

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

1

Análisis y diseño de muros estructurales constituidos por alma en concreto reforzado y elementos de borde compuestos

Iván Darío Usta De La Peña, Fabián Andrés Martínez Muñoz

Monografía para optar por el título de Especialista en Estructuras

Director

Luis Eduardo Zapata Orduz

Doctor en Materiales y Estructuras

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Especialización en Estructuras

2020

Tabla de Contenido

	Pág.
Introducción	17
2.1. Objetivo General.....	22
2.2. Objetivos Específicos.....	22
2.3. Alcance	23
3. Marco Teórico.....	25
3.1. Modelos Constitutivos de los Materiales	25
3.1.1. Modelo constitutivo: concreto no confinado de Whitney.....	26
3.1.2 Modelo constitutivo: concreto no confinado de Hognestad.	28
3.1.3 Modelo constitutivo: concreto no confinado de Rüsçh.....	30
3.1.4 Modelo constitutivo: concreto confinado de Mánder.	31
3.1.5 Modelo constitutivo: concreto confinado de Park modificado.	34
3.1.6 Modelo constitutivo: concreto confinado de Hong-Song Hu..	37
3.1.7 Modelo constitutivo: Park para acero de refuerzo..	40
3.2. Capacidad de los Muros a Flexo-Compresión Uniaxial	42
3.3. Transferencia adecuada entre el alma del muro y los elementos de borde.	50
3.4. Análisis no Lineal Estático - Push Over.	58
3.4.1 Coeficiente de sobre resistencia R	59
3.4.2 Modelo simplificado de muros	61
3.4.3 Los modelos microscópicos	61
4. Caso de Estudio.....	63

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

3

4.1. Metodología	63
4.2. Análisis Estructural	65
4.2.1 Evaluación de Cargas.....	68
4.2.2 Definición de parámetros sísmicos y cálculo de fuerza inercial.	69
4.2.3 Control de Deriva.....	81
4.2.4 Configuración estructural y fuerzas sísmicas de diseño.....	86
4.3. Transferencia entre el Alma del Muro y los E.B.	96
4.4. Análisis y Diseño a Flexo-Compresión de los Muros	102
4.5. Aplicación Del Análisis No Lineal Estático-Push Over.	122
4.5.1 Resultados.....	142
5. Conclusiones	158
Referencias Bibliográficas	163
Apéndices	168

Lista de Tablas

<i>Tabla 1.</i> Parámetros sísmicos y de sitio.....	70
<i>Tabla 2.</i> Periodo de la estructura en las direcciones ortogonales X y Y, edificación de 10 pisos.	72
<i>Tabla 3.</i> Periodo de la estructura en las direcciones ortogonales X y Y. Edificación de 15 pisos.	73
<i>Tabla 4.</i> Parámetros del espectro elástico de aceleración.	76
<i>Tabla 5.</i> Cálculo cortante basal V_s . Edificación 10 pisos.....	77
<i>Tabla 6.</i> Cálculo cortante basal V_s . Edificación 15 pisos.....	78
<i>Tabla 7.</i> Fuerza inercial por piso, edificio 10 pisos.....	79
<i>Tabla 8.</i> Fuerza inercial en cada piso, edificio 15 pisos.	80
<i>Tabla 9.</i> Coeficiente de disipación de energía (R).	92
<i>Tabla 10.</i> Fuerzas sísmicas de diseño. Edificación 10 pisos.....	93
<i>Tabla 11.</i> Fuerzas sísmicas de diseño. Edificación 15 pisos.....	95
<i>Tabla 12.</i> Cálculo de PRDmin.....	97

<i>Tabla 13.</i> Cálculo de la cantidad de conectores para cada tipología de muro.	100
<i>Tabla 14.</i> Longitudes de plastificación para los modelos simplificados de tipo OVLEM y error en términos de tenacidad con respecto al micromodelo (modelo shell).....	137
<i>Tabla 15.</i> Longitudes de plastificación para los modelos simplificados de tipo OVLEM y error en términos de tenacidad con respecto al micromodelo (modelo shell) para ambos muros.	138
<i>Tabla 16.</i> Error entre las fuerzas cortantes para la primera rotulación (V_d) y la fuerza máxima (V_y) obtenidas por el micromodelo Shell y el modelo simplificado, para el muro de 28 m. ..	140
<i>Tabla 17.</i> Error entre las fuerzas cortantes para la primera rotulación (V_d) y la fuerza máxima (V_y) obtenidas por el micromodelo Shell y el modelo simplificado, para el muro de 42 (m). ..	140
<i>Tabla 18.</i> Valores de rotación, momento y ductilidad de sección en varios niveles de ALR, por cada tipología de muro.	150
<i>Tabla 19.</i> Valores de desplazamiento, cortante y ductilidad del elemento en varios, por cada tipología de muro.	153

Lista de Figuras

Figura 1. Ejemplo típico de concentración de refuerzo en elementos de borde en muros de concreto. Reforzado. Fuente: (Pouring of concrete in heavy reinforced columns,f).	19
Figura 2. Ejemplo típico de concentración de refuerzo en elementos de borde en muros de concreto Fuente: Elaboración propia.	20
Figura 3. Distribución de esfuerzos de Whitney en una viga de concreto reforzado: (a) sección transversal de viga simplemente reforzada, (b) diagrama de deformaciones unitarias, (c) diagrama real de esfuerzos, (d) diagrama ideal de esfuerzos por Whitney. Fuente: (Weichen , Fei y Qiaowen ,2015).	27
Figura 4. Modelo constitutivo de Hognestad. Fuente: (Bravo y Hernández ,2015)	29
Figura 5. Modelo constitutivo de Rüsç. Fuente: (Zhu, Yang y Yuan ,2010).....	30
Figura 6. Modelo constitutivo de Mánder. Fuente: (Hognestad, Hanson y McHenry ,1955).....	33
Figura 7. Modelo constitutivo de Park. Fuente: (Bravo y Hernández ,2015)	36
Figura 8 . Modelo constitutivo de Hong-Song Hu. Fuente: (Hong, GuoNia y Eathertonb ,2014).	39
Figura 9. Modelo constitutivo de Park para el acero, usado en CSI Software. Fuente: (Computer and structures. Inc ,2008).....	41

Figura 10. Esquema general de un diagrama de interacción de resistencia nominal. Fuente: Los autores.	43
Figura 11. Compatibilidad de deformaciones para la condición balanceada. Fuente: (Blanco S,f).	47
Figura 12. Estimación del factor de reducción ϕ en función de ε_t . Fuente: (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010).	49
Figura 13. Diagrama de interacción nominal y de diseño. Fuente: Elaboración propia	50
Figura 14. Relación h/d para cada tipo de sollicitación. Fuente: (Elnashai y Mwafy 2002).	53
Figura 15. Geometría del conector tipo espigo con cabeza, Nelson Stud o esparrago. Fuente: elaboración propia.....	55
Figura 16. Ilustración de la relación entre los coeficientes R , R_μ y R_Ω . Fuente: (Carrill, Blandón y Rubiano , 2013).	60
Figura 17. Representación del modelo de una barra vertical. Fuente: (Wu, Lan y Bin ,2017). ...	62
Figura 18. Planta estructural edificación de 10 pisos Fuente: Elaboración propia.	66
Figura 19. Planta estructural edificación de 15 pisos Fuente: Elaboración propia.	67
Figura 20. Evaluación de carga edificación de 10 piso.Fuente: Elaboración propi.....	68
Figura 21. Evaluación de carga edificación de 15 pisos Fuente: Elaboración propia.....	69

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

Figura 22 Parámetros C_t y α para evaluar el periodo fundamental de la estructura. Fuente: (Elnashai y Mwafy 2002).....	71
Figura 23. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g. Fuente: (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010).	76
Figura 24 Derivas máximas como porcentaje de hpi. Fuente: (Elnashai y Mwafy 2002)	81
Figura 25 . Revisión de la deriva máxima para el caso de carga que controla en la dirección X, $F_x+0.3F_y$. Edificación de 10 pisos. Fuente: Elaboración propia.	82
Figura 26 . Revisión de la deriva máxima para el caso de carga que controla en la dirección Y, $F_y+0.3F_x$. Fuente: Elaboración propia.	83
Figura 27. Revisión de la deriva máxima para el caso de carga que controla en la dirección X, $F_x+0.3F_y$. Edificación de 15 pisos. Fuente: Elaboración propia.	84
Figura 28. Revisión de la deriva máxima para el caso de carga que controla en la dirección Y, $F_y+0.3F_x$. Edificación de 15 pisos. Fuente: Elaboración propia.	85
Figura 29. Revisión de irregularidad torsional con rigidez de un muro degradada al 0.1%. En la dirección X y en el nivel NE+42 para la edificación de 15 pisos. Fuente: Elaboración propia. ..	88
Figura 30. Revisión de irregularidad torsional con rigidez de un muro degradada al 0.1%. En la dirección Y y en el nivel NE+42 para la edificación de 15 pisos. Fuente: Elaboración propia. ..	89

Figura 31. Revisión de irregularidad torsional con rigidez de un muro degradada al 0.1%. En la dirección X y en el nivel NE+28 para la edificación de 10 pisos. Fuente: Elaboración propia. ..	90
Figura 32 Revisión de irregularidad torsional con rigidez de un muro degradada al 0.1%. En la dirección Y y en el nivel NE+28 para la edificación de 10 pisos. Fuente: Elaboración propia. ..	91
Figura 33 Tablas de Diseño a flexo-compresión y cortante del muro RC. Fuente: Elaboración propia.	104
Figura 34. Diseños de Flexo-compresión. Fuente Elaboración propia	105
Figura 35. Sigüientes diseños de Flexo compresión. Fuente: Elaboración propia.	106
Figura 36. Diseño a cortante y torsión. Fuente: Elaboración propia	107
Figura 37. Verificación de cortante máximo. Fuente: Elaboración propia.....	108
Figura 38. Análisis paralelo al plano del muro. Fuente: Elaboración propia.....	110
Figura 39. Elemento de borde. Fuente: Elaboración propia.	112
Figura 40. Deformaciones C21.9.6.2Fuente: Elaboración propia.	113
Figura 41. Diseño Flexo-compresión. Fuente: Elaboración propia.	114
Figura 42. Datos de resistencia axial y resistencia a momento flector por valor de c'' . Fuente: Elaboración propia.	115
Figura 43. Muro RC, (a) diagrama de interacción muro de 10 pisos, (b) diagrama de interacción muro de 15 pisos, (c) esquema del diseño de ambos muros Muro. Elaboración propia	118

Figura 44. Muro RCFT, (a) diagrama de interacción muro de 10 pisos, (b) diagrama de interacción muro de 15 pisos, (c) esquema del diseño de ambos muros. Elaboración propia	120
Figura 45. Muro RCSP, esquema del diseño de ambos muros. Fuente: Elaboración propia.....	121
Figura 46. Muro RCEP, esquema del diseño de ambos muros. Fuente: Elaboración propia	121
Figura 47. Idealización de la plasticidad concentrada de un muro en voladizo. Fuente: (Inel y Ozmen 2006).....	123
Figura 48. Distribución de fuerzas laterales en altura en función del modo fundamental de vibración, (a) para el muro de 42 m de altura (b) para el muro de 28 m de altura. Fuente: Elaboración propia.	125
Figura 49. Definición de cada una de las zonas, para los 6 niveles de discretización. Muro de 42 m: zona I color azul, zona II amarillo y zona III cian. Muro de 28 m: zona única en toda la longitud. Fuente: Elaboración propia.	127
Figura 50. (a) Curva de capacidad para los 6 niveles de discretización (MDi) en muro de 42 m, (b) escala ampliada.: Elaboración propia.	129
Figura 51. (a) Curva de capacidad para los 6 niveles de discretización (MDi) en muro de 28 m, (b) escala ampliada. Fuente: Elaboración propia.	131
Figura 52. Valores de fuerzas asociadas a desplazamientos de (a) 0.1 m, (b) 0.5 m y (c) 1.0 m, para los 6 niveles de discretización (MDi) y (d) errores relativos promedios, todo para el muro de 28 m. Fuente: Elaboración propia.....	133

- Figura 53. Valores de fuerzas asociadas a desplazamientos de (a) 0.1 m, (b) 0.5 m y (c) 1.0 m, para los 6 niveles de discretización (MDi) y (d) errores relativos promedios, todo para el muro de 42 m. Fuente: Elaboración Propia. 137
- Figura 54. Comparación entre las curvas de capacidad obtenida por modelos tipo barra y el micromodelo (modelo shell) (a) muro de 42 m, (b) muro de 28 m. Fuente: Elaboración propia. 139
- Figura 55. Comparación de los diagramas momento-curvatura obtenidos por (a) integración directa y (b) por los micromodelos de elementos finitos. Fuente: elaboración propia 142
- Figura 56. Cortantes y curva de capacidad para cada tipología de muros de 28 (m). (a) Cortante de primera rotulación V_d , (b) cortante máximo V_y , (c) curva de capacidad. Fuente: Los autores. 144
- Figura 57. Cortantes y curva de capacidad para cada tipología de muros de 42 (m). (a) Cortante de primera rotulación V_d , (b) cortante máximo V_y , (c) curva de capacidad. Fuente: Elaboración propia. 146
- Figura 58. Comparativa diagramas momento-curvatura de sección, (a) muros RC, (b) muros RCEP, (c) muros RCFT, (d) muros RCSP. Fuente: elaboración propia. 150
- Figura 59. Variación de la ductilidad de sección con la carga axial de compresión. Fuente: Elaboración propia. 152
- Figura 60. Comparativo de valores de ductilidad del elemento para cada tipología de muro, (a) muros de 28 m, (b) muros de 42 m. Fuente: Elaboración propia. 155

Figura 61. Coeficiente R para cada tipología de los muros de 28 (m). Fuente: Los autores. 156

Figura 62. Coeficiente R para cada tipología de los muros de 28 (m).Fuente: Elaboración propia.

..... 157

Lista de Apéndices

Apéndice A. Modelos Constitutivos de los Materiales.....	24
Apéndice B. Resultados	144

Glosario

d_b : Diámetro del fuste del espigo, mm.

d_{bH} : Diámetro de la cabeza del espigo, mm.

c : Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema a compresión, mm.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero, MPa.

t_p : Espesor de la platina a donde se conecta el perno, mm.

β_1 : Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro, véase Art. C.10.2.7.3 de NSR-10 [15].

L_w : Longitud total del muro en planta, mm.

h : Longitud del conector tipo espigo, mm.

$P_{Rd(min)}$: Resistencia a cortante que controla entre el concreto y el acero, N.

P_{Rd} : Resistencia a cortante del concreto o espigo de acero, según corresponda, N.

Q_{nv} : Resistencia a cortante del conector tipo espigo con cabeza, N.

f_u : Resistencia a la tensión mínima especificada, MPa.

A_{sc} : Sección transversal del conector tipo espigo con cabeza, mm.

RESUMEN

TÍTULO: ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES CONSTITUIDOS POR ALMA EN CONCRETO REFORZADO Y ELEMENTOS DE BORDE COMPUESTOS*

AUTOR: IVÁN DARÍO USTA DE LA PEÑA, FABIÁN ANDRÉS MARTÍNEZ MUÑOZ**

PALABRAS CLAVE: ELEMENTOS DE BORDE, MUROS ESTRUCTURALES, CURVA DE CAPACIDAD, DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN.

DESCRIPCIÓN:

Actualmente no existe una metodología generalizada de análisis y diseño de muros de concreto reforzados mixtos con elementos de acero, por lo que su implementación en el contexto nacional se ha visto limitada. El presente trabajo expone una recopilación de información tendiente a indagar por las consideraciones generales de diseño de cuatro tipologías de muros con capacidad especial de disipación de energía (DES); (I) tradicionales de concreto reforzado (RC), Reinforced Concrete, (II) alma en concreto reforzado y elemento de borde en acero estructural RCSP, Reinforced Concrete Steel Profile, (III) alma en concreto reforzado y elementos de borde relleno RCFT, Reinforced Concrete Filled Tube y (IV) alma en concreto reforzado y elementos de borde embebido RCEP, Reinforced Concrete Embedded Profile. En adición, se evalúa la forma de garantizar una transferencia adecuada entre los elementos constitutivos y la posterior revisión mediante modelamiento numérico de un caso de estudio aplicado donde los siguientes parámetros son presentados y discutidos: rigidez lineal al desplazamiento lateral, capacidad a flexo-compresión uniaxial, capacidad de disipación de energía y ductilidad.

Ensayos han evidenciado un desempeño sísmico superior en muros con elementos de borde compuestos que en muros RC, resultando altamente eficientes en capacidad de disipación de energía, mejora en la rigidez lineal al desplazamiento lateral y reducción apreciable de cuantía longitudinal y transversal de acero de refuerzo. Esto ha sido validado con resultados obtenidos en el presente documento en cuanto a la disminución de cuantías en los elementos de borde eliminando problemas de congestión de refuerzo, y en la rigidez al desplazamiento lateral se obtuvo, comparados con los muros RC y manteniendo la rigidez lineal constante, una reducción en la longitud total de los muros RCSP, RCFT y RCEP del 0%, 7% y 3%, respectivamente.

* Monografía

**Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Luis Eduardo Zapata Orduz, PhD.

ABSTRACT

TITLE: ANALYSIS AND DESIGN OF STRUCTURAL WALLS CONSTITUTED BY WEB IN REINFORCED CONCRETE AND COMPOSITE BOUNDARY ELEMENTS*

AUTHOR: IVÁN DARÍO USTA DE LA PEÑA, FABIÁN ANDRÉS MARTÍNEZ MUÑOZ**

KEYWORDS: BOUNDARY ELEMENTS, STRUCTURAL WALLS, CAPACITY CURVE, DESIGN OF FLEXO COMPRESSION.

DESCRIPTION:

Currently, there is no generalized methodology for the analysis and design of reinforced concrete walls composited with steel elements, so its implementation in the national context has been limited. The present writing present a compilation of information tending to investigate the general design considerations of four types of walls with special energy dissipation capacity (DES); (I) Traditional reinforced concrete (RC), Reinforced Concrete, (II) reinforced concrete core and structural steel boundary element RCSP, Reinforced Concrete Steel Profile, (III) reinforced concrete core and filled boundary elements RCFT, Reinforced Concrete Filled Tube and (IV) reinforced concrete core and RCEP embedded boundary elements, Reinforced Concrete Embedded Profile. In addition, the way to guarantee an adequate transfer between the constituent elements and the subsequent revision are evaluated through numerical modeling of an applied case study where the following parameters are presented and discussed: linear stiffness at lateral displacement, uniaxial flexural compression capacity , energy dissipation capacity and ductility.

Tests have shown superior seismic performance in walls with composite boundary elements than in RC walls, resulting highly efficient in energy dissipation capacity, improvement in linear stiffness to lateral displacement and appreciable reduction in longitudinal and transverse amount of reinforcing steel. This has been validated with results obtained in this document regarding the reduction of amounts in the boundary elements eliminating reinforcement congestion problems, and in the lateral displacement stiffness it was obtained, compared with RC walls and maintaining linear stiffness constant, a reduction in the total length of the RCSP, RCFT and RCEP walls of 0%, 7% and 3%, respectively.

* Monograph

**Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Luis Eduardo Zapata Orduz.

Introducción

Los muros de concreto reforzado han sido utilizados a lo largo de los años por su significativa capacidad de controlar el desplazamiento lateral como sistema principal de resistencia sísmica (Barbosa ,2018), usualmente, en edificaciones ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta (Ren, y otros ,2018).

Para lograr tener muros de concreto reforzado con valores de ductilidad a flexión admisible se requiere una cantidad importante de refuerzo transversal de confinamiento que aumente la capacidad de deformación última del concreto o limitar la relación de carga axial (ALR), por sus siglas en inglés *axial load ratio*, el cual es calculado como sigue $(ALR) = P_u / (A_g f'_c)$ donde P_u es la carga axial aplicada al muro, A_g el área gruesa de la sección transversal y f'_c la resistencia a compresión del concreto (Jiaru y Xiaodong ,2012). Inclusive normativas como el Eurocódigo 8 (Eurocode 8: EC 8 ,2006) limitan el valor de ALR a 0.40 y 0.35 para muros con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES), respectivamente.

El refuerzo transversal cumple dos propósitos: prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal y proveer confinamiento al núcleo de concreto para aumentar su resistencia y ductilidad. Esto es evidente cuando se presentan solicitaciones cíclicas, esto es, una tracción significativa capaz de producir agrietamiento del concreto y fluencia del acero para luego someter a compresión el refuerzo y esperar que momentáneamente soporte la totalidad de la carga axial, sin contribución del concreto, hasta que las grietas se cierren (Barbosa ,2018). La sobrecarga momentánea en el

refuerzo acelera el mecanismo de pandeo, por esta razón, para diseño sismo-resistente de columnas DES (Barbosa ,2018) y elementos de borde de muros de concreto DES las normas requieren menores espaciamientos del refuerzo transversal, que incluyen límites restrictivos para las zonas de confinamiento (Jiaru y Xiaodong ,2012).

La excesiva cantidad de acero longitudinal y trasversal que requieren los elementos de borde convencionales, sumado al acero horizontal del alma que se ancla a éste, crea una considerable congestión que dificulta su construcción y muchas veces se hace necesario aumentar su sección transversal (Ren, y otros ,2018). Adicionalmente, el incremento del espesor no solo reduce el área arquitectónica disponible en la edificación, si no que el aumento en el desempeño sísmico de la edificación es limitado (Mitchell, y otros ,2000).

Por lo expuesto anteriormente, sustituir estas concentraciones de acero de refuerzo como la mostrada en la Figura 1, por perfiles de acero estructural, tiene múltiples ventajas; entre las cuales está la reducción de la mano de obra por la colocación de las barras de refuerzo, fácil conexión a pórticos de acero o mixtos, perfiles de acero que sirven como formaleta permanente y además de algunas propiedades inherentes a los miembros compuestos como lo son aumento en rigidez y capacidad de disipación de energía (Ren, y otros ,2018).

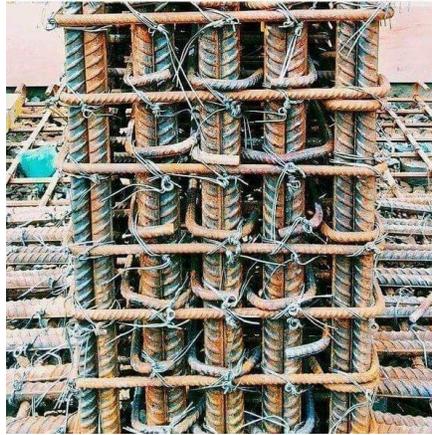


Figura 1. Ejemplo típico de concentración de refuerzo en elementos de borde en muros de concreto. Reforzado.

Fuente: (Pouring of concrete in heavy reinforced column s,f).

Diferentes tipologías de muros con elementos de borde compuesto como las ilustradas en la Figura 2 han sido estudiadas con el propósito de mejorar la ductilidad del muro (Massone , Sayre y Wallace ,2017) y (Dan, Fabian y Stoian ,2011), presentan resultados de ensayos a escala de muros esbeltos con elementos de borde del tipo RCEP, mientras (Ren, Chen, y otros 2018) presentan y discuten el resultado de ensayos a escala de muros con elementos de borde del tipo RCFT, e incorporan un polímero de fibra de carbono para darle un mayor confinamiento al núcleo de concreto. Sin embargo, hay un desarrollo limitado en normativas y especificaciones relacionadas con el comportamiento no lineal, máxima capacidad de carga, distribución de esfuerzo y deformación en los componentes estructurales (acero de refuerzo, acero estructural y

concreto), patrones de agrietamiento, relación deformación y degradación de la capacidad de carga y los modos de falla (Dan, Fabian y Stoian ,2011).

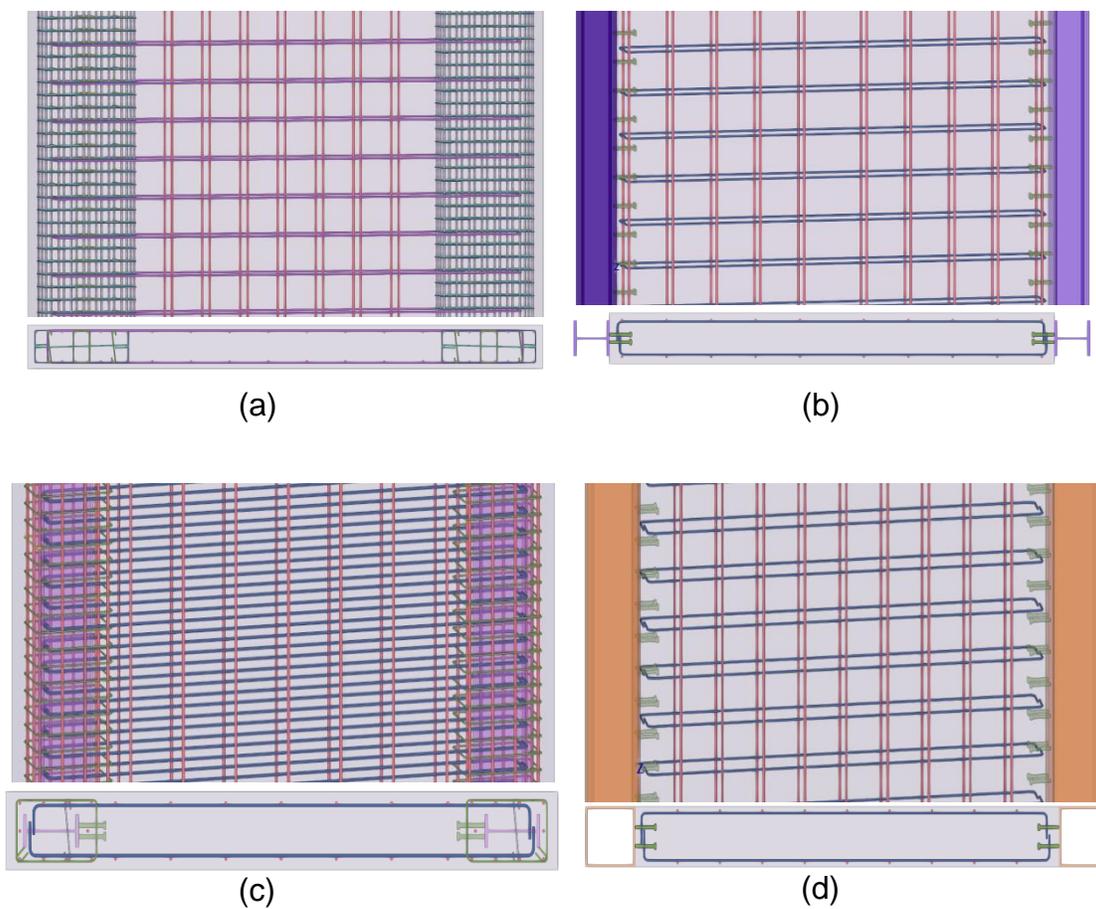


Figura 2. Ejemplo típico de concentración de refuerzo en elementos de borde en muros de concreto Fuente:

Elaboración propia.

En la presente monografía se ha propuesto evaluar la rigidez lineal al desplazamiento lateral, la capacidad a flexo-compresión y flexo-tensión y la capacidad de disipación de energía de cuatro tipologías de muros: RC, RCSP, RCFT Y RCEP, mostradas en la Figura 2 (a), (b), (c) y (d), respectivamente. Para ello se han analizado dos edificaciones de 10 y 15 pisos de uso residencial cuyo sistema estructural es combinado mediante muros de concreto reforzado con capacidad especial de energía (para el muro RC) o muros de concreto reforzado con capacidad especial de energía mixtos con elementos de acero (para los muros RCSP, RCFT Y RCEP) ambos como sistema de resistencia sísmica (SRS) y pórticos compuestos no resistente a momentos como sistema de resistencia para cargas verticales. El método de análisis estructural utilizado es el de fuerza horizontal equivalente (FHE), el cual es uno de los métodos reconocidos en Art. A.3.4.1 del Reglamento Colombiano Sismorresistente NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) y se han revisado las condiciones del Art. A.3.4.2.1 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) para su aplicación. Se ha planteado un modelo matemático tridimensional de diafragma rígido y masas concentradas. Una alternativa para comparar mediante software de elementos finitos el comportamiento ante fuerzas laterales entre muros con diferentes sistemas estructurales es a partir de las curvas de capacidad, las cuales se pueden estimar mediante el método no lineal estático Pushover, en adelante NSP por sus siglas en inglés *Nonlinear Static Pushover*, siendo este uno de los más utilizados debido a su relativa simplicidad y eficiencia (Remki y Kehila ,2018). Las curvas de capacidad resultantes de estos procedimientos se pueden caracterizar a partir del coeficiente de

reducción de resistencia sísmica (Cinitha, Umesha y Iyer ,2012) (R), el cual es el producto entre; I) un factor de sobre resistencia (R_{Ω}) II) y un factor de ductilidad (R_{μ}) (Carrill, Blandón y Rubiano , 2013). Sin embargo, estimar estas curvas en ocasiones resulta inviable por el alto costo computacional (FEMA P-1050 2015) de los modelos por lo que numerosos estudios han validado el uso de modelos simplificados (Dashti, Jalali y Malekpour ,2011), tal como el modelo de una barra OVLEM (Wu, Lan y Bin ,2017), por sus siglas en inglés *One Vertical Line Element Model*, el cual ha sido implementado en este estudio. **Objetivos y Alcance**

2.1. Objetivo General.

Evaluar la rigidez lineal al desplazamiento lateral, la capacidad a flexo-compresión y flexo-tensión y la capacidad de disipación de energía de muros de concreto reforzado con diferentes tipologías de elementos de borde compuesto sometidos a carga lateral estática.

2.2. Objetivos Específicos.

- Investigar el estado del arte del análisis y diseño de muros con elementos de borde compuestos y la transferencia de solicitaciones entre los elementos constitutivos para compararlos cuantitativamente con los muros convencionales de concreto reforzado.

- Determinar la capacidad a flexo-compresión y flexo-tensión, capacidad de disipación de energía y ductilidad de las siguientes tipologías de muros: I) concreto reforzado (RC), II) alma en concreto reforzado y elemento de borde en acero estructural (RCSP), III) alma en concreto reforzado y elementos de borde relleno (RCFT), y IV) alma en concreto reforzado y elementos de borde embebido (RCEP).
- Determinar la rigidez lineal al desplazamiento lateral de cada una de las tipologías de muros en consideración.

2.3. Alcance

- El análisis no lineal se realizará para muros aislados empotrados en la base solicitada únicamente en su plano, con solicitaciones obtenidas de un análisis estructural lineal de muros pertenecientes a un sistema estructural combinado con capacidad especial de disipación de energía. No se hará énfasis en el diseño del diafragma ni sus elementos colectores.
- Modelamiento de los muros en el software de análisis estructural y posterior revisión, con cálculos manuales de la capacidad a flexo-compresión y flexo-tensión de formulaciones

propuestas por la normativa nacional NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) y de otros países: Eurocódigo 8 (Eurocode 8: EC 8 ,2006) y ACI 318-14 (ACI. American Concrete Institute ,2014).

- Ignorar el aporte en resistencia del confinamiento ejercido por el acero en el concreto para el cálculo de los diagramas de interacción. Sí se considera este efecto para el análisis no lineal de los materiales constitutivos.
- No se considera el aporte de rigidez de las barras de refuerzo en el concreto reforzado debido a su poca contribución con respecto al concreto.
- Se emplearán modelos simplificados de una barra como aparece en (Dashti, Jalali y Malekpour ,2011), para estimar la altura de plastificación de los muros estudiados de (Wu, Lan y Bin ,2017) y a partir de esto, realizar análisis no lineales y determinar parámetros de interés como la ductilidad y el factor de redundancia.

3. Marco Teórico

3.1. Modelos Constitutivos de los Materiales

Un modelo o ley constitutiva es una representación del comportamiento de un material caracterizada por relaciones esfuerzo-deformación que son definidas en ensayos experimentales. Estos modelos procuran mediante coeficientes describir las propiedades de los materiales y así servir para obtener relaciones útiles para la ingeniería estructural, como son las curvas momento-curvatura, capacidades a flexo-compresión e incluso curvas de capacidad mediante análisis no lineales fundamentados en dichas leyes (Bravo y Hernández ,2015).

Para describir las propiedades de los materiales más usados en la construcción como son el concreto, el acero de refuerzo y el acero estructural existen varios modelos constitutivos, entre ellos: (Hognestad, Hanson y McHenry ,1955) y (Whitney ,1937) para el concreto no confinado; Mander y Park para el concreto confinado y Park y Von Mises para el acero estructural y de refuerzo (Computer and structures. Inc ,2008).

En adición, existen varios autores que han propuesto modelos constitutivos característicos a las condiciones de confinamiento del concreto, como es el caso de (Hong, GuoNia y Eathertonb

,2014) quién presenta unas ecuaciones constitutivas para describir el grado de confinamiento del concreto presente en el interior de una perfilería tubular de acero que es empleada como elemento de borde de un muro compuesto (Hong, GuoNia y Eathertonb ,2014).

3.1.1. Modelo constitutivo: concreto no confinado de Whitney. El modelo constitutivo de Whitney, propuesto por C.S. Whitney (1942) asume una distribución constante de esfuerzos del concreto equivalente al 85% de la resistencia a compresión f_c' , comprendida desde la fibra extrema a compresión hasta una profundidad denominada como a , equivalente a un porcentaje β_1 de la profundidad al eje neutro c , donde $0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$ y la deformación última del concreto ϵ_{cu} es considerada como 0.003 (Whitney ,1937). El hecho que la distribución de esfuerzos sea constante facilita determinar la ubicación de la fuerza resultante a compresión por lo que este método propuesto en el estándar ACI 318 por el Instituto Americano del Concreto (ACI) (ACI. American Concrete Institute ,2014) Por sus siglas en inglés *American Concrete Institute*, es el método más conocido y aceptado por la mayoría de los países latinoamericanos, incluyendo Colombia, el cuál valida la implementación del método mediante las suposiciones de diseño expresadas en el Art. C.10.2 del Título C de NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010).

Se debe tener en cuenta el hecho que Whitney resulta en una propuesta realmente conservadora, pues reemplaza la distribución real de esfuerzos que se asemeja a una distribución parabólica por una distribución rectangular de esfuerzos, lo cual genera valores de capacidad a

flexo-compresión inferiores a las obtenidas con un análisis refinado, como lo es el modelo de Hognestad y Rüsç.

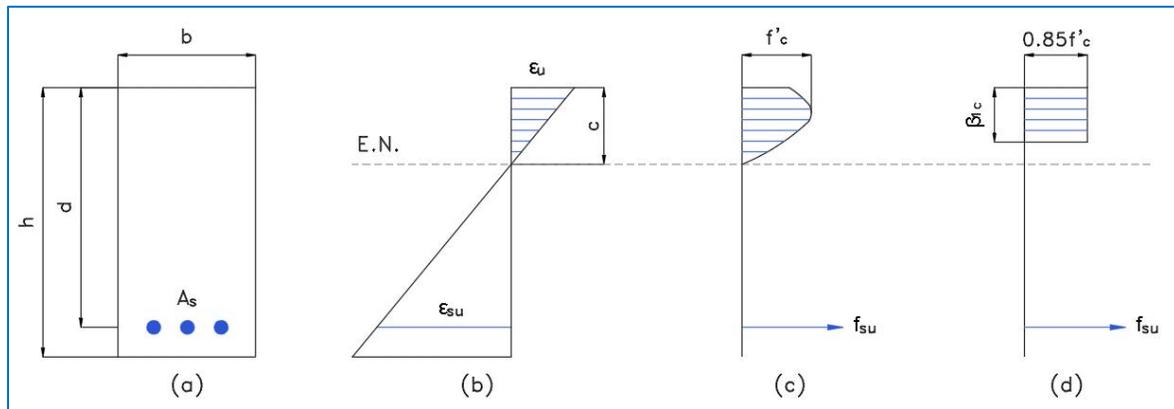


Figura 3. Distribución de esfuerzos de Whitney en una viga de concreto reforzado: (a) sección transversal de viga simplemente reforzada, (b) diagrama de deformaciones unitarias, (c) diagrama real de esfuerzos, (d) diagrama ideal de esfuerzos por Whitney. Fuente: (Weichen , Fei y Qiaowen ,2015).

A_s : Área de refuerzo transversal, mm^2 .

ϵ_{su} : Deformación unitaria del acero.

ϵ_u : Deformación unitaria última del concreto.

f_{su} : Esfuerzo en el acero, MPa.

f'_c : Resistencia a compresión del concreto, MPa.

c: Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema a compresión, mm.

β_1 : Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro, véase Art. C.10.2.7.3 de NSR-10 [15].

E. N.: eje neutro.

3.1.2 Modelo constitutivo: concreto no confinado de Hognestad. La ley constitutiva de Hognestad (1955) es aceptada tanto para secciones circulares como rectangulares de concreto no confinado [21]. A diferencia del modelo de Whitney, Hognestad representa el diagrama de esfuerzos como una parábola en rama ascendente hasta alcanzar la máxima resistencia, para luego descender de forma lineal a una deformación última del concreto en un nivel de deformación ϵ_0 igual a 0.002 y así lograr una deformación última del concreto de 0.0038, tal como se presenta en la Figura 4 y con las funciones descritas en EC. (1) y EC. (2) (Bravo y Hernández ,2015) del presente documento.

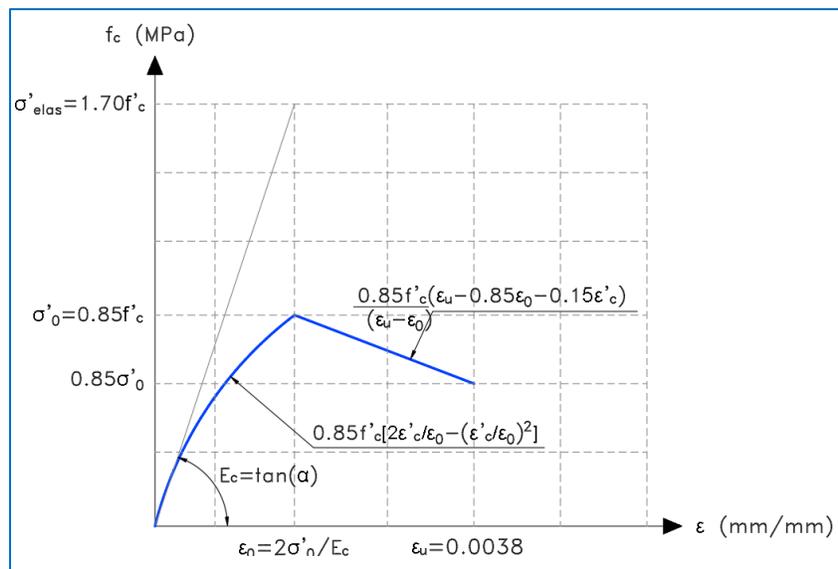


Figura 4. Modelo constitutivo de Hognestad. Fuente: (Bravo y Hernández ,2015)

$$\sigma'_c = 0.85f'_c \left[\frac{2\varepsilon'_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \quad \varepsilon'_c < \varepsilon_0 \quad \text{EC. (1)}$$

$$\sigma'_c = \frac{0.85f'_c}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} (\varepsilon_u - 0.85\varepsilon_0 - 0.15\varepsilon'_c); \quad \varepsilon_0 \leq \varepsilon'_c \leq \varepsilon_u \quad \text{EC. (2)}$$

Donde:

f'_c : Esfuerzo a compresión del concreto, MPa.

ε'_c : Deformación en el punto i.

$\varepsilon_0 = 0.002$: Deformación de rotura asociado a la máxima resistencia del concreto.

$E_c = \sigma'_c / \varepsilon_0$: Módulo de elasticidad del concreto, MPa.

$\varepsilon_u = 0.0038$: Máxima deformación del concreto.

3.1.3 Modelo constitutivo: concreto no confinado de Rüschi. Asume un comportamiento del concreto no confinado similar al propuesto por Hognestad, hasta la máxima resistencia, pero después de la deformación ϵ_0 se mantiene constante en un esfuerzo de $0.85f'_c$ hasta llegar a la deformación última del concreto, considerada como 0.0035 [26], acorde a EC. (3) y EC. (4) y a lo expresado en la Figura 5.

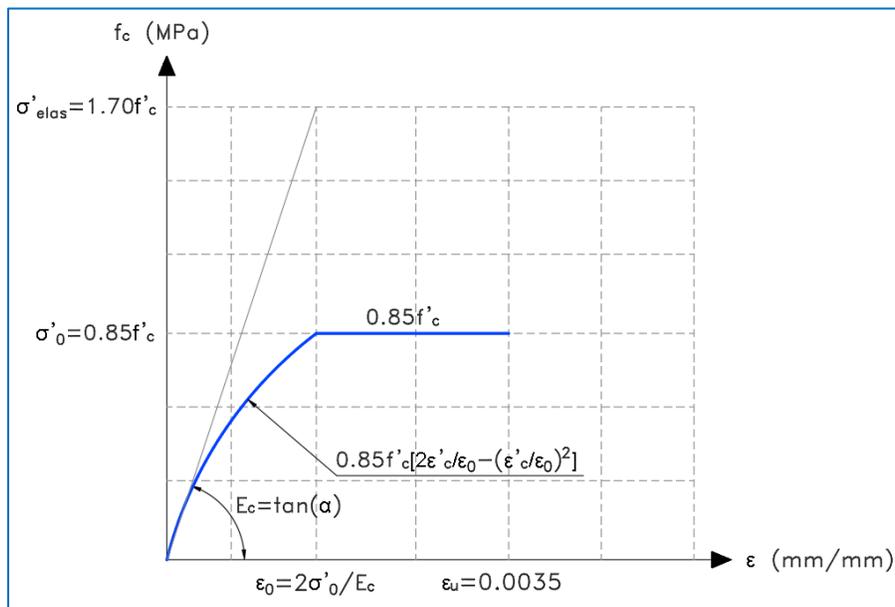


Figura 5. Modelo constitutivo de Rüschi. Fuente: (Zhu, Yang y Yuan ,2010)

$$\sigma'_c = 0.85f'_c \left[\frac{2\epsilon'_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon'_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]; \quad \epsilon'_c < \epsilon_0 \quad \text{EC. (3)}$$

$$\sigma'_c = 0.85f'_c; \quad \epsilon_0 \leq \epsilon'_c \leq \epsilon_u \quad \text{EC. (4)}$$

Donde:

f'_c : Esfuerzo a compresión del concreto, MPa.

ϵ'_c : Deformación en el punto i.

$\epsilon_0 = 0.002$: Deformación de rotura asociado a la máxima resistencia del concreto.

$E_c = \sigma'_c / \epsilon_0$: Módulo de elasticidad del concreto, MPa.

$\epsilon_u = 0.0035$: Deformación de rotura del concreto a flexión.

3.1.4 Modelo constitutivo: concreto confinado de Mander. Confinar el concreto tiene muchas ventajas en términos de desempeño estructural, esto permite una mayor deformación última del concreto, incrementos de ductilidad, aumento de resistencia última y capacidad de deformación. La manera más empleada para confinar el concreto es mediante refuerzo transversal en estribos, por lo que Mander plantea unas ecuaciones que tienen como función la cuantía transversal de refuerzo y la separación de estos estribos (Mander, Priestley y Park ,1988).

Para Mander, el confinamiento del concreto mejora de forma favorable dos propiedades del concreto, la resistencia a compresión del concreto f'_c y la deformación última del concreto ϵ_{cu} (ACI. American Concrete Institute ,2014). Según este modelo, la falla se inicia cuando colapsa el refuerzo transversal, y la curva del comportamiento expresada en la Figura 6 es basada desde EC.

(5) hasta EC. (8) (Bravo y Hernández ,2015), donde EC. (5) expresa la variable esfuerzo y EC.

(7) indica la deformación unitaria asociada al concreto confinado.

$$f_c = \frac{x * r * f'_{cc}}{r - 1 + x^r} \quad \text{EC. (5)}$$

Donde:

f_c : Función para describir los esfuerzos del concreto ante cualquier deformación unitaria, MPa.

x : Factor adimensional que relaciona las deformaciones unitarias del concreto para un esfuerzo dado f_c con respecto al esfuerzo máximo f'_{cc} .

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \text{EC. (6)}$$

ϵ_c : Deformación unitaria del concreto (variable independiente de la función f_c).

ϵ_{cc} : Deformación unitaria del concreto asociado al esfuerzo máximo f'_{cc} .

$f'_{cc} = \lambda f'_c$: Esfuerzo a compresión del concreto confinado, MPa.

$\lambda > 1$: Factor de esfuerzo confinado.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0} - 1} \right) \right] \quad \text{EC. (7)}$$

f'_{co} : Resistencia máxima del concreto no confinado, MPa.

$\epsilon_{co} = 0.002$, Deformación asociada a f'_{co} .

r: Factor adimensional que relaciona módulos de elasticidad del concreto de acuerdo con EC.

(8):

$$r = \frac{E_c}{E_c + E_{sec}} \quad \text{EC. (8)}$$

$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}}$ (MPa): Módulo de elasticidad del concreto, MPa.

$E_{sec} = f'_{cc}/\epsilon_{cc}$: Módulo secante del concreto asociado al esfuerzo máximo f'_{cc} , MPa.

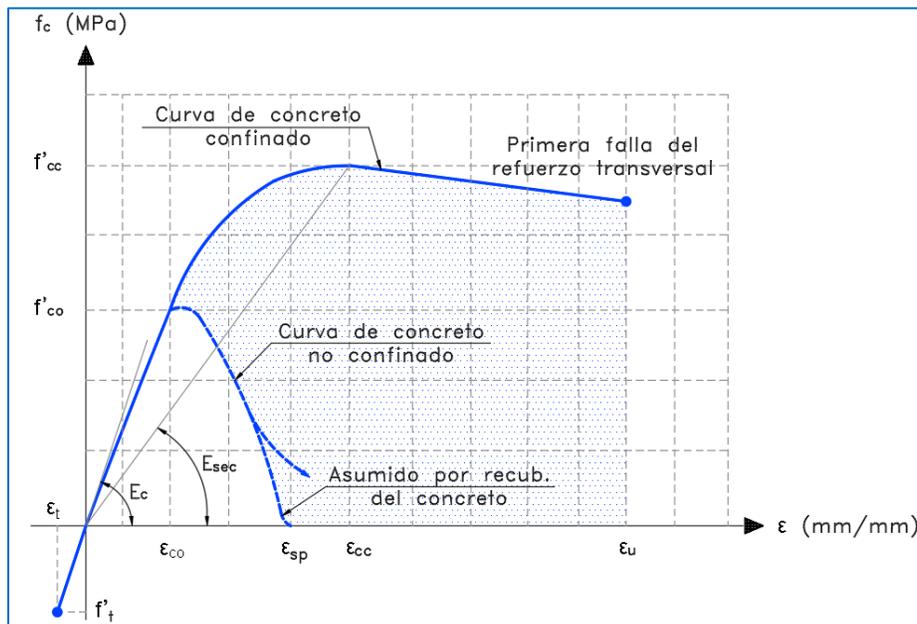


Figura 6. Modelo constitutivo de Mander. Fuente: (Hognestad, Hanson y McHenry ,1955)

3.1.5 Modelo constitutivo: concreto confinado de Park modificado. El modelo de Park modificado (Mander, Priestley y Park ,1988) propone un comportamiento del concreto similar al de Hognestad, pero considerando el efecto favorable del confinamiento mediante un factor denominado k presentado en EC. (9) (Bravo y Hernández ,2015). Las ecuaciones para construir los tramos o ramas de la curva presentada en la Figura 7 son presentadas desde EC. (9) a EC. (13):

$$k = 1 + \frac{\rho_v f_{yv}}{f'_c} \quad \text{EC. (9)}$$

Donde:

k : Factor adimensional que considera el efecto del confinamiento del concreto ejercido por el refuerzo transversal.

ρ_v : Cuantía de refuerzo transversal.

f_{yv} : Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal, MPa.

f'_c : Resistencia a compresión del concreto no confinado, MPa.

$$m = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - k \varepsilon_o} \quad \text{EC. (10)}$$

$\varepsilon_{c0} = 0.002$, Deformación asociada a f'_{c0} .

m: Pendiente descendente del tramo recto de la curva de Park.

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} \quad \text{EC. (11)}$$

f'_c : resistencia a compresión del concreto no confinado, MPa.

ε_{50u} : Deformación unitaria correspondiente al concreto no confinado.

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_v \sqrt{\frac{b_c}{s}} \quad \text{EC. (12)}$$

b_c : , ancho de la sección, mm.

s: Separación entre estribos, mm.

ε_{50h} : Deformación unitaria correspondiente al incremento por confinamiento del concreto.

$$\varepsilon_u = k\varepsilon_o + \frac{0.8}{m} \quad \text{EC. (13)}$$

ε_u : Deformación última del concreto.

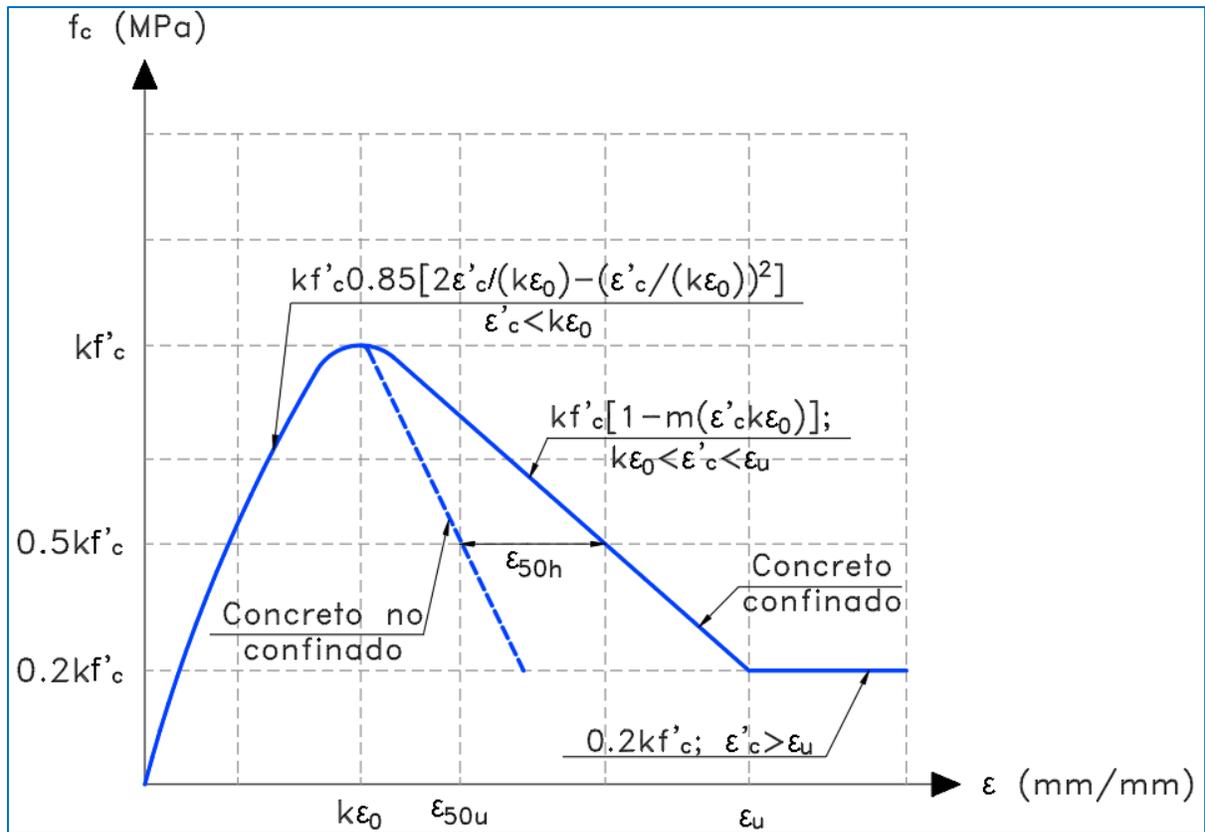


Figura 7. Modelo constitutivo de Park. Fuente: (Bravo y Hernández ,2015)

3.1.6 Modelo constitutivo: concreto confinado de Hong-Song Hu. Este modelo constitutivo tiene en cuenta el confinamiento en el concreto ejercido por un perfil tubular cuadrado de acero estructural (Hong, GuoNia y Eathertonb ,2014). El grado de confinamiento es función de las relaciones de área del perfil tubular con el área de concreto encerrado, traducidos en la variable R_1 mostrada en EC. (18). Al igual que Mander, en este modelo constitutivo se presenta un incremento en la deformación última del concreto y en la resistencia última a compresión. La expresión que describe los esfuerzos en función de las deformaciones unitarias del concreto de Hong-Song Hu corresponde a EC. (14) a EC. (18) (Hong, GuoNia y Eathertonb ,2014), y la gráfica que resume la relación esfuerzo-deformación es presentada en la Figura 8.

$$\sigma_c = \begin{cases} \frac{f_{c0}(\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})^{r'}}{r' - 1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})^{r'}} \text{ (No confinado)} \\ \frac{f_{cc}(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^{r'}}{r' - 1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^{r'}} \text{ (Confinado)} \end{cases} \quad \text{EC. (14)}$$

Donde:

σ_c : Función del esfuerzo del concreto, MPa.

ε_c : Función de la deformación unitaria del concreto.

f_{c0} : Resistencia a la compresión del concreto no confinado, MPa.

f_{cc} : Resistencia a la compresión del concreto confinado, MPa.

ε_{c0} : Deformación unitaria del concreto no confinado.

ε_{cc} : Deformación unitaria del concreto confinado.

r' : Factor adimensional que relaciona módulos de elasticidad del concreto de acuerdo con EC.

(14):

$$r' = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{EC. (15)}$$

$$E_{sec} = \begin{cases} f_{c0}/\varepsilon_{c0} & \text{(No confinado)} \\ f_{cc}/\varepsilon_{cc} & \text{(Confinado)} \end{cases}$$

E_{sec} : Módulo elástico secante del concreto, MPa.

$E_c = 3320\sqrt{f_{c0}} + 6900$: Módulo elástico del concreto, MPa.

$$\varepsilon_{c0} = \begin{cases} 0.002 & (f_{c0} < 40 \text{ MPa}) \\ 0.0028 - 0.0008 \frac{40}{f_{c0}} & (f_{c0} \geq 40 \text{ MPa}) \end{cases} \quad \text{EC. (16)}$$

$$\varepsilon_{cc} = \begin{cases} \varepsilon_{c0} \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right) & (f_{c0} < 40 \text{ MPa}) \\ \varepsilon_{c0} \left(1 + 5 \left(\frac{40}{f_{c0}} \right) \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right) & (f_{c0} \geq 40 \text{ MPa}) \end{cases} \quad \text{EC. (17)}$$

R_1 : Relación de confinamiento ejercido por un tubo cuadrado de acero sobre el concreto en su interior.

b/t : Relación ancho espesor del tubo, $b/t \leq 2.26\sqrt{E_s/f_y}$.

f_y : Módulo elástico del acero, MPa.

$$R_1 = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1 - \nu_s^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \quad \text{EC. (18)}$$

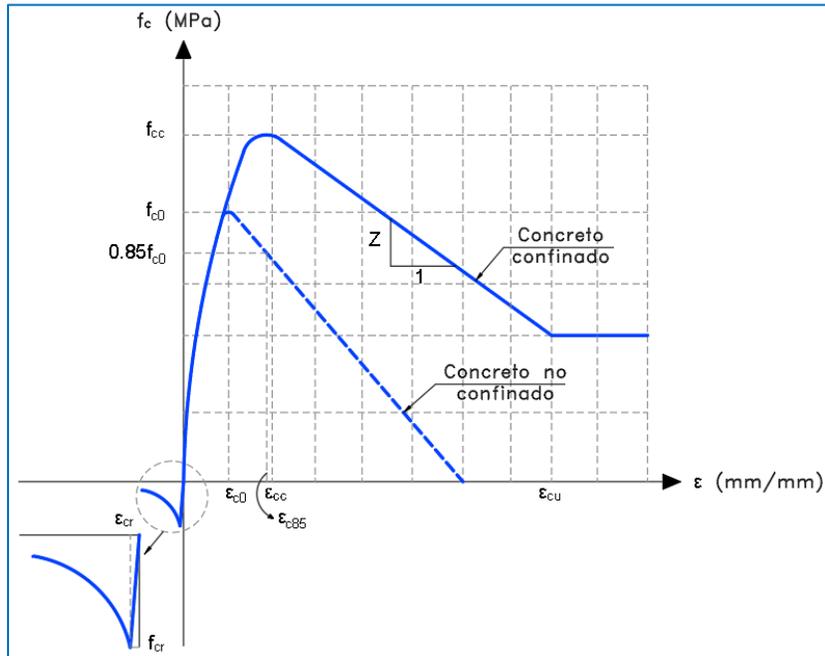


Figura 8 . Modelo constitutivo de Hong-Song Hu. Fuente: (Hong, GuoNia y Eathertonb ,2014).

3.1.7 Modelo constitutivo: Park para acero de refuerzo. El modelo constitutivo de Park para el acero de refuerzo está compuesto por una primera zona en rango lineal proporcional al módulo elástico del material, seguido por una segunda zona perfectamente plástica hasta alcanzar una deformación definida como ϵ_{sh} que depende del área de refuerzo y así llegar a una tercera zona con un incremento por endurecimiento de deformación estimado a partir de EC. (19) a EC. (21) para finalizar en la deformación última ϵ_u . Este es uno de los modelos constitutivos para el acero incorporados en los softwares de análisis estructural, como son los de CSI Software, *Computers and Structures, Inc* (Computer and structures. Inc ,2008).

La Figura 9 presenta la curva de esfuerzo deformación del acero, identificándose las tres zonas mencionadas y diferenciadas por las deformaciones ϵ_y , ϵ_{sh} , ϵ_u , donde:

ϵ_y : Deformación unitaria para el esfuerzo de fluencia.

ϵ_{sh} : Deformación unitaria donde finaliza el esfuerzo perfectamente plástico.

ϵ_u : Deformación última del concreto.

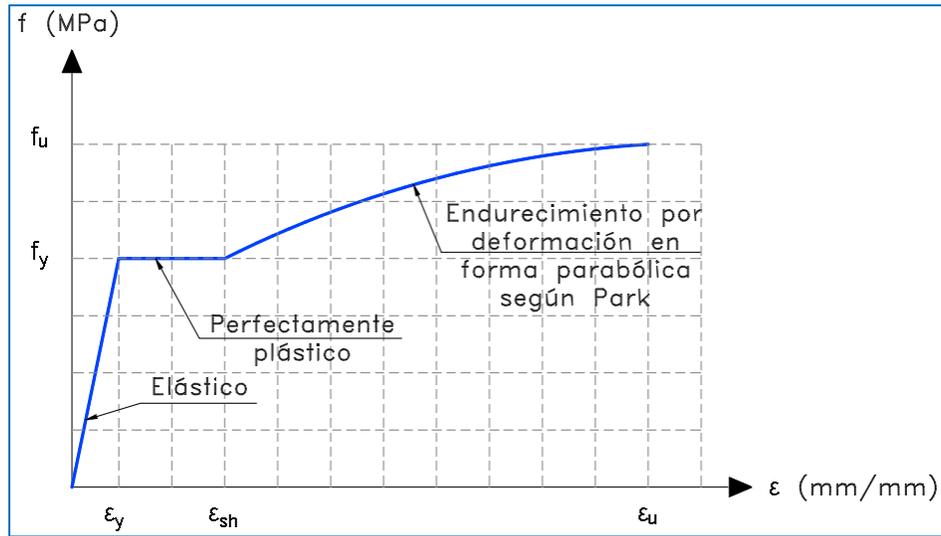


Figura 9. Modelo constitutivo de Park para el acero, usado en CSI Software. Fuente: (Computer and structures. Inc ,2008).

$$f = f_y \left[\frac{m(\epsilon - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad \text{EC. (19)}$$

Donde:

f : Distribución de esfuerzos luego que $\epsilon \geq \epsilon_{sh}$, MPa.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero, MPa.

f_u : Esfuerzo último del acero, MPa.

$$r_2 = \epsilon_u - \epsilon_{sh} \quad \text{EC. (20)}$$

$$m = \frac{(f_u/f_y)(30r_2 + 1)^2 - 60r_2 - 1}{15r_2^2} \quad \text{EC. (21)}$$

$$0.005 \leq \varepsilon_{sh} \leq 0.09$$

r_2 : Diferencia entre la deformación última del concreto y la deformación en estado plástico.

m : Parámetro que relaciona deformaciones unitarias del concreto.

3.2. Capacidad de los Muros a Flexo-Compresión Uniaxial

Los muros son elementos estructurales sometidos a acciones de fuerza axial, momento flector y fuerza cortante pensados para aportar rigidez lateral a una estructura (Blanco S,f). Generalmente la rigidez de los muros fuera del plano es mucho menor que la rigidez en su plano, por lo que es usual que las solicitaciones a flexión fuera del plano sean despreciadas para el análisis y diseño de los muros.

Para determinar la capacidad en un muro o en cualquier elemento sometido a la acción combinada de fuerza axial y flexión se hace necesaria la construcción de un diagrama de interacción, el cual corresponde a una curva que indica la resistencia del elemento teniendo como abscisa el momento flector M_n y como ordenada la fuerza axial P_n , tal como se muestra en la Figura 10, con puntos generados a partir de la variación del eje neutro (Blanco S,f).

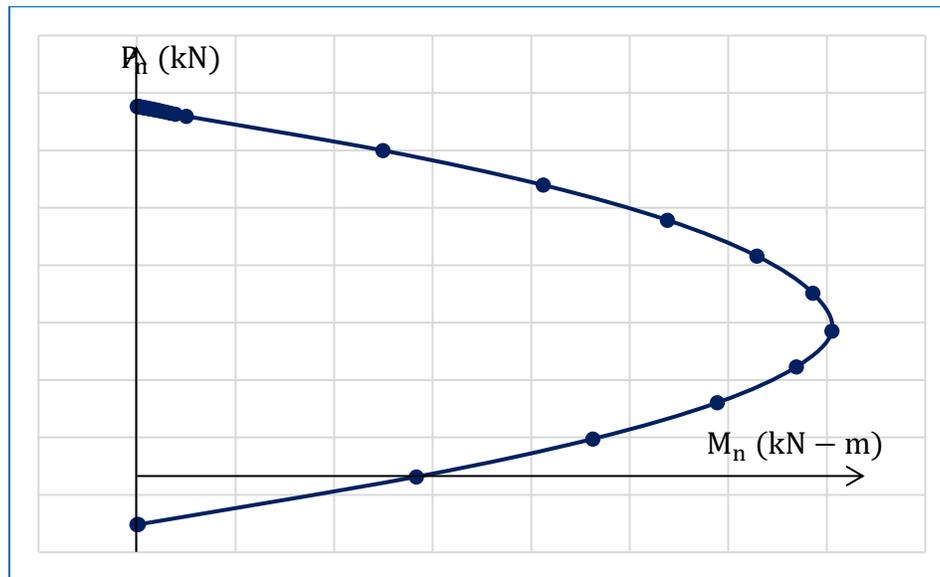


Figura 10. Esquema general de un diagrama de interacción de resistencia nominal. Fuente: Los autores.

Construir un diagrama de interacción implica conocer parámetros de los materiales que permitan estimar todas las posiciones del eje neutro, entre éstas aquellas que generen los valores de carga a compresión máxima, momento flector máximo, carga balanceada y carga a tracción máxima; por lo tanto, es fundamental definir qué modelo constitutivo va a representar cada material, como los listados en el capítulo 3.1 del presente documento. Usualmente, en la construcción de estos diagramas se emplea el modelo constitutivo de Whitney para caracterizar las propiedades del concreto, con el cual se obtienen las expresiones EC. (22) a EC. (25) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) las cuales son ecuaciones bases para un muro de concreto reforzado convencional de espesor uniforme:

- Resistencia nominal a compresión máxima, basada en ecuación (C.10-2) de NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010):

$$P_{n(\max)} = 0.75[0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y] \quad \text{EC. (22)}$$

Donde:

L_w : Longitud total del muro en planta, mm.

t_w : Espesor del muro, mm.

A_s : Área de acero de refuerzo, mm².

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero, MPa.

$P_{n(\max)}$: Capacidad máxima a compresión, N.

Donde el factor de 0.75 corresponde a una limitación de la resistencia axial máxima de un elemento a compresión con refuerzo transversal en estribos, bajo la consideración de una excentricidad mínima. Para el caso de refuerzo transversal en espiral este valor es de 0.80, ver Arts. C.10.3.6.1 y C.10.3.6.2 de NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010).

- Resistencia nominal en condición balanceada:

La condición balanceada en un elemento a flexo-compresión ocurre cuando el concreto llega a su deformación última al mismo tiempo que el acero en tracción fluye. Para el acero de refuerzo grado 60 ($f_y = 420$ MPa), la deformación de fluencia es de 0.0021, mientras que la deformación última del concreto será de 0.003, así por compatibilidad de deformaciones se obtiene la EC. (23) mediante una relación de triángulos semejantes a partir de la Figura 11, para luego por equilibrio estático obtener EC. (24) y EC. (25) (Blanco S,f):

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) d = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) d = 0.588d \quad \text{EC. (23)}$$

Donde:

c : Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el eje neutro de la sección, mm, véase Capítulos C.9, C.10, C.14, C.21 de NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010).

ε_{cu} : Deformación unitaria última del concreto.

ε_y : Deformación unitaria a fluencia del acero de refuerzo grado 60.

d : Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el eje neutro de los aceros a tracción, mm.

$$P_b = C_c + C_s - T_s = 0.85f'_c\beta_1ct_w + A_{sc}f_{sc} - A_{st}f_{st} \quad \text{EC. (24)}$$

$$M_b = 0.85f'_c\beta_1c_b t_w \left(\frac{\beta_1 c}{2} \right) + A_{sc}f_{sc}d_1 - A_{st}f_{st}d_2 - \frac{P_n L_w}{2} \quad \text{EC. (25)}$$

Donde:

C_c : Fuerza de compresión del concreto, N.

C_s : Fuerza de compresión del acero, N.

T_s : Fuerza de tracción del acero, N.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto, MPa.

β_1 : Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro, véase Art. C.10.2.7.3 de la NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010).

t_w : Espesor del muro, mm.

A_{sc} : Área del refuerzo transversal que esté a compresión, mm².

f_{sc} : Esfuerzo a compresión del refuerzo longitudinal, MPa.

A_{st} : Área del refuerzo transversal que esté a tracción, mm².

f_{st} : Esfuerzo a tracción del refuerzo longitudinal, MPa.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto, MPa.

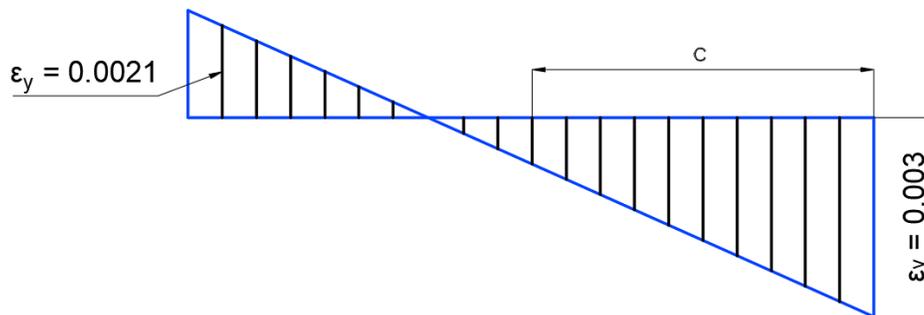


Figura 11. Compatibilidad de deformaciones para la condición balanceada. Fuente: (Blanco S,f).

- Resistencia nominal a tracción máxima:

Por lo general, se desprecia la resistencia a tracción del concreto por lo que la capacidad es únicamente aportada por el acero de refuerzo o en el caso de muros compuestos, por los perfiles de acero más el acero de refuerzo. La resistencia máxima a tracción ocurre cuando todo el acero se encuentra en fluencia:

$$R_{n(\max)} = A_s f_y \quad \text{EC. (26)}$$

Donde:

A_s : Área de refuerzo, mm^2 .

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero, MPa.

El resto de los puntos para la construcción del diagrama de interacción son obtenidos mediante la variación de la posición del eje neutro, que puede ser caracterizado con la variable c mostrada en la Figura 11, denominada como la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el eje neutro y así obtener una curva como la mostrada en la Figura 10. Una vez se determinan las fuerzas internas del concreto a compresión y del acero a tracción y compresión, se realiza equilibrio estático para determinar las resistencias nominales a fuerza axial P_n y a momento flector M_n .

- Factores de reducción de resistencia:

Los factores de reducción expresados en el Artículo C.9.3.2 de la NSR-10 están definidos acorde al tipo de falla que puede tener el elemento caracterizada por la deformación unitaria a tracción ϵ_t , es así como se presenta un factor $\phi = 0.9$ para secciones controladas por tracción, $\phi = 0.65$ para elementos controlados por compresión con refuerzo transversal en estribos, y una variación lineal ascendente de ϕ entre estos dos límites, tal como se muestra en la Figura 12.

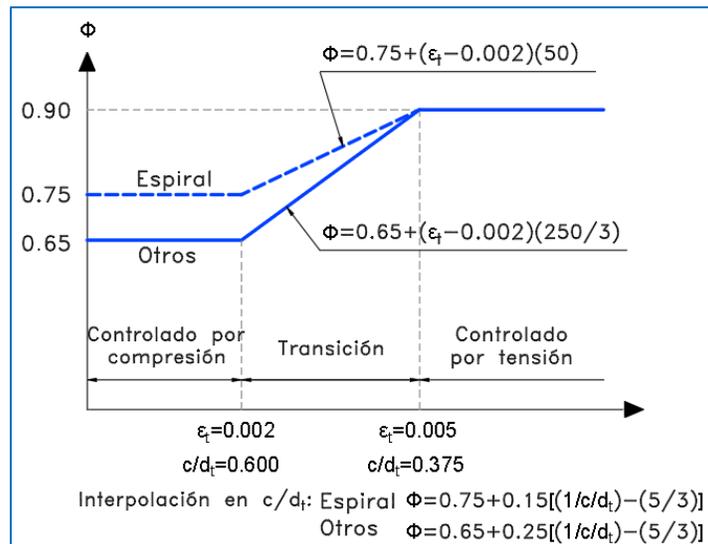


Figura 12. Estimación del factor de reducción ϕ en función de ϵ_t . Fuente: (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010).

Finalmente, con los parámetros recientemente enunciados es posible construir el diagrama de interacción para diseño, el cual incluye el factor de reducción ϕ . Este diagrama posee una forma similar a la presentada en la Figura 10, y es mostrada a continuación en la Figura 13.

$$P_n, \phi P_n \text{ (kN)}$$

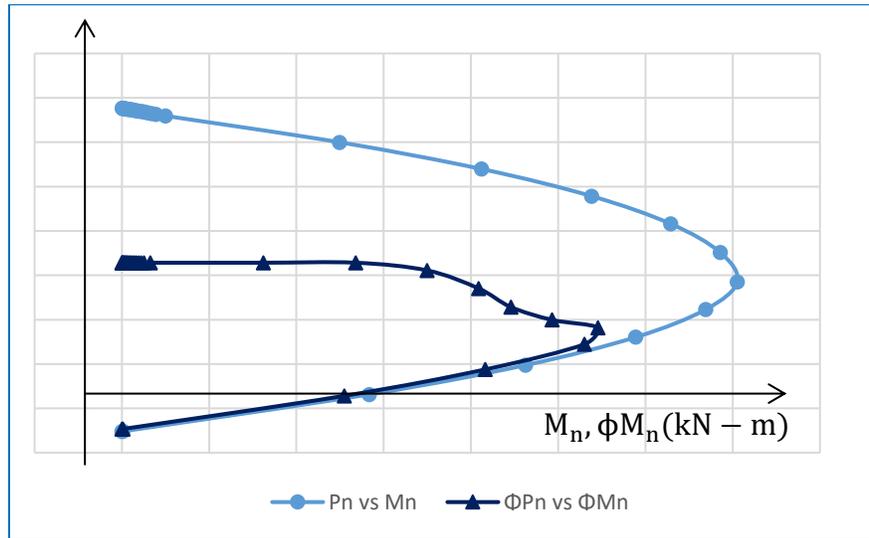


Figura 13. Diagrama de interacción nominal y de diseño. Fuente: Elaboración propia

3.3. Transferencia adecuada entre el alma del muro y los elementos de borde.

El reglamento colombiano NSR-10 en el Artículo F.2.9.6.3 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), permite tres mecanismos de transferencia de fuerzas en secciones compuestas:

- Apoyo directo: La fuerza se transfiere por apoyo directo a través de mecanismos internos de apoyo según la ecuación (F.2.9.6-4) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), correspondiente a la EC. (27) del presente documento:

$$\phi_b = 0.65$$

$$R_n = 1.7f'_cA_1 \quad \text{EC. (27)}$$

Donde:

ϕ_b = Coeficiente de reducción de resistencia para apoyo sobre concreto.

A_1 = Área del concreto que recibe la carga, mm².

R_n = Resistencia nominal para el estado límite de deslizamiento, N.

- Conexión a cortante: Cuando en un miembro compuesto tipo perfil relleno o revestido la fuerza se transfiere a través de un mecanismo de cortante, bien sea, mediante conectores tipo espigo con cabeza o tipo canal, R_a , se determina según la ecuación (F.2.9.6-4) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), correspondiente a la EC. (28) del presente documento:

$$R_a = \Sigma Q_{cv} \quad \text{EC. (28)}$$

Donde:

ΣQ_{cv} = Suma de las resistencias de diseño de los conectores de acero tipo espigo con cabeza o tipo canal, N.

- Adherencia directa: Cuando en un miembro compuesto tipo perfil relleno la fuerza se transfiere a través de adherencia directa, la resistencia de diseño por adherencia entre concreto y acero, ϕR_n , estará determinada por:

Para secciones rectangulares de acero rellenas de concreto con la ecuación (F.2.9.6-5) (Elnashai y Mwafy 2002), correspondiente a la EC. (29) del presente documento:

$$R_n = B^2 C_{in} F_{in} \quad \text{EC. (29)}$$

Para secciones de acero circulares rellenas de concreto, ecuación (F.2.9.6-6) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), correspondiente a la EC. (30) del presente documento:

$$R_n = 0.25\pi D^2 C_{in} F_{in} \quad \text{EC. (30)}$$

$$\phi = 0.45$$

Donde:

R_n = Resistencia nominal por adherencia, N.

B = Ancho total de la sección rectangular de acero a lo largo de la cara sobre la cual se transfiere la fuerza, mm.

C_{in} = 2, si el miembro compuesto tipo perfil relleno se extiende solamente a un lado del punto de transferencia de la fuerza.

= 4, si el miembro compuesto tipo perfil relleno se extiende a ambos lados del punto de transferencia de la fuerza.

F_{in} = Esfuerzo nominal de adherencia = 0.40, MPa.

D = Diámetro del perfil tubular estructural circular, mm.

Se deben seguir las disposiciones dadas a continuación para el cálculo de la resistencia a cortante de los conectores tipo espigo con cabeza (ver Figura 14) en elementos mixtos, incluidos muros de sección compuesta, donde hay una acción conjunta entre acero y concreto. La figura 14 muestra los valores mínimos de relación h/d para dichos conectores en función de la condición de carga.

Condición de Carga	Concreto de Peso Normal	Concreto Aligerado
Cortante	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 7$
Tensión	$h/d \geq 8$	$h/d \geq 10$
Cortante + Tensión	$h/d \geq 8$	N.A.*

h/d = relación entre la longitud del conector tipo espigo con cabeza, medida desde la base del espigo hasta el nivel superior de la cabeza en el perno instalado, y el diámetro del espigo.

* Véanse las provisiones del Apéndice C-D del Título C del presente Reglamento para el cálculo de los efectos de interacción en los conectores embebidos en concreto aligerado.

Figura 14. Relación h/d para cada tipo de solicitación. Fuente: (Elnashai y Mwafy 2002).

Cuando la resistencia al desprendimiento del bloque de concreto bajo fuerza cortante no sea un estado límite aplicable (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-

10 ,2010), la resistencia de diseño a cortante, Q_{nv} , está dada por la ecuación (F.2.9.8-4) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), EC. (31) del presente documento:

$$\phi_v = 0.65$$

$$Q_{nv} = A_{sc}F_u \quad \text{EC. (31)}$$

Cuando la resistencia al desprendimiento del bloque de concreto bajo fuerza cortante sea un estado límite aplicable, la resistencia de diseño a cortante, Q_{nv} , se debe calcular con base en los métodos dados en el Artículo F.2.9.8.3.1 (a) y (b) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010):

(a) Cuando el refuerzo de anclaje para el conector de acero se desarrolle de acuerdo con el Capítulo C.12 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) a ambos lados de la superficie de desprendimiento de concreto se tomará la resistencia a cortante para el conector, Q_{nv} , el mínimo entre la resistencia nominal a cortante del acero y la resistencia a nominal a cortante del refuerzo del anclaje.

(b) Según se especifica en el apéndice C-D del Título C de NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010).

A continuación, se muestra lo propuesto por (Phadnis y Karjinni 2019), en donde se presentan recomendaciones geométricas que debe cumplir el conector y se cuantifica la resistencia a cortante de conectores de acero tipo espigo con cabeza y la falla en el concreto reforzado.

$$h \geq 3d_b$$

$$d_{bH} \geq 1.5d_b$$

$$d_b \leq 1.5 t_p$$

Donde:

h: Longitud del conector tipo espigo, mm.

d_b : Diámetro del fuste del espigo, mm.

d_{bH} : Diámetro de la cabeza del espigo, mm.

t_p : Espesor de la platina en donde se conecta el perno, mm.

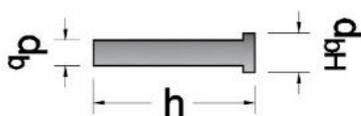


Figura 15. Geometría del conector tipo espigo con cabeza, Nelson Stud o esparrago. Fuente: elaboración propia.

Para obtener la resistencia del anclaje se tienen dos estados límites:

- La resistencia a cortante, P_{Rd} , en el vástago del conector está dada por la EC. (32) (Phadnis y Karjinni 2019).

$$P_{Rd} = Q_{nv} = \frac{0.8F_u A_{sc}}{\gamma_v} \quad \text{EC. (32)}$$

Donde:

γ_v : Factor parcial para la resistencia a cortante de un espigo de cabeza.

$$\gamma_v = 1.25$$

- La resistencia a cortante, P_{Rd} , en el concreto está dada por la EC. (33) del presente documento (Phadnis y Karjinni 2019).

$$P_{Rd} = \frac{0.29\alpha d^2 \sqrt{f'_c E_{cm}}}{\gamma_v} \quad \text{EC. (33)}$$

Para una relación $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$ $\alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right)$

Para una relación $\frac{h}{d} > 4$ $\alpha = 1$

E_{cm} : Módulo de elasticidad secante del concreto.

$$E_{cm} = 0.85E_c$$

La fuerza longitudinal de cortante está dada por la EC. (34) del presente documento (Phadnis y Karjinni 2019):

$$\tau = \frac{VA_c Y}{I} \quad \text{EC. (34)}$$

Donde:

τ : Cortante longitudinal por unidad de longitud en la interfaz de la sección, N/mm.

V: Cortante vertical debido a las cargas que actúan en la sección compuesta, N.

Y: Distancia desde el eje neutro de la sección compuesta al centroide del área en consideración, mm.

I: Momento de inercia de toda la sección compuesta transformada, mm⁴.

Por último, para calcular la cantidad de conectores de cortante se utiliza la EC. (35), la cual está en función del estado límite que controla (el menor de los dos), es decir, con el $P_{Rd,min}$. Se tiene que:

$$\text{No. de conectores de cortante} = \frac{\tau}{P_{Rd,min}} \quad \text{EC. (35)}$$

Conforme a la evaluación experimental desarrollada por Shirali, N. Mohammad (Ganesh 2015), disponer barras de anclajes que se extiendan a 45° desde el alma del muro a través de la pared de acero del E.B. compuesto, tienen un mejor comportamiento que si estas fuesen rectas.

También se encontró que barras de anclajes rectas soldadas a la pared de acero presentan un menor deslizamiento, y, por tanto, se garantiza una conexión más rígida que asegura una acción compuesta (Ganesh 2015).

3.4. Análisis no Lineal Estático - Push Over.

El método de análisis no lineal estático (NSP) es un procedimiento que permite evaluar el desempeño sísmico de estructuras (A. S. Committee ,2000) al someterlas a una distribución de fuerzas laterales en altura e incrementarlas monótonicamente representando de forma simplificada las fuerzas inerciales que se desarrollan en una estructura como consecuencia de un evento sísmico (Chopra y Goel ,2002). A medida que las fuerzas aumentan, la resistencia y rigidez de los elementos estructurales varía debido al aumento paulatino de las cargas. Este proceso continúa hasta que la estructura pierde el equilibrio o hasta que alcanza un desplazamiento predeterminado. El objetivo principal es estimar la relación no lineal entre las fuerzas y las deformaciones a partir de la curva de capacidad (Remki y Kehila ,2018).

Dos factores para considerar a la hora de aplicar este método son; I) la distribución de fuerzas lateral la cual puede subestimar o sobre estimar la capacidad del análisis y II) el desplazamiento objetivo. Estos dos factores están fundamentados en la asunción que la respuesta de la estructura permanece en el modo de análisis y que el modo no cambia después de que la

estructura incurra en un rango no lineal (Chopra y Goel ,2002). Bajo este concepto, la distribución de fuerzas en altura se puede realizar según los desplazamientos asociados a los modos de vibración donde para estructuras regulares se puede realizar el análisis con una distribución en altura en función del primer modo de vibración, sin una apreciable pérdida de precisión en los resultados (Cinitha, Umesha y Iyer ,2012).

3.4.1 Coeficiente de sobre resistencia R: Por condiciones económicas y funcionales, las estructuras están diseñadas para que trabajen en un rango no lineal ante eventos sísmicos fuertes, sin embargo, los procedimientos de análisis que se emplean hoy en día para estudiar el desempeño de las estructuras siguen considerando comportamiento lineal debido a la eficiencia de los modelos computacionales (Carrill, Blandón y Rubiano , 2013). Estos modelos son válidos al emplear el coeficiente de reducción de demanda sísmica R cuya intención es la de reducir la demanda sísmica lineal asumiendo que la estructura permanecerá elástica ante el sismo de diseño, hasta que ocurra la primera rotulación (FEMA P-1050 2015). Es por esto por lo que el factor R es el más importante en el diseño y evaluación de estructuras que emplean métodos lineales, por tanto, hacer una buena selección de este es crucial (Baetu ,2015)

El coeficiente R es el producto de dos componentes (Elnashai y Mwafy 2002):

- 1) Ductilidad (R_μ): es una medida de la respuesta global no lineal de la edificación debido a su capacidad de deformación y se estima mediante la relación entre la fuerza cortante obtenida de un análisis lineal (V_e) y la resistencia cortante máxima de la estructura (V_y).
- 2) Sobre resistencia (R_Ω): indica la resistencia post fluencia de la estructura y se estima mediante la relación entre la resistencia cortante máxima (V_y) y la fuerza cortante para la cual ocurre la primera rotulación (V_d).

La ductilidad, la sobre resistencia y el coeficiente R se calculan a partir de las expresiones EC. (36), EC. (37), y EC. (38) (Carrill, Blandón y Rubiano , 2013), respectivamente. En la Figura 16 es posible ver la relación entre estos coeficientes.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad \text{EC. (36)} \quad R_\Omega = \frac{V_y}{V_d} \quad \text{EC. (37)} \quad R = R_\mu R_\Omega \quad \text{EC. (38)}$$

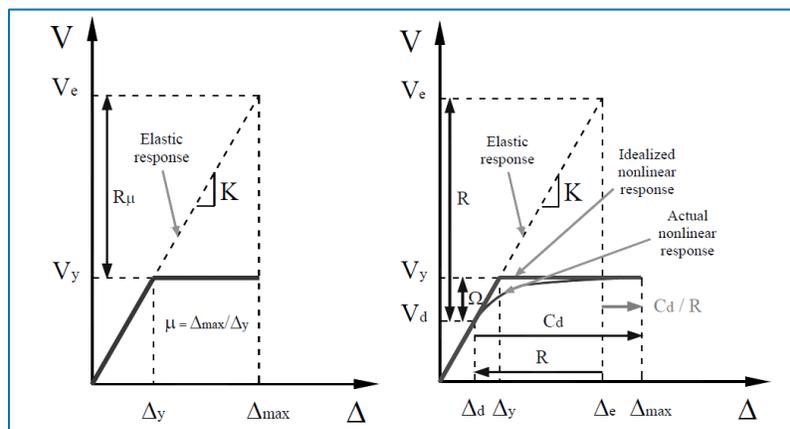


Figura 16. Ilustración de la relación entre los coeficientes R, R_μ y R_Ω . Fuente: (Carrill, Blandón y Rubiano , 2013).

3.4.2 Modelo simplificado de muros: Los muros han sido ampliamente utilizados en estructuras altas localizadas en zonas de gran amenaza sísmica debido a su aporte de resistencia y rigidez ante fuerzas laterales inducida ya sea por el viento o por excitaciones sísmicas. Para entender mejor el complicado comportamiento no lineal de muros estructurales se han utilizado herramientas computacionales de elementos finitos que pueden ser clasificadas en dos grandes grupos; I) Modelos microscópicos que adoptan métodos de elementos finitos y se enfocan en el comportamiento local de los muros y, II) modelos macroscópicos los cuales describen el comportamiento estructural global del muro por idealizaciones análogas (Wu, Lan y Bin ,2017)

3.4.3 Los modelos microscópicos: utilizan elementos de tipo área en dos dimensiones o elementos sólidos que pueden otorgar respuestas refinadas y detalladas. Sin embargo, los modelos microscópicos demandan un alto costo computacional, es por esto que los modelos macroscópicos son una alternativa vigente para estudiar el comportamiento no lineal de muros como lo es la técnica de elementos de barra vertical (VLEM, por sus siglas en inglés) la cual consiste en un modelo de muro a partir de elementos de tipo barra que incorporan la no linealidad a partir de rotulas concentradas que logran captar los efectos de flexo-compresión y fuerzas cortantes en sus elementos (Esmaeiltabar, Vaseghi y Khosravi ,2019).

Entre los modelos tipo barra se encuentra el modelo de una barra vertical (OVLEM, por sus siglas en inglés) también denominado modelo equivalente de viga, mostrado en la Figura 17. En

este tipo de macro modelo el muro es representado por un elemento ubicado en el centro geométrico del muro y conectado a las vigas por elementos rígidos conservando la hipótesis que la sección plana permanece plana. Para modelos de muro desacoplados los resultados de estos modelos son muy aproximados a modelos microscópicos FEM validando así su uso (Chelariu, Ciongrad y Budescu ,2012).

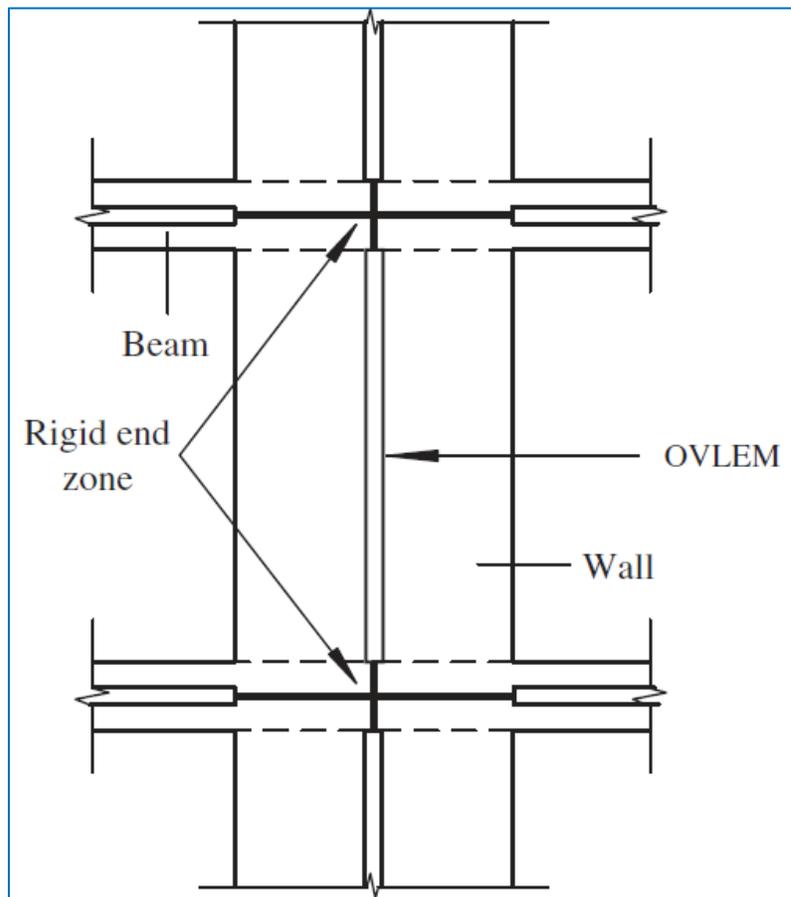


Figura 17. Representación del modelo de una barra vertical. Fuente: (Wu, Lan y Bin ,2017).

4. Caso de Estudio

4.1. Metodología

Con la intención de revisar muros con relaciones de aspecto (altura total/longitud) que fuese representativo del contexto colombiano se toman las revisiones de la base de datos de la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería sísmica, CEER (CEER, 2018) desarrollada por (Bonett, y otros, 2019) donde se encontró que el mayor porcentaje para zona de amenaza intermedia se encuentra entre 3 y 4, lo cual representan muros relativamente cortos; mientras que para zona de amenaza sísmica alta, la relación de aspecto varía entre 4 y 8, lo cual corresponde a muros largos con buena capacidad de rotación inelástica. De otro lado, para la relación de aspecto se tomó un ancho mucho mayor que $h_u/16$ dado en ACI 318-14 (ACI. American Concrete Institute, 2014) con la intención de no tener en cuenta los efectos de pandeo fuera del plano. Por lo tanto, se analizan edificios de 10 y 15 pisos con muros 35 (cm) de espesor (t_w) y longitud (L_w) de 7.50 (m) en ambos casos, es decir, relaciones de aspecto de 3.73 y 5.60, respectivamente.

Para cada tipología de muro se realizaron varias asunciones con el objetivo de hacerlos comparativos en términos de capacidad a flexo-compresión y flexo-tracción, asunciones listadas a continuación:

- Método de compatibilidad de deformaciones, en donde se asume como válido que la deformación unitaria axial en la sección transversal tiene una variación lineal debido a que el acero y el concreto tienen una adherencia perfecta asumida, es decir, se deforman lo mismo.
- Deformación unitaria máxima a compresión del concreto igual a 0.003.
- Se ignora la resistencia a tracción del concreto.
- Relaciones esfuerzo deformación acorde a modelos constitutivos fundamentados en documentación validada científicamente y ensayos experimentales publicados en artículos y revistas.

De los modelos constitutivos listados en el Capítulo 3.1 del presente documento, se escogen el modelo de Park para determinar el comportamiento mecánico del acero estructural y acero de refuerzo, y el modelo de Whitney para el concreto, (aún si este ha sido considerado como concreto confinado en el cálculo de los diagramas momento curvatura para el análisis no lineal) en aras de estimar la resistencia a flexo-compresión uniaxial de todos los muros y hacerlos cuantitativamente comparativos.

Debido a que uno de los objetivos es comparar las capacidades de los muros, se ha adoptado la rigidez lineal como variable fija, todos los muros reciben las mismas solicitaciones gravitacionales y sísmicas en el rango elástico, quedando como discusión que muro tiene mayor capacidad a flexo-compresión y cuál tiene mejor desempeño sísmico en el rango no lineal. En adición, mantener la rigidez lineal constante permite reducciones en la longitud de los muros con E.B. compuestos

presentándose arquitectónicamente atractivos, permite disminuir la cuantía de acero de refuerzo (principalmente en los E.B.).

4.2. Análisis Estructural

Se ha propuesto evaluar dos edificaciones de 10 y 15 pisos de uso residencial, cuyo sistema estructural es combinado, tal como se define en el Artículo A.3.2.1.2 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), conformado por muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero, como sistema de resistencia sísmica (SRS) y pórticos híbridos no resistentes a momentos como sistema de resistencia para cargas verticales. El método de análisis estructural utilizado es el de la fuerza horizontal equivalente (FHE), el cual es uno de los métodos reconocidos en el Artículo A.3.4.1 [11] y se han revisado las condiciones del Artículo A.3.4.2.1 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) para su aplicación. Adicionalmente, se ha planteado un modelo matemático tridimensional con diafragma rígido y masas concentradas.

Como se ha comentado anteriormente, se igualó la rigidez lineal al desplazamiento lateral de las cuatro tipologías de muros por lo que fue posible hacer un único modelamiento estructural que representara dicha rigidez. Así mismo, se ha considerado que todas las conexiones (excepto la conexión muro-cimentación), tanto las del SRS como las de los elementos estructurales que no

hacen parte de este, están liberadas a giro (conexión a cortante); lo cual va acorde con la asunción de analizar y diseñar los muros en voladizo. En las Figuras 18 y 19 se muestran las plantas estructurales para las edificaciones de 10 y 15, respectivamente.

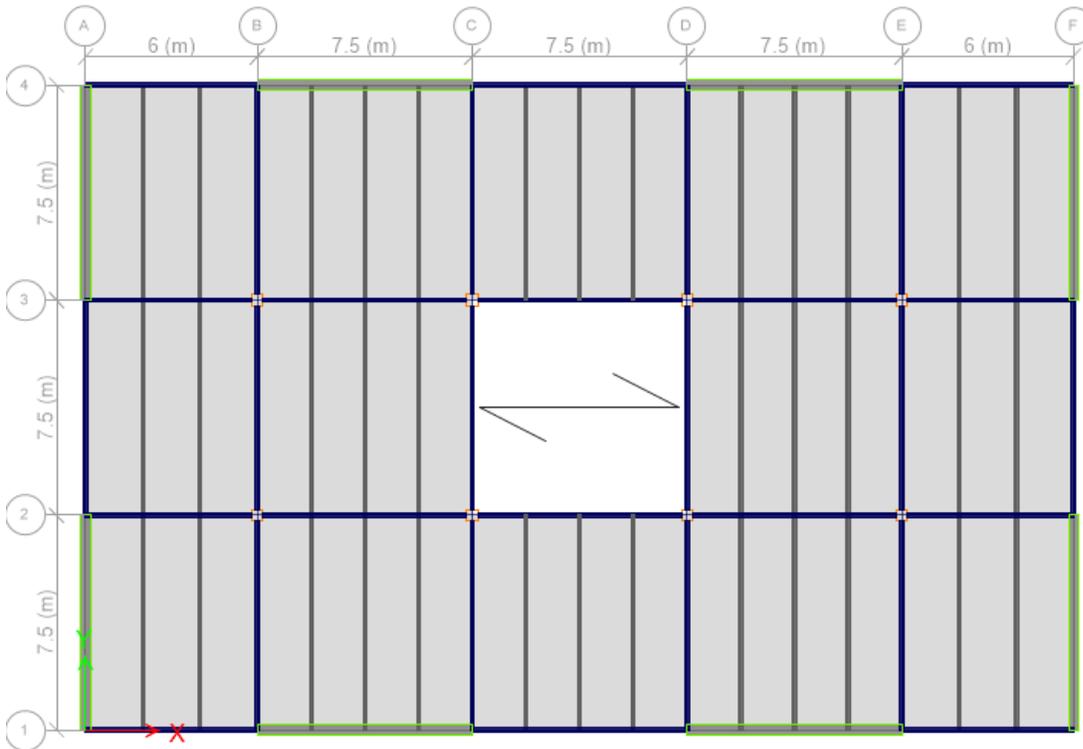


Figura 18. Planta estructural edificación de 10 pisos Fuente: Elaboración propia.

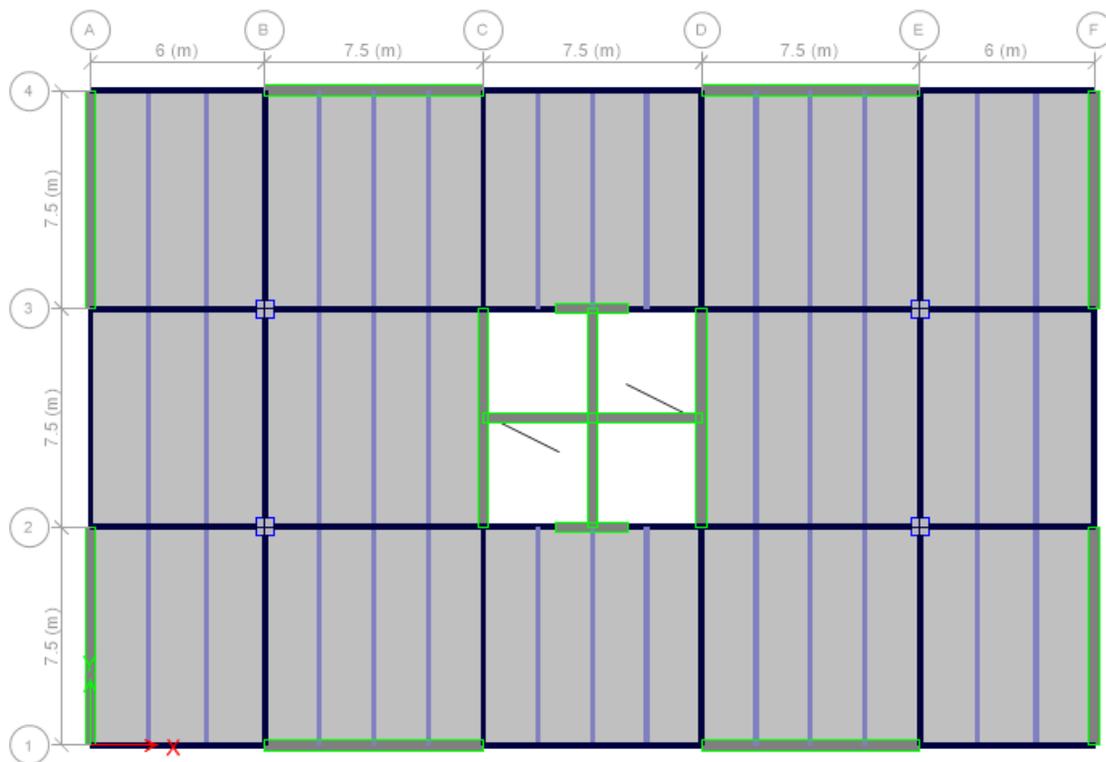


Figura 19. Planta estructural edificación de 15 pisos Fuente: Elaboración propia.

4.2.1 Evaluación de Cargas. La evaluación de carga se hace conforme a lo establecido en el Título B, Tabla B.3.4.4.3-1 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) para la carga muerta de los elementos no estructurales y tabla B.4.2.1-1 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) para la carga viva. El peso propio de la estructura es tenido en cuenta directamente en la modelación estructural. En las figuras 20 y 21 se muestra la carga por metro cuadrado, muerta superimpuesta (SD) y viva (L), asignada a los modelos estructurales de 10 y 15 pisos, respectivamente.

Evaluación de cargas						
Nivel	Carga muerta [kN/m ²]				Carga viva [kN/m ²]	
	peso propio	Superimpuesta			Ocupación o uso	Valor
		Ocupación	Valor	Total		
NE+28	4.26	Residencial - Fachada y particiones de mampostería -	1.5	3.10	Cubiertas, azoteas y terrazas -	1.8
		Residencial - Fachada y particiones de mampostería - Afinado de piso y cubierta	1.6			
NE+2.8 - NE+25.2	4.26	Residencial - Fachada y particiones de mampostería -	3	4.60	Residencia I - Balcones	5
		Residencial - Fachada y particiones de mampostería - Afinado de piso y cubierta	1.6		Residencia I - Cuartos privados y sus corredores	1.8
					Residencia	3

Figura 20. Evaluación de carga edificación de 10 piso. Fuente: Elaboración propia

Evaluación de cargas						
Nivel	Carga muerta [kN/m ²]			Carga viva [kN/m ²]		
	peso propio	Superimpuesta			Ocupación o uso	Valor
		Ocupación	Valor	Total		
NE+42.0	5.30	Residencial - Fachada y particiones de	1.5	3.10	Cubiertas, azoteas y terrazas	1.8
		Residencial - Fachada y particiones de mampostería - Afinado de piso y	1.6			
NE+2.8 - NE+39.2	5.30	Residencial - Fachada y particiones de	3	4.60	Residencial - Balcones	5
		Residencial - Fachada y particiones de mampostería - Afinado de piso y cubierta	1.6		Residencial - Cuartos privados y sus corredores	1.8
					Residencial	3

Figura 21. Evaluación de carga edificación de 15 pisos Fuente: Elaboración propia

4.2.2 Definición de parámetros sísmicos y cálculo de fuerza inercial.

Los parámetros sísmicos y de sitio se muestran en la Tabla 1:

Tabla 1.

Parámetros sísmicos y de sitio.

Parámetros sísmicos del proyecto

Municipio	Bucaramanga
Código municipio	68001
Aceleración pico efectiva (A_a)	0.25
Velocidad pico efectiva (A_v)	0.25
Zona de amenaza sísmica	Alta
Factor A_e	0.15
Aceleración pico efectiva, para el umbral de daño (A_d)	0.1
Tipo de suelo	C
Coefficiente de amplificación para periodos cortos (F_a)	1.15
Coefficiente de amplificación para periodos largos (F_v)	1.55
Grupo de uso	I
Factor grupo de uso	1

Fuente: Elaboración propia.

El periodo fundamental de la edificación se evalúa mediante el Art.A.4.2. (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), EC. (39) del presente documento:

$$T_a = C_t h^\alpha \quad \text{EC. (39)}$$

Donde C_t y α son parámetros que dependen del sistema estructural y del material, y están dados en la tabla A.4.2-1 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), Figura 22 del presente documento.

Tabla A.4.2-1
Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Figura 22 Parámetros C_t y α para evaluar el periodo fundamental de la estructura. Fuente: (Elnashai y Mwafy 2002).

En la Tabla 2 y 3 se muestran los valores de T_a para las estructuras de 10 y 15 pisos con la respectiva verificación del cumplimiento del Art. A.4.2.3. (Reglamento Colombiano de

Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), en el cual se establece que T_a no debe variar más de un 10% del periodo “real” de la estructura (T), calculado mediante un análisis modal.

Tabla 2.

Periodo de la estructura en las direcciones ortogonales X y Y, edificación de 10 pisos.

Periodo fundamental DIR. X [s]			Periodo fundamental DIR. Y [s]		
Parámetro	Valores	Revisión	Parámetro	Valores	Revisión
Método	0.596		Método	0.596	
aproximado			aproximado (T_a)		
(T_a)					
Método	0.654		Método	valores	0.654
valores	y		y	vectores	
vectores			propios		
propios			(Análisis modal)		
(Análisis			(T)		
modal) (T)					
Error %	9.651	Cumple	Error %	9.651	Cumple
		A.4.2.3			A.4.2.3

$C_u T_a$	1.044	Cumple A.4.2.1	$C_u T_a$	1.044	Cumple A.4.2.1
T (s)	0.654	Cumple NSR-10	T (s)	0.654	Cumple NSR-10

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.

Periodo de la estructura en las direcciones ortogonales X y Y. Edificación de 15 pisos.

Periodo fundamental DIR. X [s]			Periodo fundamental DIR. Y [s]		
Parámetro	Valor	Revisión	Parámetro	Valores	Revisión
	es			s	
Método aproximado (T_a)	0.808		Método aproximado (T_a)	0.808	
Método valores y vectores	0.949		Método valores y vectores	1.017	

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

74

propios (Análisis modal) (T)			propios (Análisis modal) (T)		
Error %	14.81	No	Error %	25.802	No
	4	cumple			cumple
		A.4.2.3			A.4.2.3
C_uT_a	1.415	Cumple	C_uT_a	1.415	Cumple
		A.4.2.1			A.4.2.1
T (s)	0.949	Cumple	T (s)	1.017	Cumple
		NSR-10			NSR-10

Periodo fundamental DIR. X [s]

Periodo fundamental DIR. Y [s]

Parámetro	Valor	Revisión	Parámetro	Valore	Revisión
	es			s	
Método	0.949		Método	1.017	
aproximado (T_a)			aproximado (T_a)		
Método valores	0.949		Método valores	1.017	
y vectores			y vectores		

propios			propios		
(Análisis			(Análisis modal)		
modal) (T)			(T)		
Error %	0	No	Error %	0	No
		cumple			cumple
		A.4.2.3			A.4.2.3
$C_u T_a$	1.415	Cumple	$C_u T_a$	1.415	Cumple
		A.4.2.1			A.4.2.1
T (s)	0.949	Cumple	T (s)	1.017	Cumple
		NSR-10			NSR-10

Fuente: Elaboración propia.

La construcción del espectro elástico de aceleraciones se hace conforme al Artículo A.2.6.1. (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), expresadas como fracción de la gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico. A continuación, se muestra la figura 23.2.6-1 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), Figura 22 de este documento, seguido de ello en la figura 23 se muestran los valores de los periodos iniciales (T_0), cortos (T_c) y largos (T_l), de vibración.

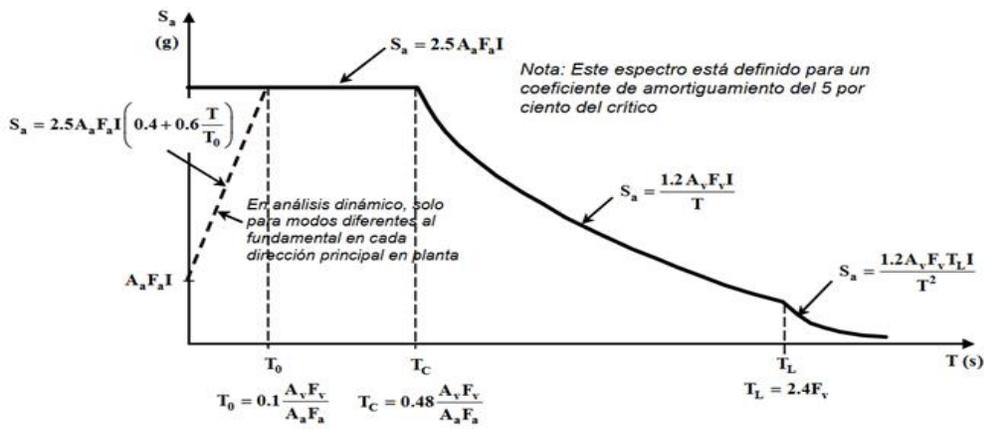


Figura 23. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g. Fuente: (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010).

Tabla 4.

Parámetros del espectro elástico de aceleración.

Parámetros del espectro elástico
aceleraciones

Periodo inicial de vibración (T_0)	0.135
Periodos cortos de vibración (T_c)	0.647

Periodos largos de vibración	3.720
(T_L)	

Fuente: Elaboración propia.

Para obtener la máxima aceleración horizontal de diseño expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad (S_a), se ingresa al espectro de aceleraciones con el periodo fundamental de la estructura (T). Una a vez obtenido dicho valor se procede al cálculo del cortante sísmico en la base (V_s), mostrado en las Tablas 5 y 6, que es el efecto equivalente que el sismo impondrá a la estructura en su base, estimado mediante la ecuación A.4.3-1 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), EC. 40 de este documento:

$$V_s = S_a g M \quad \text{EC. (40)}$$

Tabla 5.

Cálculo cortante basal V_s . Edificación 10 pisos.

Cortante basal X		Cortante basal Y	
k	1.077	k	1.077
S_a	0.711	S_a	0.711
V_s [kN]	44940.90	V_s [kN]	44940.90

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6.*Cálculo cortante basal V_s . Edificación 15 pisos.*

Cortante basal X		Cortante basal Y	
k	1.225	k	1.2585
S_a	0.490	S_a	0.457
V_s [kN]	35801.82	V_s	33407.99
			[kN]

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con el Artículo A.4.3.2, La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando las ecuaciones A.4.3-2 y A.4.3-3, EC. (41) y EC. (42) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) del presente documento. En las Tablas 7 y 8 se muestra las fuerzas inerciales en cada piso.

$$F_x = C_{vx} V_s \quad \text{EC. (41)}$$

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad \text{EC. (42)}$$

Tabla 7.*Fuerza inercial por piso, edificio 10 pisos.*

Fuerza inercial o sísmica		
Planta	F_x [kN]	F_y [kN]
NE+28	6252.2	6252.2
NE+25.2	7757.2	7757.2
NE+22.4	6825.0	6825.0
NE+19.6	5902.9	5902.9
NE+16.8	4992.2	4992.2
NE+14	4094.7	4094.7
NE+11.2	3212.8	3212.8
NE+8.4	2350.0	2350.0
NE+5.6	1512.4	1512.4
NE+2.8	711.9	711.9
Total	11169.9	11169.9

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8.*Fuerza inercial en cada piso, edificio 15 pisos.*

Fuerza inercial o sísmica		
Planta	F_x [kN]	F_y [kN]
NE+42	5259.7	4980.1
NE+39.2	6964.0	6578.4
NE+36.4	6359.9	5992.6
NE+33.6	5766.1	5418.4
NE+30.8	5183.4	4856.4
NE+28	4612.4	4307.4
NE+25.2	4054.1	3772.5
NE+22.4	3509.6	3252.8
NE+19.6	2980.2	2749.6
NE+16.8	2467.6	2264.8
NE+14	1973.9	1800.4
NE+11.2	1501.9	1359.6
NE+8.4	1056.0	946.6
NE+5.6	642.7	568.3

NE+2.8	275.1	237.5
Total	52606.7	49085.3

Fuente: Elaboración propia

4.2.3 Control de Deriva: El reglamento sismo resistente (NSR-10) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) en el Artículo A.6.4.1. Y Tabla A.6.4-1, la figura 24 en este documento, restringe de forma tácita el valor de la deriva de piso a considerar.

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

Figura 24 Derivas máximas como porcentaje de hpi. Fuente: (Elnashai y Mwafy 2002)

A continuación, se muestra la revisión de que la deriva máxima no superase el 0.01 en las dos direcciones ortogonales X y Y, en las Figuras 25 y 26 para la edificación de 10 pisos y en las Figuras 27 y 28 para la edificación de 15 pisos.

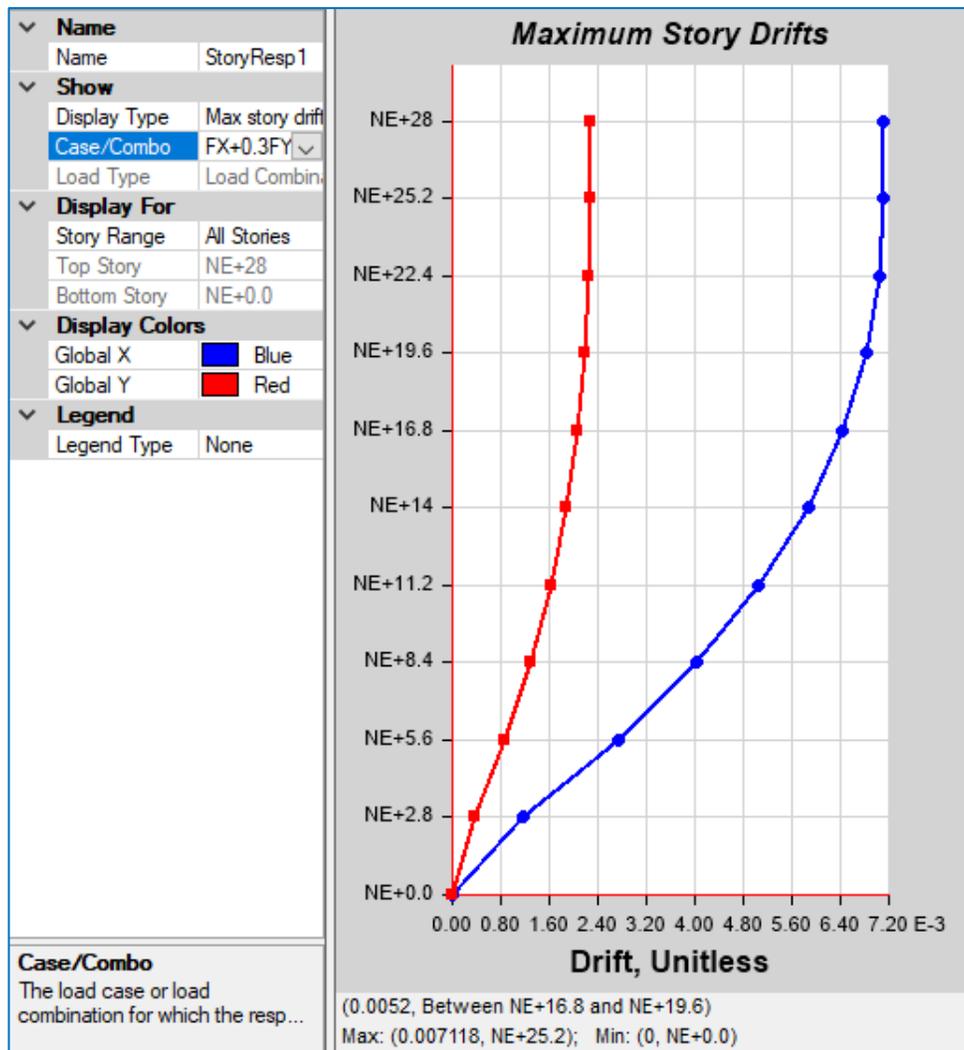


Figura 25 . Revisión de la deriva máxima para el caso de carga que controla en la dirección X, Fx+0.3Fy.

Edificación de 10 pisos. Fuente: Elaboración propia.

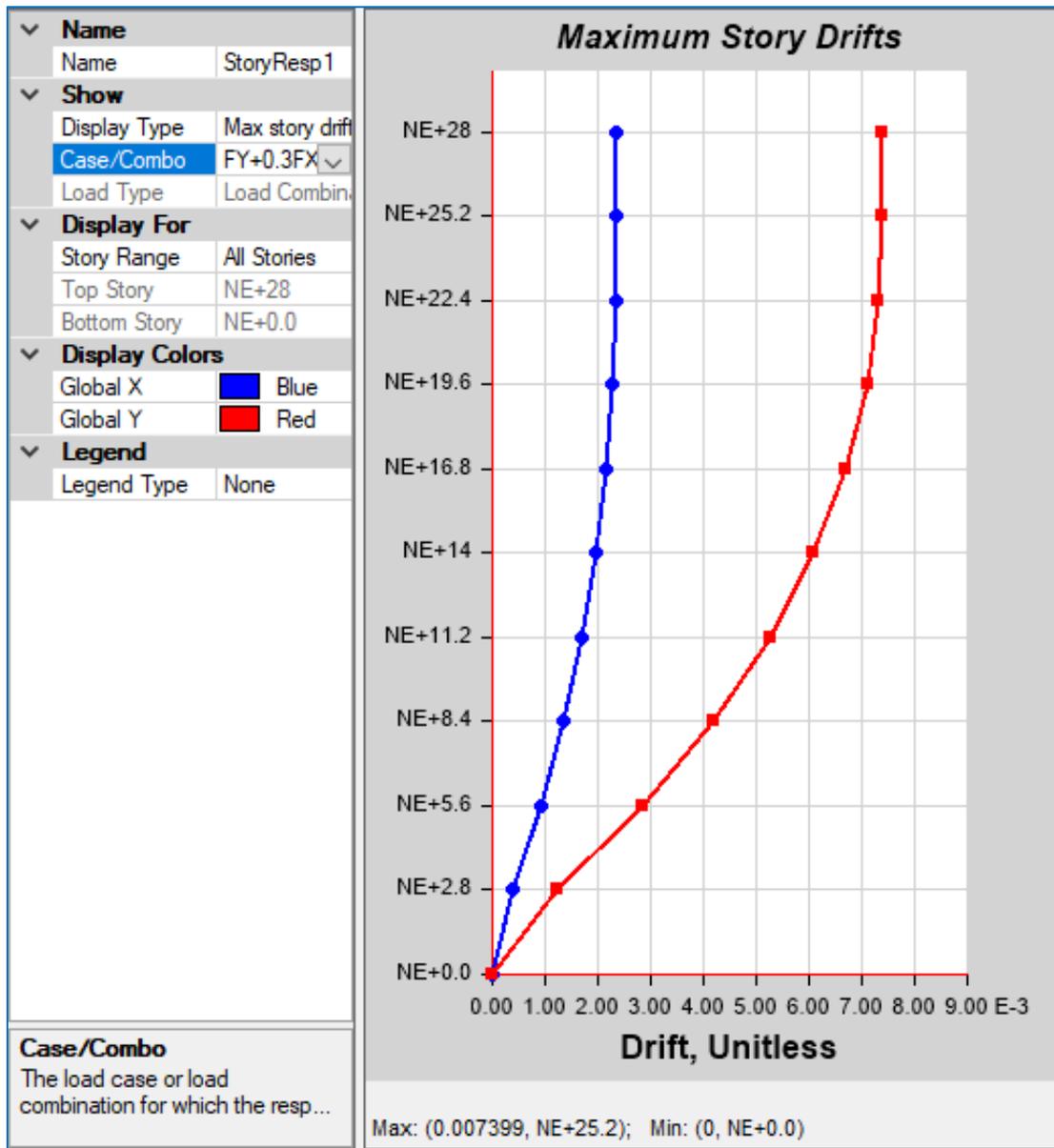


Figura 26 . Revisión de la deriva máxima para el caso de carga que controla en la dirección Y, $F_y+0.3F_x$. Fuente:

Elaboración propia.

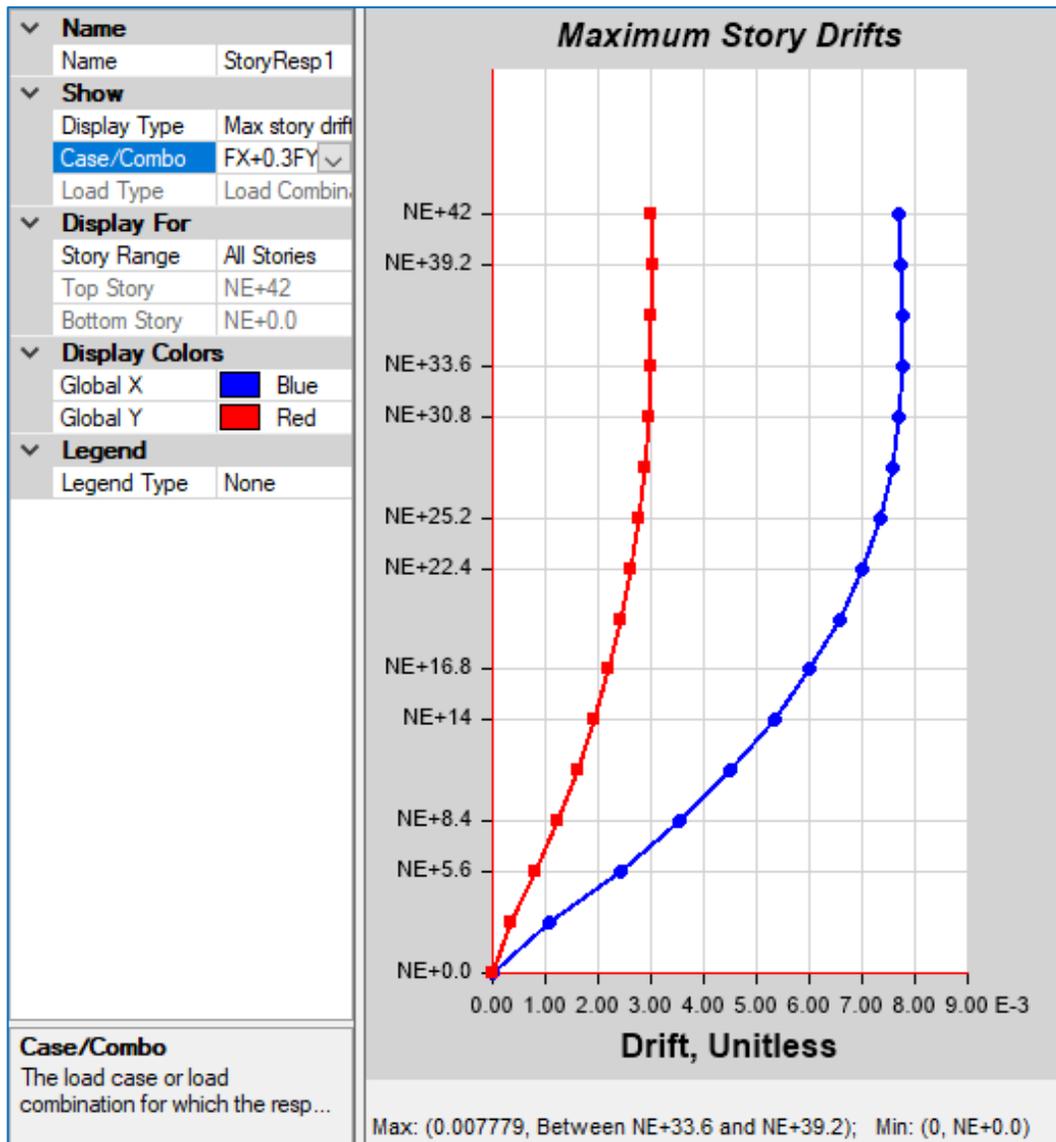


Figura 27. Revisión de la deriva máxima para el caso de carga que controla en la dirección X, $F_x+0.3F_y$. Edificación de 15 pisos. Fuente: Elaboración propia.

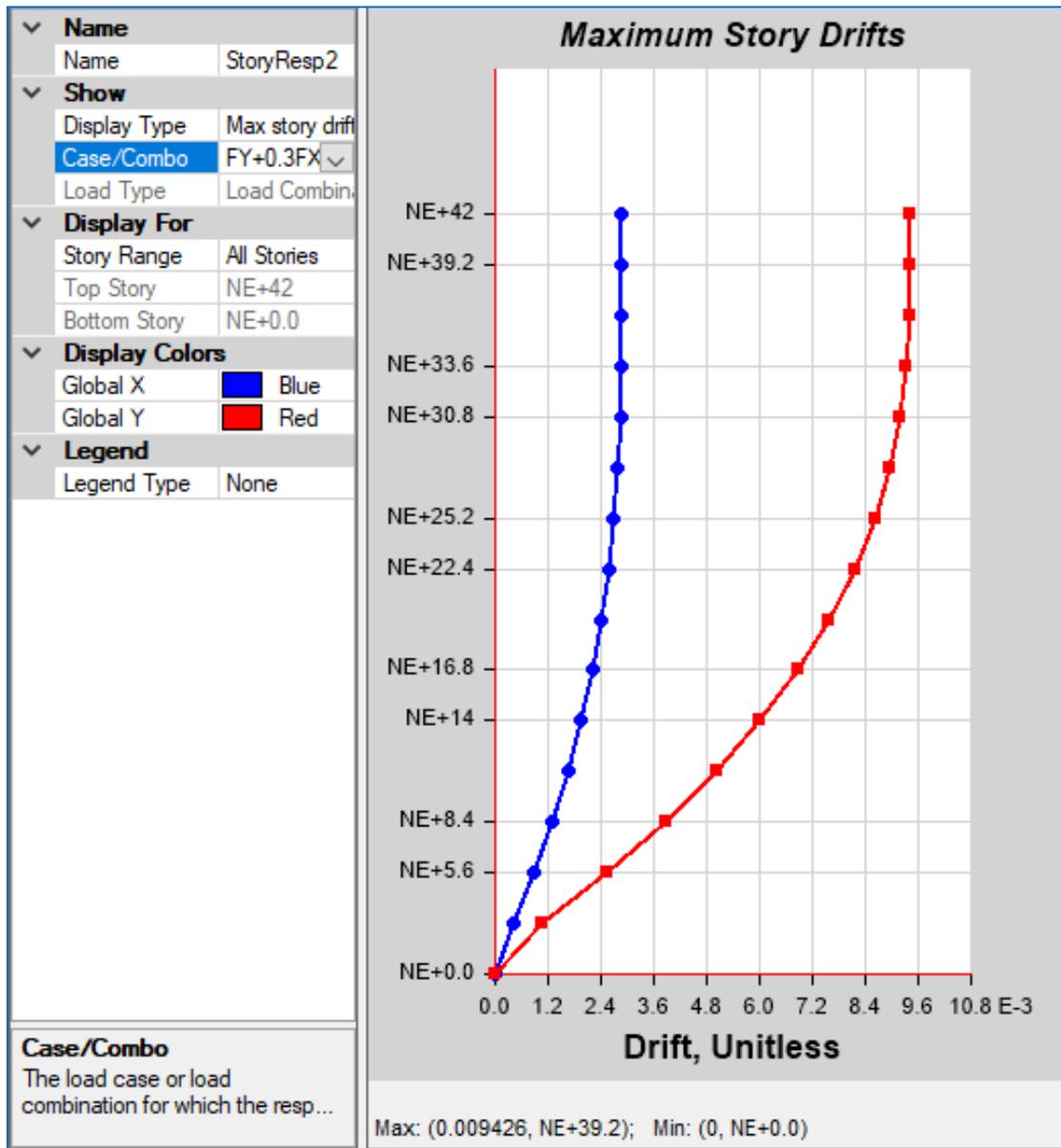


Figura 28. Revisión de la deriva máxima para el caso de carga que controla en la dirección Y, $F_y+0.3F_x$. Edificación de 15 pisos. Fuente: Elaboración propia.

4.2.4 Configuración estructural y fuerzas sísmicas de diseño.

- Irregularidad en planta

La estructura no presenta irregularidad en planta, de acuerdo con el Artículo A.3.3.4 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), por lo tanto:

$$\phi_a = 1$$

- Irregularidad en altura

La estructura no presenta irregularidad en altura, de acuerdo con el Artículo A.3.3.5. (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010):

$$\phi_p = 1$$

- Irregularidad por ausencia de redundancia

NSR-10 en el Art. A.3.3.8.2. (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) explica de forma detallada la metodología sugerida para indagar sobre la capacidad de resiliencia que tiene la estructura ante la pérdida de capacidad de resistencia de uno o más elemento debido a eventos sísmicos importantes. En otras palabras, la redundancia tiene que ver con el número de ejes verticales de resistencia sísmica y con la cantidad de rótulas plásticas requeridas para formar un mecanismo de colapso. Particularmente en el Artículo A.3.3.8.2 inciso (d) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), estipula que para muros estructurales es posible tomar $\phi_r = 1$ si la falla de un muro estructural o porción de él

que tengan una relación de altura de piso a su longitud horizontal mayor a la unidad no resulta en una reducción de más del 33% de la resistencia a la fuerza horizontal del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (tipo 1bP). La estructura más susceptible a presentar este tipo de irregularidad es la de 10 niveles (por no tener los muros del ascensor), aun así, por tratarse de una planta simétrica y contar con 4 muros de la misma rigidez en cada dirección, la falla de uno de estos a lo sumo produciría un 25% de la resistencia a las fuerzas horizontales del piso. A continuación, se muestra una tabla con la revisión de la irregularidad torsional con uno de sus muros degradado al 0.1% de su rigidez, en donde es posible observar que no incurre en una irregularidad del tipo 1bp, por tanto:

$$\phi_r = 1$$

Nivel:	NE+42				
Nodo de referencia 1:	110				
Nodo de referencia 2:	111				
Load Case/Combo	Nodo referenci	Nodo referenci	Tipo 1P.X		Revisión
	Drift X	Drift X	$1.2*(\Delta 1 + \Delta 1)/2$	$1.4*(\Delta 1 + \Delta 1)/2$	
FX 1	0.010211	0.010214	0.012255	0.014298	No Hay Irregularidad
FX 2	0.009247	0.011178	0.012255	0.014298	No Hay Irregularidad
FX 3	0.011174	0.00925	0.012254	0.014297	No Hay Irregularidad
FY 1	0.001787	0.001788	0.002145	0.002503	No Hay Irregularidad
FY 2	0.003175	0.003176	0.003811	0.004446	No Hay Irregularidad
FY 3	0.0004	0.0004	0.00048	0.00056	No Hay Irregularidad
-FX Max	0.009247	0.00925	0.011098	0.012948	No Hay Irregularidad
-FX Min	0.011174	0.011178	0.013411	0.015646	No Hay Irregularidad
-FY Max	0.0004	0.003176	0.002146	0.002503	No Hay Irregularidad
-FY Min	0.003175	0.0004	0.002145	0.002503	No Hay Irregularidad
FX+0.3FY Max	0.012126	0.011058	0.01391	0.016229	No Hay Irregularidad
FX+0.3FY Min	0.009367	0.008298	0.010599	0.012366	No Hay Irregularidad
FX-0.3FY Max	0.011054	0.01213	0.01391	0.016229	No Hay Irregularidad
FX-0.3FY Min	0.008295	0.00937	0.010599	0.012366	No Hay Irregularidad
-FX+0.3FY Max	0.008295	0.00937	0.010599	0.012366	No Hay Irregularidad
-FX+0.3FY Min	0.011054	0.01213	0.01391	0.016229	No Hay Irregularidad
-FX-0.3FY Max	0.009367	0.008298	0.010599	0.012366	No Hay Irregularidad
-FX-0.3FY Min	0.012126	0.011058	0.01391	0.016229	No Hay Irregularidad
FY+0.3FX Max	0.006527	0.002954	0.005689	0.006637	Tipo 1aP
FY+0.3FX Min	0.003174	0.0004	0.002144	0.002502	No Hay Irregularidad
FY-0.3FX Max	0.0004	0.003175	0.002145	0.002503	No Hay Irregularidad
FY-0.3FX Min	0.002953	0.006529	0.005689	0.006637	Tipo 1aP
-FY+0.3FX Max	0.002953	0.006529	0.005689	0.006637	Tipo 1aP
-FY+0.3FX Min	0.0004	0.003175	0.002145	0.002503	No Hay Irregularidad
-FY-0.3FX Max	0.003174	0.0004	0.002144	0.002502	No Hay Irregularidad
-FY-0.3FX Min	0.006527	0.002954	0.005689	0.006637	Tipo 1aP

Figura 29. Revisión de irregularidad torsional con rigidez de un muro degradada al 0.1%. En la dirección X y en el nivel NE+42 para la edificación de 15 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Nivel:	NE+42				
Nodo de referencia 1:	110				
Nodo de referencia 2:	116				
Load Case/Combo	Nodo referenci	Nodo referenci	Tipo 1P.Y		Revisión
	Drift Y	Drift Y	$1.2*(\Delta 1 + \Delta 1)/2$	$1.4*(\Delta 1 + \Delta 1)/2$	
FX 1	0.000002	0.000003	0.000003	3.5E-06	No Hay Irregularidad
FX 2	0.001293	0.001666	0.001775	0.002071	No Hay Irregularidad
FX 3	0.001289	0.00166	0.001769	0.002064	No Hay Irregularidad
FY 1	0.010749	0.01623	0.016187	0.018885	Tipo 1aP
FY 2	0.008889	0.018626	0.016509	0.019261	Tipo 1aP
FY 3	0.012608	0.013834	0.015865	0.018509	No Hay Irregularidad
-FX Max	0.001289	0.001666	0.001773	0.002069	No Hay Irregularidad
-FX Min	0.001293	0.00166	0.001772	0.002067	No Hay Irregularidad
-FY Max	0.008889	0.013834	0.013634	0.015906	Tipo 1aP
-FY Min	0.012608	0.018626	0.01874	0.021864	No Hay Irregularidad
FX+0.3FY Max	0.005076	0.007248	0.007394	0.008627	No Hay Irregularidad
FX+0.3FY Min	0.001378	0.002484	0.002317	0.002703	No Hay Irregularidad
FX-0.3FY Max	0.001373	0.00249	0.002318	0.002704	No Hay Irregularidad
FX-0.3FY Min	0.005071	0.007254	0.007395	0.008628	No Hay Irregularidad
-FX+0.3FY Max	0.005071	0.007254	0.007395	0.008628	No Hay Irregularidad
-FX+0.3FY Min	0.001373	0.00249	0.002318	0.002704	No Hay Irregularidad
-FX-0.3FY Max	0.001378	0.002484	0.002317	0.002703	No Hay Irregularidad
-FX-0.3FY Min	0.005076	0.007248	0.007394	0.008627	No Hay Irregularidad
FY+0.3FX Max	0.012997	0.019124	0.019273	0.022485	No Hay Irregularidad
FY+0.3FX Min	0.008502	0.013334	0.013102	0.015285	Tipo 1aP
FY-0.3FX Max	0.012995	0.019126	0.019273	0.022485	No Hay Irregularidad
FY-0.3FX Min	0.008501	0.013336	0.013102	0.015286	Tipo 1aP
-FY+0.3FX Max	0.008501	0.013336	0.013102	0.015286	Tipo 1aP
-FY+0.3FX Min	0.012995	0.019126	0.019273	0.022485	No Hay Irregularidad
-FY-0.3FX Max	0.008502	0.013334	0.013102	0.015285	Tipo 1aP
-FY-0.3FX Min	0.012997	0.019124	0.019273	0.022485	No Hay Irregularidad

Figura 30. Revisión de irregularidad torsional con rigidez de un muro degradada al 0.1%. En la dirección Y y en el nivel NE+42 para la edificación de 15 pisos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

90

Nivel:	NE+28				
Nodo de referencia 1:	193				
Nodo de referencia 2:	196				
Load Case/Combo	Nodo referencia	Nodo referencia	Tipo 1P.X		Revisión
	Drift X	Drift X	$1.2*(\Delta 1+\Delta 1)/2$	$1.4*(\Delta 1+\Delta 1)/2$	
FX 1	0.007305	0.007303	0.0087648	0.0102256	No Hay Irregularidad 1P
FX 2	0.007022	0.007586	0.0087648	0.0102256	No Hay Irregularidad 1P
FX 3	0.007588	0.007021	0.0087654	0.0102263	No Hay Irregularidad 1P
FY 1	0.001437	0.001436	0.0017238	0.0020111	No Hay Irregularidad 1P
FY 2	0.00187	0.001869	0.0022434	0.0026173	No Hay Irregularidad 1P
FY 3	0.001003	0.001003	0.0012036	0.0014042	No Hay Irregularidad 1P
-FX Max	0.007022	0.007021	0.0084258	0.0098301	No Hay Irregularidad 1P
-FX Min	0.007588	0.007586	0.0091044	0.0106218	No Hay Irregularidad 1P
-FY Max	0.001003	0.001869	0.0017232	0.0020104	No Hay Irregularidad 1P
-FY Min	0.00187	0.001003	0.0017238	0.0020111	No Hay Irregularidad 1P
FX+0.3FY Max	0.008149	0.007285	0.0092604	0.0108038	No Hay Irregularidad 1P
FX+0.3FY Min	0.007323	0.00646	0.0082698	0.0096481	No Hay Irregularidad 1P
FX-0.3FY Max	0.007287	0.008146	0.0092598	0.0108031	No Hay Irregularidad 1P
FX-0.3FY Min	0.006461	0.007321	0.0082692	0.0096474	No Hay Irregularidad 1P
-FX+0.3FY Max	0.006461	0.007321	0.0082692	0.0096474	No Hay Irregularidad 1P
-FX+0.3FY Min	0.007287	0.008146	0.0092598	0.0108031	No Hay Irregularidad 1P
-FX-0.3FY Max	0.007323	0.00646	0.0082698	0.0096481	No Hay Irregularidad 1P
-FX-0.3FY Min	0.008149	0.007285	0.0092604	0.0108038	No Hay Irregularidad 1P
FY+0.3FX Max	0.004147	0.001273	0.003252	0.003794	No Hay Irregularidad 1P
FY+0.3FX Min	0.00311	0.000237	0.0020082	0.0023429	No Hay Irregularidad 1P
FY-0.3FX Max	0.000236	0.003109	0.002007	0.0023415	No Hay Irregularidad 1P
FY-0.3FX Min	0.001273	0.004145	0.0032508	0.0037926	No Hay Irregularidad 1P
-FY+0.3FX Max	0.001273	0.004145	0.0032508	0.0037926	No Hay Irregularidad 1P
-FY+0.3FX Min	0.000236	0.003109	0.002007	0.0023415	No Hay Irregularidad 1P
-FY-0.3FX Max	0.00311	0.000237	0.0020082	0.0023429	No Hay Irregularidad 1P
-FY-0.3FX Min	0.004147	0.001273	0.003252	0.003794	No Hay Irregularidad 1P

Figura 31. Revisión de irregularidad torsional con rigidez de un muro degradada al 0.1%. En la dirección X y en el nivel NE+28 para la edificación de 10 pisos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

Nivel:	NE+28				
Nodo de referencia 1:	193				
Nodo de referencia 2:	199				
Load Case/Combo	Nodo referencia	Nodo referencia	Tipo 1P.Y		Revisión
	Drift Y	Drift Y	$1.2*(\Delta 1+\Delta 1)/2$	$1.4*(\Delta 1+\Delta 1)/2$	
FX 1	0.000001	0.000002	0.0000018	0.0000021	No Hay Irregularidad 1P
FX 2	0.000289	0.000575	0.0005184	0.0006048	No Hay Irregularidad 1P
FX 3	0.000291	0.000579	0.000522	0.000609	No Hay Irregularidad 1P
FY 1	0.008248	0.012653	0.0125406	0.0146307	Tipo 1aP
FY 2	0.007804	0.013537	0.0128046	0.0149387	Tipo 1aP
FY 3	0.008692	0.011768	0.012276	0.014322	No Hay Irregularidad 1P
-FX Max	0.000291	0.000575	0.0005196	0.0006062	No Hay Irregularidad 1P
-FX Min	0.000289	0.000579	0.0005208	0.0006076	No Hay Irregularidad 1P
-FY Max	0.007804	0.011768	0.0117432	0.0137004	Tipo 1aP
-FY Min	0.008692	0.013537	0.0133374	0.0155603	Tipo 1aP
FX+0.3FY Max	0.002896	0.00464	0.0045216	0.0052752	No Hay Irregularidad 1P
FX+0.3FY Min	0.00205	0.002956	0.0030036	0.0035042	No Hay Irregularidad 1P
FX-0.3FY Max	0.002052	0.002951	0.0030018	0.0035021	No Hay Irregularidad 1P
FX-0.3FY Min	0.002898	0.004636	0.0045204	0.0052738	No Hay Irregularidad 1P
-FX+0.3FY Max	0.002898	0.004636	0.0045204	0.0052738	No Hay Irregularidad 1P
-FX+0.3FY Min	0.002052	0.002951	0.0030018	0.0035021	No Hay Irregularidad 1P
-FX-0.3FY Max	0.00205	0.002956	0.0030036	0.0035042	No Hay Irregularidad 1P
-FX-0.3FY Min	0.002896	0.00464	0.0045216	0.0052752	No Hay Irregularidad 1P
FY+0.3FX Max	0.008778	0.013711	0.0134934	0.0157423	Tipo 1aP
FY+0.3FX Min	0.007716	0.011596	0.0115872	0.0135184	Tipo 1aP
FY-0.3FX Max	0.008779	0.01371	0.0134934	0.0157423	Tipo 1aP
FY-0.3FX Min	0.007717	0.011594	0.0115866	0.0135177	Tipo 1aP
-FY+0.3FX Max	0.007717	0.011594	0.0115866	0.0135177	Tipo 1aP
-FY+0.3FX Min	0.008779	0.01371	0.0134934	0.0157423	Tipo 1aP
-FY-0.3FX Max	0.007716	0.011596	0.0115872	0.0135184	Tipo 1aP
-FY-0.3FX Min	0.008778	0.013711	0.0134934	0.0157423	Tipo 1aP

Figura 32 Revisión de irregularidad torsional con rigidez de un muro degradada al 0.1%. En la dirección Y y en el nivel NE+28 para la edificación de 10 pisos. Fuente: Elaboración propia.

La Norma sismo resistente de Colombia en el Art. A.3.3 3 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), exige que cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse de acuerdo con la ecuación (A.3.3-1) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), EC. (43) en el presente documento:

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0 \quad \text{EC. (43)}$$

El coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0 , depende del sistema estructural de resistencia sísmica escogido, en este caso se tienen muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de borde, al cual según la tabla A.3-2 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010), se obtienen los valores mostrados en la Tabla (9):

Tabla 9.

Coeficiente de disipación de energía (R).

Coeficiente de capacidad de
disipación de energía, R

R_0	6
Ω_0	2.5
R	6

Fuente: Elaboración propia.

Según el Artículo A.3.1.1 (e) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) las fuerzas sísmicas de diseño se obtienen dividiendo las fuerzas sísmicas del análisis lineal, F_S , por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , tal como se muestra en la EC. (44). Las fuerzas sísmicas de diseño son mostradas en las Tabla 10 para las edificaciones de 10 y 15 pisos, respectivamente.

$$E = \frac{F_S}{R} \quad \text{EC. (44)}$$

Tabla 10.

Fuerzas sísmicas de diseño. Edificación 10 pisos.

Fuerza sísmica de diseño		
Planta	E_x [kN]	E_y [kN]
NE+28	1042.03	1042.03
NE+25.2	1292.87	1292.87
NE+22.4	1137.50	1137.50
NE+19.6	983.82	983.82
NE+16.8	832.04	832.04

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

94

NE+14	682.45	682.45
NE+11.2	535.47	535.47
NE+8.4	391.67	391.67
NE+5.6	252.06	252.06
NE+2.8	118.66	118.66
Total	7268.57	7268.57

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11.*Fuerzas sísmicas de diseño. Edificación 15 pisos.*

Fuerza sísmica de diseño		
Planta	E_x [kN]	E_y [kN]
NE+42	876.62	830.02
NE+39.2	1160.67	1096.40
NE+36.4	1059.98	998.77
NE+33.6	961.02	903.06
NE+30.8	863.90	809.39
NE+28	768.73	717.90
NE+25.2	675.69	628.75
NE+22.4	584.94	542.13
NE+19.6	496.71	458.27
NE+16.8	411.27	377.46
NE+14	328.98	300.07
NE+11.2	250.32	226.60
NE+8.4	176.00	157.77
NE+5.6	107.12	94.71
NE+2.8	45.84	39.59

Total	579.29	518.67
--------------	--------	--------

Fuente: Elaboración propia.

4.3. Transferencia entre el Alma del Muro y los E.B.

Se ha propuesto hacer la transferencia mediante conectores tipo espigo con cabeza, el cual es uno del mecanismo permitidos en el Artículo F.2.9.6.3 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010). En el caso del muro RCEP se siguió la metodología de cálculo y las recomendaciones geométricas propuestas por Phadnis, Karjinni, [30]. Adicionalmente se cumple la relación $h/d \geq 5$ para solicitaciones de cortantes dada en la NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010).

Se opta por utilizar un espigo de cabeza de la siguiente geometría y propiedades mecánicas:

$$d_b = 3/4" = 19.1 \text{ [mm]}$$

$$h = 150 \text{ [mm]}$$

$$A_{sc} = 284 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$F_u = 450 \text{ [MPa]}$$

La resistencia a cortante del perno está dada por EC. (45) y EC. (46):

$$P_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0.8F_u A_{sc}}{\gamma_v} & \text{EC. (45)} \\ \frac{0.29\alpha d_b^2 \sqrt{f'_c E_{cm}}}{\gamma_v} & \text{EC. (46)} \end{cases}$$

Donde:

$$Y_v = 1.25, \alpha = 1, f'_c = 28 \text{ [MPa]}$$

$$E_{cm} = 0.85E_c = 0.85 * 4700 * \sqrt{28} = 21139.6 \text{ [MPa]}$$

Cabe anotar que la resistencia a cortante del perno dada en EC. (47) es idéntica a la ecuación (F.2.9.8-4) (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010), $\phi_v Q_{nv} = 0.65F_u A_{sc}$ y $\frac{0.8}{Y_v} = \frac{0.8}{1.25} = 0.64$. Reemplazando en las ecuaciones (29) y (30) se tiene que:

$$P_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0.8 * 450 * 284}{1.25} * 10^{-3} = 81.79 \text{ [kN]} \\ \frac{0.29 * 1 * 19.1^2 \sqrt{28 * 21139.6}}{1.25} * 10^{-3} = 65.12 \text{ [kN]} \end{cases} \quad \text{EC. (47)}$$

$$P_{RDmin} = 65.12 \text{ [kN]}$$

En la Tabla 12 se muestra el cálculo de P_{RDmin} de manera resumida.

Tabla 12.

Cálculo de P_{RDmin} .

Cálculo de P_{RDmin}

d_b	19.1	mm^2
-------------------------	------	---------------

h	152.8	mm ²
A_{sc}	286.521104	mm ²
F_u	450	MPa
Y	1.25	kN
P_{RD} (acero)	82.518	kN
f'_c	28	MPa
E_{cm}	21139.55298	MPa
P_{RD}	65.115	kN
(concreto)		
P_{RD min}	65.115	kN

Fuente: Elaboración propia.

El cortante por unidad de longitud está dado por la EC. (48), la cual se reescribe a continuación:

$$\tau = \frac{VA_c Y}{I} \text{ EC. (48)}$$

Donde el cortante, V , está en función de la carga axial, P_u , y de la capacidad a momento correspondiente a esa carga axial, ϕM_n , dado por:

$$P_u = 8767.9 \text{ [kN]} \quad \phi M_n = 35497.2 \text{ [kN - m]}$$

$$V = \frac{P_u}{2} + \frac{\phi M_n}{l_w - l_{EB}} = \frac{8767.9}{2} + \frac{35497.2}{7.3 - 0.45} = 9246.6 \text{ [kN]}$$

$$I = 12.205 \text{ [m}^4\text{]}$$

$$A_c = 0.15 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$Y = 3.425 \text{ [m]}$$

$$\tau = \frac{9246.6 * 0.15 * 3.425}{12.205} = 389.22 \text{ [kN/m]}$$

Finalmente, el número de conectores de cortante se calcula de la siguiente manera:

$$\text{No. de conectores de cortante} = \frac{\tau}{P_{Rd,min}} = \frac{389.22}{65.12} = 5.97 \text{ [un/m]}$$

$$\text{No. de conectores de cortante} = 5.97 \text{ [un/m]}$$

Conclusión: disponer un conector cada 200 [mm] o dos conectores cada 500 [mm].

Lo cual cumple con la separación máxima dada en el Artículo F.2.9.8.3.5. [11] de 600 [mm] o 32

$d_b = 611 \text{ [mm]}$.

Para las otras dos tipologías de muros compuestos de siguió un procedimiento similar. En la Tabla 13 se muestra el cálculo para cada tipología de muro compuesto.

Tabla 13.

Cálculo de la cantidad de conectores para cada tipología de muro.

MURO RCEP			MURO RCFT			MURO RCSP		
P	8204.0	kN	P	8204.0	kN	P	8204.0	kN
ϕM_n	33283.4	kN-m	ϕM_n	33283.4	kN-m	ϕM_n	52614.0	kN-m
L_{wb}=Y	7.30	m	L_{wb}=Y	7.0	m	L_{wb}=Y	7.0	m
V	8661.4	kN	V	8856.8	kN	V	11618.3	kN
A_c	0.151	m ²	PRD_{min}*	130.2	kN	PRD_{min}*	130.2	kN
I	12.205	m ⁴	S	411.7	mm	S	313.9	mm
y	3.43	m	Disponer 2 NE @ 400 [mm]			Disponer 2 NE @ 300 [mm]		
τ	366.39	kN/m						
PRD_{min}*	130.2	kN						
S	551.5	mm						

Disponer 2 NE @ 500 [mm]

*Índica que son dos conectores

Fuente: Elaboración propia.

4.4. Análisis y Diseño a Flexo-Compresión de los Muros

Se presenta un resumen con las combinaciones de carga obtenidas del análisis estructural lineal de las estructuras para el diseño de un muro tipo para el edificio de 10 pisos y de 15 pisos, y por cada configuración estudiada de muro. Se ilustran las solicitaciones del primer nivel pues es en este dónde se encuentran los mayores momentos flectores, sin dejar de mencionar que la revisión se hizo para todos los niveles y son mostrados en el capítulo 6 de anexos, del presente documento.

Es importante anotar que la NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010) permite evaluar el requisito de elemento de borde mediante dos metodologías, ya sea verificando niveles de esfuerzos de compresión máximos en los bordes del muro o por medio de desplazamientos últimos de diseño en donde se verifica la profundidad del eje neutro, ver C.21.9.6.1, C.21.9.6.2 y C.21.9.6.3 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 ,2010). Aunque se muestran ambas revisiones a continuación, se aclara que el método de decisión utilizado ha sido el criterio del c por medio del método de desplazamientos.

En los muros diferentes al RC se realizó para el análisis lineal un diagrama de interacción siguiendo asunciones similares al de concreto reforzado, entre estas, considerar el modelo constitutivo de Whitney en el concreto, es decir, despreciando en todos los casos el confinamiento ejercido ya sea por estribos o por un perfil tubular de acero, mientras que para el acero se consideró el modelo constitutivo de Park; asumir una deformación última del concreto de 0.003 y de 0.0021 para el acero de refuerzo. Esto se hizo con el objetivo de comparar bajo las mismas asunciones las capacidades a flexo-compresión y flexo-tensión de las cuatro tipologías de muros.

Es necesario aclarar que para el análisis no lineal si se consideró el efecto que genera el confinamiento de los estribos o en su defecto del perfil metálico tubular en el concreto, puesto que el confinamiento influye en gran manera en la respuesta inelástica que puedan tener los muros.

• Características físicas y mecánicas del elemento

Propiedades y solicitaciones	
f'c [MPa]	28
Fy [MPa]	420
hw [mm]	42000
bw=t [mm]	350
Lw [mm]	7500
d [mm]	6375

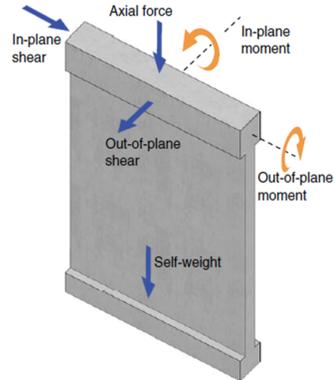


Fig. R11.4.1.3—In-plane and out-of-plane forces.

Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muros

Revisiones geométricas	
hw/lw	5.60
lw/bw	21.43
Categorización	Muro

Tabla R18.10.1 — Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro^[1]

Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro, (h_w/ℓ_w)	Longitud del segmento vertical de muro / Espesor del muro (ℓ_w/b_w)		
	$\ell_w/b_w \leq 2.5$	$2.5 < \ell_w/b_w \leq 6$	$\ell_w/b_w > 6$
$h_w/\ell_w < 2$	Muro	Muro	Muro
$h_w/\ell_w \geq 2$	El machón de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El machón de muro debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, véase 18.10.8.1	Muro

^[1] h_w es la altura libre, ℓ_w es la longitud horizontal, y b_w es el espesor del alma del segmento de muro.

Figura 33 Tablas de Diseño a flexo-compresión y cortante del muro RC. Fuente: Elaboración propia.

- Solicitaciones de diseño a flexocompresión

Nivel

NE+2.8

NIVEL	Combinación de carga	Carga axial (Pu) [kN]	Momento flector (Mu) [kN-m]		Excentricidades	
			M2	M3	e2 [m]	e3 [m]
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	8204.3	0.00	84.60	0.00	0.01
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	7529.4	0.00	76.52	0.00	0.01
NE+2.8	1.2(DT+F)+G+L+T	7529.4	0.00	76.52	0.00	0.01
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	7529.4	0.00	76.52	0.00	0.01
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	6404.6	0.00	63.06	0.00	0.01

Figura 34. Diseños de Flexo-compresión. Fuente Elaboración propia

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

106

NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	6404.6	0.00	63.06	0.00	0.01
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	6404.6	0.00	63.06	0.00	0.01
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	7529.4	0.00	76.52	0.00	0.01
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	7529.4	0.00	76.52	0.00	0.01
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	7529.4	0.00	76.52	0.00	0.01
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX+EZ+L+T	7529.4	2.34	32058.03	0.00	3.91
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX+EZ+L+T	7529.4	2.34	31904.98	0.00	3.89
NE+2.8	1.2(DT+F)+EY+EZ+L+T	7529.4	113.31	1584.08	0.01	0.19
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY+EZ+L+T	7529.4	113.31	1431.04	0.01	0.17
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	7529.4	36.34	32510.29	0.00	3.96
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	7529.4	31.65	31605.76	0.00	3.85
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	7529.4	31.65	31452.72	0.00	3.83
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	7529.4	36.34	32357.25	0.00	3.94
NE+2.8	1.2(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+L+T	7529.4	114.02	11178.53	0.01	1.36
NE+2.8	1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	7529.4	112.61	8010.37	0.01	0.98
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	7529.4	112.61	8163.41	0.01	1.00
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	7529.4	114.02	11025.49	0.01	1.34
NE+2.8	0.9DT+W+T	4803.4	0.00	47.30	0.00	0.01
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+EZ+T	5524.0	2.34	32028.80	0.00	3.90
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX+EZ+T	5524.0	2.34	31934.21	0.00	3.89
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY+EZ+T	4803.4	113.31	1554.86	0.01	0.19
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY+EZ+T	4803.4	113.31	1460.26	0.01	0.18
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	5524.0	36.34	32481.07	0.00	3.96
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	5524.0	31.65	31576.54	0.00	3.85
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	5524.0	31.65	31481.94	0.00	3.84
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	5524.0	36.34	32386.47	0.00	3.95
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	4803.4	114.02	11149.31	0.01	1.36
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	4803.4	112.61	8039.60	0.01	0.98
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	4803.4	112.61	8134.19	0.01	0.99
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	4803.4	114.02	11054.71	0.01	1.35
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	4803.4	112.61	8039.60	0.01	0.98

Figura 35. Siguintes diseños de Flexo compresión. Fuente: Elaboración propia.

• Solicitaciones de diseño a cortante y torsión

NIVEL	Combinación de carga	Fuerza cortante (Vu) [kN]		Momento torsional (Tu) [kN-m]
		V2	V3	
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	12.48	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	11.29	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+G+L+T	11.29	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	11.29	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	9.31	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	9.31	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	9.31	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	11.29	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	11.29	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	11.29	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX+EZ+L+T	1537.80	0.47	0.87
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX+EZ+L+T	1560.38	0.47	0.87
NE+2.8	1.2(DT+F)+EY+EZ+L+T	62.85	22.43	1.33
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY+EZ+L+T	85.43	22.43	1.33
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	1560.04	7.20	0.47
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	1515.56	6.26	1.27
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	1538.14	6.26	1.27
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	1582.62	7.20	0.47
NE+2.8	1.2(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+L+T	527.57	22.57	1.07
NE+2.8	1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	401.88	22.29	1.59
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	379.30	22.29	1.59
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	550.16	22.57	1.07
NE+2.8	0.9DT+W+T	6.98	0.00	0.00
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+EZ+T	1542.11	0.47	0.87
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX+EZ+T	1556.07	0.47	0.87
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY+EZ+T	67.16	22.43	1.33
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY+EZ+T	81.12	22.43	1.33
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	1564.35	7.20	0.47
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	1519.87	6.26	1.27
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	1533.83	6.26	1.27
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	1578.31	7.20	0.47
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	531.89	22.57	1.07
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	397.57	22.29	1.59
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	383.61	22.29	1.59
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	545.85	22.57	1.07
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	397.57	22.29	1.59

Figura 36. Diseño a cortante y torsión. Fuente: Elaboración propia

• Diseño por cortante

Verificación de cortante máximo		
Demanda sísmica	DES	
α_c	0.17	
Vn max [kN]	2361.3	C.21.9.5.4.1
Vn max [kN]	9838.9	OK!
Resistencia al cortante del concreto		
Vc (sin Pu) [kN]	2007.1	
Vc1 [kN]	3188.8	
Vc2 [kN]	1362.4	
Vc [kN]	1362.4	
ϕV_c [kN]	1021.8	Rcortante
Chequear que $V_u < 0.5 \phi V_c$		
$0.5 \phi V_c$ [kN]	510.9	
ϕV_s [kN]	747.8	
At/s	0.37	

$0.083 A_c v (f'c)^{0.5}$ (kN)=	1152.9
V_u (kN)=	1582.6
Cuantía DES	

- Cuantía transversal:

ρ_t min=	0.0025
At escogido=	258 mm²
st escogido=	300 mm
st max=	450 mm
OK! ρ_t sumin=	0.00250

- Cuantía longitudinal:

ρ_l min=	0.0025
Al escogido=	258 mm²
sl escogido=	300 mm
sl max=	450 mm
OK! ρ_l sumin=	0.00250

Figura 37. Verificación de cortante máximo. Fuente: Elaboración propia.

•• Análisis paralelo al plano del muro

Combinación de carga	Revisión de sección	Resistencia a ult. concreto (ϕV_c) [kN]	Revisión de refuerzo	Resistencia ult. refuerzo (ϕV_s) [kN]	Resistencia ($V_u \leq \phi V_n$) [kN]
1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	Apta	3698.40	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	Apta	3698.40	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+G+L+T	Apta	3698.40	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	Apta	3698.40	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	Apta	3698.40	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	Apta	3698.40	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	Apta	3698.40	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	Apta	3698.40	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	Apta	3698.40	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	Apta	3698.40	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+EX+EZ+L+T	Apta	1252.33	De diseño	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)-EX+EZ+L+T	Apta	1271.72	De diseño	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+EY+EZ+L+T	Apta	1087.85	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)-EY+EZ+L+T	Apta	1507.38	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	Apta	1252.68	De diseño	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	Apta	1251.98	De diseño	2302.65	Cumple

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	Apta	1271.64	De diseño	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	Apta	1271.80	De diseño	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+L+T	Apta	1236.46	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	Apta	1298.09	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	Apta	1221.55	Q mínima	2302.65	Cumple
1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	Apta	1292.39	Q mínima	2302.65	Cumple
0.9DT+W+T	Apta	3698.40	Q mínima	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)+EX+EZ+T	Apta	1143.33	De diseño	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)-EX+EZ+T	Apta	1153.65	De diseño	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)+EY+EZ+T	Apta	1021.79	Q mínima	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)-EY+EZ+T	Apta	1231.04	Q mínima	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	Apta	1143.59	De diseño	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	Apta	1143.07	De diseño	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	Apta	1153.54	De diseño	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	Apta	1153.77	De diseño	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	Apta	1095.47	Q mínima	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	Apta	1124.79	Q mínima	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	Apta	1086.40	Q mínima	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	Apta	1123.53	Q mínima	2302.65	Cumple
0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	Apta	1124.79	Q mínima	2302.65	Cumple

Figura 38. Análisis paralelo al plano del muro. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

111

• Revisar si requiere elemento de borde

••• Por esfuerzo según C.21.9.6.3

Load Case/Combo	P	M3	ESFUERZO	ESF.MÁX	REQUIERE E.B
	kN	kN-m	[MPa]	[MPa]	
1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	8204.3	84.6	3.2	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	7529.4	76.5	2.9	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+G+L+T	7529.4	76.5	2.9	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	7529.4	76.5	2.9	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	6404.6	63.1	2.5	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	6404.6	63.1	2.5	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	6404.6	63.1	2.5	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	7529.4	76.5	2.9	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	7529.4	76.5	2.9	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	7529.4	76.5	2.9	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+EX+EZ+L+T	7529.4	32058.0	12.6	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EX+EZ+L+T	7529.4	31905.0	12.6	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+EY+EZ+L+T	7529.4	1584.1	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EY+EZ+L+T	7529.4	1431.0	3.3	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	7529.4	32510.3	12.8	5.6	REQUIERE E.B

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	7529.4	31605.8	12.5	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	7529.4	31452.7	12.5	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	7529.4	32357.3	12.7	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+L+T	7529.4	11178.5	6.3	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	7529.4	8010.4	5.3	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	7529.4	8163.4	5.4	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	7529.4	11025.5	6.2	5.6	REQUIERE E.B
0.9DT+W+T	4803.4	47.3	1.8	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX+EZ+T	5524.0	32028.8	11.9	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EX+EZ+T	5524.0	31934.2	11.8	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY+EZ+T	4803.4	1554.9	2.3	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EY+EZ+T	4803.4	1460.3	2.3	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	5524.0	32481.1	12.0	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	5524.0	31576.5	11.7	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	5524.0	31481.9	11.7	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	5524.0	32386.5	12.0	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	4803.4	11149.3	5.2	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	4803.4	8039.6	4.3	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	4803.4	8134.2	4.3	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	4803.4	11054.7	5.2	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	4803.4	8039.6	4.3	5.6	NO REQUIERE E.B

Figura 39. Elemento de borde. Fuente: Elaboración propia.

●●● Por deformaciones según C.21.9.6.2

Para la revisión por deformaciones solo se consideran los combos sísmicos, acorde al Acta 129 del 26 de Julio del 2018. Se presenta en esta tabla la combinación que genera el mayor valor de "c", por

Story	Combinación	Pu max (kN)	c (mm)	δ (mm)	$L_w/(600*\delta/h_w)$	REQUIERE E.B
NE+28	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	819.8	554.9	-8.3	1785.7	NO REQUIERE E.B
NE+25.2	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	1565.3	642.6	-7.2	1785.7	NO REQUIERE E.B
NE+22.4	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	2310.8	733.6	-6.1	1785.7	NO REQUIERE E.B
NE+19.6	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	3056.3	828.2	-5.0	1785.7	NO REQUIERE E.B
NE+16.8	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	3801.8	925.5	-3.9	1785.7	NO REQUIERE E.B
NE+14	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	4547.3	1024.1	-2.9	1785.7	NO REQUIERE E.B
NE+11.2	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	5292.9	1124.5	-2.0	1785.7	NO REQUIERE E.B
NE+8.4	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	6038.4	1225.6	-1.2	1785.7	NO REQUIERE E.B
NE+5.6	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	6783.9	1328.3	-0.6	1785.7	NO REQUIERE E.B
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	7529.4	1430.6	-0.2	1785.7	NO REQUIERE E.B

Figura 40. Deformaciones C21.9.6.2 Fuente: Elaboración propia.

• Diseño a flexo-compresión

Fila	Cantidad barras	N° Barra	As (mm2)	d (mm)
1	3	15.9	597	40.0
2	2	15.9	398	140.0
3	2	15.9	398	240.0
4	2	15.9	398	340.0
5	2	15.9	398	440.0
6	2	15.9	398	540.0
7	2	15.9	398	640.0
8	3	15.9	597	740.0
9	2	12.7	258	1040.0
10	2	12.7	258	1340.0
11	2	12.7	258	1640.0
12	2	12.7	258	1940.0
13	2	12.7	258	2240.0
14	2	12.7	258	2540.0
15	2	12.7	258	2840.0
16	2	12.7	258	3140.0
17	2	12.7	258	3440.0
18	0	0	0	0.0
25	2	12.7	258	4360.0
26	2	12.7	258	4660.0
27	2	12.7	258	4960.0
28	2	12.7	258	5260.0
29	2	12.7	258	5560.0
30	2	12.7	258	5860.0
31	2	12.7	258	6160.0
32	2	12.7	258	6460.0
33	3	15.9	597	6760.0
34	2	15.9	398	6860.0
35	2	15.9	398	6960.0
36	2	15.9	398	7060.0
37	2	15.9	398	7160.0
38	2	15.9	398	7260.0
39	2	15.9	398	7360.0
40	3	15.9	597	7460.0

Figura 41. Diseño Flexo-compresión. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

c (mm)	Mn (kN-m)	Pno (kN)	Pn (kN)	ϕ	ϕM_n (kN-m)	ϕP_n (kN)
0.01	0.3	-5067.6	-5067.6	0.90	0.2	-4560.9
5	132.7	-5032.3	-5032.3	0.90	119.4	-4529.1
15	397.6	-4961.5	-4961.5	0.90	357.8	-4465.4
815	28370.6	3280.5	3280.5	0.90	25533.6	2952.5
1615	46102.0	9837.8	9837.8	0.90	41491.8	8854.0
2415	58645.6	16140.2	16140.2	0.90	52781.0	14526.2
3215	66607.7	22379.2	22379.2	0.81	54180.5	18203.9
4015	70170.4	28621.8	28621.8	0.70	48967.8	19973.5
4815	68228.1	35206.8	35206.8	0.65	44348.3	22884.4
5615	62569.9	41637.6	41637.6	0.65	40670.4	27064.5
6415	53496.6	47872.6	47872.6	0.65	34772.8	31117.2
7215	40863.1	53976.1	50441.7	0.65	26561.0	32787.1
8015	24584.6	59988.6	50441.7	0.65	15980.0	32787.1
8815	4605.4	65934.7	50441.7	0.65	2993.5	32787.1
9615	3788.4	66227.0	50441.7	0.65	2462.5	32787.1
10415	3285.8	66420.4	50441.7	0.65	2135.8	32787.1
11215	2853.0	66583.1	50441.7	0.65	1854.5	32787.1
12015	2477.1	66721.8	50441.7	0.65	1610.1	32787.1
12815	2147.8	66841.2	50441.7	0.65	1396.1	32787.1
13615	1857.3	66944.6	50441.7	0.65	1207.3	32787.1
14415	1599.8	67034.2	50441.7	0.65	1039.9	32787.1
15215	1370.6	67112.3	50441.7	0.65	890.9	32787.1
16015	1165.8	67180.8	50441.7	0.65	757.8	32787.1
16815	982.2	67241.2	50441.7	0.65	638.5	32787.1
17615	817.3	67294.5	50441.7	0.65	531.3	32787.1
18415	669.5	67341.4	50441.7	0.65	435.1	32787.1
19215	536.9	67382.7	50441.7	0.65	349.0	32787.1
20015	417.8	67419.3	50441.7	0.65	271.6	32787.1
20815	310.8	67451.8	50441.7	0.65	202.0	32787.1
21615	215.0	67480.5	50441.7	0.65	139.7	32787.1
22415	130.0	67505.8	50441.7	0.65	84.5	32787.1
23215	63.8	67525.0	50441.7	0.65	41.5	32787.1

Figura 42. Datos de resistencia axial y resistencia a momento flector por valor de c". Fuente: Elaboración propia.

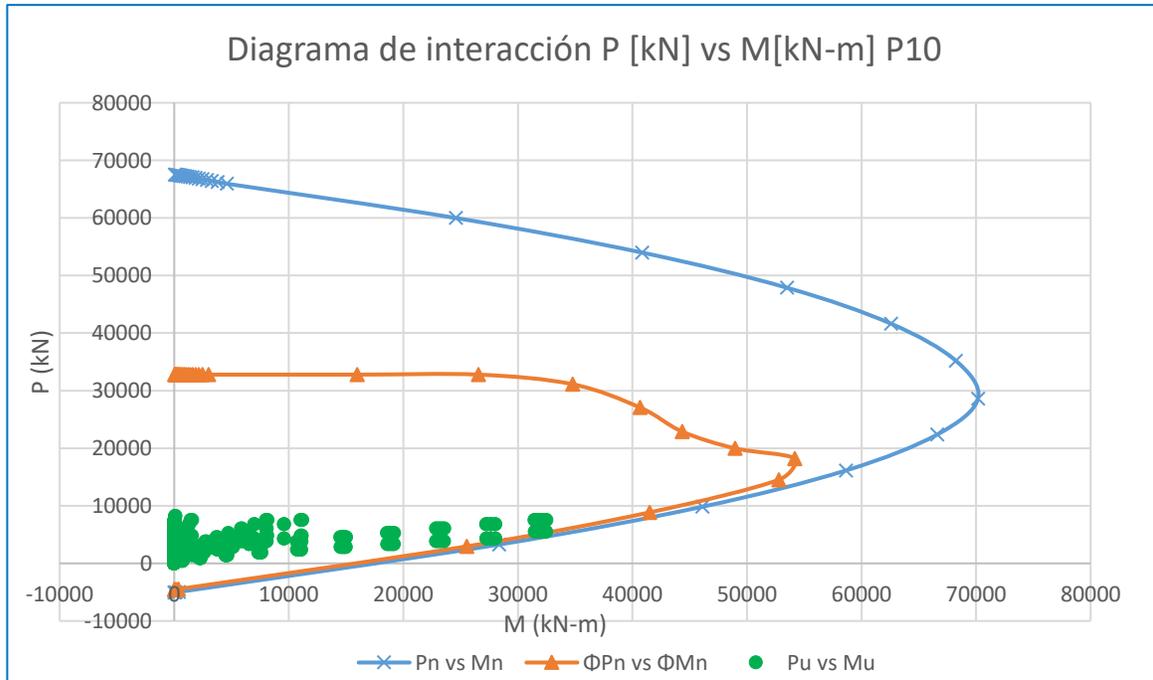


Figura (a). Fuente: Elaboración propia

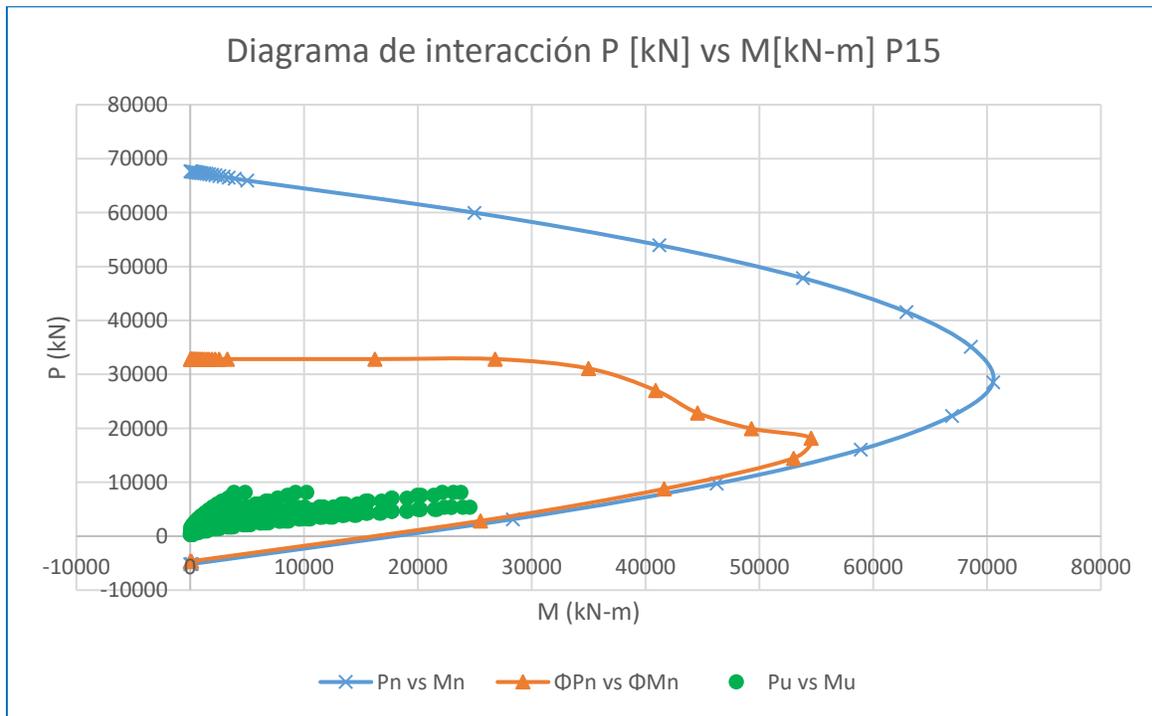


Figura (b). Fuente: Elaboración propia.

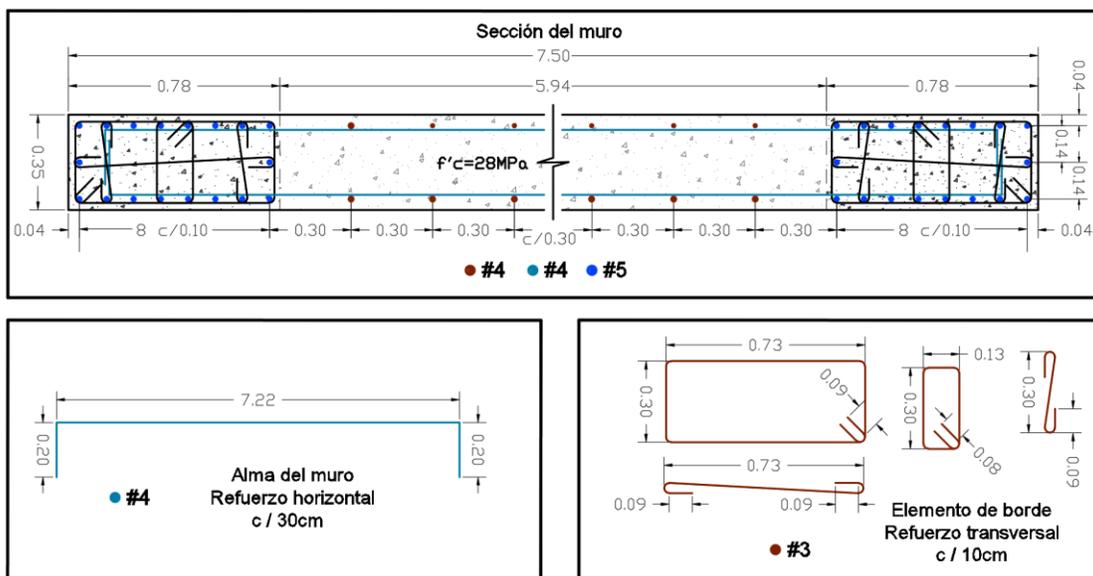


Figura (c). Fuente: elaboración propia.

Figura 43. Muro RC, (a) diagrama de interacción muro de 10 pisos, (b) diagrama de interacción muro de 15 pisos, (c) esquema del diseño de ambos muros Muro. Elaboración propia

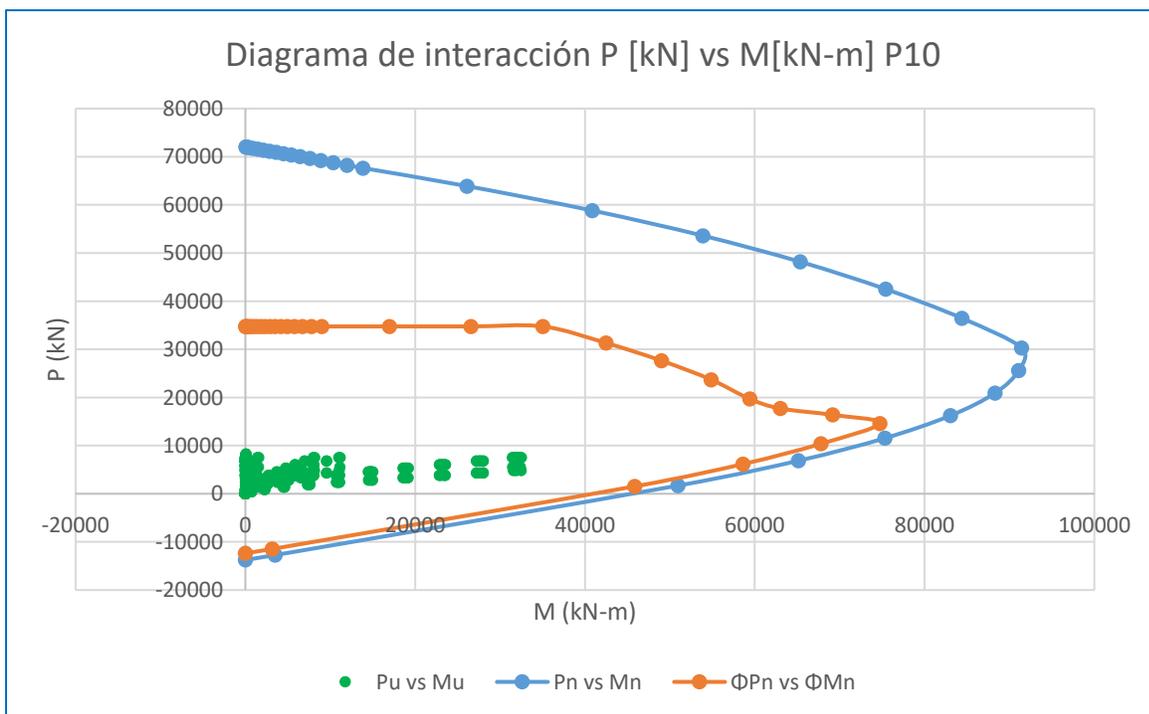


Figura (a). Fuente: Elaboración propia.

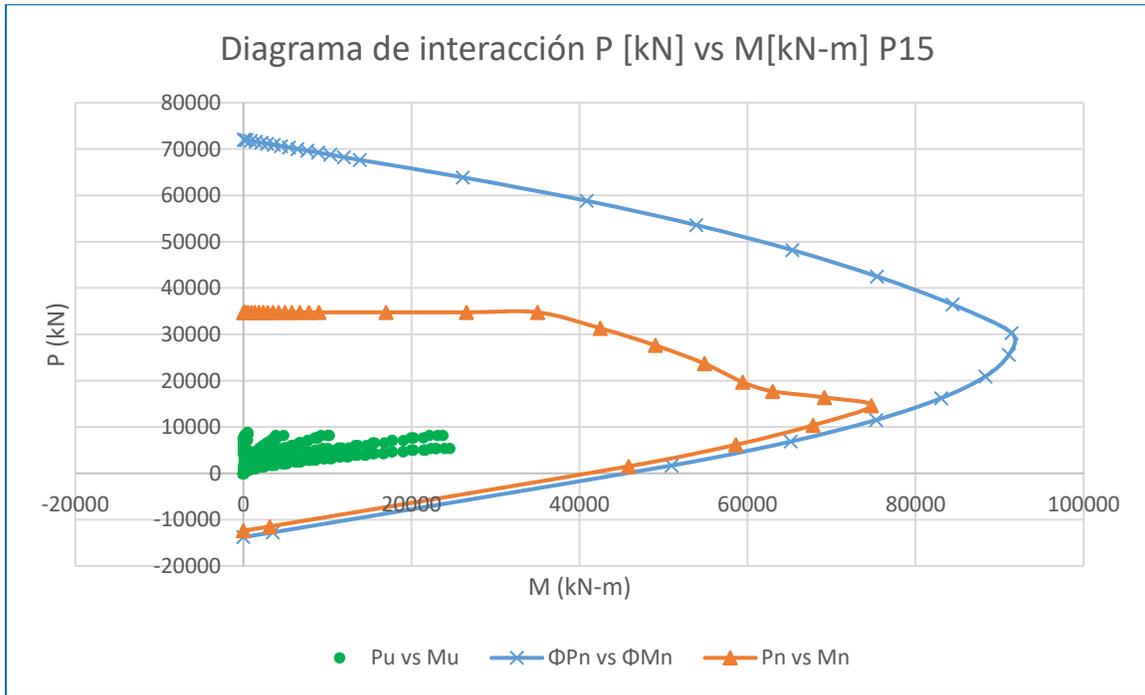


Figura (b). Fuente: Elaboración propia.

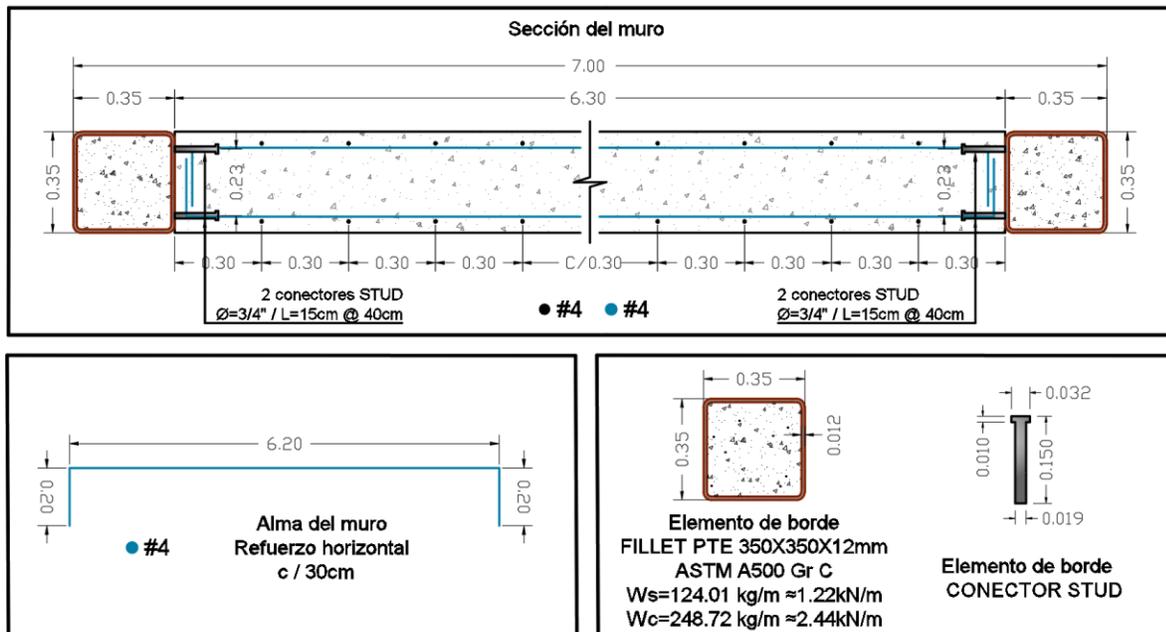


Figura (c). Fuente: Elaboración propia.

Figura 44. Muro RCFT, (a) diagrama de interacción muro de 10 pisos, (b) diagrama de interacción muro de 15 pisos, (c) esquema del diseño de ambos muros. Elaboración propia

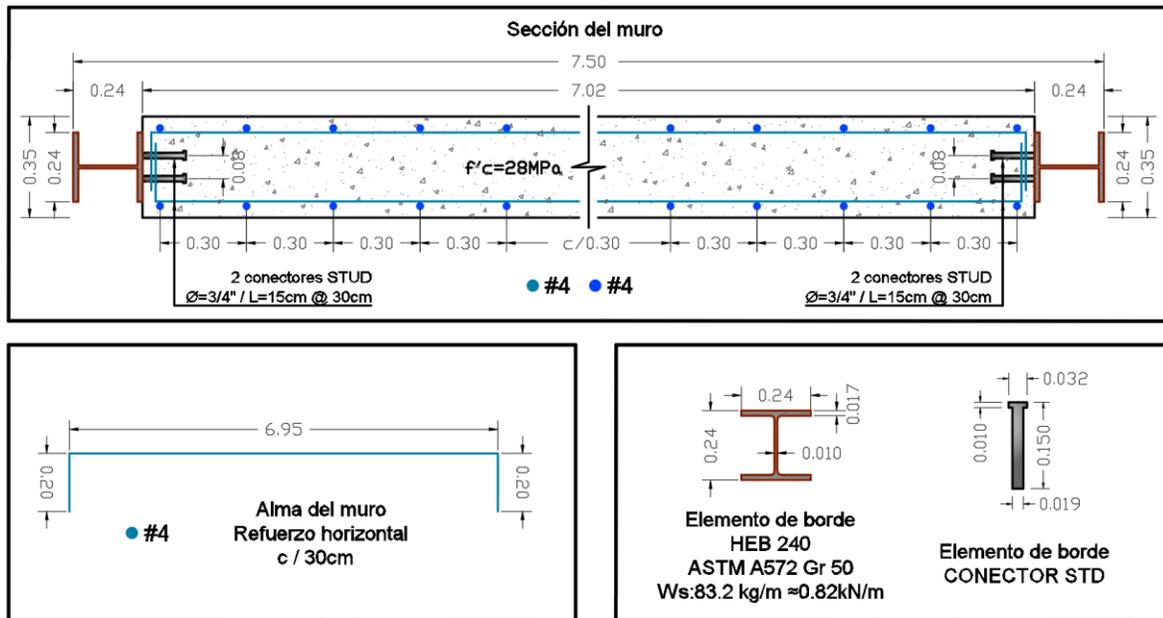


Figura 45. Muro RCSP, esquema del diseño de ambos muros. Fuente: Elaboración propia.

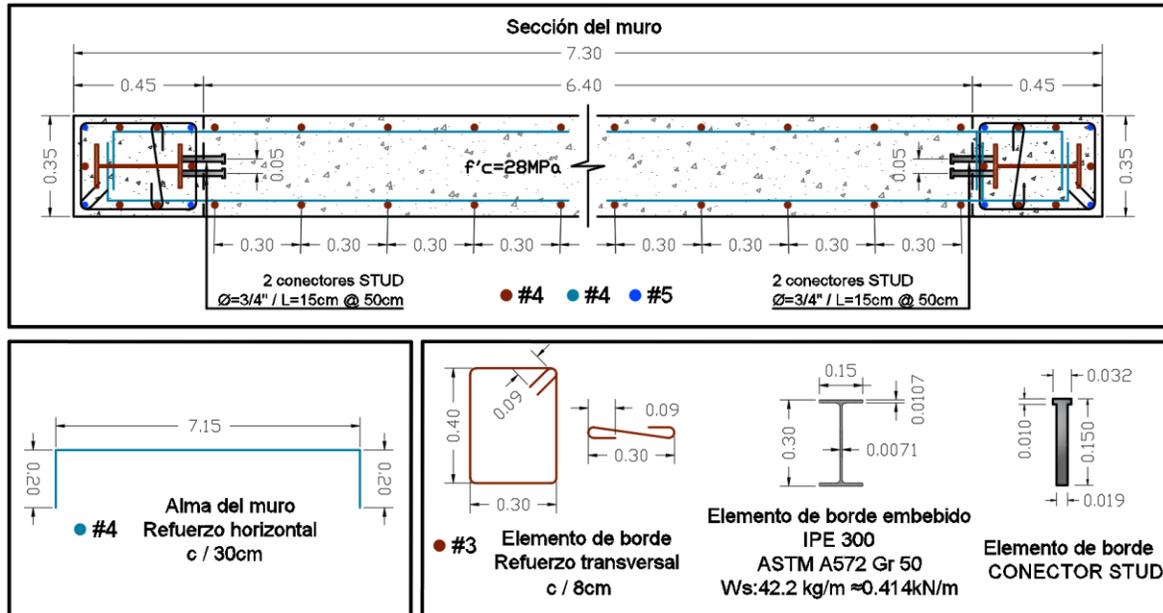


Figura 46. Muro RCEP, esquema del diseño de ambos muros. Fuente: Elaboración propia.

4.5. Aplicación Del Análisis No Lineal Estático-Push Over.

Uno de los objetivos del proyecto es comparar la capacidad en el rango inelástico de las cuatro tipologías de muros con alturas de 28 y 42 metros, como se ha descrito anteriormente. Debido a la dificultad computacional para realizar modelos matemáticos microscópicos (micromodelos de capas) de todas las tipologías de muros tratadas en este proyecto se recurrió a modelos simplificados de tipo OVLEM incorporando un modelo de rotulación concentrada que contempla únicamente el comportamiento no lineal de los muros por los efectos de flexo-compresión a partir de las curvas momento-curvatura, las cuales se obtuvieron a través de la integración de los modelos constitutivos de los materiales que conforman cada tipo de muro. Estos modelos (Hognestad, Hanson y McHenry ,1955) (Computer and structures. Inc ,2008) y (Whitney ,1937) se determinaron a partir de la revisión bibliográfica para cada tipología de muro.

Para estimar la capacidad no lineal en un modelo simplificado se requieren unos insumos previos, entre estos determinar la altura de plastificación de los muros, en la Figura 28 se presenta la idealización de la longitud de plastificación. Sin embargo, debido a la poca información sobre longitudes de plastificación para las tipologías de muros diferentes a las del RC, *se asignó una altura de plastificación (L_p) equivalente en todos los modelos*. Para ello, se realizó un micromodelo mediante elementos finitos de tipo área (considerando el comportamiento no lineal por un

micromodelo de capas) tanto para el muro RC de 28 como el de 42 metros solo con el objetivo de validar la longitud de plastificación a utilizar en los modelos simplificados de barra tipo OVLEM de tal forma que se escogiera aquel donde el error medido en términos de tenacidad fuera mínimo con respecto al micromodelo (Baetu ,2015). Luego de haberse escogido la longitud de plastificación para el modelo simplificado de RC, se utiliza esta misma para los otros tipos de muros (RCSP, RCEP y RCFT), justificados en que la propagación de las grietas es un parámetro determinante en dicha longitud, y estos tienen la misma disposición de acero en el alma del muro y, por lo tanto, pueden considerarse equivalentes (Kazaz ,2013).

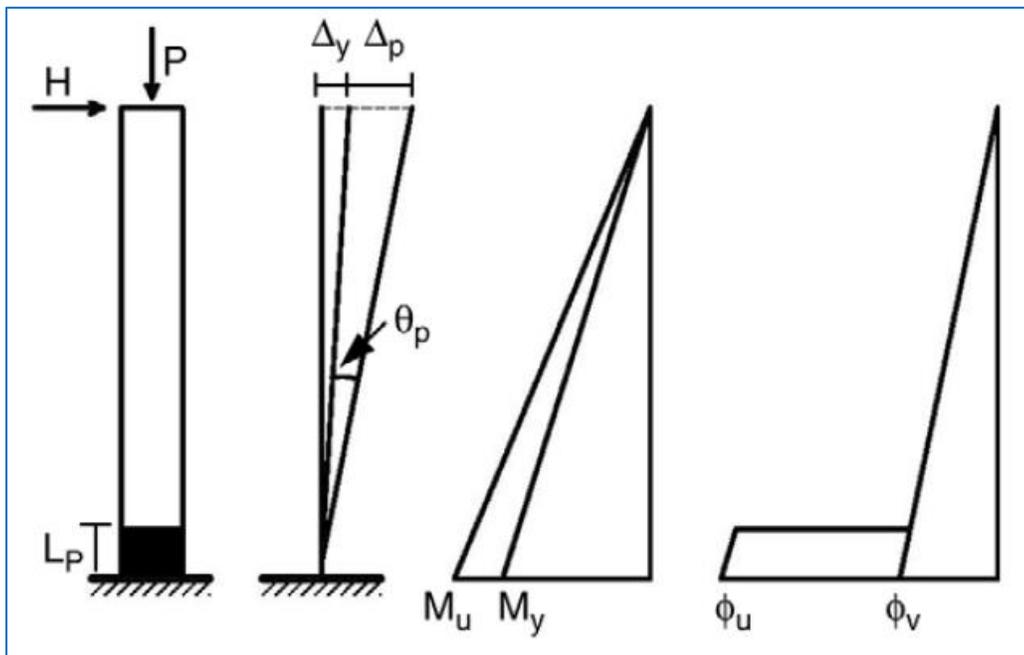


Figura 47. Idealización de la plasticidad concentrada de un muro en voladizo. Fuente: (Inel y Ozmen 2006).

Donde:

h : Fuerza horizontal aplicada en la parte superior del muro, kN.

p : Carga axial aplicada en la parte superior del muro, kN.

l_p : Longitud de plastificación, m.

θ_p : Rotación plástica en la base del muro, radianes.

δ_y : Desplazamiento de fluencia en la parte superior del muro, m.

δ_p : Desplazamiento plástico en la parte superior del muro, m.

φ_u : Curvatura última.

φ_y : Curvatura de fluencia.

Dado que el método de elementos finitos es un método numérico, es necesario realizar un análisis de convergencia para los muros de diferente altura con el fin de seleccionar el modelo a comparar que tuviera la respuesta más aproximada y que lograra captar la capacidad residual del muro. Para esto se ha llevado a cabo un análisis no lineal Pushover a cada muro con diferente rigor de discretización, realizando una distribución de fuerzas laterales en altura en función del modo

fundamental de vibración de los muros, tal como se muestra en la Figura 48 para el muro de 42 metros de altura.

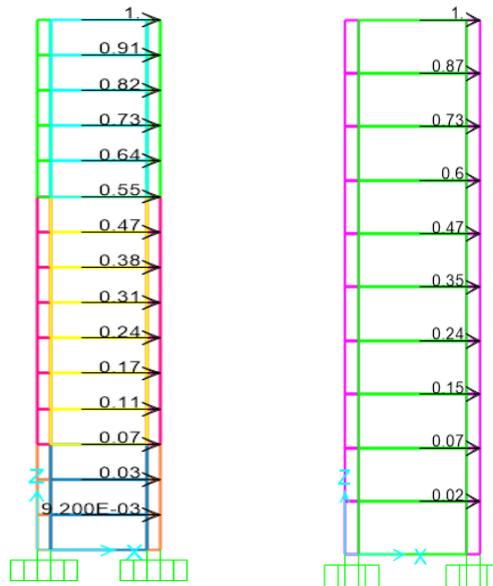


Figura 48. Distribución de fuerzas laterales en altura en función del modo fundamental de vibración, (a) para el muro de 42 m de altura (b) para el muro de 28 m de altura. Fuente: Elaboración propia.

En el muro de 28 m de altura fue posible encontrar convergencia con la asunción de no linealidad del concreto y el acero en toda la altura de este, siendo representado de color verde la asignación de no linealidad para el concreto del alma y de color magenta para la de los elementos de borde. Mientras que en el muro de 42 m sí se presentaron problemas de convergencia y, por lo tanto, fue necesario reducir el costo computacional de los modelos considerando comportamiento lineal en los materiales en las zonas donde la revisión de esfuerzos no superase los esfuerzos límites elásticos de cada material. De esta forma, se contemplaron tres zonas: I) comportamiento no lineal

en niveles 1, 2 y 3 tanto del concreto como del acero, color azul y naranja, II) comportamiento no lineal del concreto pero lineal del acero entre los niveles 4 y 10, color amarillo y magenta y III) comportamiento lineal tanto del concreto como del acero en los últimos 5 niveles, color cian y verde, tal como se observa en la Figura 49.

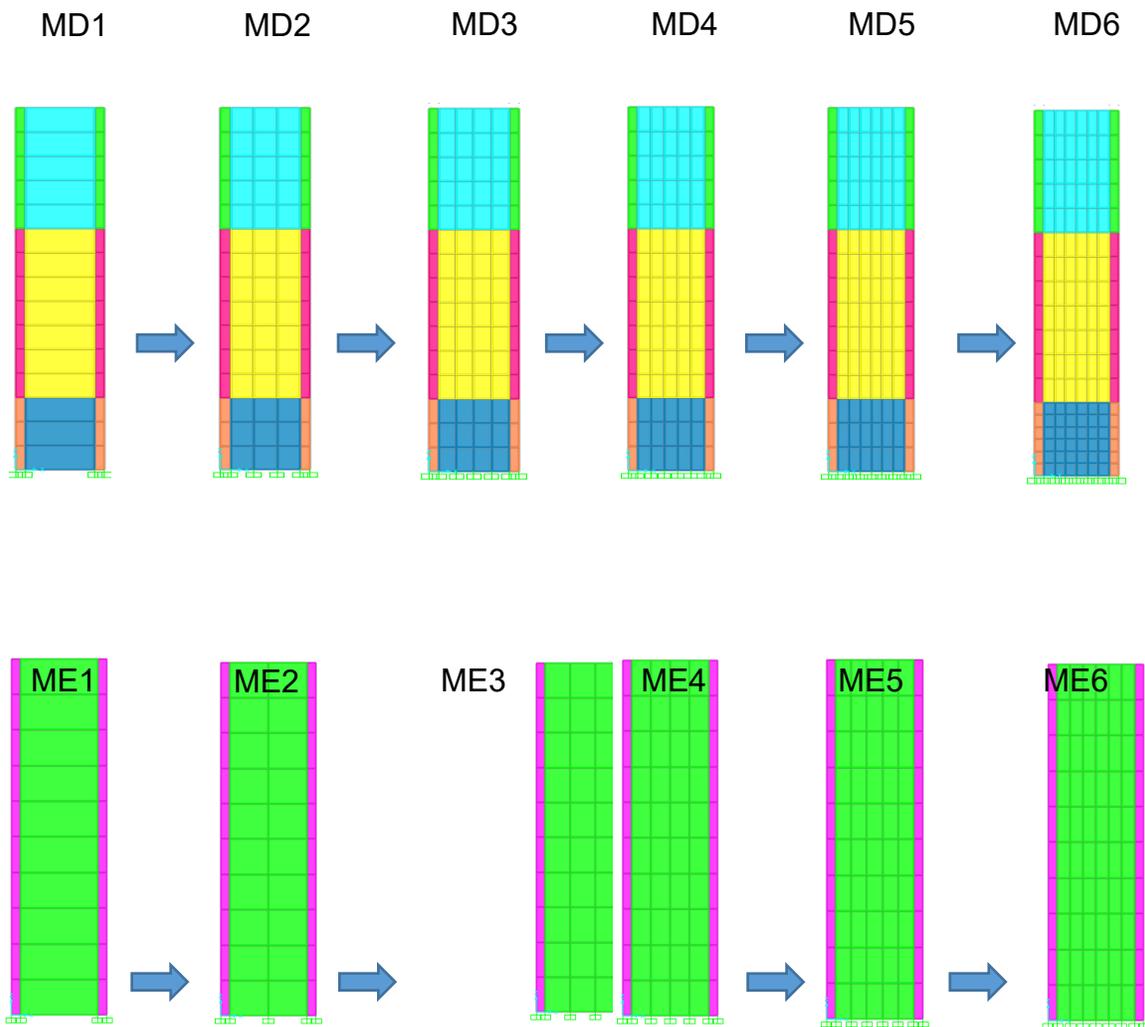


Figura 49. Definición de cada una de las zonas, para los 6 niveles de discretización. Muro de 42 m: zona I color azul, zona II amarillo y zona III cyan. Muro de 28 m: zona única en toda la longitud. Fuente: Elaboración propia.

Se han comparado las curvas de capacidad y calculados errores medidos en términos de fuerzas asociadas a desplazamientos de 10, 50 y 100 centímetros, debido a que el muro que menor respuesta al desplazamiento obtuvo, convergió hasta aproximadamente 100 centímetros para un tiempo de cálculo mayor a las 24 horas, en el caso de muros de 42 metros. En la Figura 50 se muestran las curvas de capacidad para los 6 niveles de discretización analizados, para cada muro, en la cual se aprecia que el nivel de discretización MD5 del muro de 42 m es capaz de captar mayor capacidad residual, inclusive para valores de desplazamiento del orden de 4 m, y es posible observar un decrecimiento sostenido de la capacidad, lo cual permite asegurar que se ha captado un pico máximo de resistencia. Por ello, se ha escogido este nivel de discretización (MD5) a pesar de no tener el menor error promedio relativo a MD6, como se puede apreciar en la Figura 51 y Figura 52.

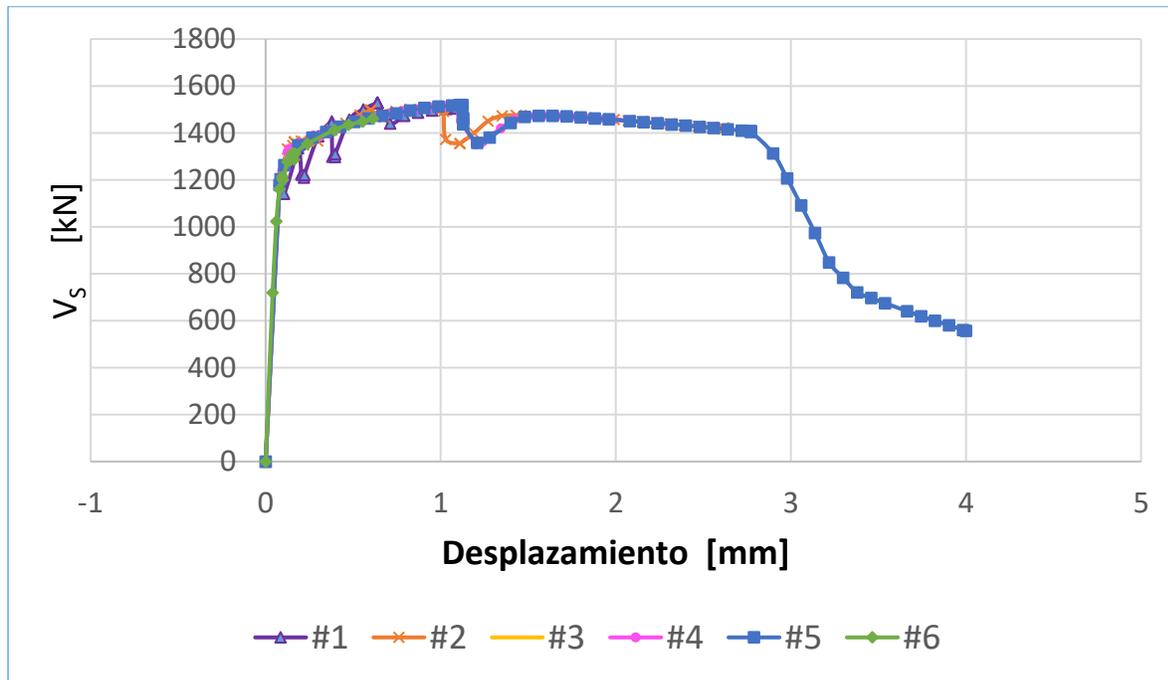


Figura (a): Fuente: Elaboración propia.

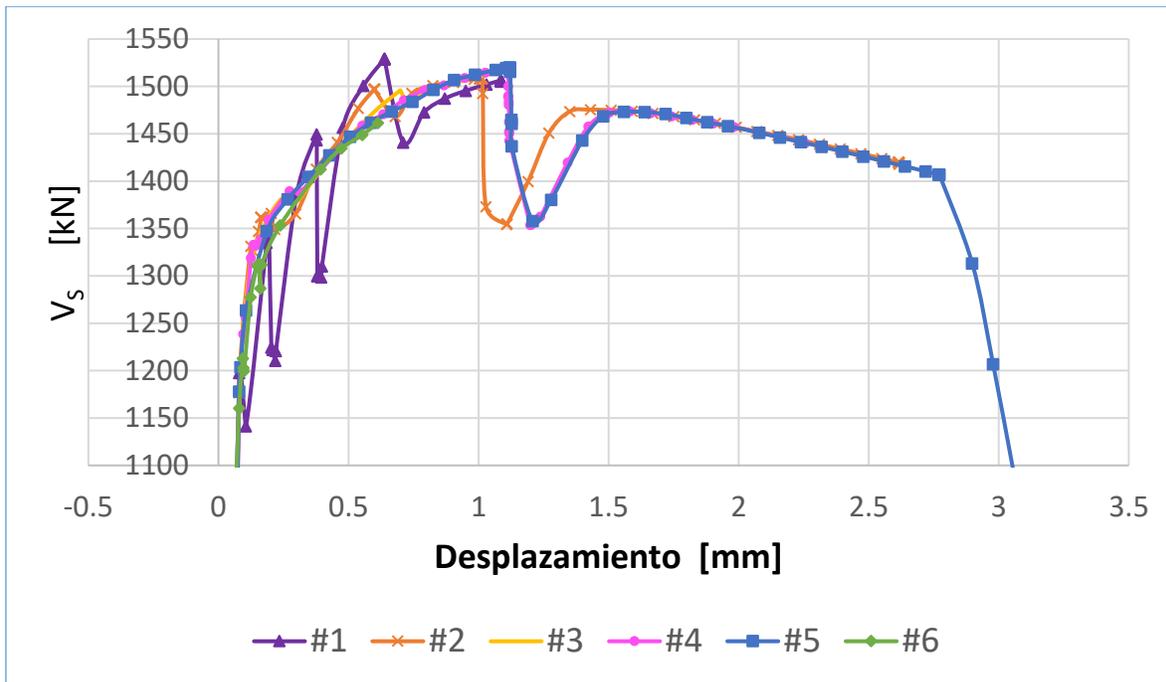


Figura (b): Fuente: Elaboración propia.

Figura 50. (a) Curva de capacidad para los 6 niveles de discretización (MDi) en muro de 42 m, (b) escala ampliada.:

Elaboración propia.

Una situación similar ocurre para el muro de 28 m, en donde ME4, ME5 y ME6 presentan un decrecimiento sostenido de la capacidad, tal como se observa en la Figura 50, sin embargo, es escogido el nivel de discretización ME6 debido a que presenta el menor error promedio medido, comparado con el nivel de discretización anterior y posterior, presentados en la Tabla 14.

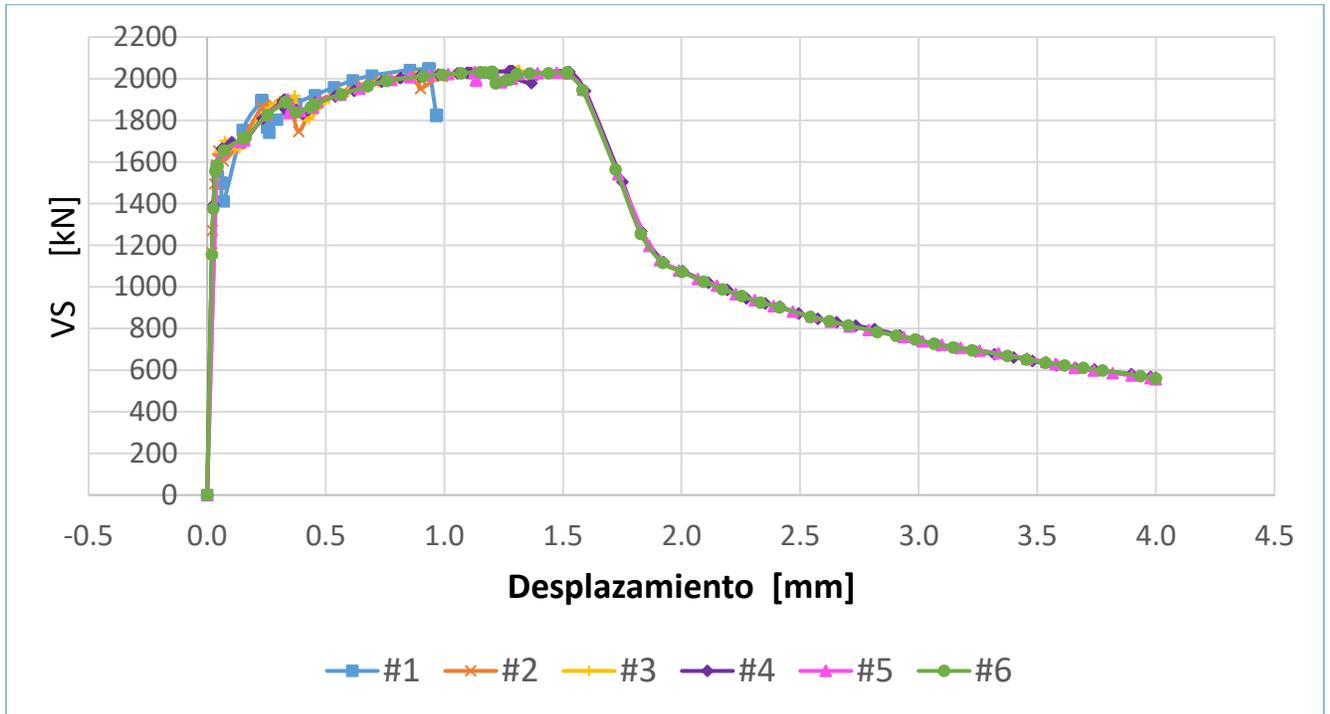


Figura (a). Fuente: Elaboración propia.

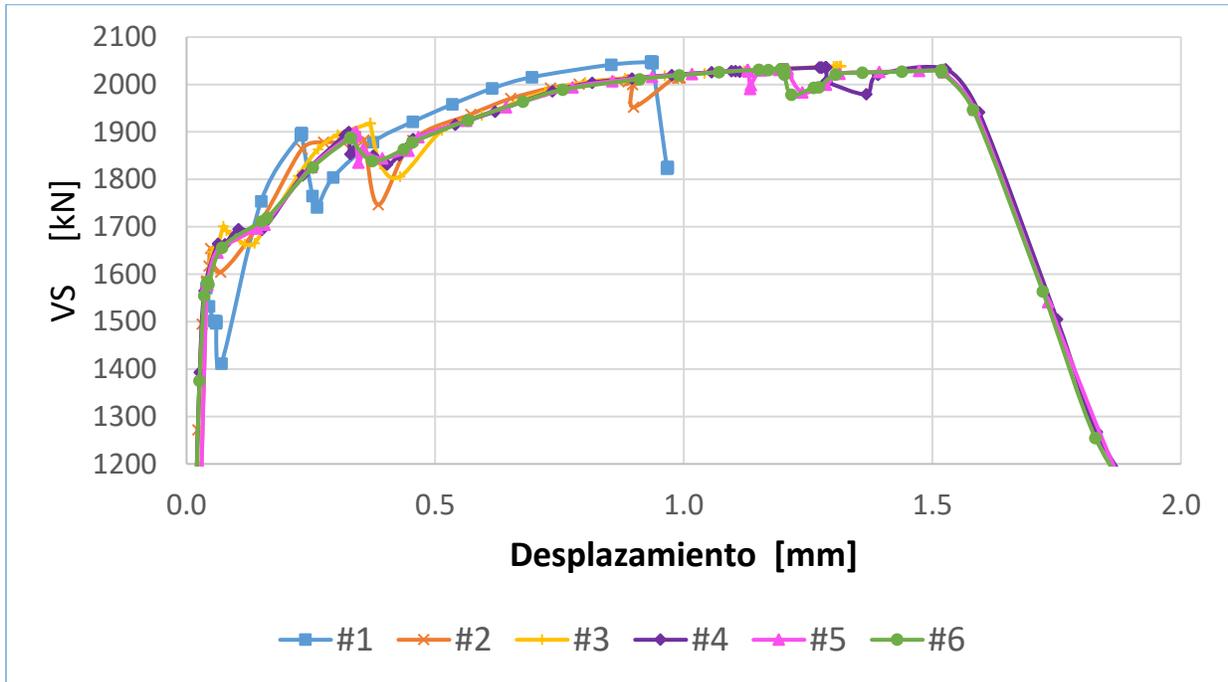


Figura (b). Fuente: Elaboración propia

Figura 51. (a) Curva de capacidad para los 6 niveles de discretización (MDi) en muro de 28 m, (b) escala ampliada.

Fuente: Elaboración propia.

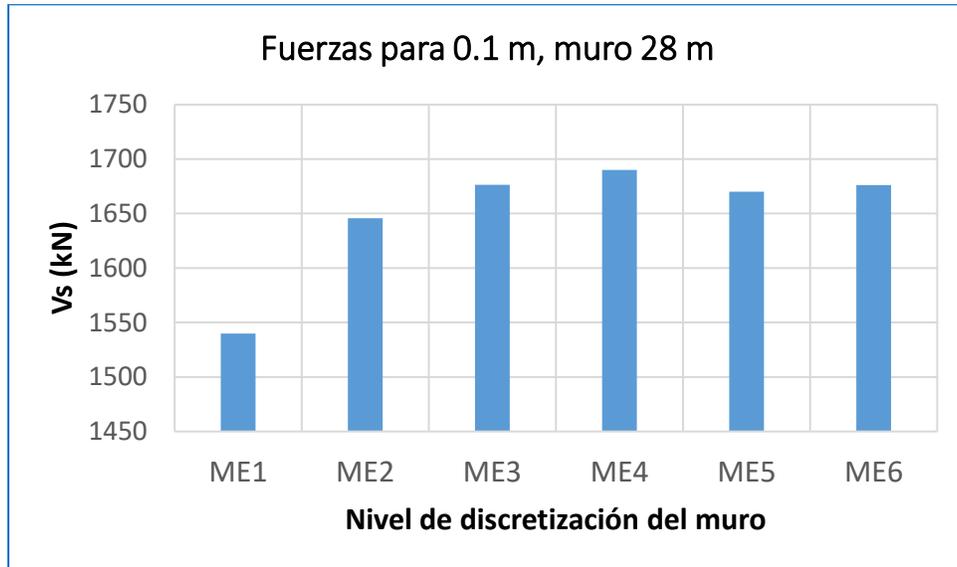


Figura (a). Fuente: Elaboración propia.

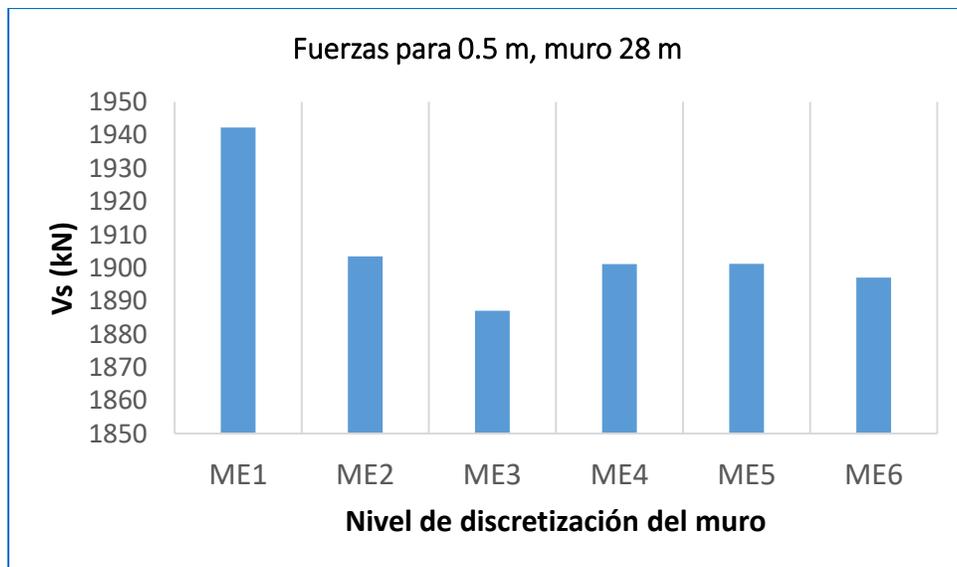


Figura (b). Fuente: Elaboración propia.

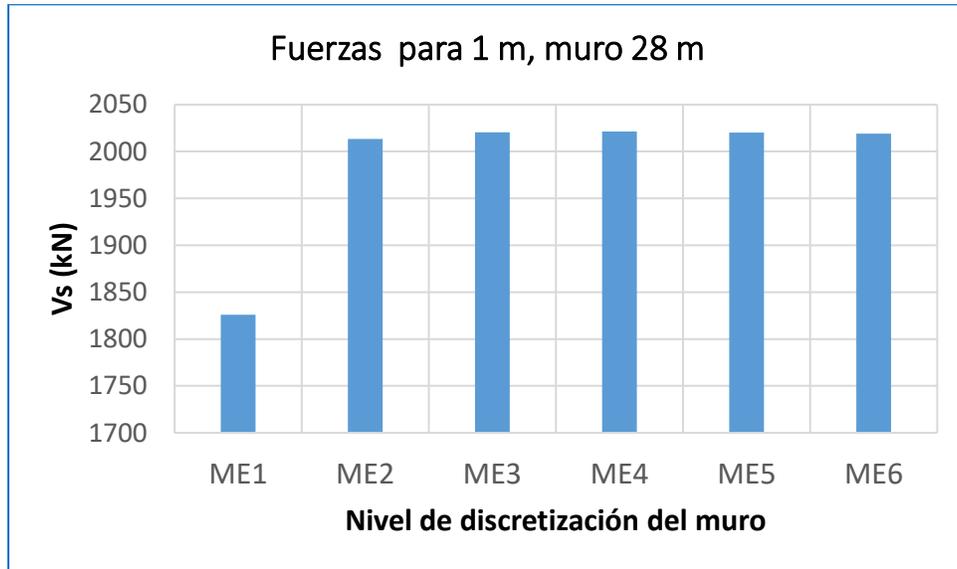


Figura (c). Fuente: Elaboración propia.

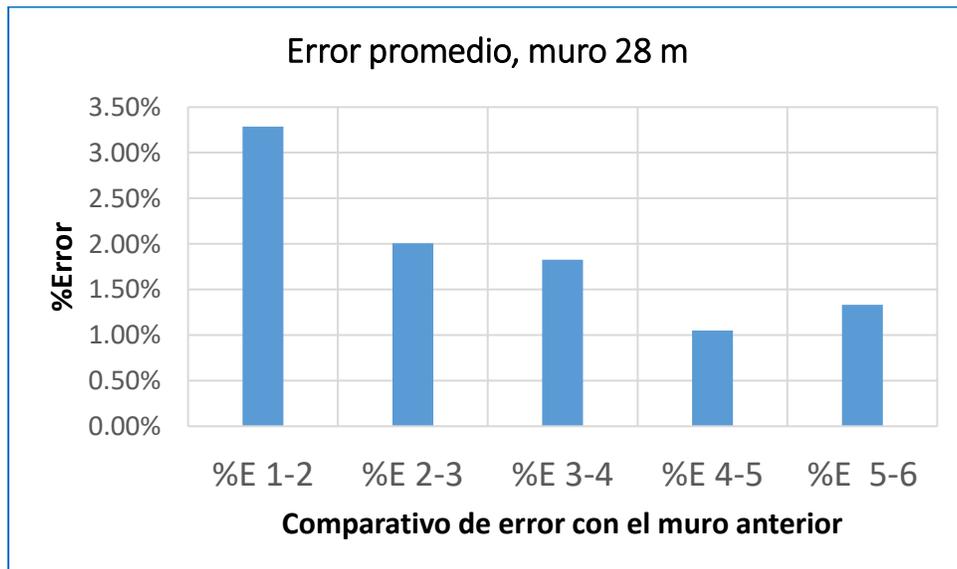


Figura (d). Fuente: Elaboración propia.

Figura 52. Valores de fuerzas asociadas a desplazamientos de (a) 0.1 m, (b) 0.5 m y (c) 1.0 m, para los 6 niveles de discretización (MDi) y (d) errores relativos promedios, todo para el muro de 28 m. Fuente: Elaboración propia.

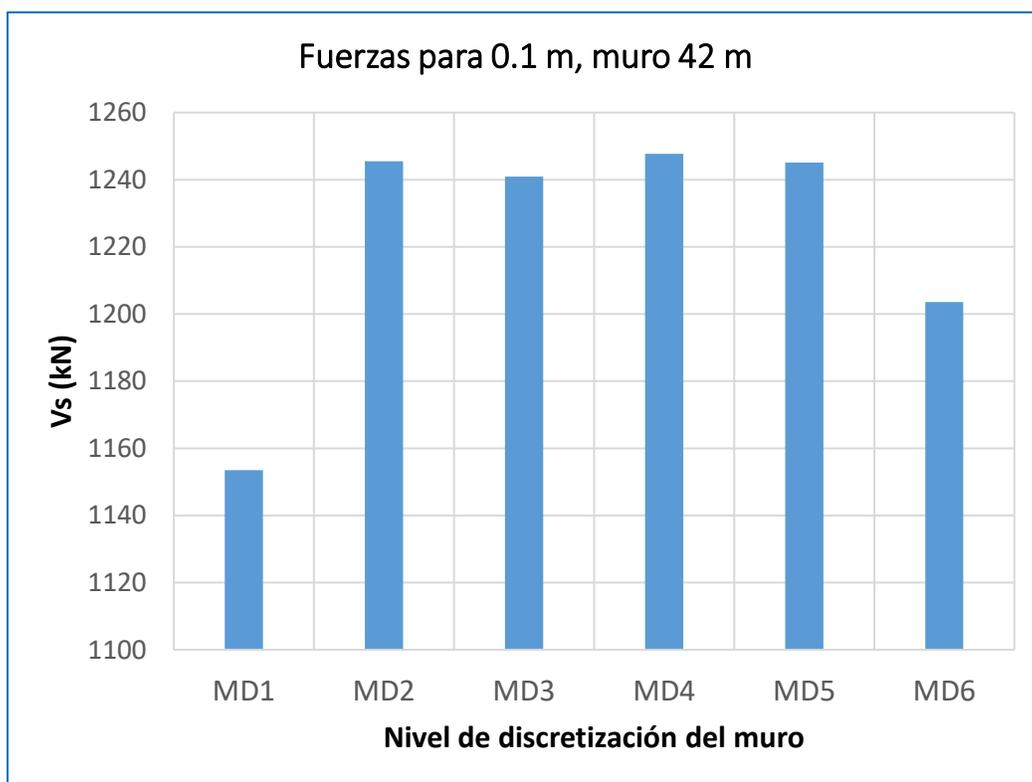


Figura (a). Fuente: Elaboración propia.

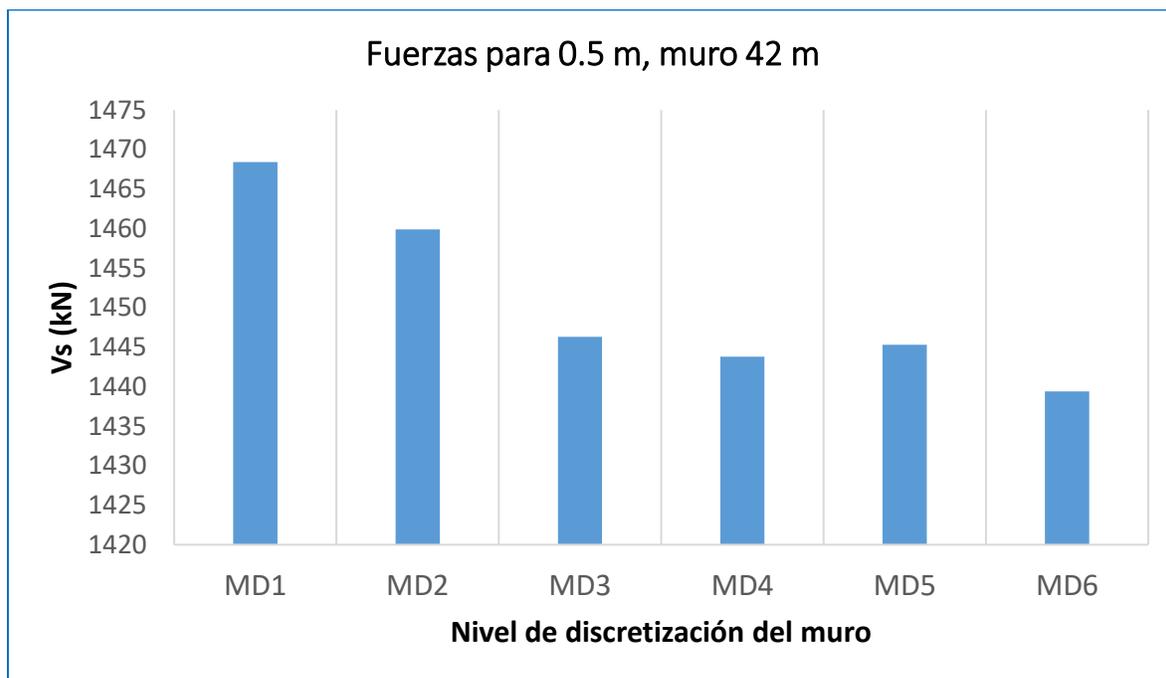


Figura (b). Fuente: Elaboración propia.



Figura (c). Fuente: Elaboración propia.

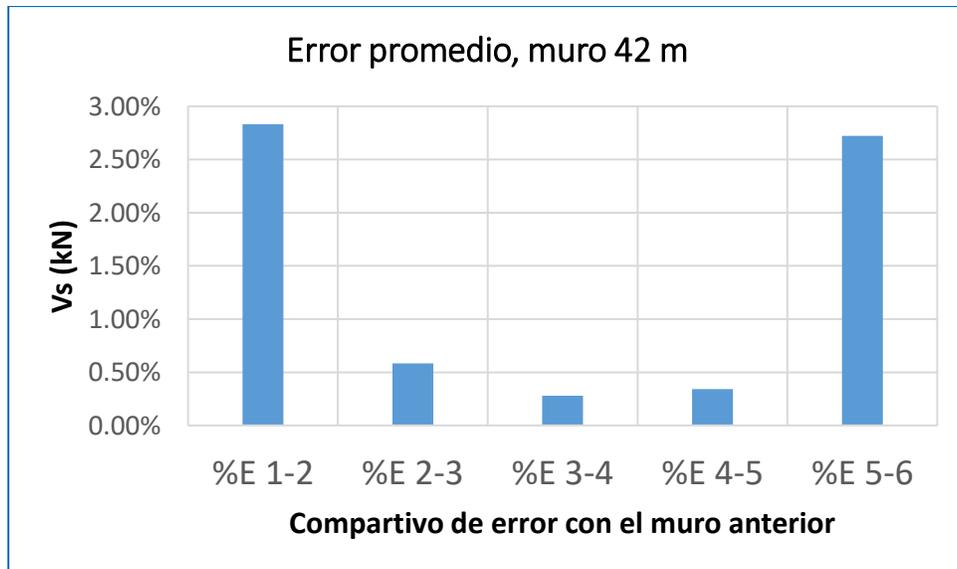


Figura (d). Fuente: Elaboración propia.

Figura 53. Valores de fuerzas asociadas a desplazamientos de (a) 0.1 m, (b) 0.5 m y (c) 1.0 m, para los 6 niveles de discretización (MDi) y (d) errores relativos promedios, todo para el muro de 42 m. Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 14.

Longitudes de plastificación para los modelos simplificados de tipo OVLEM y error en términos de tenacidad con respecto al micromodelo (modelo shell).

Muro de 42 m, P15

Modelo	Error promedio	
	Error anterior	Error posterior
2	2.70%	0.59%
3	0.58%	0.28%
4	0.28%	0.35%
5	0.35%	2.77%
6	2.40%	---

Muro de 28 m, P10

Modelo	Error promedio	
	Error anterior	Error posterior
2	3.94%	2.03%
3	2.37%	1.85%
4	1.48%	1.06%
5	1.39%	1.35%
6	0.999%	---

Fuente: Elaboración propia.

Una vez se ha seleccionado el muro MD5 y ME6 del análisis microscópico para las alturas de 42 y 28 m, respectivamente, se realizaron varios modelos simplificados del mismo muro con un rango de alturas de plastificación desde 1 hasta 4 m con un intervalo de 0.3 m para el muro de 42 m, y desde 2.5 hasta 8 m con un intervalo de 0.5 m para el muro de 28 m, como se muestra en la Tabla 15, incorporando rótulas plásticas de tipo M3 (Inel y Ozmen 2006) contemplando los

efectos de la carga axial directamente en la curva momento-curvatura. En la Figura 54 se comparan las curvas de capacidad de modelos simplificados de tipo OVLEM con respecto a la que se tiene del micromodelo (modelo shell), seleccionando la altura de plastificación para la cual el error medido en tenacidad fuese menor, en donde se encontró una altura de plastificación de 4m (Barra 11) para el muro de 42 m y 5 m (Barra 6) para el muro de 28 m, tal como se muestra en la:

Tabla 15. Longitudes de plastificación para los modelos simplificados de tipo OVLEM y error en términos de tenacidad con respecto al micromodelo (modelo shell) para ambos muros.

Muro de 42 m			Muro de 28 m		
Modelo	L_p (m)	% Error de tenacidad	Modelo	L_p (m)	% Error de tenacidad
Barra #1	1	75.24	Barra #1	2.5	45.49
Barra #2	1.3	67.81	Barra #2	3.0	35.60
Barra #3	1.6	60.38	Barra #3	3.5	26.02
Barra #4	1.9	51.83	Barra #4	4.0	16.75
Barra #5	2.2	46.21	Barra #5	4.5	7.81
Barra #6	2.5	37.89	Barra #6	5.0	0.79
Barra #7	2.8	32.32	Barra #7	5.5	9.25
Barra #8	3.1	24.02	Barra #8	6.0	17.33
Barra #9	3.4	18.33	Barra #9	6.5	25.19
Barra #10	3.7	4.42	Barra #10	7.0	32.81
Barra #11	4.0	3.17	Barra #11	7.5	40.21
Barra #12	4.3	11.89	Barra #12	8.0	47.51

Fuente: Elaboración propia.

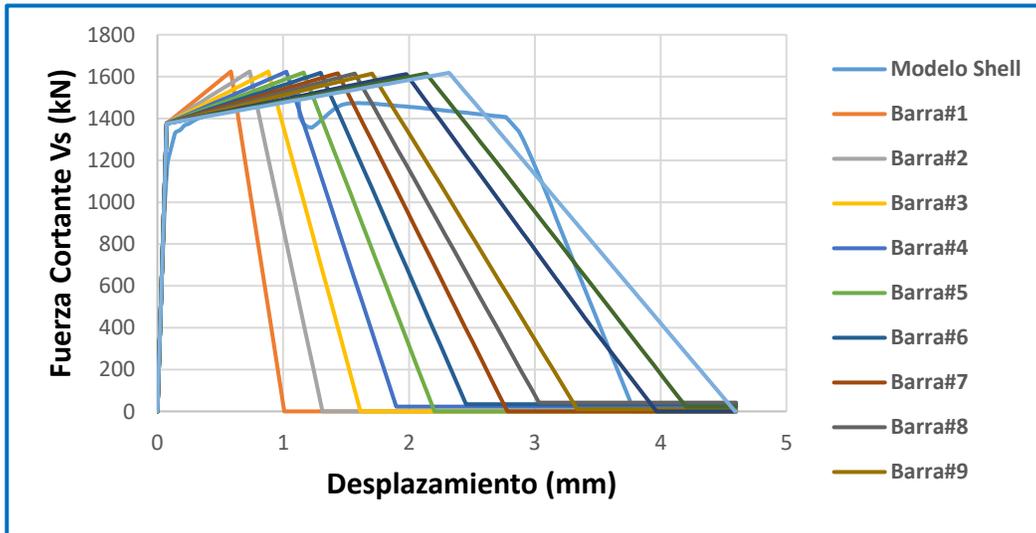


Figura (a). Fuente: Elaboración propia.

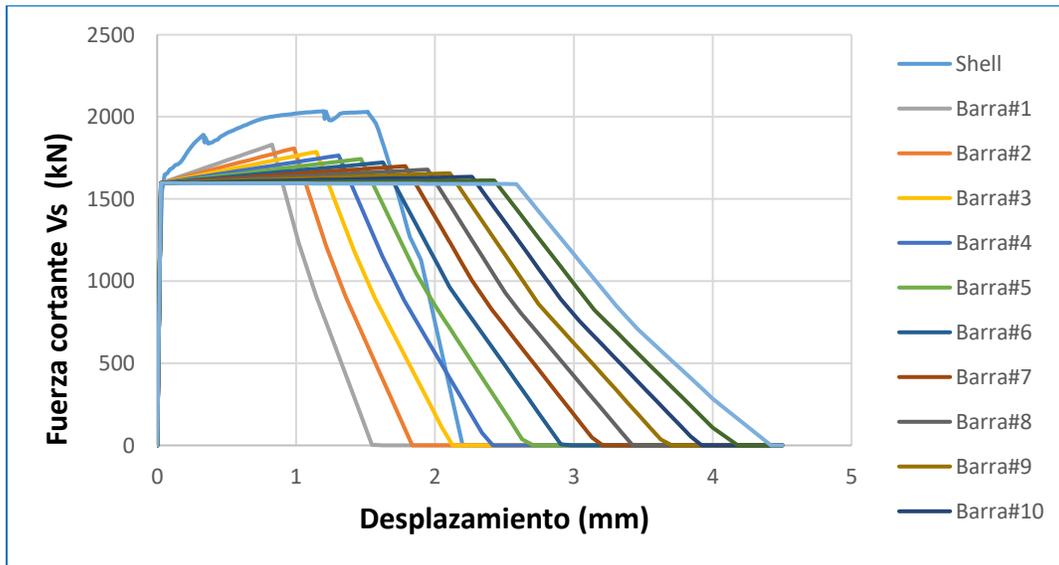


Figura (b). Fuente: Elaboración propia.

Figura 54. Comparación entre las curvas de capacidad obtenida por modelos tipo barra y el micromodelo (modelo shell) (a) muro de 42 m, (b) muro de 28 m. Fuente: Elaboración propia.

Además, se determinaron los errores medidos en fuerzas cortantes para la cual ocurre la primera rotulación (V_d) y la fuerza máxima (V_y) entre el modelo seleccionado y el micromodelo obteniendo errores del orden del 5% en los dos casos para los muros de 42 metros y del 3% y 19% para el muro de 28 metros, respectivamente. Ver Tablas 16 y 17.

Tabla 16.

Error entre las fuerzas cortantes para la primera rotulación (V_d) y la fuerza máxima (V_y) obtenidas por el micromodelo Shell y el modelo simplificado, para el muro de 28 m.

Cortante	Modelo simplificado	Modelo tipo shell	Error
V_d	1359 kN	1289 kN	5%
V_y	1593 kN	1520 kN	5%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17.

Error entre las fuerzas cortantes para la primera rotulación (V_d) y la fuerza máxima (V_y) obtenidas por el micromodelo Shell y el modelo simplificado, para el muro de 42 (m).

Cortante	Modelo simplificado	Modelo tipo shell	Error
V_d	1596 kN	1651 kN	3%
V_y	1655 kN	2035 kN	19%

Fuente: Elaboración propia

Este error se presenta debido a que los diagramas momento-curvatura obtenidos del método de integración directa que se incorporaron en las rótulas difieren en gran medida de la tendencia de los diagramas momentos-curvatura obtenidos de los micromodelos de elementos finitos, tal como se muestra en la Figura 55.

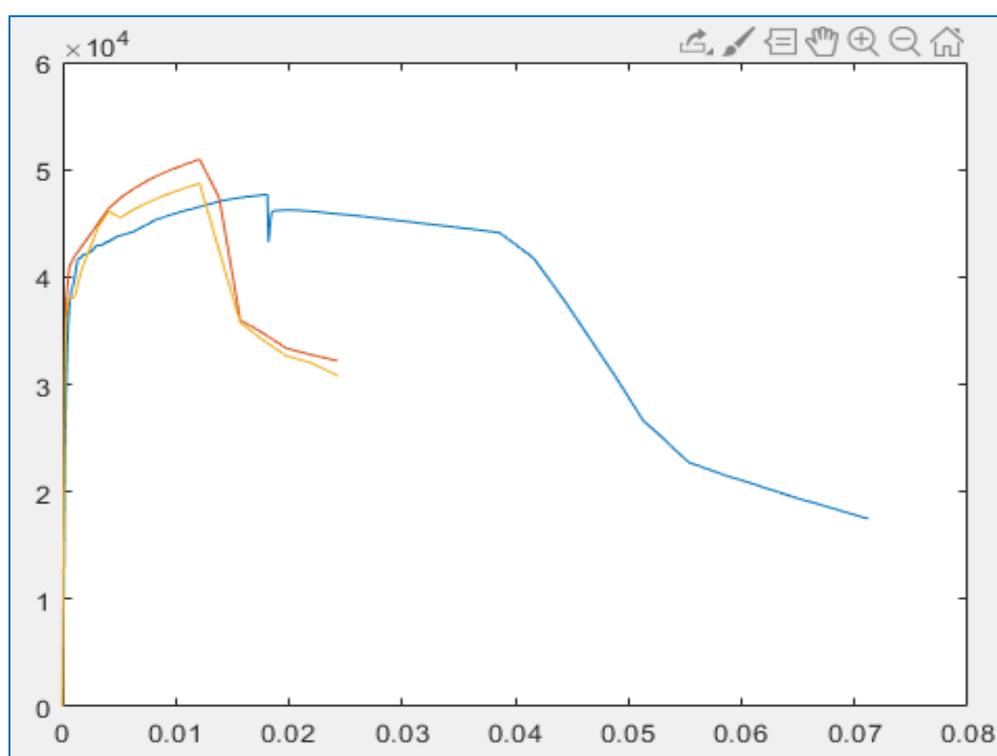


Figura (a). Fuente: Elaboración propia.

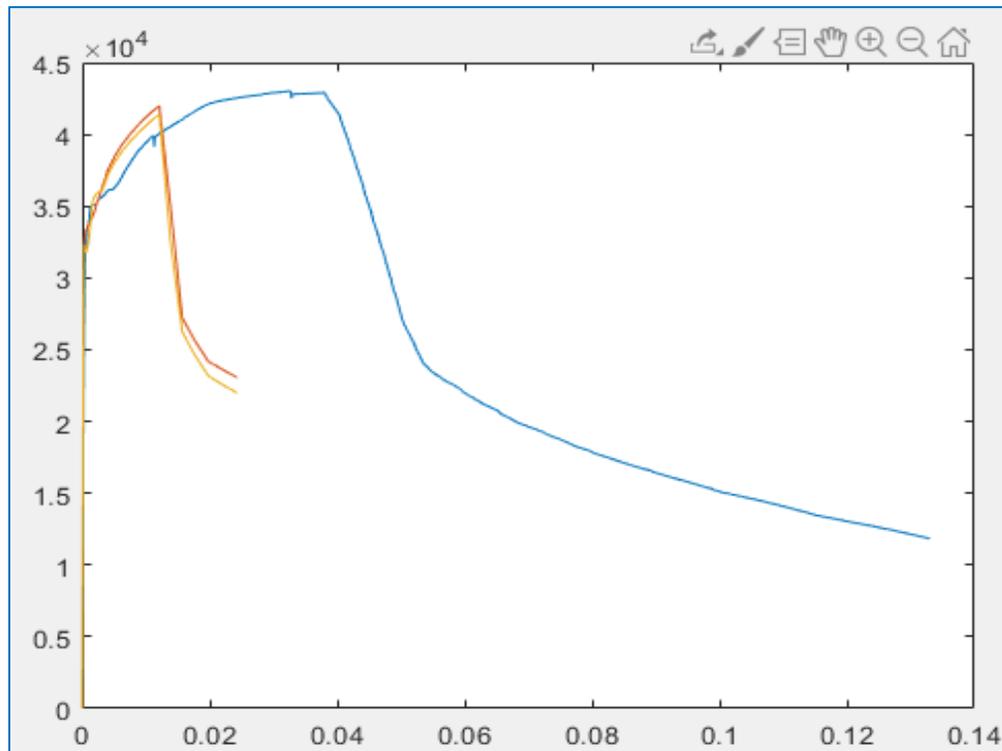


Figura (b). Fuente: Elaboración propia.

Figura 55. Comparación de los diagramas momento-curvatura obtenidos por (a) integración directa y (b) por los micromodelos de elementos finitos. Fuente: elaboración propia

4.5.1 Resultados. Una vez se ajustaron los modelos simplificados, se estimaron las curvas de capacidad de cada modelo y se compararon. Como se pueden ver en las Figuras 56 y 57 para los muros de 28 y 42 (m), respectivamente.

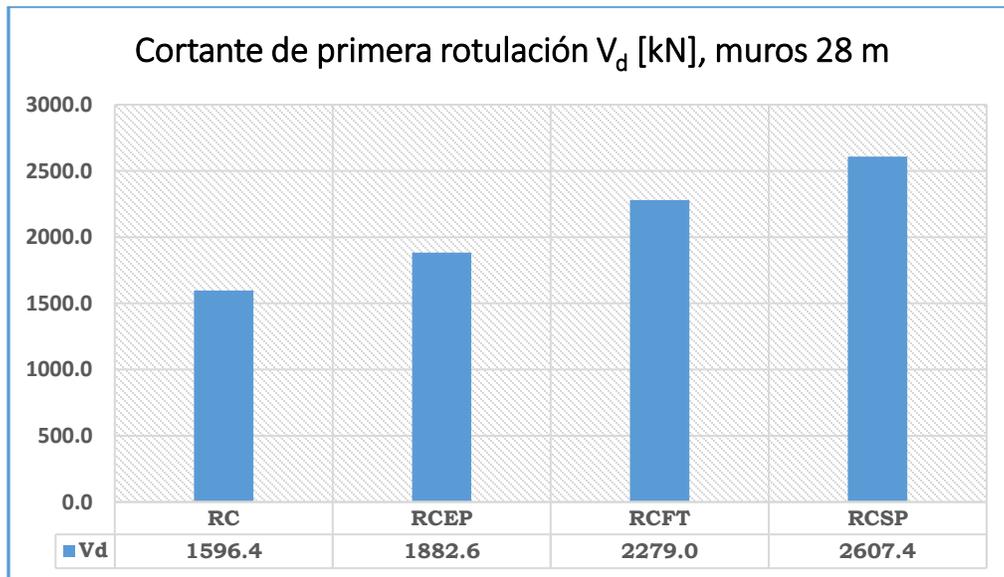


Figura (a). Fuente: Elaboración propia.

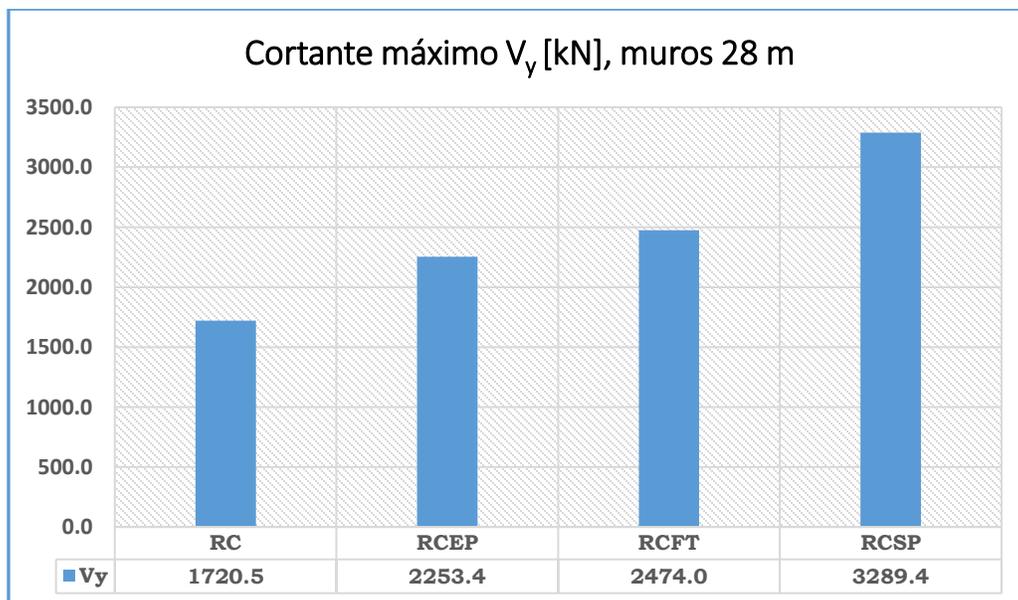


Figura (b). Fuente: Elaboración propia.

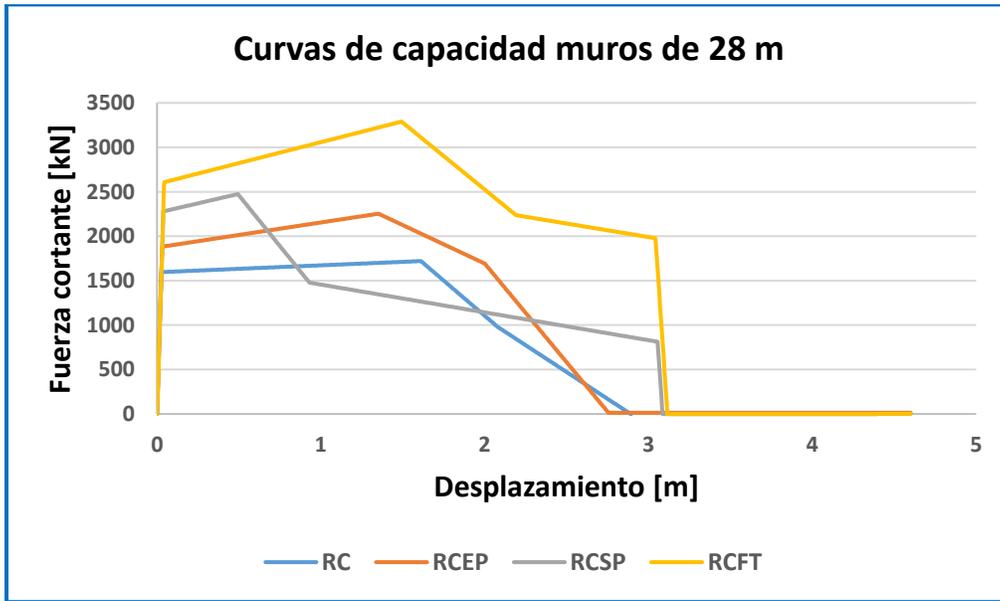


Figura (c). Fuente: Elaboración propia.

Figura 56. Cortantes y curva de capacidad para cada tipología de muros de 28 (m). (a) Cortante de primera rotulación V_d , (b) cortante máximo V_y , (c) curva de capacidad. Fuente: Los autores.

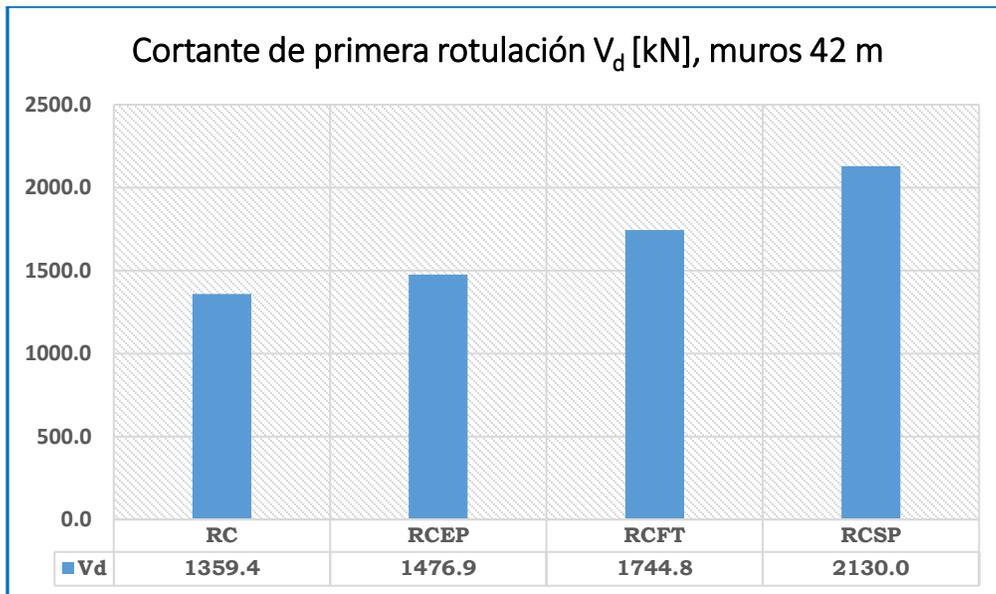


Figura (a). Fuente: Elaboración propia.

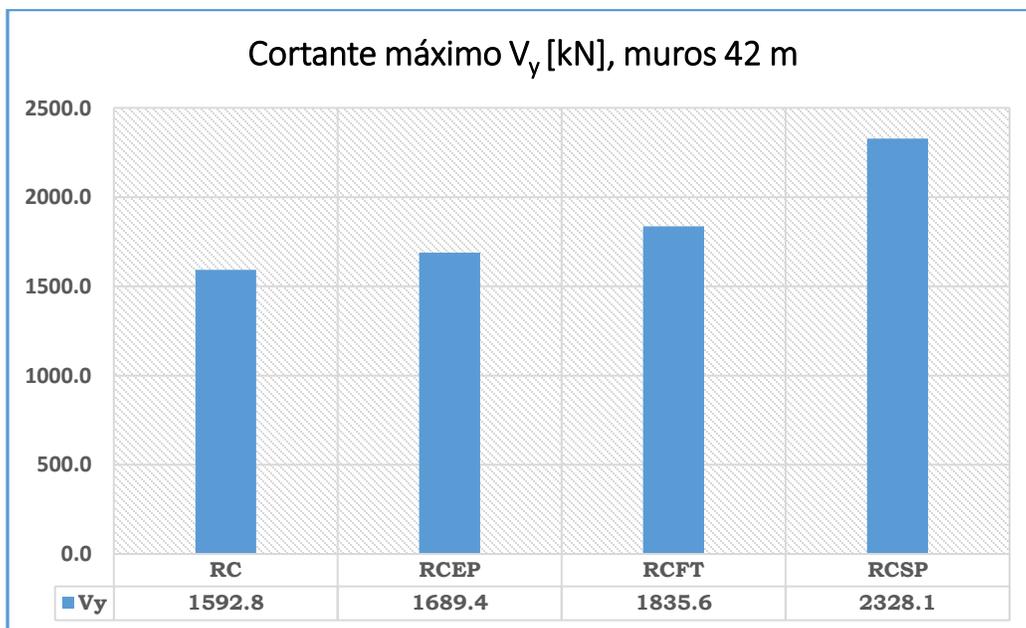


Figura (b). Fuente: Elaboración propia.

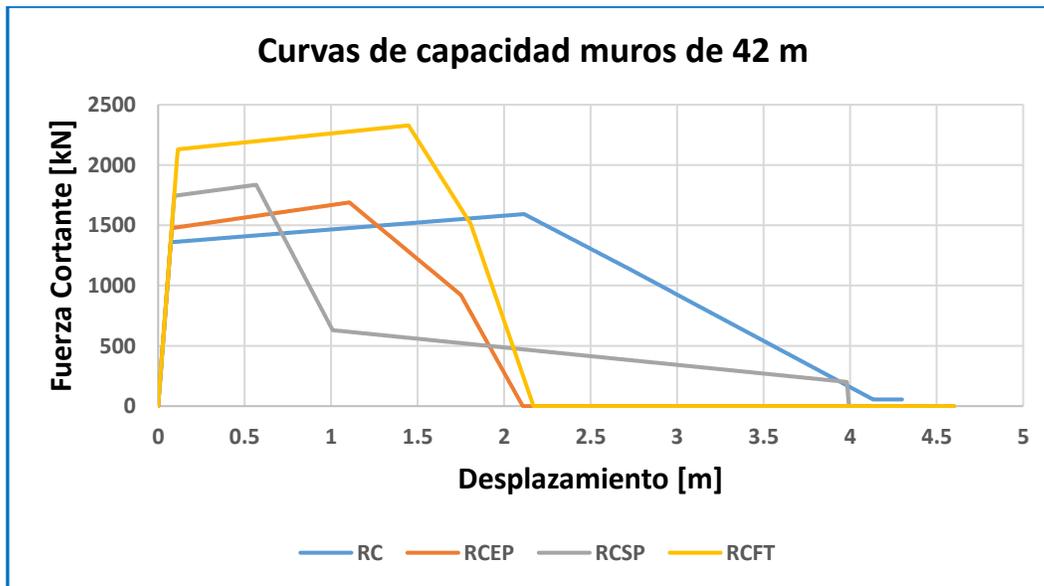


Figura (c). Fuente: *Elaboración propia*.

Figura 57. Cortantes y curva de capacidad para cada tipología de muros de 42 (m). (a) Cortante de primera rotulación V_d , (b) cortante máximo V_y , (c) curva de capacidad. Fuente: *Elaboración propia*.

Se presenta a continuación gráficas correspondientes a la variación de la capacidad a momento debido a la presencia de carga axial, siendo estipuladas cuatro condiciones: $(ALR)=0.0$, $(ALR)=1.0$, $(ALR)=2.0$ y $(ALR)=3.0$, recordando que ALR es la relación de carga axial $(ALR) = P_u / (A_g f'_c)$. Esta comparación se conoce como diagrama momento-curvatura ($M - \theta$) y son presentados para cada tipología de muro en la Figura 58. Debido a que son estimadas a partir de la sección del elemento, corresponden tanto para los muros de 28 m como de 42 m.

A partir de estos diagramas se puede estimar la ductilidad de sección μ , para ello, se deben emplear parámetros de rotación-momento de primera rotulación (ϕ_y, M_y) y rotación-momento máximo (ϕ_u, M_u). La Tabla 18 presenta estos valores extraídos de los diagramas $M - \theta$ y el cálculo de μ mediante la EC. 49, mientras que la Figura 59 presenta como varía esta ductilidad de sección ante la presencia de carga axial, para cada tipología de muro.

$$\mu = \phi_u / \phi_y \quad \text{EC. (49)}$$

Donde:

ϕ_u = Rotación para el momento máximo (rad).

ϕ_y = Rotación para el momento de primera rotulación (rad).

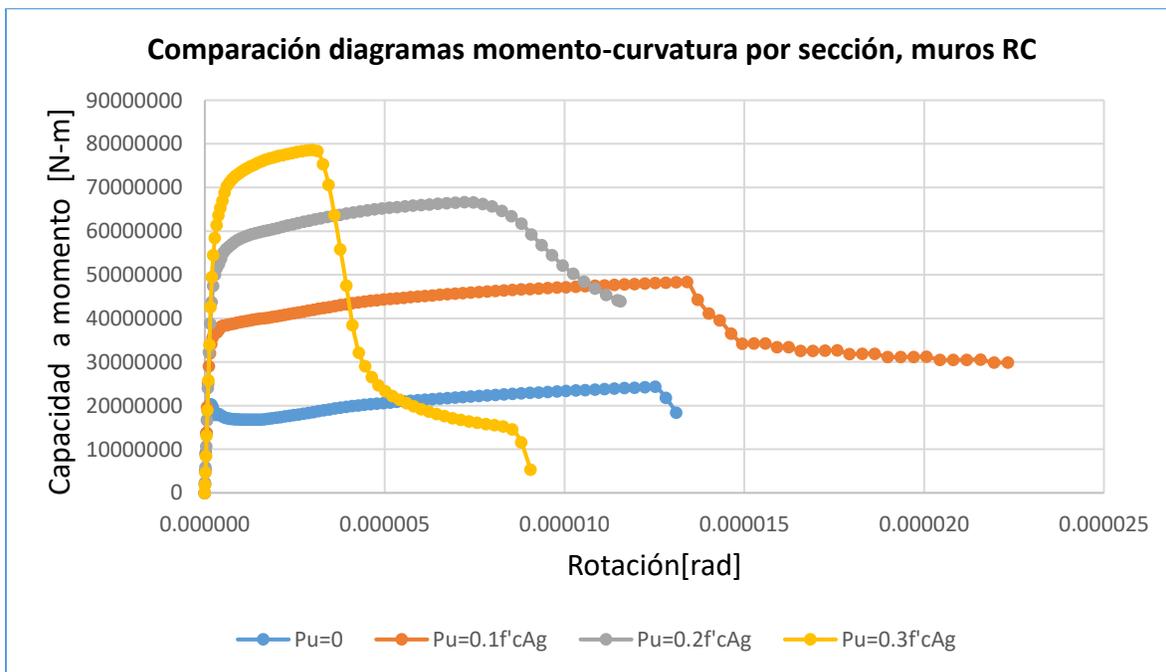


Figura (a). Fuente: Elaboración propia.

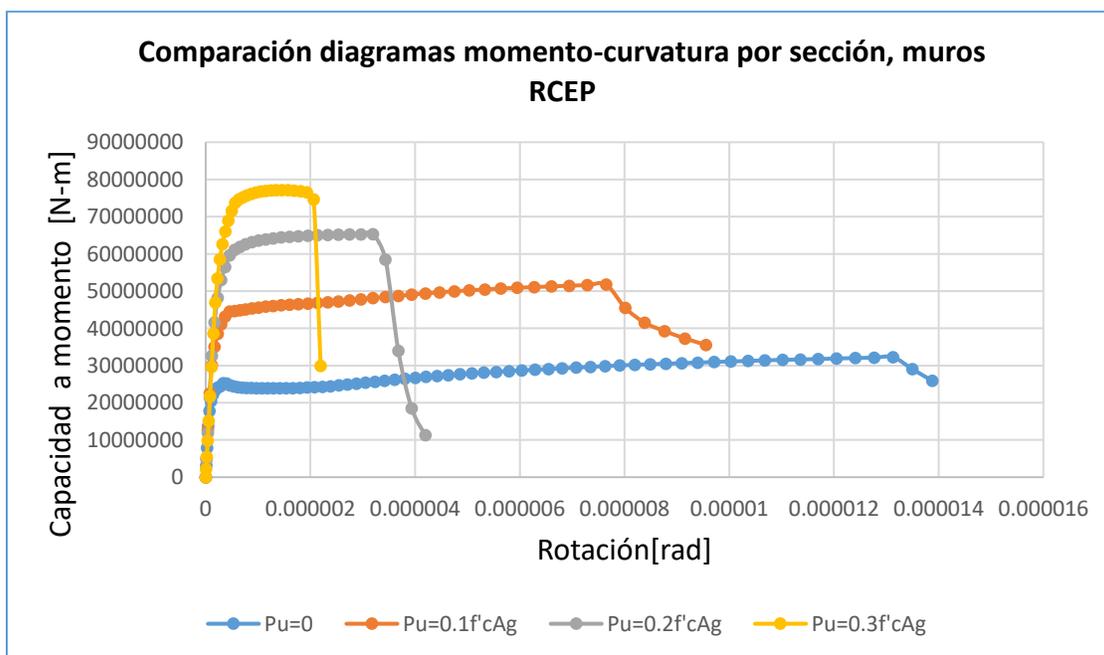


Figura (b). Fuente: Elaboración propia.

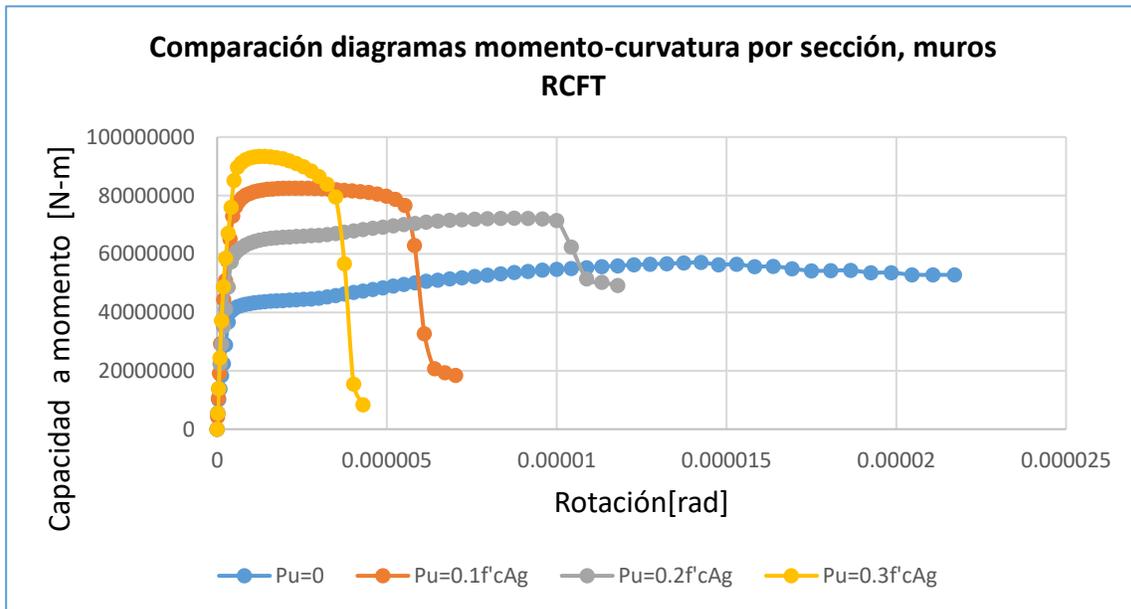


Figura (c). Fuente: Elaboración propia.

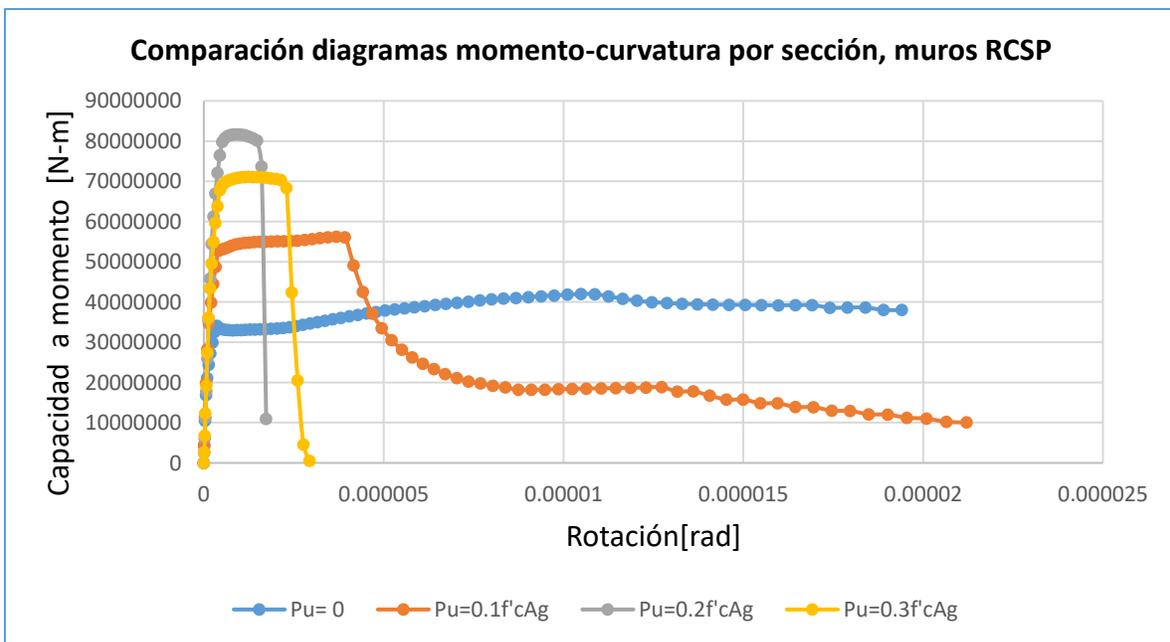


Figura (d) Fuente: Elaboración propia.

Figura 58. Comparativa diagramas momento-curvatura de sección, (a) muros RC, (b) muros RCEP, (c) muros RCFT, (d) muros RCSP. Fuente: elaboración propia.

Tabla 18.

Valores de rotación, momento y ductilidad de sección en varios niveles de ALR, por cada tipología de muro.

Tipología	Parámetro	Pu=0	Pu=0.1f'cAg	Pu=0.2f'cAg	Pu=0.3f'cAg
Muro RC	Mu (N-m)	24332520	48383696	66629866	78626091
	My (N-m)	18085865	38164455	55124897	68871001
	ϕ_u (rad)	0.0000125	0.0000134	0.0000072	0.0000030
	ϕ_y (rad)	0.0000004	0.0000005	0.0000005	0.0000006
	μ (rad/rad)	31.4	29.7	13.9	5.4
Muro RCEP	Mu (N-m)	32246941	51748786	65281586	77164344
	My (N-m)	25199715	44493472	61110631	73682279
	ϕ_u (rad)	0.0000131	0.0000076	0.0000032	0.0000015
	ϕ_y (rad)	0.0000004	0.0000005	0.0000006	0.0000006
	μ (rad/rad)	33.2	16.7	5.8	2.6

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

151

Muro RCFT	Mu (N-m)	57095972	72227400	82563319	93407560
	My (N-m)	40453461	59733701	76143826	89719743
	ϕ_u (rad)	0.0000143	0.0000088	0.0000023	0.0000014
	ϕ_y (rad)	0.0000004	0.0000005	0.0000005	0.0000006
	μ (rad/rad)	35.0	17.5	4.2	2.3
Muro RCSP	Mu (N-m)	42013170	56269067	71112688	81702140
	My (N-m)	34098631	52988551	69054997	80783943
	ϕ_u (rad)	0.0000105	0.0000037	0.0000012	0.0000009
	ϕ_y (rad)	0.0000004	0.0000005	0.0000005	0.0000006
	μ (rad/rad)	28.5	7.6	2.4	1.6

Nota: Elaboración propia.

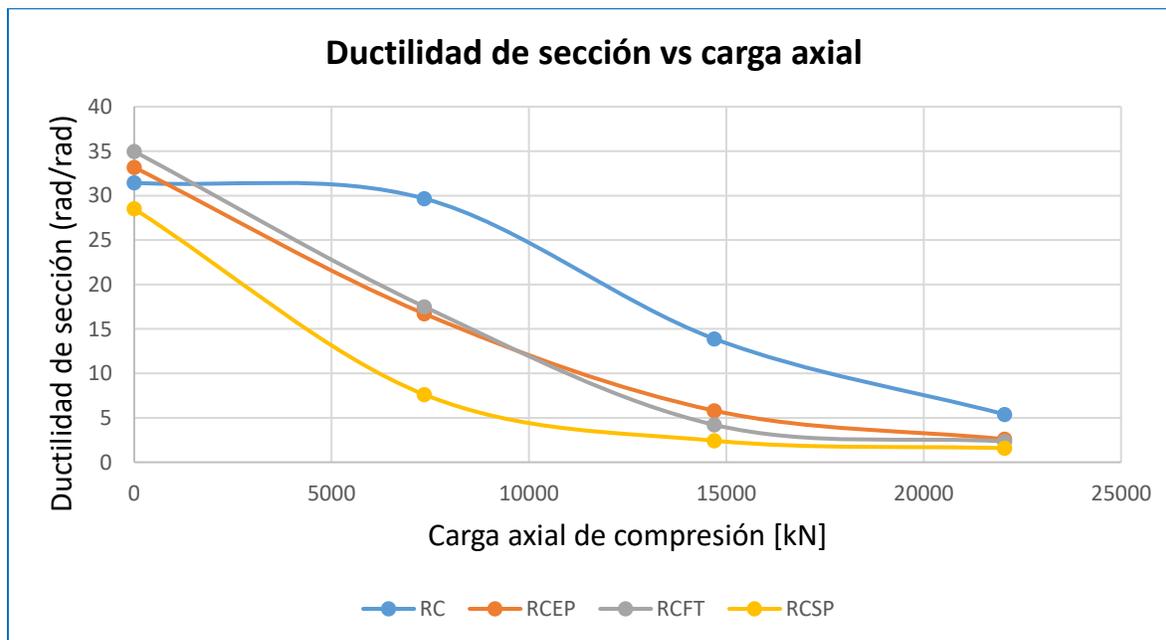


Figura 59. Variación de la ductilidad de sección con la carga axial de compresión. Fuente: Elaboración propia.

Adicional a la ductilidad de sección estimada a partir de los diagramas $M - \theta$ se puede calcular la ductilidad del elemento $\bar{\mu}$, la cual representa el comportamiento general del muro para asumir deformaciones inelásticas sin reducir de manera significativa su resistencia. Para ello, se requieren de las curvas de capacidad anteriormente estimadas y presentadas en las Figuras 57 y 58, en donde se revisa la relación entre las fuerzas cortantes y los desplazamientos generados. La Tabla 19 presenta estos valores extraídos de la curva de capacidad y el cálculo de $\bar{\mu}$ mediante la EC. 50 para cada tipología de muro y para las dos alturas de muro en consideración, mientras que la Figura 41 presenta como varía esta ductilidad de sección ante la presencia de carga axial, para cada tipología de muro.

$$\bar{\mu} = \delta_u / \delta_d \quad \text{EC. (50)}$$

Donde:

δ_u = Desplazamiento para el cortante máximo (m).

δ_d = Desplazamiento para el cortante de rotulación (m).

Tabla 19.

Valores de desplazamiento, cortante y ductilidad del elemento en varios, por cada tipología de muro.

Muro de 28 m

	RC	RCEP	RCFT	RCSP
δ_d (m)	0.0268	0.0318	0.0381	0.0435
V_d (kN)	1596.4	1882.6	2279.0	2607.4
δ_u (m)	1.6108	1.3520	0.4935	1.4925
V_u (kN)	1720.5	2253.4	2474.0	3289.4
R_μ	5.5	4.2	3.8	2.9
R_Ω	1.1	1.2	1.1	1.3
R	5.9	5.0	4.1	3.6

$\bar{\mu}$ (m/m)	60.1	42.6	12.9	34.3
Muro de 42 m				
	RC	RCEP	RCFT	RCSP
δ_d (m)	0.0731	0.0800	0.0938	0.1139
V_d (kN)	1359.4	1476.9	1744.8	2130.0
δ_u (m)	2.1156	1.1058	0.5676	1.4479
V_u (kN)	1592.8	1689.4	1835.6	2328.1
R_μ	4.5	4.3	3.9	3.1
R_Ω	1.2	1.1	1.1	1.1
R	5.3	4.9	4.1	3.4
$\bar{\mu}$	28.9	13.8	6.1	12.7

Fuente: Elaboración propia.

Además, se estimaron valores de R para cada tipología de muros con ayuda de las EC.36 – EC.38, tanto para los muros de 28 m como los de 42 m, tal como se muestra en las Figuras 61 y 62, respectivamente.

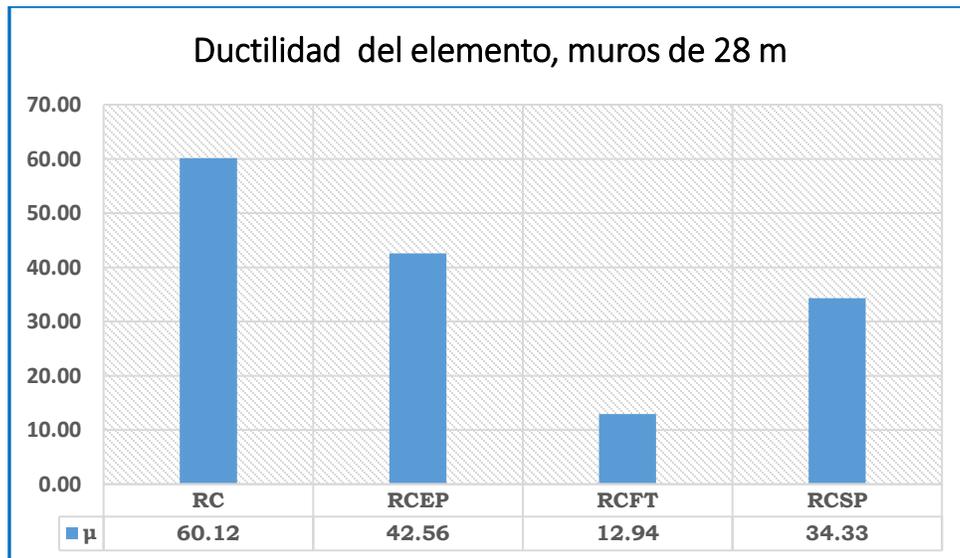


Figura (a). Fuente: Elaboración propia.

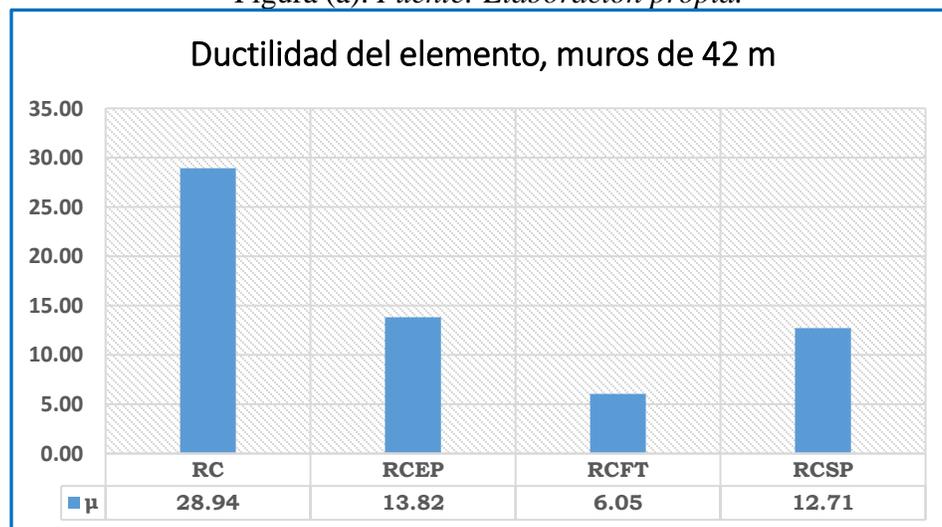


Figura (b). Fuente: Elaboración propia.

Figura 60. Comparativo de valores de ductilidad del elemento para cada tipología de muro, (a) muros de 28 m, (b)

muros de 42 m. Fuente: Elaboración propia.

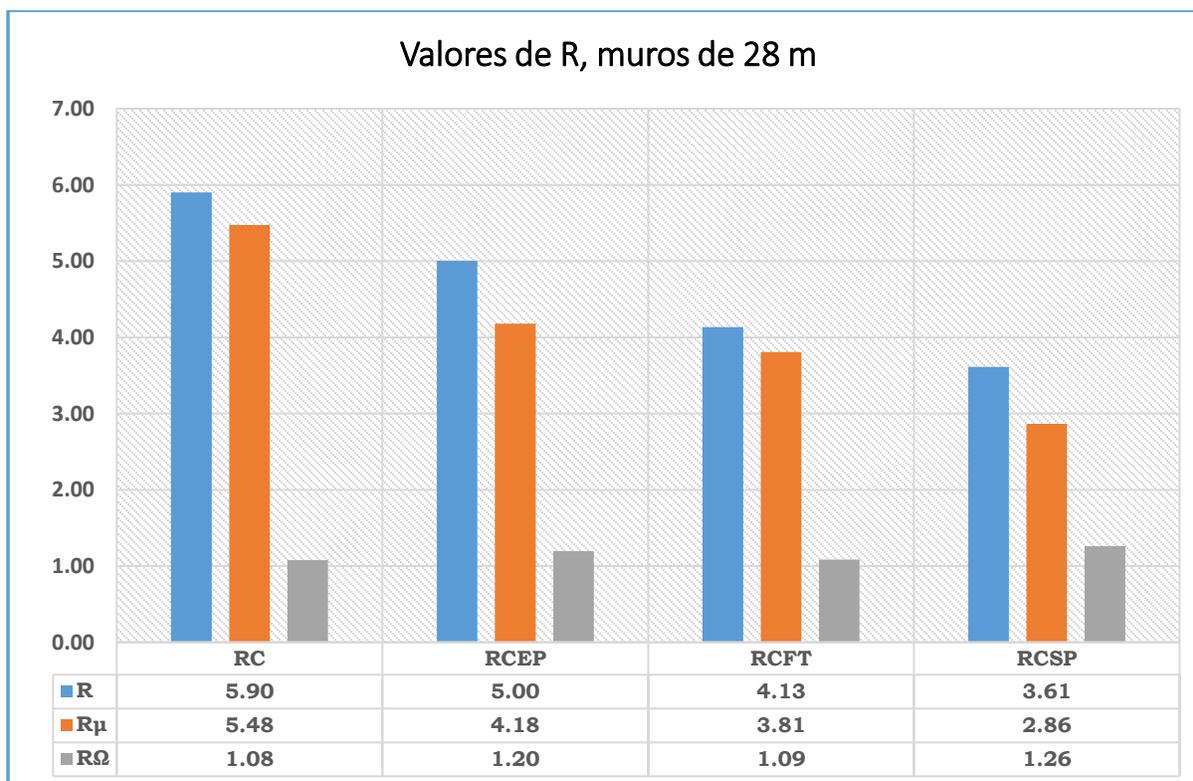


Figura 61. Coeficiente R para cada tipología de los muros de 28 (m). Fuente: Los autores.

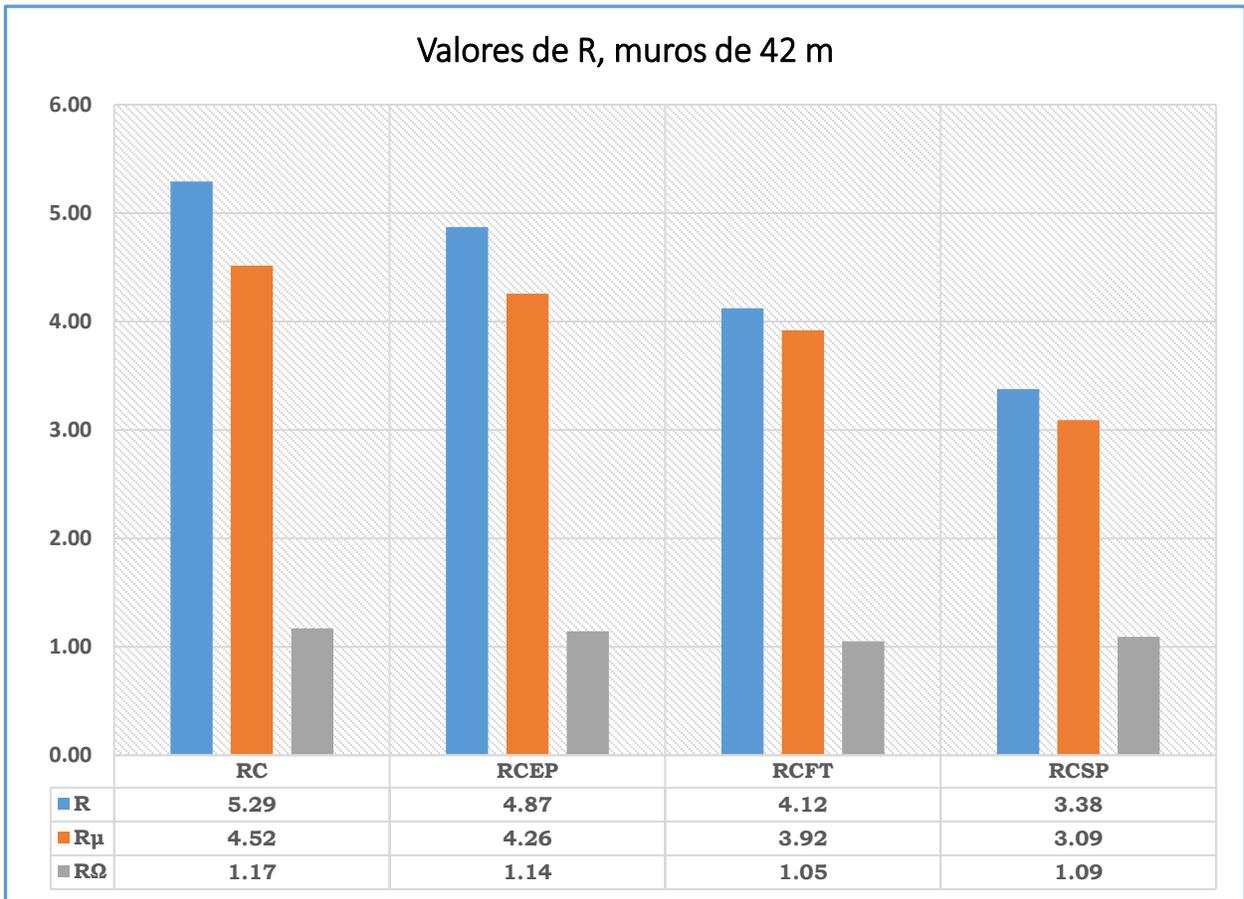


Figura 62. Coeficiente R para cada tipología de los muros de 28 (m). Fuente: Elaboración propia.

5. Conclusiones

Cuatro tipologías de muros fueron analizadas y diseñadas en este estudio mediante un software de elementos finitos, estas corresponden a muros de concreto reforzado (RC), muros de concreto reforzado con elementos de borde de acero embebidos (RCEP), muros de concreto reforzado con elementos de borde de acero rellenos (RCFT) y muros de concreto reforzado con elementos de borde acero (RCSP). La investigación se hizo para dos relaciones de aspecto de muros con longitud en planta $L_w = 7.5$ m, siendo $h/L_w = 5.6$ para el muro de 42 m de altura y $h/L_w = 3.7$ para el muro de 28 m; en donde se estudió el comportamiento lineal de cada muro, en términos de resistencia y rigidez, y el comportamiento no lineal, estimando parámetros como la ductilidad, redundancia y el factor de disipación de energía R.

- El análisis y diseño de muros RC tiene una gran documentación bibliográfica y normativa, por lo que su inclusión en este documento es con el objetivo de realizar comparaciones con las otras tipologías de muros recientemente mencionadas pues estas carecen de una normativa aceptada internacionalmente. Para estos muros con elementos de borde compuestos o de acero estructural se asumieron consideraciones generales de la teoría del concreto para el análisis elástico, tal como considerar el modelo constitutivo de Whitney para determinar los diagramas de flexo-compresión uniaxial, que existe compatibilidad de deformaciones entre el concreto y el acero, así como considerar que el concreto presenta su deformación última al 0.003. En

adición, para los muros con elementos de borde compuestos fue posible garantizar una transferencia adecuada entre el elemento de borde y el alma del muro mediante conectores tipo espigo con cabeza, el cual es uno del mecanismo aceptados en la normativa colombiana.

- Al evaluar la rigidez lineal al desplazamiento lateral se propuso mantenerla constante para todas las tipologías de muro aquí estudiadas y, a partir de esto, se revisó la posibilidad de disminuir la longitud del muro L_w comparada con el muro RC, logrando un 7% y 3% de reducción para los muros RCFT y RCEP, respectivamente, mientras que para el muro RCSP se obtuvo la misma longitud. Esto era de esperarse por la gran diferencia en módulos de elasticidad entre el concreto y el acero estructural y la ubicación de estos elementos compuestos alejados del centroide de la sección. Se presentan entonces ventajas arquitectónicas con muros de elementos de bordes compuestos, pues demandan menor longitud en planta para satisfacer los mismos requisitos de deriva, permitiendo así una mejor adecuación de espacios y mayor área libre disponible.
- Se calculó la capacidad a flexo-compresión y flexo-tensión de las cuatro tipologías de muros, en donde se notó una amplia capacidad en la zona de tracción de todos los muros con elementos compuestos con respecto al muro RC, encontrándose una relación porcentual del muro RCEP, RCFT y RCSP del 1.41%, 2.65% y 0.87%, respectivamente, de la capacidad máxima a tracción de cada muro con respecto a la capacidad máxima a tracción del muro RC.

Esta superioridad en los dos primeros muros es evidente por la gran cantidad de acero (estructural o de refuerzo) en los extremos del muro con respecto al RC, diferente al muro RCSP en donde la cantidad de acero en los extremos es inferior. Las cuantías de acero estructural y de refuerzo fueron del 0.75%, 1.56%, 0.58% y 0.48% para los muros RCEP, RCFT, RCSP y RC, respectivamente.

- Uno de los parámetros obtenidos en el análisis no lineal fue la ductilidad. Esta fue estimada de dos maneras: la primera a partir de los diagramas momento-curvatura de las secciones transversales de los muros, por lo cual es denominada ductilidad de sección, y la segunda es determinada a partir de la curva de capacidad, la cual es denominada ductilidad del elemento. En cualquiera de los dos casos se encontró que para cualquier tipología de muro la ductilidad es máxima ante un nivel de compresión nulo, es decir, una relación de carga axial $ALR=0.0$. A medida que aumenta el nivel de compresión en los muros se presenta una disminución gradual de la ductilidad de sección encontrándose, por ejemplo, para $ALR=1.0$ una reducción del 50.0%, 49.7%, 73.3% y 5.7% en los muros RCFT, RCEP, RCSP y RC, respectivamente. En tanto a la ductilidad del elemento, se mantiene la tendencia de que el muro RC es el más dúctil, siendo 464%, 141.3% y 175% más dúctil que los muros RCFT, RCEP, RCSP, respectivamente, en el muro de 28 m, y 378.3%, 309.4% y 227.7% más dúctil que los muros RCFT, RCEP, RCSP, en el muro de 42 m.
- Los factores de disipación de energía obtenidos del análisis no lineal son inferiores en todos los casos a los estipulados en la Tabla A.3-2 de NSR-10, siendo esto consistente con la bibliografía referente a análisis Pushover. En concordancia con el cálculo de la ductilidad, se obtiene un valor de R superior en los muros RC que el resto de los muros, esto es debido a que la ductilidad es una de las formas más incidentes de disipar energía en un elemento y en una estructura. Para el muro RC el valor de R obtenido es de 5.9 para los muros de 28 m y de

5.29 para los muros de 42 m, mientras que para el muro RCEP, RCFT y RCSP estos valores fueron de 5.0, 4.13 y 3.61 para el muro de 28 m y de 4.87, 4.12 y 3.38 para el muro de 42 m, respectivamente.

- Los resultados del análisis no lineal de los muros están condicionados en gran parte a las asunciones tomadas, entre estas se debe tener en cuenta que la altura de plastificación es un factor determinante que puede afectar el comportamiento inelástico de los muros, por lo cual, haber implementado modelos simplificados de una barra como el tipo OVLEM y haber tomado de base el modelo Shell del muro RC pudo generar distorsiones en los resultados esperados.
- El hecho de no tener en cuenta como varía la ductilidad y la capacidad de disipación de energía con la longitud de los elementos de borde de cada tipología de muro estudiado hizo que no se pudiesen tener resultados comparables. Por lo tanto, se requieren de más estudios numéricos y ensayos experimentales para lograr validar o contrarrestar los resultados obtenidos en este informe y así ayudar a desarrollar modelos teóricos y provisiones de diseño para las tipologías de muros estudiadas.

Referencias Bibliográficas

- A. S. Committee. *FEMA 356 Prestandard November 2000*. informativo, S,d: S,d, ,2000, p. 40–70.
- ACI. American Concrete Institute. *Building code requirements for structural concrete*. estructural de requerimientos, S,d: Farmington Hills, ,2014.
- Barbosa, R. «Diseño de Muros Estructurales Según Diferentes Códigos.» *In Jornadas Geotécnicas y Estructurales*, ,2018: p. 1–28.
- Blanco, A. *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima, Perú: S,d, S,f.
- Bonett , R, C Arteta, J Archbold, y J Carrillo. *Response of Mid-Rise Reinforced Concrete Frame Buildings to the 2017 Puebla Earthquake*. artículo, S,d: S,d, ,2019.
- Bravo, Y, y J Hernández . *Comportamiento de secciones de hormigón sometidas a flexión reforzadas con barras de acero o PRF*. tesis, S,d: S,d, ,2015.
- Carrill, J, J Blandón, y A Rubiano. «A review of conceptual transparency in US and Colombian seismic design building codes | Revisión de la transparencia conceptual en los reglamentos de diseño sísmico de edificios en EU y Colombia,» *Ing. e Investig*, , 2013: p. 24–29.
- Chelariu, O, I Ciongrad, y M Budescu. *Errors in Concrete Shear Wall Elastic Structural Modeling*. educativo, S,d: Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași, ,2012.
- Chopra , A, y K Goel. «A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings,» *Earthq. Eng. Struct. Dyn*, ,2002: p. 561–582 .

Cinitha, A, P Umesha, y N Iyer. «Nonlinear static analysis to assess seismic performance and vulnerability of code - conforming RC buildings.» *WSEAS Trans. Appl. Theor. Mech*, ,2012: p. 39–48.

Computer and structures. Inc. *Technical note material stress-strain curves*. artículo, California: Copyright © All Rights Reserved, ,2008.

Dan, D, A Fabian, y V Stoian. «Nonlinear behavior of composite shear walls with vertical steel encased profiles.» *Engineering Structures*, ,2011: p. 33(10).

Dashti, F, A Jalali, y S Malekpour. «Parametric investigations on an RC wall macro model.» *Procedia Eng*, ,2011: p. 329–335,.

Elnashai , A, y M Mwafy. «Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings,» *Struc.» Struct. Des. Tall Build*, 2002: p. 329–351.

Esmaeiltabar, P, J Vaseghi, y H Khosravi. «Nonlinear macro modeling of slender reinforced concrete shear walls.» *Struct. Concr*, ,2019: p. 1, 12.

Eurocode 8: EC 8. *European committee for standardization: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Brussels*. artículo científico, S,d: ICS 91.120.25, ,2006.

FEMA P-1050. *NEHRP Recommended seismic provisions for new buildings and other structures*. informe, Washington, D.C. : FEMA P-1050, 2015.

Ganesh, G. *Seismic Resistance of Steel*. artículo, S,d: S,d, 2015, p,121–124.

- Hognestad, E, W Hanson , y D McHenry. «Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design", ACI Journal Proceedings.» *Journal Proceedings*, ,1955: p. 455-479.
- Hong, S, M GuoNia, y R Eathertonb. «Deformation capacity of concrete-filled steel plate composite shear walls.» *Journal of Constructional Steel Research*, ,2014: p,148–158.
- Inel , I, y H Ozmen. «Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings.» *Eng. Struct.*, 2006: p. 1494–1502.
- Jiaru , Z, y J Xiaodong . «Behavior of steel tube-reinforced concrete composite walls subjected to high axial force and cyclic loading.» *ngineering Structures*, ,2012: p, 173–184.
- Kazaz, I. «Analytical study on plastic hinge length of structural walls.» *Struct. Eng*, ,2013: p. 1938–1950.
- Mander, j, M Priestley, y R Park. «Theoretical stress-strain model for confined concrete.» *Journal of Structural Engineering*, ,1988: p, 114.
- Massone , L, B Sayre, y J Wallace. «Load – Deformation responses of slender structural steel reinforced concrete walls.» *Engineering Structures*, ,2017: p. 77–88.
- Mitchell, D, S Ho Cho, L Hyung , y B Tupper. *Ductile Concrete Walls with Steel Ends*. Conference, New Zealand: Conference on Earthquake Engineering, Auckland, ,2000.
- Phadnis, P, y V Karjinni. «Design of Composite Shear Wall Encased with Vertical Steel Profiles.» *Tomorrow's Technologies* (Tomorrow's Technologies), 2019: p, 7(1).

Pouring of concrete in heavy reinforced column. s.f.

<https://www.google.com/search?q=Pouring+of+concrete+in+heavy+reinforced+column.+Tomado+de%3A+https%3A%2F%2Fcivil4m.com%2Fdata%2Fattachments%2F2%2F2766-05e83e6bcaed60b793c7b5e1cd6e605c.jpg&oq=Pouring+of+concrete+in+heavy+reinforced+column.+Tomado+de%3A+htt> (último acceso: 15 de junio de 2020).

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. *Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes*. Reglamento, Colombia: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, ,2010.

Remki , M, y F Kehila. «Facing the Challenges in Structural Engineering,» 1st GeoMEast Int.» *Congr. Exhib*, ,2018: p. 42–54.

Remki , M, y F Kehila. *Facing the Challenges in Structural Engineering,» 1st GeoMEast Int*. Conferencia, S,d: Congr. Exhib, ,2018.

Ren, F, J Chen, G Chen, y T Jiang. «Seismic behavior of composite shear walls incorporating concrete-filled steel and FRP tubes as boundary elements.» *Engineering Structures*, ,2018: p. 405–419.

Ren, F, J Chen, G Chen, y T Jiang. «Seismic behavior of composite shear walls incorporating concrete-filled steel and FRP tubes as boundary elements.» *Engineering Structures*, , 2018: p, 405–419.

- Weichen , X, P Fei , y Z Qiaowen . «Design Equations for Flexural Capacity of Concrete Beams Reinforced with Glass Fiber–Reinforced Polymer Bars. American Society of Civil Engineers.» *Design Equations for Flexural Capacity of Concrete Beams Reinforced with Glass Fiber–Reinforced Polymer Bars. American Society of Civil Engineers.* ,2015. [https://www.google.com/search?sxsrf=ALeKk02OW6MwRNYavxal8aoyD7CGbSx27g:1594852820595&source=univ&tbm=isch&q=Weichen+Xue,+Fei+Peng,+and+Qiaowen+Zheng.+\(2015\),+Design+Equations+for+Flexural+Capacity+of+Concrete+Beams+Reinforced+with+Glass+Fiber%E2%80%93Rein](https://www.google.com/search?sxsrf=ALeKk02OW6MwRNYavxal8aoyD7CGbSx27g:1594852820595&source=univ&tbm=isch&q=Weichen+Xue,+Fei+Peng,+and+Qiaowen+Zheng.+(2015),+Design+Equations+for+Flexural+Capacity+of+Concrete+Beams+Reinforced+with+Glass+Fiber%E2%80%93Rein) (último acceso: 17 de junio de 2020).
- Whitney, S. «Design of reinforced concrete members under flexure or combined flexure and direct compression.» *Journal Proceedings* , 1937: p. 483- 498.
- Wu, Y, Q Lan, y Y Bin . «Macro-Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls: State-of-the-Art.» *J. Earthq. Eng.* ,2017: p. 652–678.
- Zhu, H, L Yang, y L Yuan. «Flexural Capacity of Singly Reinforced CRC Beams (Part-I). Advanced Materials Research.» *Flexural Capacity of Singly Reinforced CRC Beams (Part-I). Advanced Materials Research.* ,2010. <https://www.scientific.net/AMR.168-170.1810> (último acceso: 13 de Junio de 2020).

Apéndices DISEÑO DE ELEMENTOS DE ENTREPISO
Diseño sistema de entrepiso en
Steel Deck

DISEÑO SISTEMA DE PISO STEEL DECK

DATOS DE ENTRADA

Cargas:

Cargas Muertas Sobre-impuestas

	kN/m ²
Acabado de piso: acabado en concreto	1.1
Cielo raso: Entramado metalico afinado en yeso	0
Muros	3.0
Ductos mecánicos y servicios	0.5
	4.60

Cargas Vivas

	kN/m ²
Cargas vivas por uso: Residencial	1.80

		kN/m ²
Carga de servicio sobre-impuesta	Dcs+L=	6.4
Carga de servicio sobre-impuesta	1.2Dcs+1.6L=	8.40

Consideraciones de diseño:

2" CAL 20 de 120 mm

Altura de la lámina	2 "	50.80 mm
Calibre de la lámina	20	0.90 mm
Espesor Total de la Losa H:		120 mm
Módulo de elasticidad Ec:		17872 MPa
Esfuerzo de Fluencia GR40:		280 MPa
Resistencia del concreto f'c:		21 MPa
Densidad del concreto reforzado:		24 kN/m ³
Módulo de elasticidad Es:		200000 MPa
Luz entre apoyos:		1875 mm
Luz Libre entre apoyos:		1774 mm
Espesor equivalente de concreto:		92.2 mm

ANÁLISIS DEL TABLERO METÁLICO**Deflexiones admisibles**

TRES LUCES CONTINUAS

δ_{Adm} (NSR-10 F.4.7.3.3)	20 mm
$L/180 =$	10.42 mm
$\delta_{Adm} =$	10.42 mm

Deflexiones del tablero por peso propio losa + tablero metalico

$q_{pp} =$	2.31 N/mm/m	$\delta_{Cal} = \frac{0.0069 \times q_{pp} \times L^4}{E \cdot I_{ex}}$	δ_{Adm}	10.42 mm
$I_{ex} =$	510930 mm ⁴		$\delta_{Cal} =$	1.93 mm
			$\delta_{Cal} < \delta_{Adm}$	Si Cumple

Chequeo como formaleta con coeficientes de carga y resistencia (DCCR) (NSR-10 F.4.7.3.2)

$M_{ux}(+) = 1.2 \times (0.094 \times 1.0 \times q_{pp} \times L^2 + 1.6 \times (0.20 \times PL))$	N·mm	2236059
$M_{ux}(-) = 0.117 \times (1.2 \cdot q_{pp} + 1.6 \cdot q_{cc}) \times L^2 =$		1798327
$V_{uy}(-) = 0.600 \times (1.2 \cdot q_{pp} + 1.6 \cdot q_{cc}) L =$		4919
$V_{uy}(+) = 0.100 \times (1.2 \cdot q_{pp} + 1.6 \cdot q_{cc}) L =$		820

Resistencia de la Lámina:

$\phi M_{nx}(+) = 0.9 \cdot F_y \cdot S_s(+) =$	N·mm/N	4442760
$\phi M_{nx}(-) = 0.9 \cdot F_y \cdot S_s(-) =$		4664520
$\phi V_{ny} =$		37872

Chequeo de Interacción simultánea de flexión y cortante en el apoyo (F.4.7.5.8.2)

$$\sqrt{\left(\frac{M_{ux}(-)}{\phi_b M_{nx}(-)}\right)^2 + \left(\frac{V_{uy}}{\phi_v V_{ny}(-)}\right)^2} = 0.402 < 1 \quad \text{Si Cumple}$$

Chequeo de Interacción simultánea de flexión y cortante en el centro de la luz:

$$\sqrt{\left(\frac{M_{ux}(+)}{\phi_b M_{nx}(+)}\right)^2 + \left(\frac{V_{uy}}{\phi_v V_{ny}(-)}\right)^2} = 0.504 < 1 \quad \text{Si Cumple}$$

Chequeo del tablero y concreto como una unidad completa por el método de esfuerzos admisibles (DEA) (NSR-10 F.4.7.5.6)

$$M_{adm} = C \cdot F_y \cdot S_c = 0.6 \times 280 \times \boxed{74411} \quad \text{N}\cdot\text{mm} \quad \boxed{12501031}$$

$$Q_{act} = \frac{8 \cdot M_{adm}}{L^2} = \frac{8 \cdot 12501031}{1875^2} = \boxed{28.45 \text{ N/mm}}$$

$$Q_{act} = Q_{pp} + Q_{cs} \rightarrow Q_{cs} = Q_{act} - Q_{pp} = \boxed{26.14 \text{ N/mm}}$$

$$Q_{cs} \geq D_{cs} + L = 4.60 + 1.80 = 6.40 \text{ N/mm} \quad \boxed{\text{Si Cumple}}$$

Chequeo del tablero y concreto como una unidad completa por el método de diseño con coeficientes de carga y resistencia (DCCR) (NSR-10 F.4.7.5.6.2):

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad Y_b = \boxed{25.05} \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{\boxed{1205} \cdot 280}{0.85 \cdot 21 \cdot 1000} = 18.91 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \boxed{24525693} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$Q_{ult} = \frac{8 \cdot \phi M_n}{L^2} = \frac{8 \cdot 24525693}{1875^2} = \boxed{56 \text{ N/mm}}$$

$$Q_{ult} = Q_{upp} + Q_{ucs} \rightarrow Q_{ucs} = Q_{ult} - Q_{upp} = \boxed{53.0 \text{ N/mm}}$$

$$Q_{ucs} \geq 1.2 D_{cs} + 1.6 L = 5.52 + 2.88 = 8.40 \text{ N/mm} \quad \boxed{\text{Si Cumple}}$$

Revisión de la resistencia al cortante por el método de diseño con coeficientes de carga y resistencia (DCCR) (NSR-10 F.4.7.5.7):

$$\phi V_n = \phi \cdot V_{tab} + \phi \cdot V_c$$

$$\phi V_{tab} = \boxed{37872} \text{ N}$$

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

171

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.17 \cdot \lambda \sqrt{f'c} A_c = 0.85 \times 0.17 \times \sqrt{21} \times 80951 = 53604.44 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 37872 + 53604.4 = 91476.74 \text{ N}$$

$$q_u = \frac{\phi \cdot V_n}{0.6 \cdot L} = \frac{91477}{0.60 \cdot 1875} = 81 \text{ N/mm}$$

$$q_u = q_{\text{upp}} + q_{\text{ucs}} \rightarrow q_{\text{ucs}} = q_u - q_{\text{upp}} = 79 \text{ N/mm}$$

$$q_{cs} \geq 1.2 D_{cs} + 1.6 L = 5.52 + 2.88 = 8.40 \text{ N/mm} \quad \text{Si Cumple}$$

Control de deflexiones de la Losa (NSR-10 F.4.7.5.4)

$$\frac{L}{360} = \frac{1875}{360} = 5.21 \text{ mm}$$

$$q_{si} = D_{cs} + L = 6.40 \text{ N/mm}$$

$$I_{agr} = 6E+06$$

$$I_{no agr} = 1E+07$$

$$I_{prom} = \frac{I_{agr} + I_{no Agr}}{2} = 8655536 \text{ mm}^4$$

$$\Delta = \frac{0.0069 \cdot q_{si} \cdot L^4}{E_c \cdot I_{prom}} = 3.53 \text{ mm}^4$$

$$\frac{L}{360} > \Delta \quad \text{Si Cumple}$$

Diseño de conectores a cortante (NSR-10 F.4.7.5.6.3)

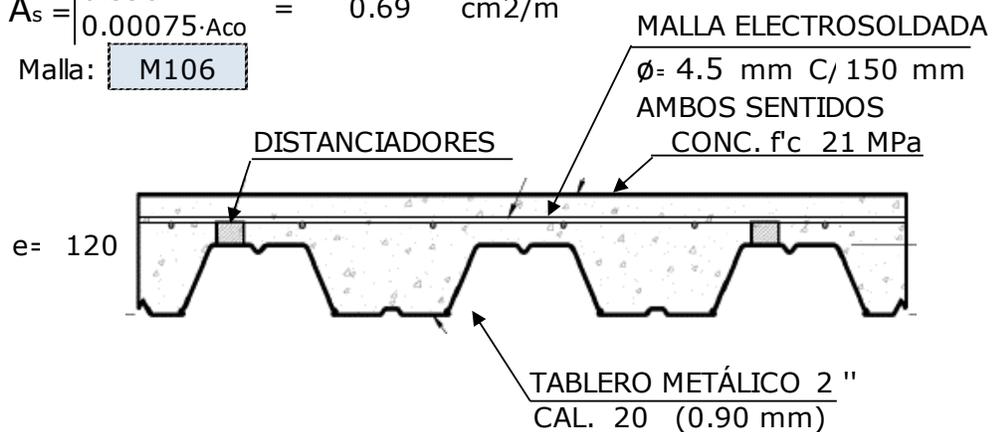
$$N_s = \frac{F_y \left(A_s - \frac{A_{webs}}{2} - A_{bf} \right)}{142.58 \sqrt{f'c \cdot E_c}} = \frac{F_y (0.35 A_s)}{142.58 \sqrt{f'c \cdot E_c}} = 2.0 \text{ Espigos}$$

Formula valida para espigos de 19 mm por metro de ancho de losa

Refuerzo por retracción y temperatura.

$$A_s = \frac{0.593}{0.00075 \cdot A_{co}} = 0.69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

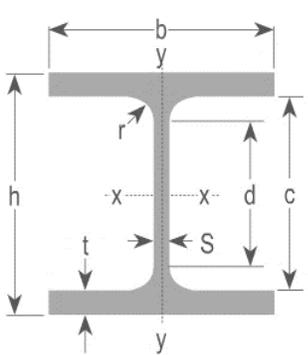
Malla: M106



- Diseño de vigueta compuesta

DISEÑO VIGUETAS SISTEMA DE PISO

DATOS DE ENTRADA

	WF 14X22								
	h=	349.0	mm	r _x =	140.70	mm	E _s =	200000	Mpa
	s=	5.8	mm	r _y =	26.40	mm	F _y =	345	Mpa
	b=	127.0	mm	S _x =	473200	mm ³	f' _c =	21.00	Mpa
	t=	8.5	mm	S _y =	45820	mm ³	E _c =	17872	Mpa
	c=	332.0	mm	Z _x =	5.4E+05	mm ³			
	A=	4190	mm ²	Z _y =	7.2E+04	mm ³			
	I _x =	82580000	mm ⁴	J=	7.4E+00	mm ⁴			
	I _y =	2.91E+06	mm ⁴	w=	32.90	kg/m			

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA VIGUETA

Deflexiones admisibles

L=	7500	mm	q _{pp} =	2.31	kN/m ²	w _{dc} =	4.72	kN/m
A _A =	1875	mm	q _{lc} =	0.10	kN/m ²	w _{lc} =	0.19	kN/m
L _b =	3750	mm	q _{arr} =	0.03	kN/m ²	Apunt	1	

Límite de deflexión:

$$\frac{L}{180} = \frac{7500}{180} = 41.67 \text{ mm}$$

Deflexión calculada:

$$\Delta = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \text{-----} \quad \boxed{0.765 \text{ mm}}$$

$$\Delta \leq \frac{L}{180} = \text{-----} \quad \boxed{\text{Si Cumple}}$$

Resistencia a flexión por cargas de construcción:

Esbeltez de la aleta : **COMPACTA** $b/t = 7.47 < 0.38 \sqrt{E/F_y} = 9.15$

Esbeltez del alma: **COMPACTA** $h/s = 53.79 < 3.76 \sqrt{E/F_y} = 90.5$

Numeral aplicable para diseño a Flexión:

F.2.6.2 MIEMBROS DE SECCIÓN COMPACTA EN I CON SIMETRÍA BOBLE Y
CANALES, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR

$$M_{uc} = \frac{(1.2 \cdot W_{dc} + 1.6 \cdot W_{lc}) \cdot L^2}{8} = \text{-----} \quad \begin{matrix} \text{N} \cdot \text{mm} \\ \boxed{4.19E+07} \end{matrix}$$

Plastificación de la sección

$$M_p = F_y \cdot Z_x = \text{-----} \quad \begin{matrix} \text{N} \cdot \text{mm} \\ \boxed{1.87E+08} \end{matrix}$$

Pandeo lateral torsional

$$L_p = 1.76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \text{-----} \quad \boxed{1119 \text{ mm}}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y \cdot h_0}{2 \cdot S_x}} = \text{-----} \quad \boxed{32.36 \text{ mm}}$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = \text{-----} \quad \boxed{2928 \text{ mm}}$$

$$L_b > L_r$$

Aplica este estado

Momento Resistente para condición $L_p < L_b < L_r$:

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0.70 \cdot F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

N·mm

NO APLICA

Momento Resistente para condición $L_b > L_r$:

$$M_n = \left(\frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_{ts})^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \right) \cdot S_x \leq M_p$$

N·mm

6.95E+07

Pandeo local de la aleta a compresión (F.2.6.3.2)

Este estado límite no aplica

Momento Resistente para aletas No compactas

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

N·mm

NO APLICA

Momento Resistente para aletas Esbeltas

$$M_n = \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c \cdot S_x}{\lambda^2}; \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/s}}, \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76$$

N·mm

NO APLICA

Momento Resistente de la sección

$$M_n = \min (M_p, M_{PLT})$$

N·mm

6.95.E+07

$$\phi_b M_n = 0.9 \cdot M_n =$$

N·mm

6.26E+07

$$M_{uc} \leq \phi_b M_n$$

Si Cumple

0.67

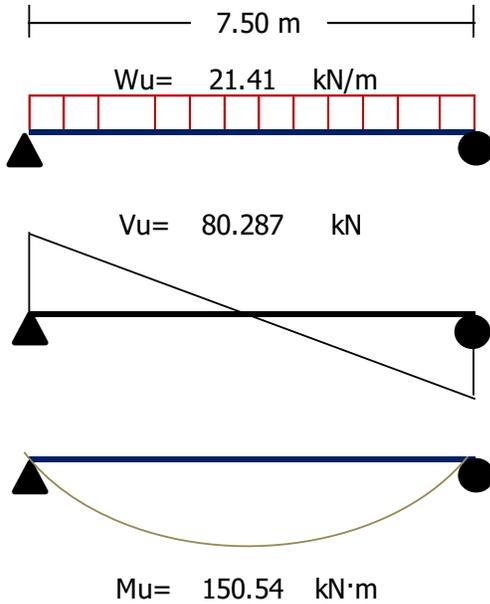
Diseño a cortante por cargas de construcción:

$$V_u = \frac{(1.2 \cdot W_{dc} + 1.6 \cdot W_{lc}) \cdot L}{2} =$$

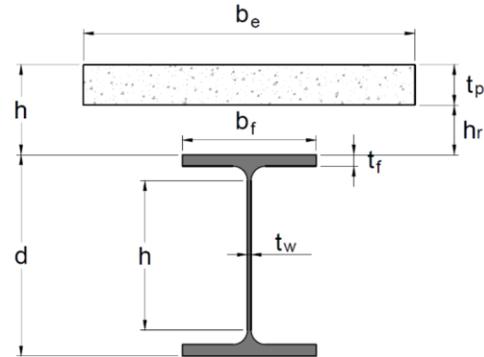
N

1128

Solicitudes de Carga:



Geometría de la sección:



Ancho efectivo

$b_{e1} =$	1875	m	$h_r =$	50.8	mm
$b_{e2} =$	1875	m	$t_p =$	69.2	mm
$b_e =$	1875	m (Manual)			
$b_{e'} =$	1307	m			Por conexión

b_{e2} , para losa en volado

Resistencia plástica de la sección.

Límite para la plastificación de la sección compuesta

$$\frac{c}{t_w} = \frac{312.0}{5.80} = 53.79 \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.53 \quad \text{Sección Plástica}$$

Resistencia para esfuerzos plásticos

Caso I: Eje Neutro encima Aleta Superior

$$0.85f'_c \cdot b_e \cdot C = A_s \cdot F_y$$

$$C = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_e}$$

$$C = 43.19 \text{ mm}$$

Si Cumple

Caso II: Eje neutro en Aleta Superior

$$0.85f'_c \cdot b_e \cdot t_p + A_c \cdot F_y = (A_g - A_c) F_y$$

$$C = \frac{A_g \cdot F_y - 0.85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot t_p}{2 \cdot b_f \cdot F_y}$$

$$C = -9.93 \text{ mm}$$

No Aplica

CASO III: Eje neutro debajo Aleta Superior

$$0.85f'_c \cdot b_e \cdot t_p + F_y \cdot b_f \cdot t_f + F_y(s \cdot C) = F_y(A_g - b_f \cdot t_f - s \cdot C)$$

$$C = \frac{F_y(A_g - 2 \cdot b_f \cdot t_f) - 0.85f'_c \cdot b_e \cdot t_p}{2 \cdot s \cdot F_y}$$

$$C = -395.13 \text{ mm}$$

No Aplica

$$W_L = q_l \cdot A_A = \text{-----} \quad \boxed{3.38 \text{ kN/m}}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot W_L \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{trf}} = \text{-----} \quad \boxed{2.62 \text{ mm}}$$

$$\Delta \leq 20.83 \text{ mm} \quad \text{-----} \quad \boxed{\text{Si Cumple}}$$

Deflexiones a largo plazo por carga sobrepuesta

$$\text{Limite: } \frac{L}{240} = \frac{7500}{240} = \text{-----} \quad \boxed{31.25 \text{ mm}}$$

$$W_{si} = q_{to} \cdot A_A = \text{-----} \quad \boxed{12.00 \text{ kN/m}}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot W_{to} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{trf}} = \text{-----} \quad \boxed{9.31 \text{ mm}}$$

$$\Delta \leq 31.25 \text{ mm} \quad \text{-----} \quad \boxed{\text{Si Cumple}}$$

Resistencia de los conectores de acero tipo espigo con cabeza

- Asc = =286 mm² Área de conector (Ø=3/4")
- Fu = =450 Mpa Resistencia a tensión mínima para el espigo
- n = =1 Numero de espigos por valle (Solo 1)
- nf = =0 Numero de filas de doble perno (PARES)
- Nmin = 1 Minimo de espigos para capacidad a flexión de losa
- Rg = 1.00 Para tablero perpendicular al perfil
- Rp = 0.75 Puede ser 0.75 (Ver NSR-10 F.2.9.8.2.1)

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u \quad \text{-----} \quad \boxed{87605.8 \text{ N}}$$

Transferencia de carga entre la viga y la losa de concreto NSR-10 F.2.9.3.2.4:

Fuerza cortante horizontal total en la interfase entre la viga de acero y la losa (V'r)

Aplastamiento del concreto

$$V'r = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c = \text{-----} \quad \boxed{2316038 \text{ N}}$$

Fluencia de la sección de acero

$$V'r = F_y \cdot A_s = \text{-----} \quad \boxed{1445550 \text{ N}}$$

<p>Momento Resistente:</p> <p>$\phi = 0.90$</p> <p>$\phi M_n = 0.90[0.85f'_c \cdot b_e \cdot C \cdot (C/2) + A_s \cdot F_y \cdot ((h/2) + hr + tp - C)]$</p> <p>$\phi M_n = 355.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$</p>	<p>Momento Resistente:</p> <p>$\phi = 0.90$</p> <p>$\phi M_n = 0.90[0.85f'_c \cdot b_e \cdot tp \cdot (c + hr + tp/2) + F_y \cdot b \cdot C \cdot (C/2) + F_y \cdot b \cdot tf \cdot (h - C - (tf/2)) + F_y \cdot c \cdot s \cdot ((c/2) + t - C) + F_y \cdot b \cdot (t - C) \cdot (t - C)/2]$</p> <p>$\phi M_n = 395.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$</p>	<p>Momento Resistente:</p> <p>$\phi = 0.90$</p> <p>$\phi M_n = 0.90[0.85f'_c \cdot b_e \cdot tp \cdot (c + hr + tp/2) + F_y \cdot b_f \cdot tf \cdot (C - tf/2) + f_y \cdot (tw(C - tf))(C - tf)/2 + F_y \cdot tw \cdot (d - C - tf)^2/2 + F_y \cdot b_f \cdot tf \cdot (d - C - tf/2)]$</p> <p>$\phi M_n = 102.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$</p>
--	---	--

Chequeo:

Flexión

$M_u \leq \phi_b M_n: 150.5 \leq 355.0$ Si Cumple

Cortante: $\phi V_n = 0.60 \cdot \phi \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 374.59 \geq V_u = 80.29 \text{ kN}$ Si Cumple

Verificación de Deflexiones

Calculos de los parametros de la sección transformada:

$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{17872} = 11.19$

$Y_{trf} = \frac{\left[\left(\frac{b_e \cdot t_p}{n} \right) \cdot (h + H - 0.5t_p) \right] + \left[\frac{A \cdot h}{2} \right]}{\left(\frac{b_e \cdot t_p}{n} \right) + A} = 365.41 \text{ mm}$

$I_{trf} = I_x + \left[\frac{1}{12} \left(\frac{b_e \cdot t_p^3}{n} \right) \right] + \left[A \left(Y_{trf} - \frac{d}{2} \right)^2 \right] + \left[\left(\frac{b_e \cdot t_p}{n} \right) \cdot \left(d + h - \frac{t_p}{2} - Y_{trf} \right)^2 \right] = 295103556 \text{ mm}^4$

Deflexión Instantanea por carga viva

Limite: $\frac{L}{360} = \frac{7500}{360} = 20.83 \text{ mm}$

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

179

Gobierna: $V'r=$ 1445550 N

Porcentaje de transferencia de cortante 69.7 %

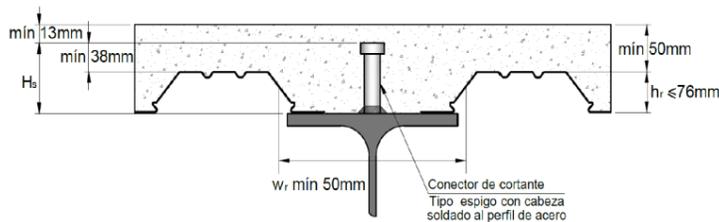
Numero de filas de espigos en la longitud de la vigueta
 $nL= 2x(N/n)=$ 23 U

Separación calculada entre grupos de espigos (cada valle)
 $S= L/nL=$ 305 mm

Chequeo de separaciones entre grupos de espigos
 $S_{min}= 76 \text{ mm}$ (separación entre centros de nervaduras) Cumple
 $S_{max}= 460 \text{ mm}$ (NSR-10 F.2.9.3.2.3) Cumple

Chequeo de separaciones entre espigos (en grupo)
 $S_{min}= 4\phi= 76 \text{ mm}$ (En ambos sentidos) Cumple
 $S_{trans}=$ No aplica Cumple
 $S_{long}=$ No aplica Cumple

Requisitos dimensionales F.2.9.3.2.3:



La losa de concreto se conectará a la viga de acero por medio de conectores tipo espigo con cabeza o tipo perno, soldados, con diámetro igual a 19mm (AWS D1.1). Los espigos o pernos pueden soldarse ya sea a través de la lámina o directamente a la viga de acero. Los espigos o pernos, una vez instalados deberán extenderse por lo menos 38mm por encima del nivel superior del tablero, y deberán quedar con un recubrimiento de concreto de 13 mm como mínimo por encima de su extremo superior.

Altura del espigo:

$H_s= h_r+38$ 90.0 mm

Diámetro del conector:

$\phi_{max}= 2.5 \cdot t_f$ o $3/4"$ 19.05 mm
 $\phi= 3/4$ Cumple

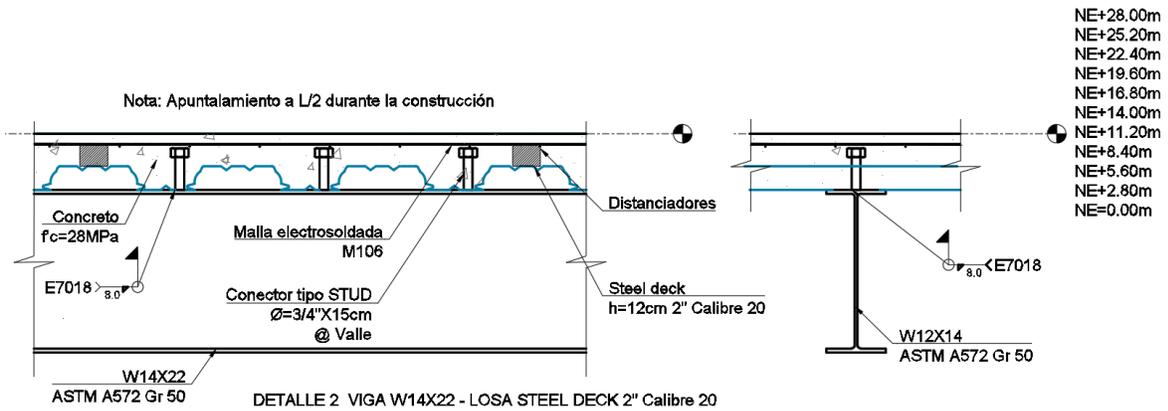
Altura del conector Hs:

Hs mín: 4ϕ o $(hr+38)$ = 90.00 mm

Hs max < $hr+75$ = 107.00 mm

Índices de demanda-capacidad

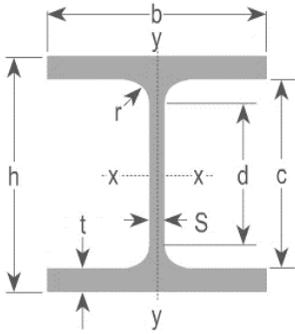
<p>Flexión</p> $\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{150.54}{247.45} = \mathbf{0.608}$	<p>Cortante</p> $\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{80.29}{374.6} = \mathbf{0.2}$	<p>Deflexiones</p> $\frac{\Delta_{cal}}{\Delta_{ma}} = \frac{9.31}{31.3} = \mathbf{0.3}$
--	---	--



- Diseño de viga compuesta

DISEÑO VIGAS COMPUESTAS EN SISTEMA DE PISO DECK

DATOS DE ENTRADA



WF 18X35

h=	450.0	mm	r_x =	179.00	mm
s=	7.6	mm	r_y =	30.90	mm
b=	152.0	mm	S_x =	9.4E+05	mm ³
t=	10.8	mm	S_y =	8.3E+04	mm ³
c=	428.4	mm	Z_x =	1.1E+06	mm ³
A=	6620	mm ²	Z_y =	1.3E+05	mm ³
I_x =	2.12E+08	mm ⁴	J=	1.9E+01	mm ⁴
I_y =	6.34E+06	mm ⁴	w=	52.09	kg/m

E_s =	200000	MPa
F_y =	345	MPa
$f'c$ =	21.00	MPa
E_c =	17872	MPa

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA VIGA**Deflexiones admisibles**

$$\begin{array}{lll}
 L = 7500 \text{ mm} & q_{pp} = 2.31 \text{ kN/m}^2 & w_{dc} = 18.07 \text{ kN/m} \\
 A_A = 7500 \text{ mm} & q_{lc} = 0.10 \text{ kN/m}^2 & w_{lc} = 0.75 \text{ kN/m} \\
 L_b = 1875 \text{ mm} & q_{arr} = 0.03 \text{ kN/m}^2 &
 \end{array}$$

Límite de deflexión:

$$\frac{L}{180} = \frac{7500}{180} = 41.67 \text{ mm}$$

Deflexión calculada:

$$\Delta = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \dots \dots \dots \boxed{18.3 \text{ mm}}$$

$$\Delta \leq \frac{L}{180} = \dots \dots \dots \boxed{\text{Si Cumple}}$$

Resistencia a flexión por cargas de construcción:

$$\text{Esbeltez de la aleta : COMPACTA} \quad b/t = 7.04 < 0.38 \sqrt{E/F_y} = 9.15$$

$$\text{Esbeltez del alma: COMPACTA} \quad h/s = 53.74 < 3.76 \sqrt{E/F_y} = 90.5$$

Numeral aplicable para diseño a Flexión:

F.2.6.2 MIEMBROS DE SECCIÓN COMPACTA EN I CON SIMETRÍA BOBLE Y CANALES, SOLICITADOS POR FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE MAYOR

$$M_{uc} = \frac{(1.2 \cdot W_{dc} + 1.6 \cdot W_{lc}) \cdot L^2}{8} = \dots \dots \dots \boxed{1.61E+08} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Plastificación de la sección

$$M_p = F_y \cdot Z_x = \dots \dots \dots \boxed{3.75E+08} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Pandeo lateral torsional

$$L_p = 1.76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \dots \dots \dots \boxed{1309 \text{ mm}}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y \cdot h_0}{2 \cdot S_x}} = \dots \dots \dots \boxed{38.44 \text{ mm}}$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} = \dots \dots \dots \boxed{3479 \text{ mm}}$$

$$L_b > L_p \ \& \ < L_r \quad \dots \dots \dots \boxed{\text{Aplica este estado}}$$

Momento Resistente para condición $L_p < L_b < L_r$:

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0.70 \cdot F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \dots \dots \dots \boxed{3.37E+08} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Momento Resistente para condición $L_b > L_r$:

$$M_n = \left(\frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_{ts})^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \right) \cdot S_x \leq M_p \quad \dots \dots \dots \boxed{\text{NO APLICA}} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Pandeo local de la aleta a compresión (F.2.6.3.2)

Este estado límite no aplica

Momento Resistente para aletas No compactas

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad \dots \dots \dots \boxed{\text{NO APLICA}} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Momento Resistente para aletas Esbeltas

$$M_n = \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c \cdot S_x}{\lambda^2}; \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/s}}, \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76 \quad \dots \dots \dots \boxed{\text{NO APLICA}} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Momento Resistente de la sección

$$M_n = \min (M_p, M_{PLT}) \quad \dots \dots \dots \boxed{3.37 \cdot E+08} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \cdot M_n = \dots \dots \dots \boxed{3.03E+08} \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_{uc} \leq \phi_b M_n \quad \dots \dots \dots \boxed{\text{Si Cumple}} \\ \dots \dots \dots \boxed{0.53}$$

Diseño a cortante por cargas de construcción:

$$V_u = \frac{(1.2 \cdot W_{dc} + 1.6 \cdot W_{lc}) \cdot L}{2} = \frac{\text{N}}{4511}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{408.4}{7.60} = 53.74$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 53.93$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \text{Si Cumple}$$

Coeficiente Cv

Kv = 5 Coeficiente de pandeo del alma sin rigidizadores

$$h/t_w \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}; \quad h/t_w < 1.37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$$

Cv = 1.00

Øv = 1.0

$$V_n = 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 0.60 \cdot F_y \cdot h \cdot s \cdot C_v = \frac{\text{N}}{642495}$$

$$\text{Ø}V_n = 1.0 \times 6.42E+05 = 642495$$

$$\text{Ø}V_n > V_u \quad \text{Si Cumple}$$

Diseño como sección Compuesta (F.2.9.3):

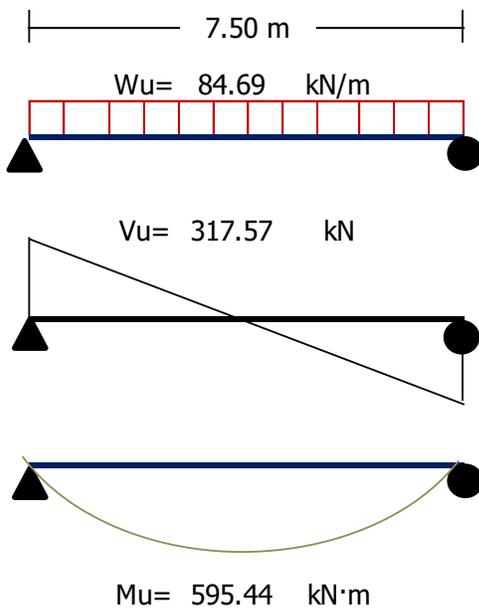
AA = 7500 mm q_{si} = 4.60 kN/m²

q_{pp} = 2.31 kN/m² q_D = 6.94 kN/m²

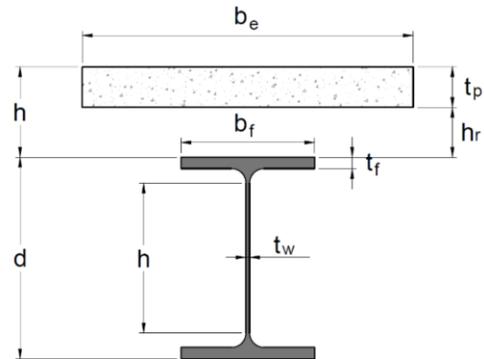
q_{arr} = 0.03 kN/m² W_{pp} = 0.52 kN/m

$$W_u = 1.20(q_D \cdot AA + W_{pp}) + 1.60(q_L \cdot AA) = \frac{\text{kN/m}}{84.69}$$

Solicitudes de Carga:



Geometría de la sección (Ver F.2.9.3.2.3)



Ancho efectivo

$$\begin{aligned}
 be1 &= 1875 \text{ m} & hr &= 50.8 \text{ mm} \\
 be2 &= 1875 \text{ m} & tp &= 69.2 \text{ mm} \\
 be &= 1875 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Resistencia plástica de la sección.

be2, se considera para losa en volado

Límite para la plastificación de la sección compuesta

$$\frac{c}{tw} = \frac{408.4}{7.60} = 53.74 \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 90.53 \quad \text{Sección Plastificada}$$

Resistencia para esfuerzos plásticos

Caso I: Eje Neutro encima Aleta Superior

$$0.85f'c \cdot be \cdot C = As \cdot Fy$$

$$C = \frac{As \cdot Fy}{0.85 \cdot f'c \cdot be}$$

$$C = 68.24 \text{ mm}$$

Si Cumple

Caso II: Eje neutro en Aleta Superior

$$0.85f'c \cdot be \cdot tp + Ac \cdot Fy = (Ag - Ac) Fy$$

$$C = \frac{Ag \cdot Fy - 0.85 \cdot f'c \cdot be \cdot tp}{2 \cdot bf \cdot Fy}$$

$$C = -0.31 \text{ mm}$$

No Aplica

CASO III: Eje neutro debajo Aleta Superior

$$0.85f'c \cdot be \cdot tp + Fy \cdot bf \cdot tr + Fy(s \cdot C) = Fy(Ag - bf \cdot tf - s \cdot C)$$

$$C = \frac{Fy(Ag - 2 \cdot bf \cdot tf) - 0.85f'c \cdot be \cdot tp}{2 \cdot s \cdot Fy}$$

$$C = -211.33 \text{ mm}$$

No Aplica

<p>Momento Resistente:</p> <p>$\phi = 0.90$</p> <p>$\phi M_n = 0.90[0.85f'_c \cdot b_e \cdot C \cdot (C/2) + A_s \cdot F_y \cdot ((h/2) + hr + tp - C)]$</p> <p>$\phi M_n = 639.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$</p>	<p>Momento Resistente:</p> <p>$\phi = 0.90$</p> <p>$\phi M_n = 0.90[0.85f'_c \cdot b_e \cdot tp \cdot (c + hr + tp/2) + F_y \cdot b \cdot C \cdot (C/2) + F_y \cdot b \cdot tf \cdot (h - C - (tf/2)) + F_y \cdot c \cdot s \cdot ((c/2) + t - C) + F_y \cdot b \cdot (t - C)(t - C)/2]$</p> <p>$\phi M_n = 634.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$</p>	<p>Momento Resistente:</p> <p>$\phi = 0.90$</p> <p>$\phi M_n = 0.90[0.85f'_c \cdot b_e \cdot tp \cdot (c + hr + tp/2) + F_y \cdot b_f \cdot tf \cdot (C - tf/2) + f_y \cdot (tw(C - tf))(C - tf)/2 + F_y \cdot tw \cdot (d - C - tf)^2/2 + F_y \cdot b_f \cdot tf \cdot (d - C - tf/2)]$</p> <p>$\phi M_n = 518.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$</p>
---	---	---

Chequeo:

Flexión

$M_u \leq \phi_b M_n: 595.4 \leq 639.0$ Si Cumple

Cortante: $\phi V_n = 0.60 \cdot \phi \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 642 \geq V_u = 317.569 \text{ kN}$ Si Cumple

Verificación de Deflexiones

Cálculos de los parámetros de la sección transformada (No se toman las nervaduras)

$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{17872} = 11.19$

$Y_{trf} = \frac{\left[\left(\frac{b_e \cdot t_p}{n} \right) \cdot (h + H - 0.5t_p) \right] + \left[\frac{A \cdot h}{2} \right]}{\left(\frac{b_e \cdot t_p}{n} \right) + A} = 422.59 \text{ mm}$

$I_{trf} = I_x + \left[\frac{1}{12} \left(\frac{b_e \cdot t_p^3}{n} \right) \right] + \left[A \left(Y_{trf} - \frac{d}{2} \right)^2 \right] + \left[\left(\frac{b_e \cdot t_p}{n} \right) \cdot \left(d + h - \frac{t_p}{2} - Y_{trf} \right)^2 \right] = 622636174 \text{ mm}^4$

Deflexión Instantanea por carga viva

Limite: $\frac{L}{360} = \frac{7500}{360} = 20.83 \text{ mm}$

$$W_L = q_l \cdot A_a = \text{-----} \quad \boxed{13.50 \text{ kN/m}}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot W_L \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{trf}} = \text{-----} \quad \boxed{4.47 \text{ mm}}$$

$$\Delta \leq 20.83 \text{ mm} \quad \text{-----} \quad \boxed{\text{Si Cumple}}$$

Deflexiones a largo plazo por carga sobre-impuesta

$$\text{Limite: } \frac{L}{240} = \frac{7500}{240} = \text{-----} \quad \boxed{31.25 \text{ mm}}$$

$$W_{si} = q_{si} \cdot A_a = \text{-----} \quad \boxed{34.50 \text{ kN/m}}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot W_{si} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{trf}} = \text{-----} \quad \boxed{11.41 \text{ mm}}$$

$$\Delta \leq 31.25 \text{ mm} \quad \text{-----} \quad \boxed{\text{Si Cumple}}$$

Resistencia de los conectores de acero tipo espigo con cabeza

- Asc = 284 mm² Área de conector (Ø=3/4")
- Fu = 450 Mpa Resistencia a tensión mínima para el espigo
- nf = 2 Numero de espigos por fila (perpendicular a la viga)
- Rg = 1.0 Para tablero paralelo al perfil (Wr ≥ hr) (NSR-10
- Rp = 0.75 Para tablero paralelo al perfil (Wr ≥ hr) F.2.9.8.2.1)

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u \quad \text{-----} \quad \boxed{86848.8 \text{ N}}$$

Transferencia de carga entre la viga y la losa de concreto NSR-10 F.2.9.3.2.4:

Fuerza cortante horizontal total en la interfase entre la viga de acero y la losa (V'r)

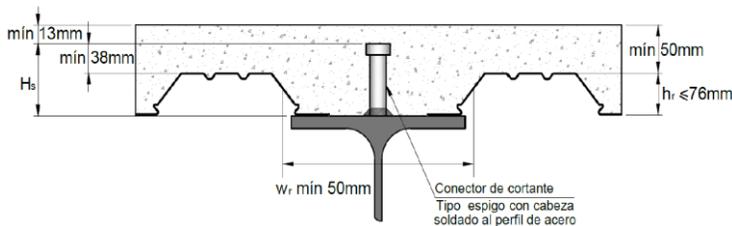
$$\text{Aplastamiento del concreto} \\ V'r = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c = \text{-----} \quad \boxed{2453868 \text{ N}}$$

$$\text{Fluencia de la sección de acero} \\ V'r = F_y \cdot A_s = \text{-----} \quad \boxed{2283900 \text{ N}}$$

$$\text{Gobierna: } V'r = \text{-----} \quad \boxed{2283900 \text{ N}}$$

Porcentaje de transferencia de cortante	266.2 %
Separación asignada entre filas de espigos S=	100 mm
Numero de filas de espigos en la longitud de la vigueta Nf= (L/S)-2	70 U
Chequeo de separaciones entre grupos de espigos Smin= 76 mm (separación entre filas de espigos, paralela a la viga) Smax= 460 mm (NSR-10 F.2.9.3.2.3)	Cumple Cumple
Chequeo de separaciones entre espigos en la fila Smin= 4Ø = 76 mm Strans= 95 mm	Cumple

Requisitos dimensionales F.2.9.3.2.3:



La losa de concreto se conectará a la viga de acero por medio de conectores tipo espigo con cabeza o tipo perno, soldados, con diámetro igual a 19mm-3/4' (AWS D1.1). Los espigos o pernos pueden soldarse ya sea a través de la lámina o directamente a la viga de acero (no se permiten ningún tipo de conector fijados son disparos). Los espigos o pernos, una vez instalados deberán extenderse por lo menos 38mm por encima del nivel superior del tablero metálico, y deberán quedar con un recubrimiento de concreto de 13 mm como mínimo por encima de su extremo superior:

Altura del espigo:

Hs= hr+38 = 89.0 mm

Diámetro del conector:

Ømax= 2.5·tf o 3/4" = 27.00 mm

Ø= 3/4 = Cumple

Altura del conector Hs:

Hs mín= 4Ø o (hr+38) = 90.00 mm

Hs max < hr+75= 107.00 mm

Índices de demanda-capacidad

Flexión	Cortante	Deflexiones
$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{595.44}{639.02} = 0.93$	$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{317.6}{642} = 0.5$	$\frac{\Delta_{cal}}{\Delta_{max}} = \frac{11.41}{31.25} = 0.4$

Diseño a Flexo-compresión de otros Muros Análisis y diseño del muro RCFT

• Características físicas y mecánicas del elemento

Propiedades y solicitaciones	
f'c [MPa]	28
Fy [MPa]	420
Vu máx [N]	984983
Mu máx [N-mm]	2.457.E+10
Pu máx [N]	8767893
hw [mm]	42000
bw=t [mm]	350
Lw [mm]	7000
d [mm]	5950

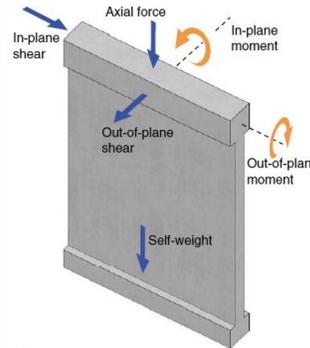


Fig. R11.4.1.3—In-plane and out-of-plane forces.

Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muros

Revisiones geométricas	
hw/lw	6.00
lw/bw	20.00
Categorización	Muro

Tabla R18.10.1 — Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro^[1]

Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro . (hw/lw)	Longitud del segmento vertical de muro / Espesor del muro (lw/bw)		
	lw/bw ≤ 2.5	2.5 < lw/bw ≤ 6	lw/bw > 6
hw/lw < 2	Muro	Muro	Muro
hw/lw ≥ 2	El machón de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El machón de muro debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, véase 18.10.8.1	Muro

[1] hw es la altura libre, lw es la longitud horizontal, y bw es el espesor del alma del segmento de muro.

• Solicitaciones de diseño a flexocompresión

Nivel **NE+2.8**

NIVEL	Combinación de carga	Carga axial (Pu) [kN]	Momento flector (Mu) [kN-m]		Excentricidades	
			M2	M3	e2 [m]	e3 [m]
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23.68	22147.38	0.00	2.71
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	34.07	23768.01	0.00	2.91
NE+2.8	0.9DT+W+T	5381.4	0.00	309.61	0.00	0.04

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

190

NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	97.82	10044.34	0.01	1.23
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	94.70	4023.03	0.01	0.49
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	94.70	4642.26	0.01	0.57
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	97.82	9425.11	0.01	1.15
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	34.07	24565.54	0.00	3.01
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	23.68	22944.92	0.00	2.81
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	23.68	22325.69	0.00	2.73
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	34.07	23946.32	0.00	2.93
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	5381.4	94.70	4023.03	0.01	0.49
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	5381.4	97.82	10044.34	0.01	1.23
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	5381.4	23.68	22944.92	0.00	2.81
NE+2.8	1.4(DT+F)+T	8371.1	0.00	481.62	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5LR+T	8767.9	0.00	532.98	0.00	0.07
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5G+T	8767.9	0.00	532.98	0.00	0.07
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	8767.9	0.00	532.98	0.00	0.07
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+G+L+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	7175.2	0.00	412.81	0.00	0.05
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	7175.2	0.00	412.81	0.00	0.05
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	7175.2	0.00	412.81	0.00	0.05
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	8170.6	97.82	10222.64	0.01	1.25
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	8170.6	94.70	3844.73	0.01	0.47
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	8170.6	94.70	4820.57	0.01	0.59
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	8170.6	97.82	9246.80	0.01	1.13
NE+2.8	1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23.68	23123.22	0.00	2.83
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23.68	22147.38	0.00	2.71
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	34.07	23768.01	0.00	2.91
NE+2.8	0.9DT+W+T	5381.4	0.00	309.61	0.00	0.04
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	97.82	10044.34	0.01	1.23
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	94.70	4023.03	0.01	0.49
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	94.70	4642.26	0.01	0.57
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	97.82	9425.11	0.01	1.15
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	34.07	24565.54	0.00	3.01
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	23.68	22944.92	0.00	2.81
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	23.68	22325.69	0.00	2.73
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	34.07	23946.32	0.00	2.93
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	5381.4	94.70	4023.03	0.01	0.49
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	5381.4	97.82	10044.34	0.01	1.23
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	5381.4	23.68	22944.92	0.00	2.81

• Solicitaciones de diseño a cortante y torsión

NIVEL	Combinación de carga	Fuerza cortante (Vu) [kN]		Momento torsional (Tu) [kN-m]
		V2	V3	
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	926.55	5.45	2.27
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	984.98	7.03	1.45
NE+2.8	0.9DT+W+T	15.04	0.00	0.00
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	361.44	21.03	0.81
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	196.74	20.55	1.93
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	166.65	20.55	1.93
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	391.53	21.03	0.81
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	944.48	7.03	1.45
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	886.05	5.45	2.27
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	916.13	5.45	2.27
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	974.57	7.03	1.45
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	196.74	20.55	1.93
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	361.44	21.03	0.81
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	886.05	5.45	2.27
NE+2.8	1.4(DT+F)+T	23.40	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5LR+T	28.69	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5G+T	28.69	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	28.69	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+G+L+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	20.06	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	20.06	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	20.06	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	351.03	21.03	0.81
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	207.15	20.55	1.93
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	156.24	20.55	1.93
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	401.94	21.03	0.81
NE+2.8	1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	875.64	5.45	2.27

NE+2.8	1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	926.55	5.45	2.27
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	984.98	7.03	1.45
NE+2.8	0.9DT+W+T	15.04	0.00	0.00
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	361.44	21.03	0.81
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	196.74	20.55	1.93
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	166.65	20.55	1.93
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	391.53	21.03	0.81
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	944.48	7.03	1.45
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	886.05	5.45	2.27
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	916.13	5.45	2.27
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	974.57	7.03	1.45
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	196.74	20.55	1.93
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	361.44	21.03	0.81
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	886.05	5.45	2.27

• Diseño por cortante

Verificación de cortante máximo		
Demanda sísmica	DES	
α_c	0.17	
Vn max [kN]	2203.9	C.21.9.5.4.1
Vn max [kN]	9183.0	OK!
Resistencia al cortante del concreto		
Vc (sin Pu) [kN]	1873.3	
Vc1 [kN]	2976.4	
Vc2 [kN]	1130.6	
Vc [kN]	1130.6	
ϕV_c [kN]	848.0	Rcortante
Chequear que $V_u < 0.5 \phi V_c$		
$0.5 \phi V_c$ [kN]	424.0	
ϕV_s [kN]	182.7	
At/s	0.10	

$0.083 A_c v (f'c)^{0.5}$ (kN)=	1076.0
Vu (kN)=	985.0
Cuantías de '11.6'	

- Cuantía transversal:

ρ_t min=	0.0020
At escogido=	258 mm²
st escogido=	300 mm
st max=	450 mm
OK! ρ_t sumin=	0.00246

- Cuantía longitudinal:

ρ_l min=	0.0020
Al escogido=	258 mm²
sl escogido=	300 mm
sl max=	450 mm
OK! ρ_l sumin=	0.00250

•• Análisis paralelo al plano del muro

Combinación de carga	Revisión de sección	Resistencia ult. concreto (ϕV_c) [kN]	Revisión de refuerzo	Resistencia ult. refuerzo (ϕV_s) [kN]	Resistencia ($V_u \leq \phi V_n$) [kN]
1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	Apta	1054.19	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	Apta	1047.13	Q mínima	2149.14	Cumple
0.9DT+W+T	Apta	1033.13	Q mínima	2149.14	Cumple
0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	Apta	849.15	Q mínima	2149.14	Cumple
0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	Apta	1037.96	Q mínima	2149.14	Cumple
0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	Apta	847.96	Q mínima	2149.14	Cumple
0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	Apta	927.91	Q mínima	2149.14	Cumple
0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	Apta	883.62	De diseño	2149.14	Cumple
0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	Apta	886.01	De diseño	2149.14	Cumple
0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	Apta	920.59	Q mínima	2149.14	Cumple
0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	Apta	915.73	De diseño	2149.14	Cumple
0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	Apta	1037.96	Q mínima	2149.14	Cumple
0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	Apta	849.15	Q mínima	2149.14	Cumple
0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	Apta	886.01	De diseño	2149.14	Cumple
1.4(DT+F)+T	Apta	1189.35	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+1.6L+0.5LR+T	Apta	1316.07	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+1.6L+0.5G+T	Apta	1316.07	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	Apta	1316.07	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	Apta	1247.91	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+G+L+T	Apta	1247.91	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	Apta	1247.91	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	Apta	1126.86	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	Apta	1126.86	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	Apta	1126.86	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	Apta	1247.91	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	Apta	1247.91	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	Apta	1247.91	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	Apta	923.65	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	Apta	1281.60	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	Apta	891.33	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	Apta	1083.70	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	Apta	984.12	Q mínima	2149.14	Cumple
1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	Apta	1054.19	Q mínima	2149.14	Cumple

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

194

$1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T$	Apta	1047.13	Q mínima	2149.14	Cumple
$0.9DT+W+T$	Apta	1033.13	Q mínima	2149.14	Cumple
$0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T$	Apta	849.15	Q mínima	2149.14	Cumple
$0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T$	Apta	1037.96	Q mínima	2149.14	Cumple
$0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T$	Apta	847.96	Q mínima	2149.14	Cumple
$0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T$	Apta	927.91	Q mínima	2149.14	Cumple
$0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T$	Apta	883.62	De diseño	2149.14	Cumple
$0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T$	Apta	886.01	De diseño	2149.14	Cumple
$0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T$	Apta	920.59	Q mínima	2149.14	Cumple
$0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T$	Apta	915.73	De diseño	2149.14	Cumple
$0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T$	Apta	1037.96	Q mínima	2149.14	Cumple
$0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T$	Apta	849.15	Q mínima	2149.14	Cumple
$0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T$	Apta	886.01	De diseño	2149.14	Cumple

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

195

• Revisar si requiere elemento de borde

••• Por esfuerzo según C.21.9.6.3

Load Case/Combo	P	M3	ESFUERZO	ESF.MÁX	REQUIERE E.B
	kN	kN-m	[MPa]	[MPa]	
1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	8170.6	22147.4	11.1	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23768.0	11.7	5.6	REQUIERE E.B
0.9DT+W+T	5381.4	309.6	2.3	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	10044.3	5.7	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	4023.0	3.6	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	4642.3	3.8	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	9425.1	5.5	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	24565.5	10.8	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	22944.9	10.2	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	22325.7	10.0	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	23946.3	10.6	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	5381.4	4023.0	3.6	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	5381.4	10044.3	5.7	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	5381.4	22944.9	10.2	5.6	REQUIERE E.B
1.4(DT+F)+T	8371.1	481.6	3.6	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6L+0.5LR+T	8767.9	533.0	3.8	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6L+0.5G+T	8767.9	533.0	3.8	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	8767.9	533.0	3.8	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	8170.6	487.9	3.5	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+G+L+T	8170.6	487.9	3.5	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	8170.6	487.9	3.5	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	7175.2	412.8	3.1	5.6	NO REQUIERE E.B

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

196

1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	7175.2	412.8	3.1	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	7175.2	412.8	3.1	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	8170.6	487.9	3.5	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	8170.6	487.9	3.5	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	8170.6	487.9	3.5	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	8170.6	10222.6	6.9	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	8170.6	3844.7	4.7	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	8170.6	4820.6	5.0	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	8170.6	9246.8	6.6	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23123.2	11.4	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	8170.6	22147.4	11.1	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23768.0	11.7	5.6	REQUIERE E.B
0.9DT+W+T	5381.4	309.6	2.3	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	10044.3	5.7	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	4023.0	3.6	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	4642.3	3.8	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	9425.1	5.5	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	24565.5	10.8	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	22944.9	10.2	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	22325.7	10.0	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	23946.3	10.6	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	5381.4	4023.0	3.6	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	5381.4	10044.3	5.7	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	5381.4	22944.9	10.2	5.6	REQUIERE E.B

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

197

••• Por deformaciones según C.21.9.6.2

Para la revisión por deformaciones solo se consideran los combos sísmicos, acorde al Acta 129 del 26 de Julio del 2018. Se presenta en esta tabla la combinación que genera el mayor valor de "c", por nivel.

Story	Combinación	Pu max (kN)	c (mm)	δ (mm)	Lw/(600* δ /hw)	REQUIERE E.B
NE+42	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	587.8	411.7	54.8	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+39.2	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	1129.4	487.8	50.1	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+36.4	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	1671.0	566.1	45.4	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+33.6	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	2212.7	642.5	40.6	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+30.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	2754.3	719.9	35.9	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+28	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	3295.9	796.8	31.2	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+25.2	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	3837.6	873.7	26.6	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+22.4	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	4379.2	951.0	22.1	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+19.6	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	4920.8	1027.6	17.8	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+16.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	5462.5	1105.1	13.8	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+14	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	6004.1	1181.4	10.2	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+11.2	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	6545.7	1258.7	7.0	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+8.4	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	7087.4	1335.4	4.2	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+5.6	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	7629.0	1412.7	2.1	1666.7	NO REQUIERE E.B
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	8170.6	1489.9	0.6	1666.7	NO REQUIERE E.B

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

199

c (mm)	Mn (kN-m)	Pno (kN)	Pn (kN)	ϕ	ϕM_n (kN-m)	ϕP_n (kN)
0.001	0.0	-13740.7	-13740.7	0.90	0.0	-12366.6
5	3499.0	-12739.3	-12739.3	0.90	3149.1	-11465.4
605	50953.8	1693.5	1693.5	0.90	45858.4	1524.2
1205	65127.8	6855.7	6855.7	0.90	58615.0	6170.1
1805	75319.5	11537.4	11537.4	0.90	67787.6	10383.7
2405	83053.9	16228.8	16228.8	0.90	74748.5	14605.9
3005	88309.5	20913.7	20913.7	0.78	69168.4	16380.7
3605	91090.0	25602.1	25602.1	0.69	63009.2	17709.6
4205	91430.6	30282.1	30282.1	0.65	59429.9	19683.4
4805	84405.6	36454.6	36454.6	0.65	54863.6	23695.5
5405	75421.8	42499.9	42499.9	0.65	49024.2	27624.9
6005	65347.6	48182.6	48182.6	0.65	42475.9	31318.7
6605	53891.4	53602.2	53458.8	0.65	35029.4	34748.2
7205	40858.6	58825.1	53458.8	0.65	26558.1	34748.2
7805	26110.9	63894.8	53458.8	0.65	16972.1	34748.2
8405	13846.7	67644.4	53458.8	0.65	9000.4	34748.2
9005	11974.2	68251.6	53458.8	0.65	7783.2	34748.2
9605	10334.2	68780.9	53458.8	0.65	6717.2	34748.2
10205	8886.3	69247.1	53458.8	0.65	5776.1	34748.2
10805	7598.1	69658.9	53458.8	0.65	4938.8	34748.2
11405	6445.4	70026.5	53458.8	0.65	4189.5	34748.2
12005	5407.6	70355.9	53458.8	0.65	3514.9	34748.2
12605	4468.9	70652.3	53458.8	0.65	2904.8	34748.2
13205	3615.7	70921.1	53458.8	0.65	2350.2	34748.2
13805	2837.4	71164.6	53458.8	0.65	1844.3	34748.2
14405	2124.6	71387.0	53458.8	0.65	1381.0	34748.2
15005	1469.6	71590.6	53458.8	0.65	955.2	34748.2
15605	866.4	71777.1	53458.8	0.65	563.2	34748.2
16205	367.2	71930.6	53458.8	0.65	238.7	34748.2
16805	122.6	72005.0	53458.8	0.65	79.7	34748.2
17405	96.9	72015.3	53458.8	0.65	63.0	34748.2
18005	74.2	72024.2	53458.8	0.65	48.2	34748.2

Análisis y diseño del muro RCEP

• Características físicas y mecánicas del elemento

Propiedades y solicitaciones	
f'c [MPa]	28
Fy [MPa]	420
Vu máx [N]	984983
Mu máx [N-mm]	2.457.E+10
Pu máx[N]	8767893
hw [mm]	42000
bw=t [mm]	350
Lw [mm]	7300
d [mm]	6205

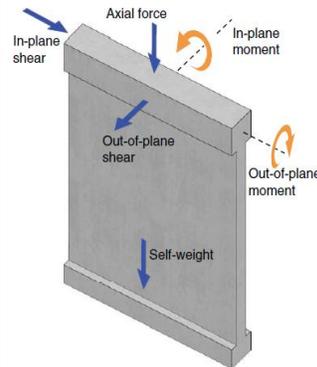


Fig. R11.4.1.3—In-plane and out-of-plane forces.

Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muros

Revisiones geométricas	
hw/lw	5.75
lw/bw	20.86
Categorización	Muro

Tabla R18.10.1 — Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro⁽¹⁾

Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro, (hw/lw)	Longitud del segmento vertical de muro / Espesor del muro (lw/bw)		
	lw/bw ≤ 2.5	2.5 < lw/bw ≤ 6	lw/bw > 6
hw/lw < 2	Muro	Muro	Muro
hw/lw ≥ 2	El machón de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El machón de muro debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, véase 18.10.8.1	Muro

⁽¹⁾ hw es la altura libre, lw es la longitud horizontal, y bw es el espesor del alma del segmento de muro.

• Solicitaciones de diseño a flexocompresión

Nivel **NE+2.8**

NIVEL	Combinación de carga	Carga axial (Pu) [kN]	Momento flector (Mu) [kN-m]		Excentricidades	
			M2	M3	e2 [m]	e3 [m]
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23.68	22147.38	0.00	2.71
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	34.07	23768.01	0.00	2.91

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

201

NE+2.8	0.9DT+W+T	5381.4	0.00	309.61	0.00	0.04
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	97.82	10044.34	0.01	1.23
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	94.70	4023.03	0.01	0.49
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	94.70	4642.26	0.01	0.57
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	97.82	9425.11	0.01	1.15
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	34.07	24565.54	0.00	3.01
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	23.68	22944.92	0.00	2.81
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	23.68	22325.69	0.00	2.73
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	34.07	23946.32	0.00	2.93
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	5381.4	94.70	4023.03	0.01	0.49
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	5381.4	97.82	10044.34	0.01	1.23
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	5381.4	23.68	22944.92	0.00	2.81
NE+2.8	1.4(DT+F)+T	8371.1	0.00	481.62	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5LR+T	8767.9	0.00	532.98	0.00	0.07
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5G+T	8767.9	0.00	532.98	0.00	0.07
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	8767.9	0.00	532.98	0.00	0.07
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+G+L+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	7175.2	0.00	412.81	0.00	0.05
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	7175.2	0.00	412.81	0.00	0.05
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	7175.2	0.00	412.81	0.00	0.05
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	8170.6	0.00	487.92	0.00	0.06
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	8170.6	97.82	10222.64	0.01	1.25
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	8170.6	94.70	3844.73	0.01	0.47
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	8170.6	94.70	4820.57	0.01	0.59
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	8170.6	97.82	9246.80	0.01	1.13
NE+2.8	1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23.68	23123.22	0.00	2.83
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23.68	22147.38	0.00	2.71
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	34.07	23768.01	0.00	2.91
NE+2.8	0.9DT+W+T	5381.4	0.00	309.61	0.00	0.04
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	97.82	10044.34	0.01	1.23
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	94.70	4023.03	0.01	0.49
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	94.70	4642.26	0.01	0.57
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	97.82	9425.11	0.01	1.15
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	34.07	24565.54	0.00	3.01
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	23.68	22944.92	0.00	2.81
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	23.68	22325.69	0.00	2.73
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	34.07	23946.32	0.00	2.93
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	5381.4	94.70	4023.03	0.01	0.49
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	5381.4	97.82	10044.34	0.01	1.23
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	5381.4	23.68	22944.92	0.00	2.81

• Solicitaciones de diseño a cortante y torsión

NIVEL	Combinación de carga	Fuerza cortante (Vu) [kN]		Momento torsional (Tu) [kN-m]
		V2	V3	
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	926.55	5.45	2.27
NE+2.8	1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	984.98	7.03	1.45
NE+2.8	0.9DT+W+T	15.04	0.00	0.00
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	361.44	21.03	0.81
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	196.74	20.55	1.93
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	166.65	20.55	1.93
NE+2.8	0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	391.53	21.03	0.81
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	944.48	7.03	1.45
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	886.05	5.45	2.27
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	916.13	5.45	2.27
NE+2.8	0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	974.57	7.03	1.45
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	196.74	20.55	1.93
NE+2.8	0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	361.44	21.03	0.81
NE+2.8	0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	886.05	5.45	2.27
NE+2.8	1.4(DT+F)+T	23.40	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5LR+T	28.69	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5G+T	28.69	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	28.69	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+G+L+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	20.06	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	20.06	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	20.06	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	25.46	0.00	0.00
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	351.03	21.03	0.81
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	207.15	20.55	1.93
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	156.24	20.55	1.93
NE+2.8	1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	401.94	21.03	0.81
NE+2.8	1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	875.64	5.45	2.27

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

203

NE+2.8	$1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T$	926.55	5.45	2.27
NE+2.8	$1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T$	984.98	7.03	1.45
NE+2.8	$0.9DT+W+T$	15.04	0.00	0.00
NE+2.8	$0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T$	361.44	21.03	0.81
NE+2.8	$0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T$	196.74	20.55	1.93
NE+2.8	$0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T$	166.65	20.55	1.93
NE+2.8	$0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T$	391.53	21.03	0.81
NE+2.8	$0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T$	944.48	7.03	1.45
NE+2.8	$0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T$	886.05	5.45	2.27
NE+2.8	$0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T$	916.13	5.45	2.27
NE+2.8	$0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T$	974.57	7.03	1.45
NE+2.8	$0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T$	196.74	20.55	1.93
NE+2.8	$0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T$	361.44	21.03	0.81
NE+2.8	$0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T$	886.05	5.45	2.27

• Diseño por cortante

Verificación de cortante máximo		
Demanda sísmica	DES	
α_c	0.17	
Vn max [kN]	2298.4	C.21.9.5.4.1
Vn max [kN]	9576.5	OK!
Resistencia al cortante del concreto		
Vc (sin Pu) [kN]	1953.6	
Vc1 [kN]	3103.9	
Vc2 [kN]	1197.1	
Vc [kN]	1197.1	
ϕV_c [kN]	897.8	Rcortante
Chequear que $V_u < 0.5 \phi V_c$		
$0.5 \phi V_c$ [kN]	448.9	
ϕV_s [kN]	116.3	
At/s	0.06	

$0.083 A_c v (f'c)^{0.5}$ (kN)=	1122.1
V_u (kN)=	985.0
Cuantías de '11.6'	

- Cuantía transversal:

ρ_t min=	0.0020
At escogido=	258 mm²
st escogido=	300 mm
st max=	450 mm
OK! ρ_t sumin=	0.00246

- Cuantía longitudinal:

ρ_l min=	0.0020
Al escogido=	258 mm²
sl escogido=	300 mm
sl max=	450 mm
OK! ρ_l sumin=	0.00246

•• Análisis paralelo al plano del muro

Combinación de carga	Revisión de sección	Resistencia ult. concreto (ϕV_c) [kN]	Revisión de refuerzo	Resistencia ult. refuerzo (ϕV_s) [kN]	Resistencia ($V_u \leq \phi V_n$) [kN]
1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	Apta	1117.09	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	Apta	1109.48	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9DT+W+T	Apta	1098.41	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	Apta	899.08	Q mínima	2241.246	Cumple

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	Apta	1103.66	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	Apta	897.79	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	Apta	984.28	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	Apta	936.35	De diseño	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	Apta	938.93	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	Apta	976.35	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	Apta	971.09	De diseño	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	Apta	1103.66	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	Apta	899.08	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	Apta	938.93	Q mínima	2241.246	Cumple
1.4(DT+F)+T	Apta	1262.77	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+1.6L+0.5LR+T	Apta	1399.26	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+1.6L+0.5G+T	Apta	1399.26	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	Apta	1399.26	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	Apta	1326.47	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+G+L+T	Apta	1326.47	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	Apta	1326.47	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	Apta	1197.02	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	Apta	1197.02	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	Apta	1197.02	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	Apta	1326.47	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	Apta	1326.47	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	Apta	1326.47	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	Apta	976.52	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	Apta	1362.98	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	Apta	941.79	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	Apta	1148.92	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	Apta	1041.58	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	Apta	1117.09	Q mínima	2241.246	Cumple
1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	Apta	1109.48	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9DT+W+T	Apta	1098.41	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	Apta	899.08	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	Apta	1103.66	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	Apta	897.79	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	Apta	984.28	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	Apta	936.35	De diseño	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	Apta	938.93	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	Apta	976.35	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	Apta	971.09	De diseño	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	Apta	1103.66	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	Apta	899.08	Q mínima	2241.246	Cumple
0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	Apta	938.93	Q mínima	2241.246	Cumple

- Revisar si requiere elemento de borde

- Por esfuerzo según C.21.9.6.3

Load Case/Combo	P	M3	ESFUERZO	ESF.MÁX	REQUIERE E.B
	kN	kN-m	[MPa]	[MPa]	
1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	8170.6	22147.4	10.3	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23768.0	10.8	5.6	REQUIERE E.B
0.9DT+W+T	5381.4	309.6	2.2	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	10044.3	5.3	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	4023.0	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	4642.3	3.6	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	9425.1	5.1	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	24565.5	10.0	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	22944.9	9.5	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	22325.7	9.3	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	23946.3	9.8	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	5381.4	4023.0	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	5381.4	10044.3	5.3	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	5381.4	22944.9	9.5	5.6	REQUIERE E.B
1.4(DT+F)+T	8371.1	481.6	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6L+0.5LR+T	8767.9	533.0	3.6	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6L+0.5G+T	8767.9	533.0	3.6	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6L+0.5LE+T	8767.9	533.0	3.6	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LR+L+T	8170.6	487.9	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+G+L+T	8170.6	487.9	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LE+L+T	8170.6	487.9	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LR+0.5W+T	7175.2	412.8	2.9	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6G+0.5W+T	7175.2	412.8	2.9	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+1.6LE+0.5W+T	7175.2	412.8	2.9	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+W+L+0.5LR+T	8170.6	487.9	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+W+L+0.5G+T	8170.6	487.9	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+W+L+0.5LE+T	8170.6	487.9	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	8170.6	10222.6	6.5	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+L+T	8170.6	3844.7	4.4	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+L+T	8170.6	4820.6	4.7	5.6	NO REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+L+T	8170.6	9246.8	6.2	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23123.2	10.6	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+L+T	8170.6	22147.4	10.3	5.6	REQUIERE E.B
1.2(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+L+T	8170.6	23768.0	10.8	5.6	REQUIERE E.B
0.9DT+W+T	5381.4	309.6	2.2	5.6	NO REQUIERE E.B

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

0.9(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	10044.3	5.3	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	4023.0	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EX+0.3EY+EZ+T	5381.4	4642.3	3.6	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EX-0.3EY+EZ+T	5381.4	9425.1	5.1	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	24565.5	10.0	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	22944.9	9.5	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EY+0.3EX+EZ+T	5381.4	22325.7	9.3	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)-EY-0.3EX+EZ+T	5381.4	23946.3	9.8	5.6	REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX-0.3EY-EZ+T	5381.4	4023.0	3.4	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EX+0.3EY-EZ+T	5381.4	10044.3	5.3	5.6	NO REQUIERE E.B
0.9(DT+F)+EY-0.3EX-EZ+T	5381.4	22944.9	9.5	5.6	REQUIERE E.B

••• Por deformaciones según C.21.9.6.2

Para la revisión por deformaciones solo se consideran los combos sísmicos, acorde al Acta 129 del 26 de Julio del 2018. Se presenta en esta tabla la combinación que genera el mayor valor de "c", por nivel.

Story	Combinación	Pu max (kN)	c (mm)	δ (mm)	Lw/(600* δ /hw)	REQUIERE E.B
NE+42	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	587.8	451.3	54.8	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+39.2	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	1129.4	520.9	50.1	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+36.4	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	1671.0	593.3	45.4	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+33.6	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	2212.7	667.1	40.6	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+30.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	2754.3	740.7	35.9	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+28	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	3295.9	816.1	31.2	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+25.2	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	3837.6	890.4	26.6	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+22.4	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	4379.2	966.0	22.1	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+19.6	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	4920.8	1041.8	17.8	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+16.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	5462.5	1117.8	13.8	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+14	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	6004.1	1194.3	10.2	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+11.2	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	6545.7	1270.2	7.0	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+8.4	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	7087.4	1347.1	4.2	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+5.6	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	7629.0	1423.5	2.1	1738.1	NO REQUIERE E.B
NE+2.8	1.2(DT+F)+EX+0.3EY+EZ+L+T	8170.6	1500.7	0.6	1738.1	NO REQUIERE E.B

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

209

c (mm)	Mn (kN-m)	Pno (kN)	Pn (kN)	ϕ	ϕM_n (kN-m)	ϕP_n (kN)
0.1	2.6	-7333.7	-7333.7	0.90	2.3	-6600.3
5	129.1	-7299.0	-7299.0	0.90	116.2	-6569.1
805	36411.7	3531.0	3531.0	0.90	32770.5	3177.9
1605	52976.2	9894.7	9894.7	0.90	47678.5	8905.3
2405	64749.5	16130.7	16130.7	0.90	58274.5	14517.7
3205	72139.2	22372.6	22372.6	0.80	57685.1	17889.9
4005	75148.6	28611.7	28611.7	0.69	51590.8	19642.4
4805	72150.8	35335.6	35335.6	0.65	46898.0	22968.1
5605	64430.8	42204.1	42204.1	0.65	41880.0	27432.7
6405	53681.1	48766.3	48766.3	0.65	34892.7	31698.1
7205	39631.1	55125.2	50764.9	0.65	25760.2	32997.2
8005	22116.1	61341.9	50764.9	0.65	14375.5	32997.2
8805	6774.8	65920.3	50764.9	0.65	4403.6	32997.2
9605	5694.7	66291.2	50764.9	0.65	3701.5	32997.2
10405	4778.2	66601.7	50764.9	0.65	3105.8	32997.2
11205	3991.4	66865.4	50764.9	0.65	2594.4	32997.2
12005	3308.8	67091.6	50764.9	0.65	2150.7	32997.2
12805	2711.3	67287.5	50764.9	0.65	1762.4	32997.2
13605	2184.5	67458.0	50764.9	0.65	1419.9	32997.2
14405	1717.2	67607.2	50764.9	0.65	1116.2	32997.2
15205	1300.4	67738.9	50764.9	0.65	845.2	32997.2
16005	926.8	67855.7	50764.9	0.65	602.4	32997.2
16805	606.0	67955.1	50764.9	0.65	393.9	32997.2
17605	442.5	68006.4	50764.9	0.65	287.6	32997.2
18405	355.0	68035.0	50764.9	0.65	230.8	32997.2
19205	277.6	68059.7	50764.9	0.65	180.5	32997.2
20005	209.4	68081.0	50764.9	0.65	136.1	32997.2
20805	149.4	68099.4	50764.9	0.65	97.1	32997.2
21605	97.7	68114.9	50764.9	0.65	63.5	32997.2
22405	53.9	68127.9	50764.9	0.65	35.0	32997.2
23205	19.9	68137.8	50764.9	0.65	12.9	32997.2
24005	2.8	68142.6	50764.9	0.65	1.8	32997.2