desempeño de la estructura

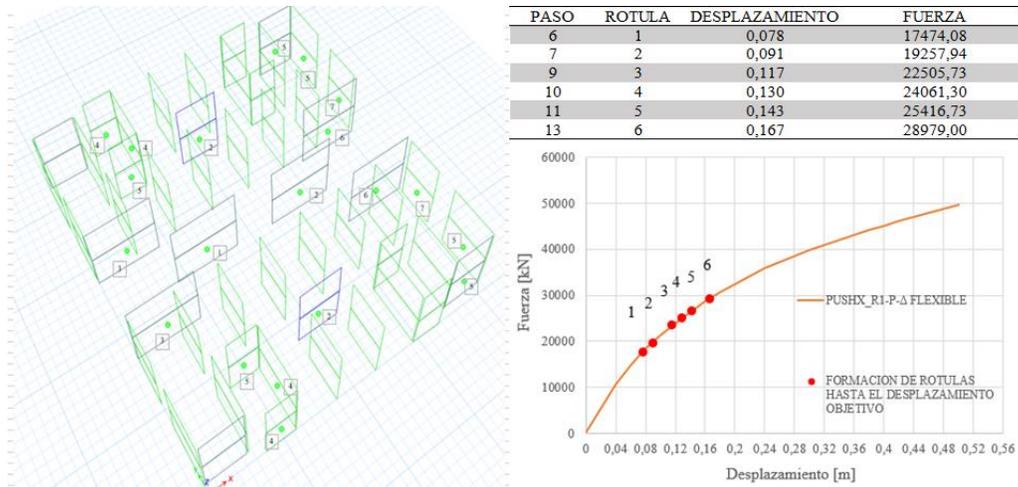


Figura 37. Secuencia formación de rotulas dirección X -R1

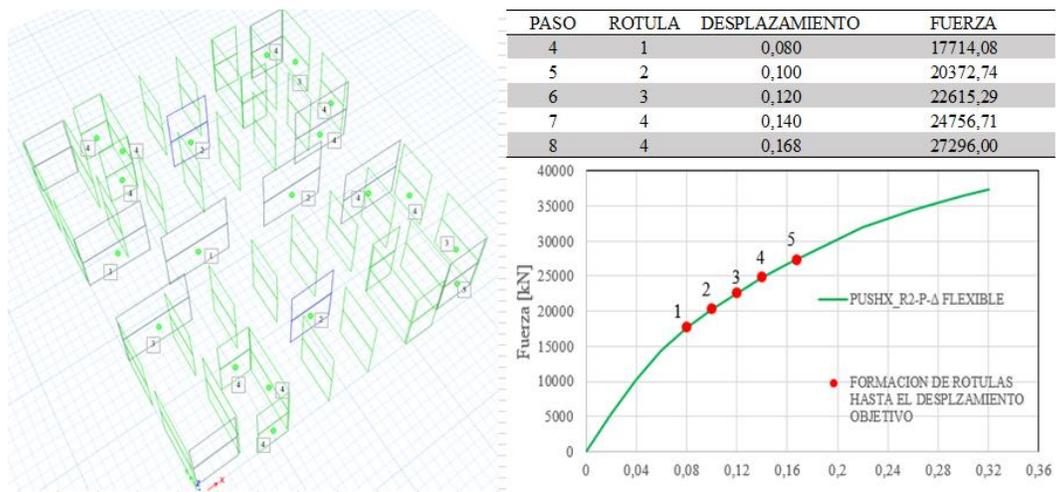


Figura 38. Secuencia formación de rotulas dirección X-R2

Al comparar las Figuras 37 a Figura 40 se puede identificar que presentan aproximadamente el mismo desplazamiento objetivo, sin embargo, hay una diferencia sustancial en la aparición de las rotulas. El refuerzo concentrado en los extremos presenta la aparición de varias rotulas en los muros con pequeños incrementos de desplazamiento, esto puede conllevar a que a desplazamientos más grandes la gran mayoría de muros lleguen de manera simultánea a un estado de colapso preventivo (CP). La distribución de refuerzo uniforme presenta una aparición de rotulas en los muros de

manera progresiva, en donde las rotulas en los muros no aparecen de manera simultánea si no en diferentes valores de desplazamiento, esto garantiza que no se presente un mecanismo de falla en la estructura, ya que no todos los muros llegarían al estado de colapso preventivo de manera simultánea.

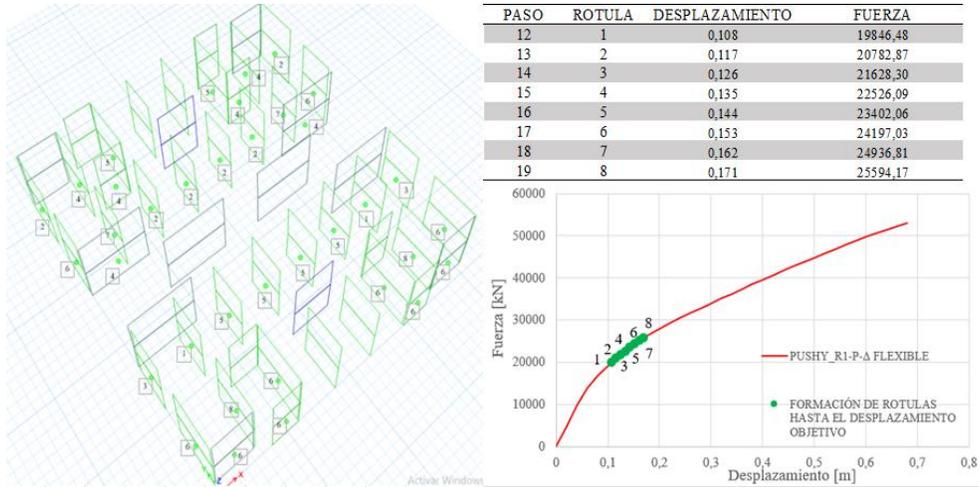


Figura 39. Secuencia formación de rotulas dirección Y-R1

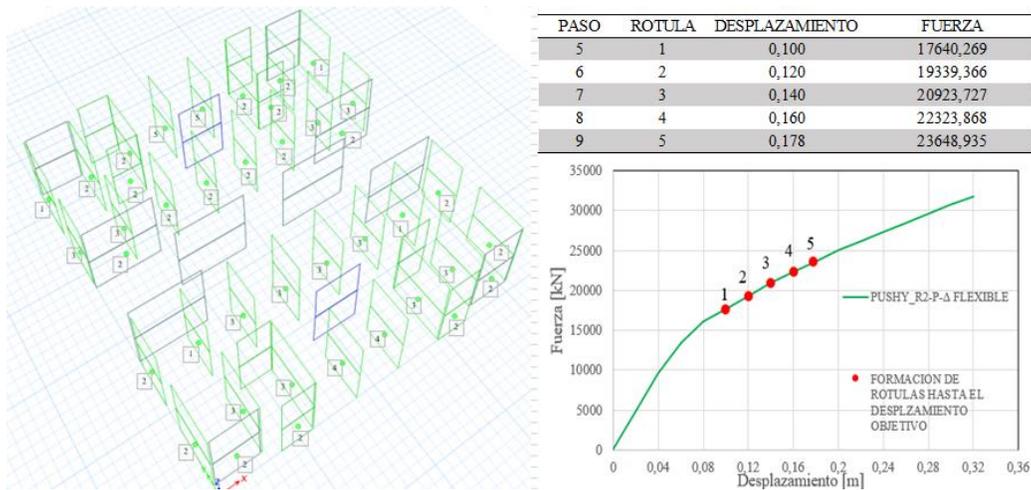


Figura 40. Secuencia formación de rotulas dirección Y-R2

4.1.4 Revisión de apoyos en cimentación. En esta sección se revisa la presión admisible de la cimentación debido al análisis estático no lineal en el desplazamiento objetivo de la edificación. En las Figuras 41 y Figura 42 se muestran los resultados para el análisis en la dirección X y Y. Se supone un límite inferior de 270kN/m^2 equivalente a $3q_{\text{allow}}$ como límite a esfuerzos negativos (Compresión) y un límite superior de 0 kN/m^2 debido a los resortes en la cimentación que trabajan únicamente a compresión.

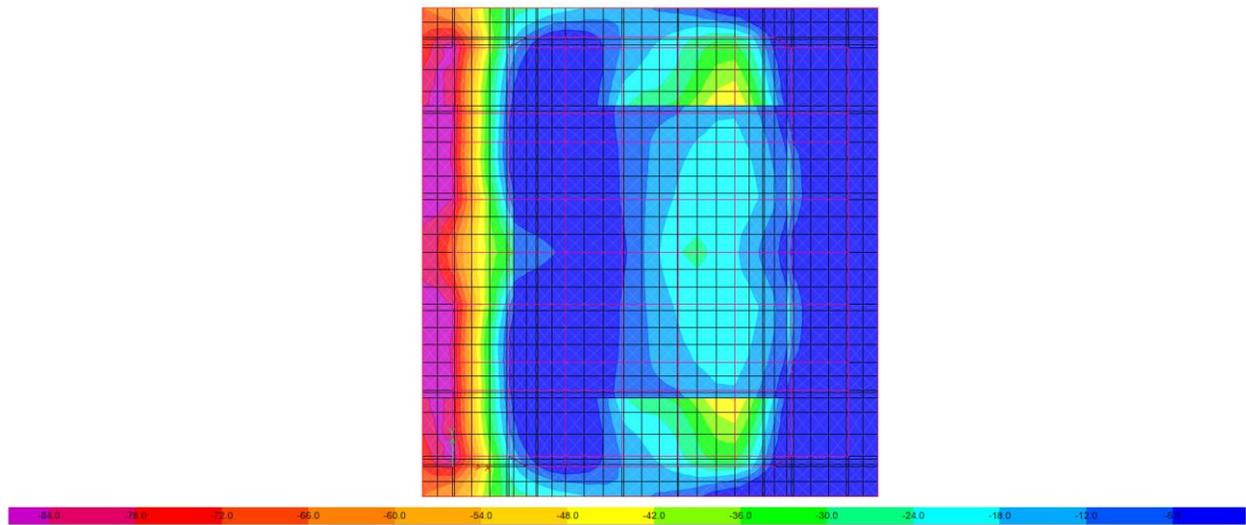


Figura 41. Esfuerzos desarrollados en el suelo de cimentación debido al análisis estático no lineal en dirección X

Como se presenta en la Figura 41 presentan los esfuerzos en la cimentación los cuales tiene un máximo de -84 kN/m^2 y un mínimo de -6 kN/m^2 y la Figura 42 presenta un máximo de -77 kN/m^2 y un mínimo de -5 kN/m^2 . De acuerdo con la sección 8.4.1.1 del ASCE 41-17 la capacidad de carga del suelo “ q_c ” para el nivel de desempeño se puede calcular como $3q_c$, obteniendo un valor de 270 kN/m^2 con lo cual se indica que en ninguna de las direcciones se superará la capacidad portante del suelo.

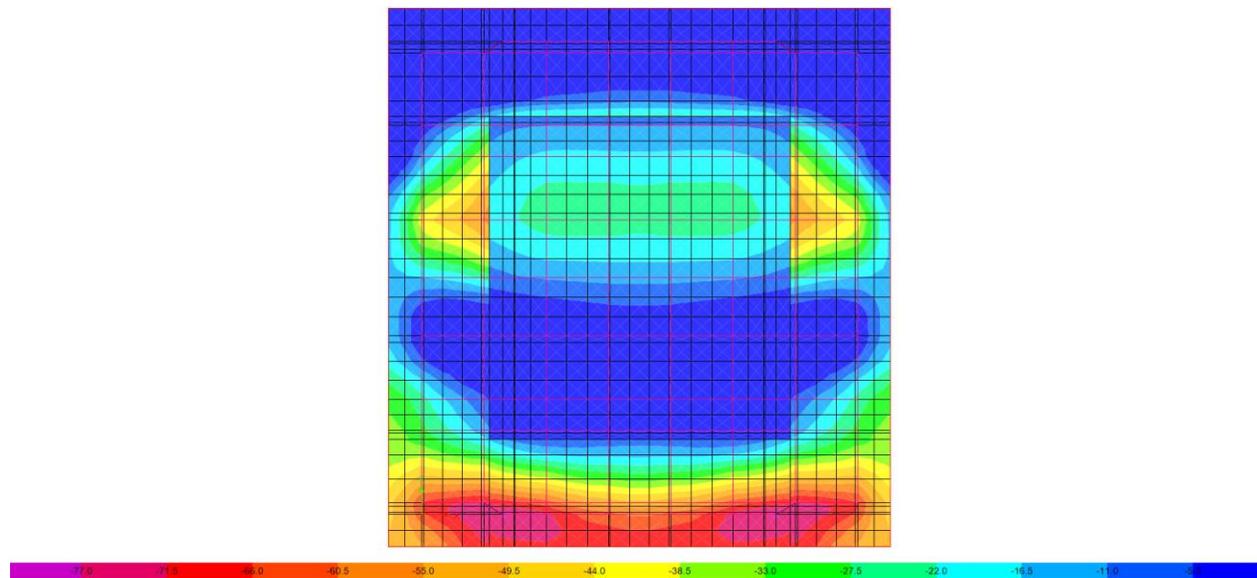


Figura 42. Esfuerzos desarrollados en el suelo de cimentación debido al análisis estático no lineal en dirección Y

4.1.5 Análisis de la respuesta elástica y la respuesta inelástica. Según la NSR-10 en la sección 3.7.1 el coeficiente de disipación de energía básico $R_o=5$, este valor se utiliza para determinar la reducción de la fuerza sísmica cuando la estructura luego de entrar en fluencia se deforma produciendo una cantidad de disipación de energía significativa. El objetivo de este coeficiente es considerar la demanda de ductilidad y la sobrerresistencia de la estructura.

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 igual al desplazamiento del sistema respondiendo elásticamente. En la Figura 43, Figura 44 se presentan los parámetros calculados para la dirección X y Y para los refuerzos R1 y R2.

En estas figuras se presenta la línea K_i que representa la rigidez inicial de la respuesta elástica basado en secciones no fisuradas, además se muestra la línea K_e que representa la rigidez

inicial del modelo utilizado en el análisis estático no lineal basado en secciones fisuradas. La fuerza elástica F_e que se estimó con el espectro de respuesta y corresponde a los resultados del análisis de la combinación modal espectral ajustados de la Tabla 9.

Se calcula el desplazamiento equivalente a la fuerza elástica de demanda sobre la rigidez K_e , el cual se considera como el desplazamiento máximo del sistema y se relaciona con el desplazamiento del punto de fluencia en la Tabla 51 se presentan los datos calculados.

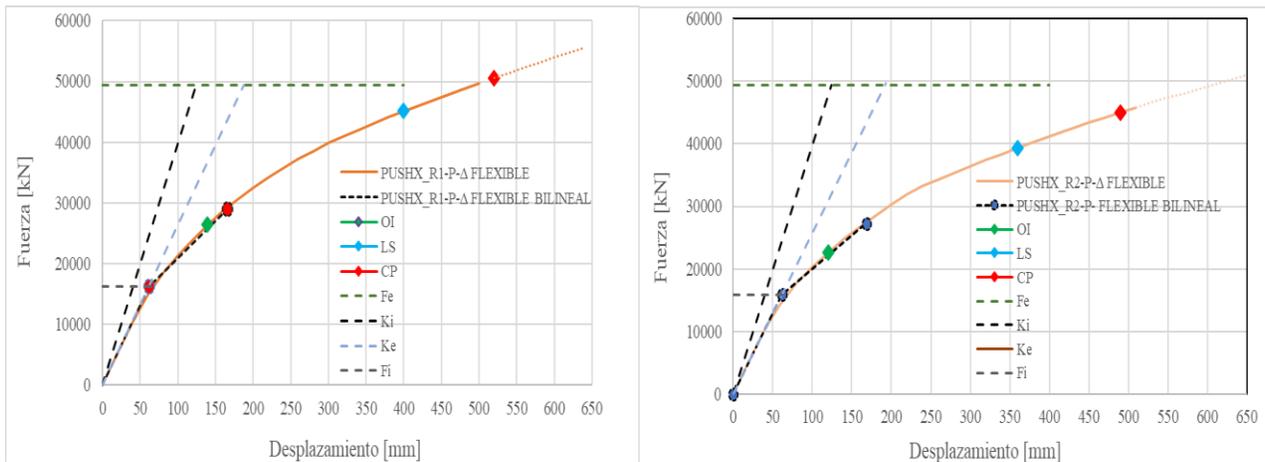


Figura 43. Parámetros de desempeño para el análisis estático no lineal dirección X

Para determinar la demanda de ductilidad se calcula como la relación entre el desplazamiento máximo del sistema con el desplazamiento del punto de fluencia, así se estima la ductilidad que se presenta en la Tabla 51. Basado en esta demanda de ductilidad suministrada se calcula la fuerza inelástica de demanda, $F_i = F_e / \mu$. El desplazamiento reducido d_R se puede calcular con la intersección de F_i con la curva del análisis estático no lineal y por último se determina el desplazamiento inelástico real $d_i = \mu d_R$ es el desplazamiento para el cual se debe revisar la deriva.

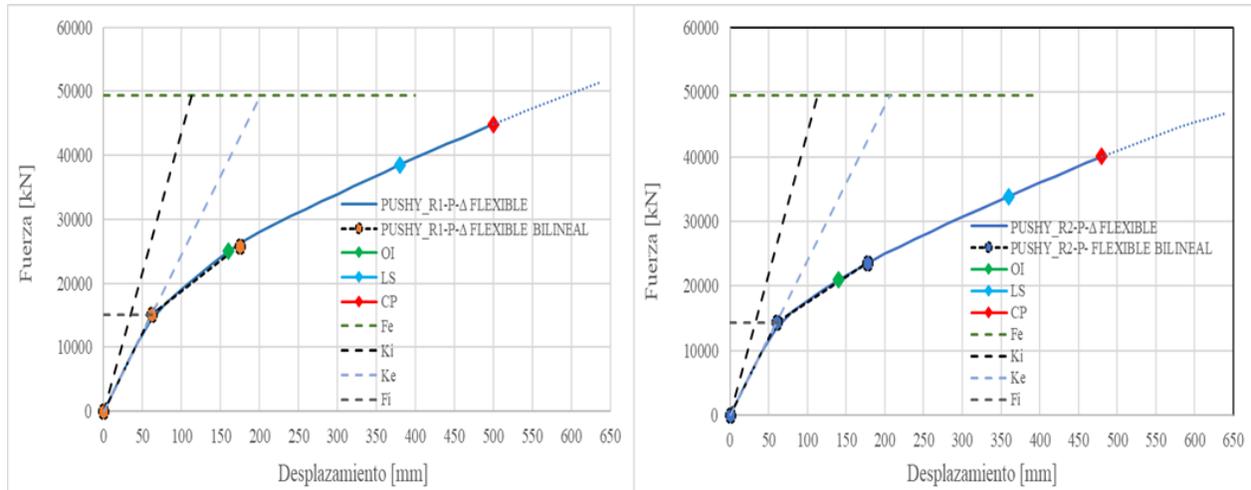


Figura 44. Parámetros de desempeño para el análisis estático no lineal dirección Y

Tabla 51.

Parámetros de desempeño

Parametros	Unidades	Dirección X-R1	Dirección Y-R1	Dirección X-R2	Dirección Y-R2
Fuerza elastica de demanda	F_e KN	49423.0	49435.0	49423.0	49435.0
Desp. Fuerza elastica de demanda	$d_{(Fe)}$ m	0.188	0.202	0.193	0.207
Demanda de ductilidad	μ [-]	3.0	3.3	3.1	3.5
Fuerza inelastica de demanda	F_i kn	16325.4	15026.3	15774.4	14329.0
Desplazamiento reducido	d_r m	0.069	0.065	0.069	0.07
Desplazamiento inelastico real	d_i m	0.209	0.214	0.216	0.242
Desplazamiento objetivo	δ_t m	0.166	0.174	0.169	0.178
Desplazamiento de fluencia	Δ_y m	0.0621	0.0614	0.0616	0.0600

Según los datos presentados en la Tabla 51 la estructura posee una ductilidad entre 3 y 3.5 para ambas direcciones lo cual es mucho menor al asumido en la etapa de diseño elástico. Además, se puede verificar que se cumple el principio de desplazamiento equivalentes ya que el desplazamiento objetivo en las direcciones de análisis es cercano al desplazamiento obtenido en la etapa de diseño inicial.

Estos resultados no deben generalizarse ni tomarse como absolutos ya que se encuentran

limitados por las características de análisis, modelo y diseño asumidos en este estudio considerando aspectos como configuración geométrica de la estructura, suposiciones en la modelación (materiales, condiciones de apoyo, secciones no fisuradas, tipo de diafragma y el modelado de la no linealidad de los materiales) el nivel de cargas asignadas y la demanda sísmica seleccionada.

5. Revisión de Elementos Primarios

En esta sección se hace la revisión de los resultados del análisis estático no lineal, revisando los elementos primarios, es decir, los muros estructurales, ya que se busca obtener una falla a flexión dúctil en la base, se debe evitar una falla del muro por cortante. Los ajustes de los elementos primarios se ajustan a las recomendaciones del código de diseño ACI 318-14 (ACI 318,2014).

5.1 Revisión de cortante en muros para análisis estático no lineal

Para garantizar el mejor comportamiento de los muros, se debe verificar las fuerzas cortantes de los muros en el momento que ocurre el desplazamiento objetivo en la dirección de análisis correspondiente. De acuerdo a la Tabla 52 y Tabla 53 el cortante nominal suministrado a los muros portantes está por debajo de las solicitaciones requeridas por el análisis estático no lineal en estas mismas tablas se consignan los cambios efectuados para la dirección X y Y.

En esta sección se utilizó el modelo 5 con el refuerzo R1 porque según la Figura 34 este presenta una mayor cantidad de fuerza en la base en el momento que se produce el desplazamiento objetivo.

Tabla 52.

Modificaciones resistencia a cortante elástico en muros dirección X

Muros protagónicos dirección X	h	Lw	Pu	Vu	Av suministrado inicial	ϕV_n	$\phi V_n > V_u$	Av suministrado corregido	ϕV_n	$\phi V_n > V_u$
M6-1	0.3	4.3	1905	3379	1 N 3 C/0.15	2710	Reforzar	1 N 4 C/0.15	3828	Cumple
M4-1	0.3	4.3	1916	3368	1 N 3 C/0.15	2710	Reforzar	1 N 4 C/0.15	3828	Cumple
M5-1	0.3	4.4	3038	5800	1 N 3 C/0.15	3542	Reforzar	1 N 4 C/0.10	5893	Cumple
M5-2	0.3	4.4	2935	3885	1 N 3 C/0.15	3542	Reforzar	1 N 3 C/0.15	5893	Cumple
M6-2	0.3	4.3	2340	2475	1 N 3 C/0.15	2710	Cumple	1 N 3 C/0.15	2710	Cumple
M4-2	0.3	4.3	2343	-2466	1 N 3 C/0.15	2710	Cumple	1 N 3 C/0.15	2710	Cumple
M8-1	0.3	2.65	3005	3646	1 N 3 C/0.15	2309	Reforzar	1 N 4 C/0.10	3763	Cumple
M2-1	0.3	2.65	3030	3642	1 N 3 C/0.15	2309	Reforzar	1 N 4 C/0.10	3763	Cumple
M8-2	0.3	2.65	-3200	560	1 N 3 C/0.15	2309	Cumple	1 N 3 C/0.15	2309	Cumple
M2-2	0.3	2.65	-3213	590	1 N 3 C/0.15	2309	Cumple	1 N 3 C/0.15	2309	Cumple
M7-2	0.25	2.85	2148	3760	1 N 3 C/0.15	2139	Reforzar	1 N 4 C/0.08	3978	Cumple
M3-2	0.25	2.85	2151	3755	1 N 3 C/0.15	2139	Reforzar	1 N 4 C/0.08	3978	Cumple
M9-1	0.2	1.98	1012	1304	1 N 3 C/0.15	1078	Reforzar	1 N 3 C/0.10	1392	Cumple
M7-1	0.2	1.98	-352	2078	1 N 3 C/0.15	1078	Reforzar	1 N 4 C/0.10	2164	Cumple
M3-1	0.2	1.98	-355	2075	1 N 3 C/0.15	1078	Reforzar	1 N 4 C/0.10	2164	Cumple
M1-1	0.2	1.98	-1003	1300	1 N 3 C/0.15	1078	Reforzar	1 N 3 C/0.10	1392	Cumple
M9-2	0.2	1.98	425	782	1 N 3 C/0.15	1078	Cumple	1 N 3 C/0.15	1078	Cumple
M7-3	0.2	1.98	-713	800	1 N 3 C/0.15	1078	Cumple	1 N 3 C/0.15	1078	Cumple
M3-3	0.2	1.98	-704	801.7	1 N 3 C/0.15	1078	Cumple	1 N 3 C/0.15	1078	Cumple
M1-2	0.2	1.98	421	778	1 N 3 C/0.15	1078	Cumple	1 N 3 C/0.15	1078	Cumple

Tabla 53.

Modificaciones resistencia a cortante elástico en muros dirección Y

Muros protagónicos dirección Y	h	Lw	Pu	Vu	Av suministrado inicial	ϕV_n	$\phi V_n > V_u$	Av suministrado corregido	ϕV_n	$\phi V_n > V_u$
MA-1	0.2	3.305	1318	1020	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple
MB-1	0.2	3.305	1722	1184	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple
MC-1	0.2	3.630	1455	2584	1 N 3 C/0.15	2306.0	Reforzar	1 N 3 C/0.10	2878	Cumple
MD-1	0.2	2.725	2930	1040	1 N 3 C/0.15	1390.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	1390.0	Cumple
ME-1	0.2	2.725	2930	1040	1 N 3 C/0.15	1390.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	1390.0	Cumple
MF-1	0.2	3.630	1480	2583	1 N 3 C/0.15	2306.0	Reforzar	1 N 3 C/0.10	2878	Cumple
MG-1	0.2	3.305	1721	1184	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple
MH-1	0.2	3.305	1317	1020	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple
MA-2	0.2	2.600	1992	1362.7	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple
MB-2	0.2	2.600	3334	1967	1 N 3 C/0.15	1472.5	Reforzar	1 N 3 C/0.09	2023	Cumple
MC-2	0.2	2.600	150	1583	1 N 3 C/0.15	1472.5	Reforzar	1 N 3 C/0.09	2023	Cumple
MD-2	0.2	2.600	732	1882	1 N 3 C/0.15	1472.5	Reforzar	1 N 3 C/0.09	2023	Cumple
ME-2	0.2	2.600	732	1882	1 N 3 C/0.15	1472.5	Reforzar	1 N 3 C/0.09	2023	Cumple
MF-2	0.2	2.600	150	1582	1 N 3 C/0.15	1472.5	Reforzar	1 N 3 C/0.09	2023	Cumple
MG-2	0.2	2.600	3335	1968	1 N 3 C/0.15	1472.5	Reforzar	1 N 3 C/0.09	2023	Cumple
MH-2	0.2	2.600	1993	1362	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple
MA-3	0.2	2.600	1215	773	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple
MB-3	0.2	2.600	1825	1321	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple
MC-3	0.2	2.600	1884	1319	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple
MD-3	0.2	2.600	1350	1140	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple
ME-3	0.2	2.600	1350	1140	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple
MF-3	0.2	2.600	1885	1320	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple
MG-3	0.2	2.600	1826	1321	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple
MH-3	0.2	2.600	1214	772	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple	1 N 3 C/0.15	1472.5	Cumple
MA-4	0.2	3.305	1865	982	1 N 3 C/0.15	149.0	Reforzar	1 N 3 C/0.12	1856	Cumple
MB-4	0.2	3.305	335	863	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple
MC-4	0.2	3.630	1991	2215	1 N 3 C/0.15	2306.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	2306.0	Cumple
MD-4	0.2	2.725	350	977	1 N 3 C/0.15	1390.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	1390.0	Cumple
ME-4	0.2	2.725	350	977	1 N 3 C/0.15	1390.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	1390.0	Cumple
MF-4	0.2	3.630	1994	2216	1 N 3 C/0.15	2306.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	2306.0	Cumple
MG-4	0.2	3.305	670	1542	1 N 3 C/0.15	1490.0	Reforzar	1 N 3 C/0.12	1856	Cumple
MH-4	0.2	3.305	1864	1402	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple	1 N 3 C/0.15	1490.0	Cumple

5.2 Requisitos normativos del código ACI 318-14

En la sección 11.3.1 establece un espesor mínimo para muros portantes entre 100mm y $1/25$ de la longitud menor entre la altura del muro y la longitud no apoyada. De acuerdo a esto, el espesor mínimo sería 101mm, todos los muros tienen un espesor superior a este valor de acuerdo a lo presentado en la Tabla 1.

5.2.1 Elementos de borde. En la Sección 18.10.6.4 del ACI 318-14 se establece un espesor mínimo para los elementos de borde de $h_u/16$, siendo h_u la longitud lateral no soportada en la fibra extrema a compresión del muro. Tomamos h_u como la altura de entrepiso, o que nos arroja un espesor mínimo de 160mm. De acuerdo con la Tabla 1 no es necesario incrementar ningún elemento de borde.

Adicionalmente en la Tabla 54 y 55 se chequea la longitud del elemento de borde de acuerdo al literal C de la Sección 18.10.6.4 del ACI 318-14, en la cual el elemento de borde debe ser mayor o igual a 300mm para muros con relación de aspecto h_w/l_w mayor a 2 y con c/l_w mayor a $3/8$.

Tabla 54.

Revisión espesores mínimo elemento de borde dirección X

Muros protagonistas dirección X	h	L _w	h _w /L _w	C	C/L _w	Chequeo
M6-1	0.30	4.3	5.9	0.85	1/5	No aplica
M4-1	0.30	4.3	5.9	0.85	1/5	No aplica
M5-1	0.30	4.4	5.8	0.86	1/5	No aplica
M5-2	0.30	4.4	5.8	0.87	1/5	No aplica
M6-2	0.30	4.3	5.9	0.85	1/5	No aplica
M4-2	0.30	4.3	5.9	0.85	1/5	No aplica
M8-1	0.30	2.65	9.6	0.58	2/9	No aplica
M2-1	0.30	2.65	9.6	0.58	2/9	No aplica
M8-2	0.30	2.65	9.6	0.58	2/9	No aplica
M2-2	0.30	2.65	9.6	0.58	2/9	No aplica
M7-2	0.25	2.85	8.9	0.55	1/5	No aplica
M3-2	0.25	2.85	8.9	0.55	1/5	No aplica
M9-1	0.20	1.98	12.9	0.61	1/3	No aplica
M7-1	0.20	1.98	12.9	0.61	1/3	No aplica
M3-1	0.20	1.98	12.9	0.61	1/3	No aplica
M1-1	0.20	1.98	12.9	0.61	1/3	No aplica
M9-2	0.20	1.98	12.9	0.61	1/3	No aplica
M7-3	0.20	1.98	12.9	0.61	1/3	No aplica
M3-3	0.20	1.98	12.9	0.61	1/3	No aplica
M1-2	0.20	1.98	12.9	0.61	1/3	No aplica

Tabla 55.

Revisión espesores mínimo elemento de borde dirección Y

Muros protagónicos dirección Y	h	L _w	h _w /L _w	C	C/L _w	Chequeo
MA-1	0.20	3.305	0.8	0.55	1/6	No aplica
MB-1	0.20	3.305	7.7	0.55	1/6	No aplica
MC-1	0.20	3.630	7.0	0.76	1/5	No aplica
MD-1	0.20	2.725	9.4	0.65	1/4	No aplica
ME-1	0.20	2.725	9.4	0.65	1/4	No aplica
MF-1	0.20	3.630	7.0	0.76	1/5	No aplica
MG-1	0.20	3.305	7.7	0.55	1/6	No aplica
MH-1	0.20	3.305	7.7	0.55	1/6	No aplica
MA-2	0.20	2.600	9.8	0.64	1/4	No aplica
MB-2	0.20	2.600	9.8	0.64	1/4	No aplica
MC-2	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
MD-2	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
ME-2	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
MF-2	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
MG-2	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
MH-2	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
MA-3	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
MB-3	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
MC-3	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
MD-3	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
ME-3	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
MF-3	0.20	2.600	9.8	0.72	2/7	No aplica
MG-3	0.20	2.600	9.8	0.64	1/4	No aplica
MH-3	0.20	2.600	9.8	0.64	1/4	No aplica
MA-4	0.20	3.305	7.7	0.55	1/6	No aplica
MB-4	0.20	3.305	7.7	0.55	1/6	No aplica
MC-4	0.20	3.630	7.0	0.76	1/5	No aplica
MD-4	0.20	2.725	9.4	0.65	1/4	No aplica
ME-4	0.20	2.725	9.4	0.65	1/4	No aplica
MF-4	0.20	3.630	7.0	0.76	1/5	No aplica
MG-4	0.20	3.305	7.7	0.55	1/6	No aplica
MH-4	0.20	3.305	7.7	0.55	1/6	No aplica

5.3 Revisión de la cimentación

A continuación, se muestra la revisión de las solicitaciones de la cimentación. Estos resultados corresponden a los obtenidos del análisis estático no lineal en el desplazamiento objetivo en cada dirección de análisis incluyendo los efectos P- Δ .

5.3.1 Flexión en la cimentación. Los datos presentados en las Figura 45, Figura 46, Figura 47 y Figura 48 se presentan las sollicitaciones a momento M_{11} y M_{22} en la dirección X y Y

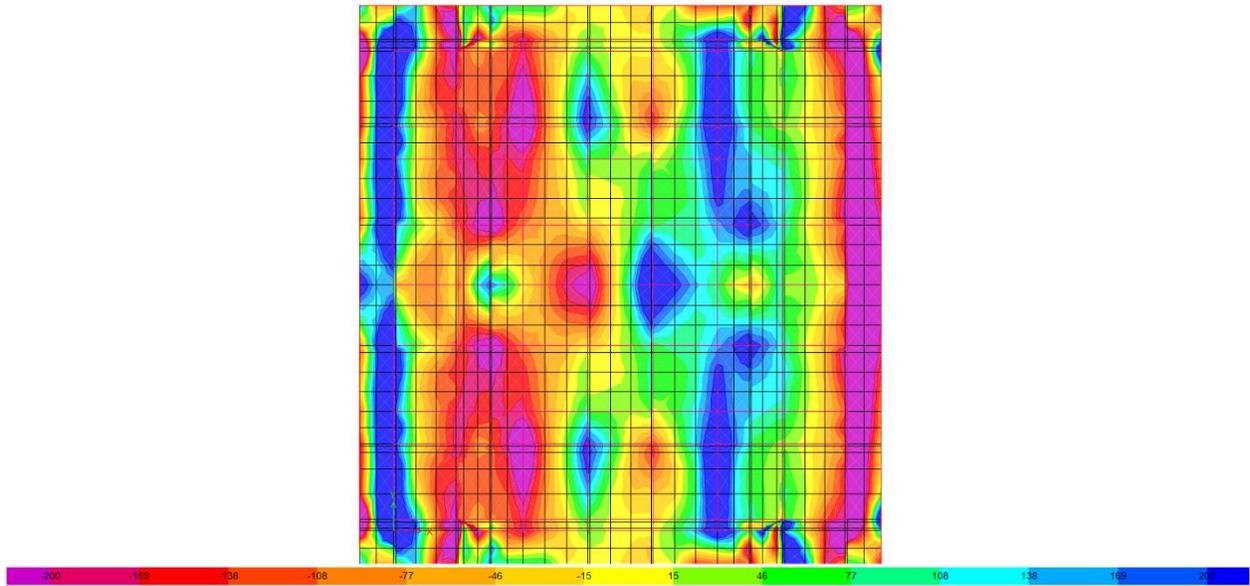


Figura 45. Diagrama de momento M_{11} . Rango (-200,200) kN-m/m dirección X

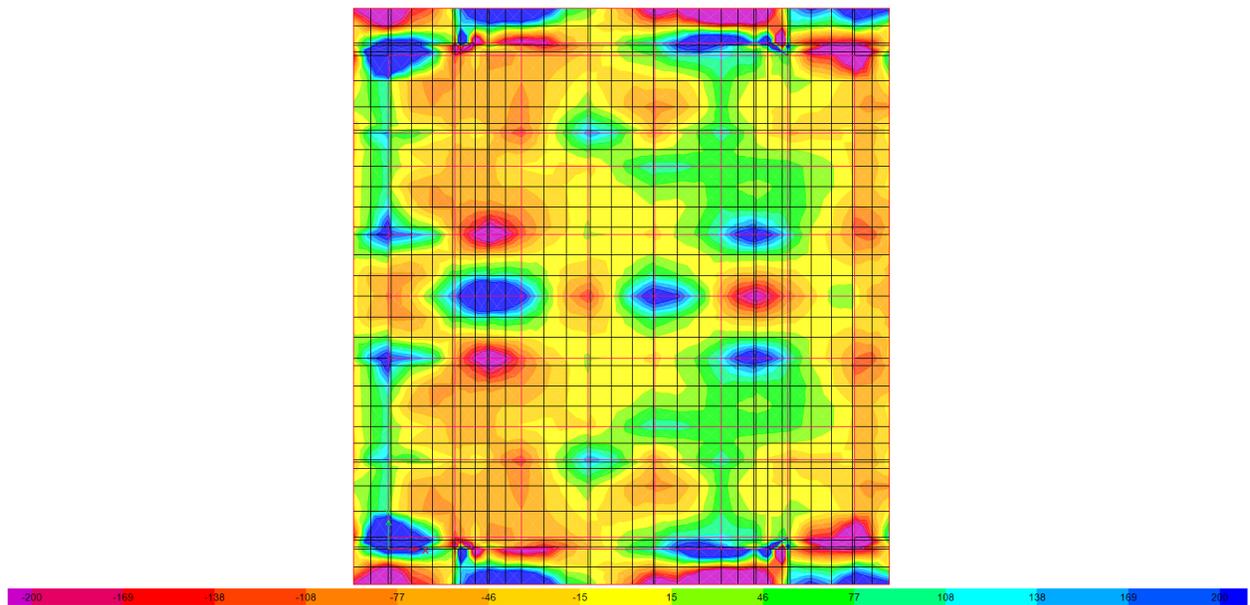


Figura 46. Diagrama de momento M_{22} . Rango (-200,200) kN-m/m dirección X

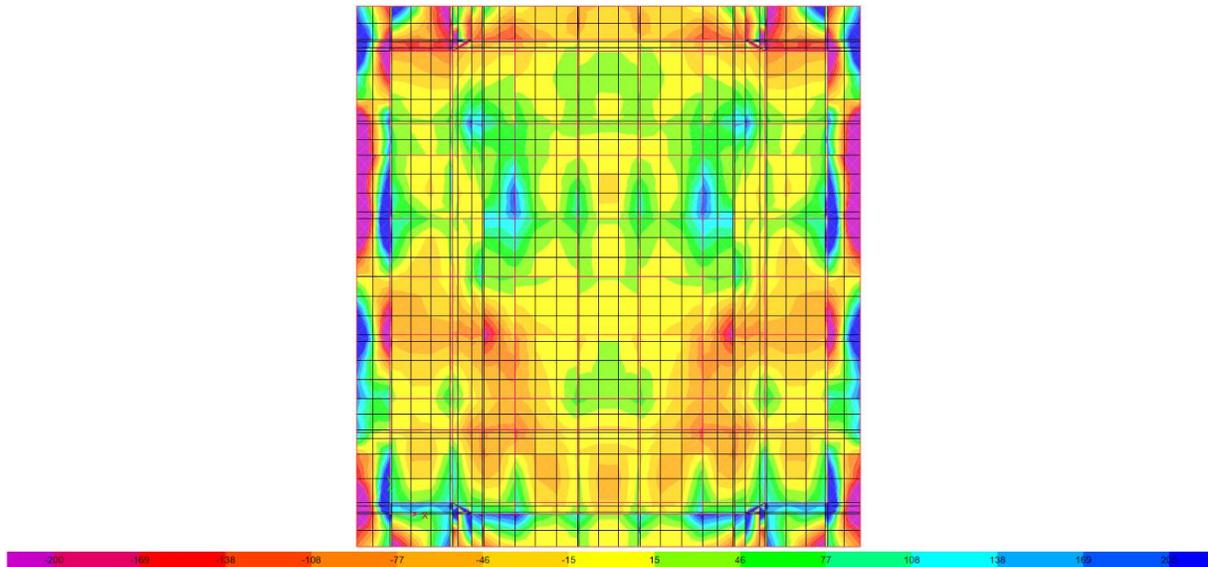


Figura 47. Diagrama de momento M11. Rango (-200,200) kN-m/m dirección Y

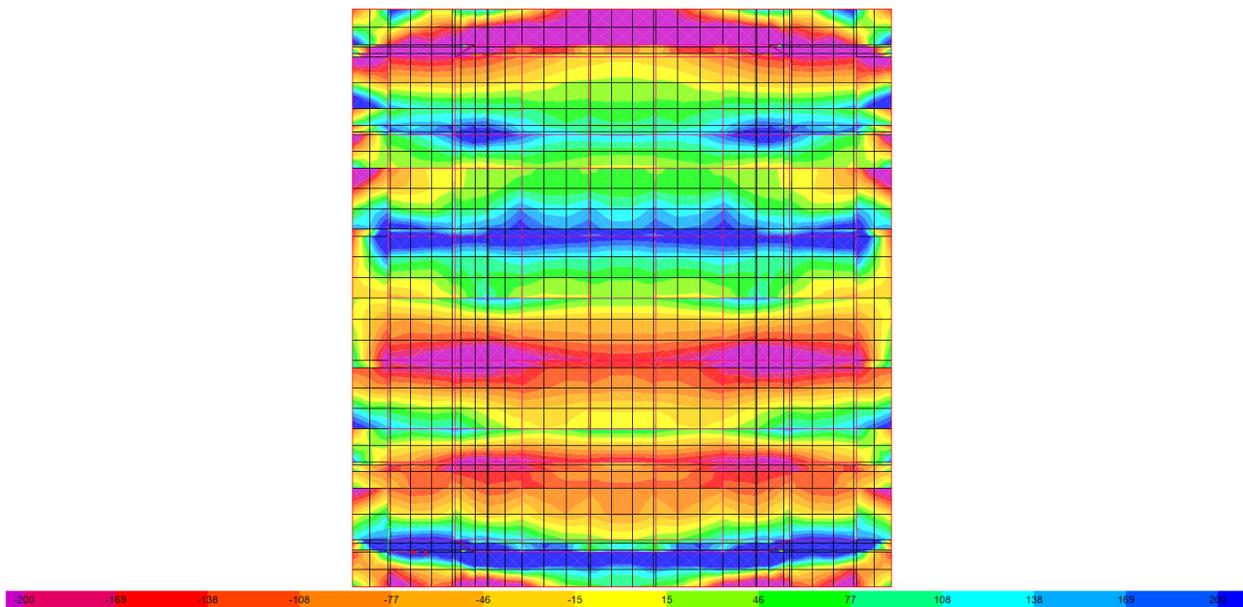


Figura 48. Diagrama de momento M22. Rango (-200,200) kN-m/m dirección Y

Como se puede apreciar en las Figuras presentadas en ninguna sección de la losa se está superando la resistencia a momento suministrada en el diseño y presentada en la Tabla 34. Por tanto, podemos establecer que el diseño a flexión es aceptable.

5.3.2 Cortante en la cimentación. Los datos presentados en la Figura 49, Figura 50, Figura 51 y Figura 52 corresponden a las solicitaciones a cortante en la cimentación en cada dirección principal.

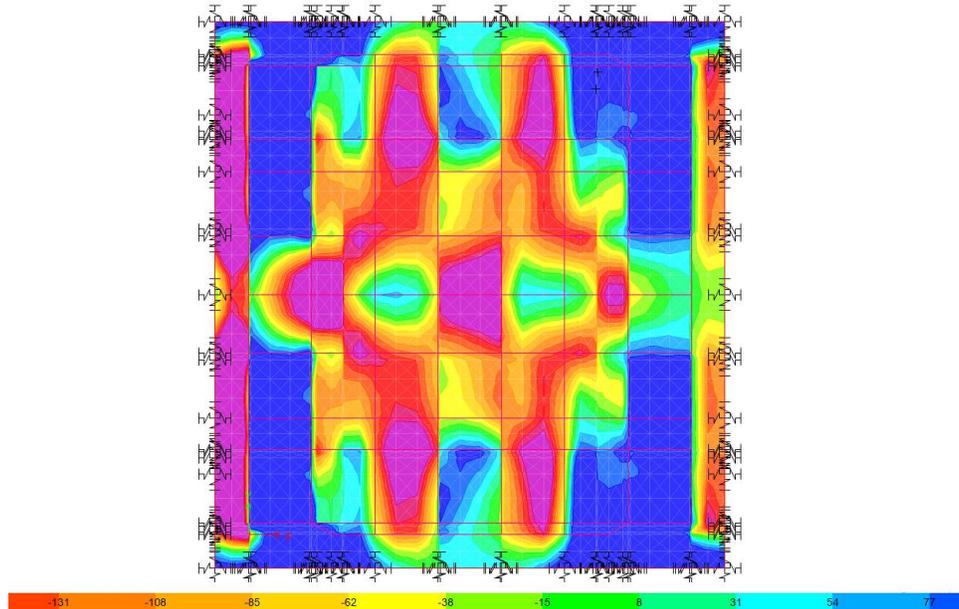


Figura 49. Diagrama de cortante V13. Rango (-200,100) kN-m/m dirección X

Se puede verificar que los valores máximos presentados en el paso en el que se genera el desplazamiento objetivo no generan fuerzas que superen la fuerza cortante de diseño y por tanto se puede considerar como aceptable el diseño a cortante presentado en la Tabla 34.

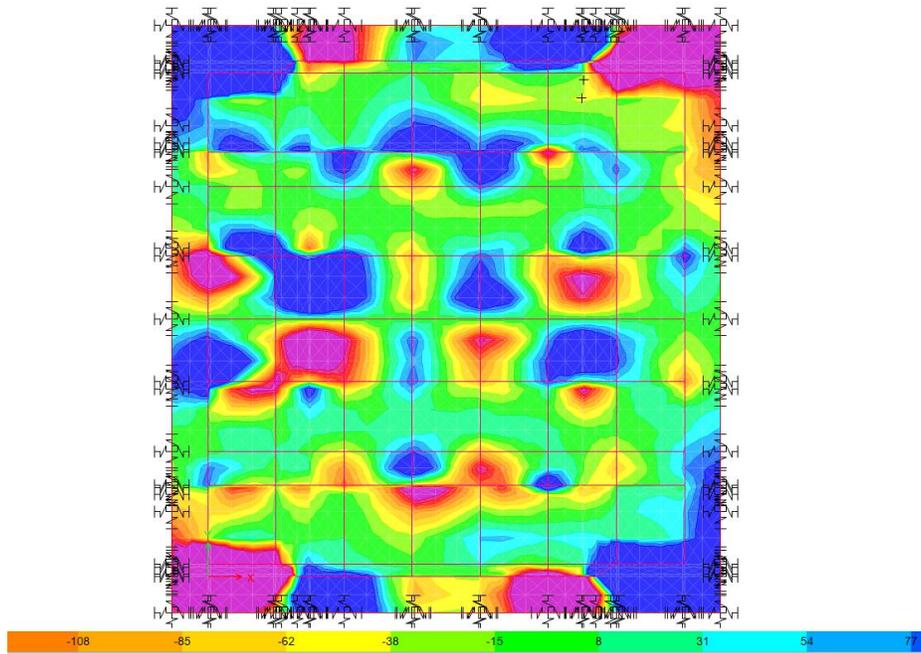


Figura 50. Diagrama de cortante V23. Rango (-200,100) kN-m/m dirección X

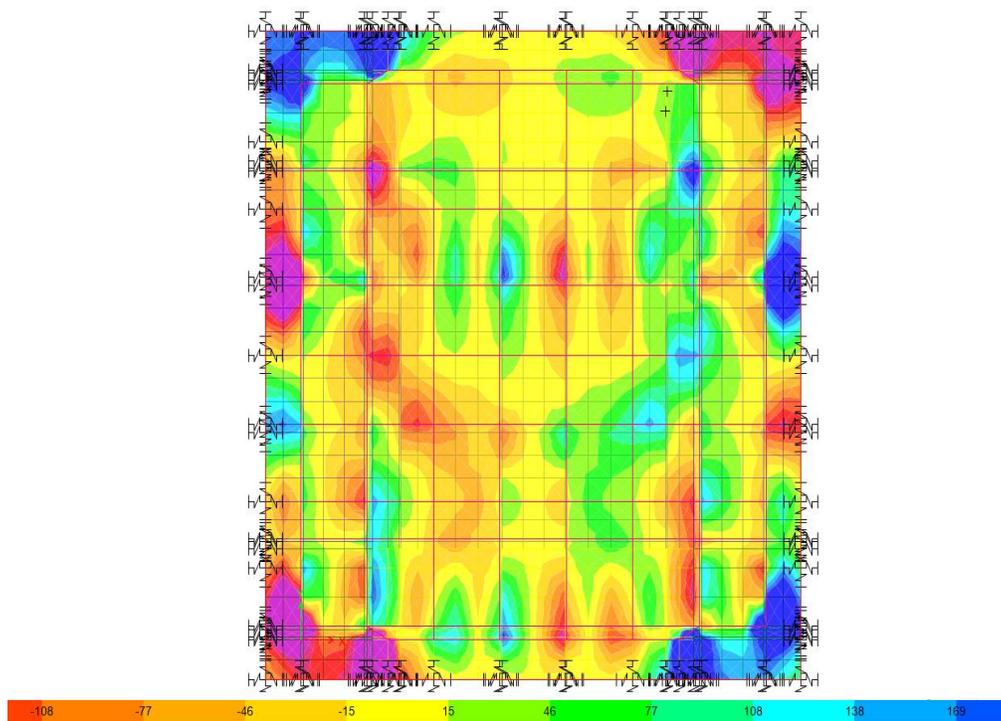


Figura 51. Diagrama de cortante V13. Rango (-200,170) kN-m/m dirección Y

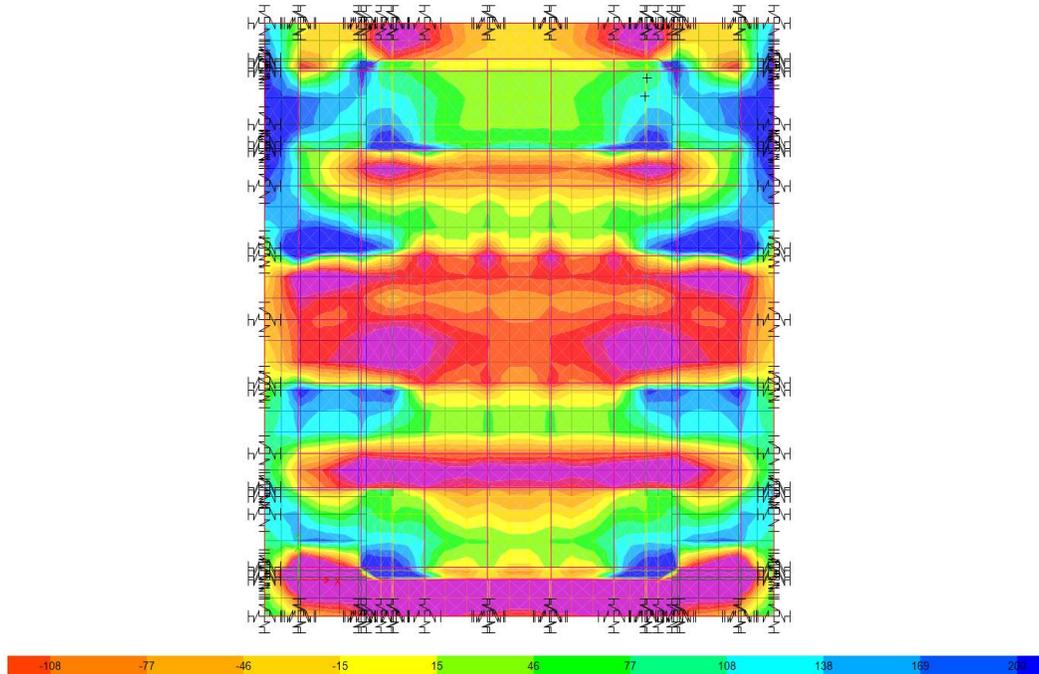


Figura 52. Diagrama de cortante V23. Rango (-200,170) kN-m/m dirección Y

6. Conclusiones

En el análisis y diseño elástico de la estructura se aumentó el espesor y la resistencia de los muros debido a la influencia de la resolución 17 del 2017 (Resolución 17,2017) la cual obligo a modificar el diseño elástico modificando su geometría final con el fin de encontrar cuantías menores al 1% en el diseño de los muros. Estos cambios termino dándole a la estructura una configuración más rígida.

En el diseño elástico de los muros con acero concentrado en los extremos se tuvo que aumentar el espesor de los muros de 15cm a 20cm

El análisis estático no lineal mostro un desempeño de la estructura dentro del límite de

seguridad de vida “Life Safety” ya que ninguno de los muros supera las rotaciones establecidas según la Tabla 10-19 del ASCE 41-17(ASCE 41-17, 2017).

Se presenta una diferencia entre la ductilidad calculada y la utilizada en la etapa de diseño elástico. Las ductilidades calculadas para la dirección X son de 3.0 y 3.3 y para la dirección Y son 3.1 y 3.5 que son menores al utilizado en el diseño elástico $R= 5.0$ con una relación entre la ductilidad calculada y la ductilidad utilizada en la etapa de diseño elástico en la dirección X del 60% y 66% y en la dirección Y del 62% y 70%.

Ambas distribuciones de refuerzo presentan un adecuado comportamiento para la demanda sísmica de diseño ya que se encuentran dentro de los límites del desempeño objetivo.

Ambas distribuciones de refuerzo presentan el mismo desplazamiento objetivo sin embargo se evidencia que el modelo de análisis con el acero concentrado en los extremos presenta un 6% de fuerza cortante en la base mayor al modelo con el acero distribuido.

En este caso particular se presenta una secuencia progresiva en la aparición de las rotulas en los muros con el refuerzo vertical uniformemente distribuido permitiendo que la estructura disipe energía de manera sucesiva sin embargo la estructura con refuerzo concentrado presenta una pérdida más grande de muros por aparición de varias rotulas de manera simultánea, esto debido a que el acero llega rápidamente a la fluencia en un pequeño incremento de desplazamiento y puede generar una falla inmediata de la estructura cuando el acero incursione en la zona de endurecimiento por deformación.

Se hizo una revisión de la fuerza cortante al acero suministrado en la etapa de diseño elástico a los muros estructurales en base a las solicitaciones presentadas en el análisis estático no lineal encontrado que 23 muros estaban por debajo de las demandas no lineales evidenciándose en la Tabla 54 y Tabla 55. Según la revisión de los parámetros establecidos en el reglamento ACI 318-14 (ACI 318,2014) en donde se evidencia que se cumple con los espesores mínimos y los

requerimientos del espesor de los elementos de borde esto debido a las recomendaciones establecidas en la resolución 17 del 2017.

Referencias Bibliográficas

- ACI318. (2014). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI318R-14). Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute.
- AIS 180. (2013). Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes a edificaciones. Bogotá D.C, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, subcomité A del Comité AIS 180.
- Arévalo, J. & Bermúdez, W. (2007). Niveles de daño a partir de un análisis pushover para una estructura aporticada de concreto reforzado. Tesis de grado. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia.
- ASCE 07-16. (2016). Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures. American Society Of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE 41. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17). Reston: American Society Of Civil Engineers.
- Bazán, E. & Meli, R. (2013). Diseño sísmico de edificios. Mexico: Limusa.
- Bozzo, M. & Barbat, H. (2004). Diseño sísmico resistente de edificaciones, técnicas convencionales y avanzadas. Barcelona: Reverté S.A.
- Carrillo, J. & López, Y. (2017). Capacidad y demanda de viviendas con muros de concreto en diferentes zonas de amenaza sísmica de Colombia. Bogotá: VII Congreso de Ingeniería Sísmica.
- Carrillo, J; Echeverri, F. & Aperador, W. (2015). Evaluación de los costos de construcción de sistemas estructurales. Ingeniería Investigación y Tecnología, volumen 16(4), 479-490.
- Centro Nacional de Prevención de Desastres. (1999). Curso sobre diseño y construcción

- sismoresistente de estructuras. Recuperado de: <https://www.elsolucionario.org/curso-diseno-construccion-sismorresistente-estructuras-centro-nacional-prevencion-desastres-1999/>
- Darwin, D., Dolan, C. W., & Nilson, A. H. (2016). Design of concrete structures (15 ed.). New York, United States of America: McGraw-Hill Education.
- Deierlein, G; Krawinkler, H; Maffei, J; Pourzanjani, M; Wallace, J. & Heintz, J. (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. Recuperado de: <https://www.atcouncil.org/files/ATC-72-1.pdf>
- Dejian, S; Qun, Y; Yang, J; Zhenghua, C. & Jinyang, Z. (2017). Experimental investigations on reinforced concrete shear walls strengthened with basalt fiber-reinforced polymers under cyclic load. *Construction and Building Materials* 136, 217-229.
- Estanqueiro, S. (2008). Análisis sísmica del edificio Solmar en las Azores. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- ETABS. (2015). Integrated Analysis, Design and Drafting of Building Systems Computers and Structure, Inc. California, EU.
- Fratelli, M. (1993). Estructuras sismo-resistentes. Caracas: Universidad central de Venezuela.
- Fratelli, M. (2013). Edificios de pantallas y estructuras aporricadas. Caracas: Universidad central de Venezuela.
- Fredrick, A. & Oretaa, A. (2015). Seismic vulnerability assessment of soft story irregular buildings using pushover analysis. *Procedia Engineering* 125, 925 – 932.
- 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.
- Martínez, A; Daza, R. & Arteta, C. (2017). Modelación de muros delgados de concreto reforzado.

- VIII Congreso nacional de ingeniería sísmica, 1479.
- Mina, V. (2016). Introducción al análisis inelástico estático y diseño sísmico basado en desempeño. Armenia: Universidad del Quindío.
- Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible, Decreto 926. (2010). Decreto 926. Por el cual se establecen los requisitos de carácter técnico y científico para construcciones sismo resistentes NSR-10. Bogota: El Ministerio.
- Mora, M; Villalba, J., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 59-74.
- Mwafy, A. & Elnashai, A. (2001). Static pushover versus dynamic collapse analysis of rc buildings. Engineering Structure 23, 407-424.
- NEHRP. (2012). Soil-Structure Interaction for Building Structures NIST GCR 12-917-21. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.
- Niewiarowski, R. & Rojahn, C. (1996). ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete building Volumen 1. Recuperado de: <https://www.atcouncil.org/pdfs/atc40toc.pdf>
- NIST 45. (2017). Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Desing NIST GCR 17-917-45. National Intitute of Standards and Technology
- NIST 46v1. (2017). Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Desing of Buildings NIST GCR 17-917-46v1. National Institute of Standards and Technology.
- Poursha, M; Khoshnoudian, F. & Moghadam, A. (2009). A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. Engineering Structures 31, 591-599.
- Resolución 0017. (2017). Alcance de los trabajos y valor mínimo de los servicios profesionales de diseño estructural, de diseño sísmico de elementos no estructurales, de elaboración de

estudios geotécnicos, de revisión de los diseños y estudios de dirección de la construcción.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Rochel, R. (2012). Análisis y diseño sísmico de edificios. Medellín: Universidad EAFIT.

Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles. (2000). Prestandard and comentary for seismic rehabilitation of buildings. Washington: Federal Emergency Management Agency

Wilson, E; Kiueghian, A. & Bayo, E. (1981). A replacement for the SRSS method in seismic análisis. Earthquake engineering and structural dynamics, 9, 184-194.