

Evaluación del factor de capacidad de disipación de energía de edificios altos de muros
industrializados delgados y esbeltos

Mayra Alejandra Zea Acevedo

Trabajo de Grado para optar al título de Magister en Estructuras

Director

Ricardo León Bonett Díaz

Ph.D. en Ingeniería sísmica y dinámica estructural

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Estructuras

Bucaramanga

2021

Dedicatoria

A Dios,

Por permitirme concluir esta etapa de mi vida, por ser un guía, brindándome la fuerza, fortaleza, paciencia e inteligencia necesaria para llegar a donde estoy el día de hoy.

A mi familia,

Por darme un apoyo incondicional y ser mi más grande inspiración en éste proceso de formación profesional, por ser el pilar fundamental en mi vida y nunca dejarme desfallecer, con sus palabras de ánimo y cada uno de sus consejos, sin ellos esto no hubiese sido posible.

A mis amigos,

Por su apoyo emocional en este proceso, que, aunque no fue fácil, se culminó.

A Felipe,

Por motivarme en cada momento a no rendirme y ser la mejor compañía en este proceso.

Agradecimientos

Principalmente a mi director de proyecto, el Doctor Ricardo León Bonett Díaz, por su total disposición, colaboración, sobre todo paciencia y apoyo durante el desarrollo del proyecto, así como por permitirme ser partícipe de este.

A los ingenieros egresados de la Universidad de Medellín Frank Vidales y María Fernanda Arboleda por su aporte intelectual en el desarrollo del proyecto y su disposición para transmitir el conocimiento.

A las oficinas de diseño que suministraron la información de planos para formar la base de datos.

Tabla de Contenido

	Pág.
Introducción	18
1. Objetivos	20
1.1. Objetivo General	20
1.2. Objetivos Específicos	20
2. Marco teórico	21
2.1. Edificaciones con sistema estructural de muros.....	21
2.1.1. Configuración en planta	24
2.1.2. Relación de aspecto (A_r)	24
2.1.3. Relación de Carga Axial (“Axial Load Ratio”, ALR)	25
2.2. Ductilidad	25
2.3. Método lineal estático (Fuerza sísmica horizontal equivalente A.4.3 NSR-10)	26
2.4. Coeficiente de Disipación de Energía (R_o).....	27
2.5. Análisis dinámico elástico espectral (Método de superposición modal Espectral)	29
2.5.1. Pico de respuestas modales	29
2.6. Relación Momento – Curvatura	30
2.7. Longitud de plastificación.....	31
2.8. Curva de Capacidad	35
2.9. Desplazamiento a partir de curvaturas	35
3. Análisis Estadístico de la Base de Datos.....	38
3.1. Base de Datos	39
3.1.1. Descripción de la base de datos.....	39

3.1.2.	Características Estructurales de los Edificios.....	42
3.1.3.	Características Estructurales de los Muros.....	45
3.1.4.	Análisis Estructural de las edificaciones de la base de datos.....	49
3.2.	Análisis Estadístico	52
3.2.1.	Definición de rangos de interés.....	52
3.2.2.	Metodología de ajuste	53
3.2.3.	Funciones de Probabilidad	55
3.2.3.1.	Relación de Aspecto.....	55
3.2.3.1.1.	Primer ajuste de distribución de probabilidad.....	55
3.2.3.1.2.	Segundo ajuste de distribución de probabilidad.....	56
3.2.3.2.	Relación de Carga Axial (ALR).....	57
3.2.3.2.1.	Primer ajuste de distribución de probabilidad.....	57
3.2.3.2.2.	Segundo ajuste de distribución de probabilidad.....	59
3.2.3.3.	Relación Shear Span Ratio MVLw	60
3.2.3.3.1.	Primer ajuste de distribución de probabilidad.....	60
3.2.3.3.2.	Segundo ajuste de distribución.....	61
3.2.3.4.	Densidad de muros longitudinal.....	63
3.2.3.4.1.	Primer ajuste de distribución de probabilidad.....	63
3.2.3.5.	Densidad de muros transversal.....	64
3.2.3.5.1.	Primer ajuste de distribución de probabilidad.....	64
3.2.4.	Generación de variables aleatorias	66
4.	Evaluación de la capacidad – Análisis de sección crítica	69
4.1.	Momento curvatura	69

4.1.1. Estados en secciones no confinadas	69
4.1.1.1. Estado de agrietamiento	69
4.1.1.2. Estado de primera fluencia	72
4.1.1.3. Estado máximo	72
4.1.1.4. Estado último	73
4.1.2. Estados en secciones confinadas	74
4.1.2.1. Estado de agrietamiento	74
4.1.2.2. Estado de Primera Fluencia	77
4.1.2.3. Estado Máximo	79
4.2. Curvas de capacidad	82
5. Cálculo de la curva de capacidad de dos casos de estudio a partir del análisis de sección de los muros representativos	86
5.1. Casos de estudio	89
5.1.1. Caso I: Edificio de 20 pisos	89
5.1.1.1. Análisis de sección	91
5.1.2. Caso II: Edificio de 20 pisos	98
5.1.2.1. Análisis de sección	100
6. Estimación del factor R considerando las incertidumbres de los parámetros geométricos y mecánicos	108
6.1. Modelos Simplificados	109
7. Recomendaciones	117
8. Discusión y Conclusiones	118
8.1. Con respecto a la base de datos	118

8.2. Con respecto a los modelos estructurales elásticos	118
8.3. Con respecto a la capacidad de las secciones críticas (momento-curvatura).....	119
8.4. Con respecto a la capacidad de los edificios	121
Referencias Bibliográficas	123

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1 Parámetros Generales de las edificaciones	41
Tabla 2 Características de los modelos de edificaciones representativas de la base de datos.	44
Tabla 3 Rangos en las variables de ajustes de probabilidad	53
Tabla 4 Ajuste Chi Cuadrado primer ajuste de relación de aspecto (Ar).	55
Tabla 5 Estadístico de excedencia primer ajuste Ar.	56
Tabla 6 Parámetros de ajuste de distribución de probabilidad para Relación de Aspecto	57
Tabla 7 Ajuste Chi Cuadrado primer ajuste ALR.....	58
Tabla 8 Estadístico de excedencia primer ajuste ALR.	58
Tabla 9 Parámetros de ajuste de distribución de probabilidad para ALR.....	60
Tabla 10 Ajuste Chi Cuadrado primer ajuste M/VLw.....	60
Tabla 11 Estadístico de excedencia primer ajuste M/VLw	61
Tabla 12 Parámetros de ajuste de distribución de probabilidad para MVLw.....	62
Tabla 13 Ajuste Chi Cuadrado primer ajuste densidad longitudinal	63
Tabla 14 Estadístico de excedencia primer ajuste densidad longitudinal.....	63
Tabla 15 Parámetros de ajuste de distribución de probabilidad densidad longitudinal.....	64
Tabla 16 Ajuste Chi Cuadrado primer ajuste densidad transversal	65
Tabla 17 Estadístico de excedencia primer ajuste densidad transversal.....	65
Tabla 18 Parámetros de ajuste de distribución de densidad transversal	66
Tabla 19 Resumen de parámetros de ajuste de distribución de probabilidad	66
Tabla 20 Resumen de parámetros Ar, para consideración de tipología de muros.....	67
Tabla 21 Propiedades de los muros	83

Tabla 22 Propiedades del concreto	86
Tabla 23 Propiedades de las barras de acero	86
Tabla 24 Propiedades de la malla electosoldada.....	87
Tabla 25 Macro parámetros caso de estudio I.	89
Tabla 26 Características de los modelos de edificaciones representativas de la base de datos.	90
Tabla 27 Curva de capacidad y ajuste de Bilinealización del edificio	97
Tabla 28 Macro parámetros caso de estudio II.	99
Tabla 29 Características de los modelos de edificaciones representativas de la base de datos. .	100
Tabla 30 Curva de capacidad y ajuste de bilinealización del edificio caso de estudio II	103
Tabla 31 Característica Generales de los casos de Estudio	106
Tabla 32 Resumen de Resultados de Casos de Estudio.....	106
Tabla 33 Resumen de Resultados de modelos simplificados	116

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1. Unidades de vivienda por sistema constructivo en Colombia.....	18
Figura 2. Fallas en muros de concreto reforzado (CR) - sismos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011).....	19
Figura 3. Características Geométricas de Muros de CR.	21
Figura 4. Clasificación de fallas en Muros Según su Geometría.	23
Figura 5. Distribución de Muros Estructurales en planta. (a) Baja densidad de muros en la dirección longitudinal (b) Distribución habitual con concentración de muros hacia el centro de la planta.....	24
Figura 6. Comportamiento de un material dúctil y frágil.	26
Figura 7. Respuesta General de la Estructura	28
Figura 8. Diagrama Momento-Curvatura y sus Respectivos Estados.....	31
Figura 9. Representación gráfica de un muro en voladizo.....	32
Figura 10. Frecuencia de número de pisos de la base de datos.....	42
Figura 11. Distribución de densidades en planta	43
Figura 12. Resistencias de concreto típicas	46
Figura 13. Tipología de refuerzo en muros, (a) Configuración de refuerzo sin elemento de borde (b) Configuración de refuerzo con elemento de borde.	46
Figura 14. Características de muros (a) Espesores, (b) Relación de esbeltez.....	47
Figura 15. Cuantía de refuerzo vertical en muros.....	48
Figura 16. Longitudes de Muros.....	48
Figura 17. Relación de Aspecto	49

Figura 18. Modelo numérico de la edificación – Modelo BUC-07-20P. a) Planta Estructural. b) Modelo 3D.	50
Figura 19 Relación de Carga Axial.....	51
Figura 20 Relación de altura vs periodo de vibración de la estructura.....	52
Figura 21 Primer ajuste de distribución Ar entre 10 y 12 pisos.	56
Figura 22 Segundo ajuste de distribución Ar entre 15 y 20 pisos.	57
Figura 23 Primer ajuste de distribución ALR entre 10 y 12 pisos.....	59
Figura 24 Segundo ajuste de distribución ALR entre 15 y 20 pisos.....	59
Figura 25 Primer ajuste de distribución M/VLw entre 10 y 12 pisos.....	61
Figura 26 Segundo Ajuste de distribución M/VLw entre 15 y 20 pisos.....	62
Figura 27 Primer ajuste de distribución densidad longitudinal	64
Figura 28 Primer ajuste de distribución densidad transversal	65
Figura 29. Inversión de la Función de Distribución	68
Figura 30. Diagrama de deformaciones y esfuerzos en el CR.....	70
Figura 31. Bloque rectangular de compresiones equivalente	73
Figura 32. Diagrama de deformaciones y esfuerzos en el CR confinado bajo agrietamiento	75
Figura 33. Diagrama de deformaciones y esfuerzos en el CR confinado bajo fluencia	77
Figura 34. Diagrama de deformaciones y esfuerzos en el CR confinado bajo carga máxima. ...	80
Figura 35. Aportes de capacidad de cada muro	84
Figura 36 Representación parámetros no lineales a)Malla electrosoldada, b)Refuerzo Dúctil, c)Concreto no confinado.....	87
Figura 37 Representación parámetros no lineales del concreto confinado.....	88
Figura 38. Geometría en planta del Caso de Estudio I, muros representativos.	90

Figura 39. Asignación de Geometría Muro 3	91
Figura 40. a) Diagrama de Momento Curvatura y b) Curva de Capacidad del Muro 3	93
Figura 41. Curvas de momento curvatura de muros Representativos de la edificación	94
Figura 42. Curvas de Capacidad de los Muros	95
Figura 43. Curvas de Capacidad de la Estructura	96
Figura 44. Curva de Bilinealización de la Estructura	97
Figura 45. Geometría en planta del caso de estudio II, muros representativos.	99
Figura 46. Curvas de momento curvatura de muros Representativos de la edificación Caso de Estudio II.....	101
Figura 47. Curvas de Capacidad de los Muros Caso de Estudio II.....	101
Figura 48. Curvas de Capacidad de la Estructura Caso de Estudio II	102
Figura 49. Curva de bilinealización de la Estructura Caso de Estudio II	103
Figura 50. Ductilidad por curvatura de los casos de estudio	105
Figura 51. Comparación de detallado de refuerzo en casos de estudio. Izquierda: caso de estudio I, derecha: Caso de estudio II.....	107
Figura 52. Datos de entrada del programa. (a) Datos de sitio. (b). Parámetros de entrada.	108
Figura 53. Diagramas Momento Curvatura (a) Muros tipo 3. (b) Muros tipo 2. (c) Muros tipo 1.	110
Figura 54. Curvas de capacidad (a) Muros tipo 3. (b) Muros tipo 2. (c) Muros tipo 1.	111
Figura 55. Curva de capacidad para edificios de 15 niveles	113
Figura 56. Curva de capacidad para edificios de 17 niveles.....	114
Figura 57. Curva de capacidad para edificios de 20 niveles.....	114

Figura 58. Resultados de Capacidad (a) Ductilidad R_{μ} . (b) Sobre Resistencia R_s . (c) Coeficiente de disipación R	116
Figura 59. Resultados de Curvatura de agrietamiento y fluencia vs l_w	120
Figura 60. Resultados de Curvatura de agrietamiento vs ALR	121

Abreviaturas

Ar	Relación de Aspecto
ALR	Axial Load Ratio - Nivel de Carga Axial
Ax	Área de muros longitudinal
Ay	Área de muros transversal
CR	Concreto Reforzado
C_c	Fuerza de compresión en el concreto
C_s	Fuerza de compresión en el acero
Dx	Densidad de muros longitudinal
Dy	Densidad de muros transversal
ε_{cr}	Deformación de agrietamiento
ε_{tu}	Deformación de fisuramiento
f'c	Resistencia a la compresión del CR
f_{cr}	Esfuerzo de agrietamiento del concreto
f_{dp}	Funciones de distribución de probabilidad
Fu	Resistencia ultima de rotura del Refuerzo
Fy	Resistencia de Fluencia del refuerzo
$H_e - H_o$	Altura equivalente del Edificio
H_w	Altura de la edificación
H_s	Altura de Entrepiso
H_w/t_w	Relación de Esbeltez
L_p	Longitud de plastificación
L_w	Longitud de Muro
MDCR	Muros de concreto reforzado
MEF	Método de Elementos Finitos
N.P	Número de pisos
T_s	Fuerzas de tracción en el acero
t_w	Espesor de Muro
ϕ_{cr}	Curvatura de Agrietamiento del concreto
ϕ_y	Curvatura de fluencia del acero de refuerzo

R	Coeficiente de disipación de Energía
Δ_y	Desplazamiento de fluencia
Δ_p	Desplazamiento plástico
ρ_v	Cuantía Vertical de refuerzo

Resumen

- Título:** Evaluación del factor de capacidad de disipación de energía de edificios altos de muros industrializados delgados y esbeltos*
- Autor:** Mayra Alejandra Zea Acevedo**
- Palabras clave:** Muros de concreto reforzado, base de datos, factor de capacidad de disipación de energía, esbeltez, confinamiento, sobre resistencia.
- Descripción:** En respuesta al crecimiento poblacional y la demanda de vivienda se ha observado en la actualidad un incremento significativo de construcción de edificios con sistema de muros industrializados, debido a la reducción en tiempos y costos de construcción frente a otros sistemas constructivos y su aprovechamiento de espacios, no obstante, esta misma practica ha impulsado el uso de muros delgados, en algunos casos con ausencia de confinamiento. Este hecho ha alarmado a la comunidad académica en todo el mundo debido a que en sismos recientes como los ocurridos en Chile (2010), Nueva Zelanda (2011) y Turquía (2010), se evidenció una respuesta desfavorable de edificios de muros con sistemas de muros con características similares e incluso mejores de las encontradas en la Ciudad de Bucaramanga. Debido a esta preocupación se han realizado numerosas investigaciones con el fin de estudiar la respuesta de este sistema estructural ante eventos sísmicos de gran magnitud. En este trabajo, se analizó una base datos de 26 edificios localizados en zona de amenaza sísmica alta, principalmente en la ciudad de Bucaramanga, a partir de los macro parámetros de cada uno de los edificios, y finalmente se obtuvo la curva de capacidad para dos de ellos, con base en su configuración, cargas aplicadas y detallado de refuerzo. A partir de los resultados obtenidos, se identificó la necesidad de revisar algunos aspectos normativos, como el factor de capacidad de disipación de energía, R , ya que el uso de factores inapropiados que sobre estimen la capacidad de la estructura, puede conducir a diseños estructurales con bajos niveles de seguridad. A partir de las características identificadas de los macro parámetros de los edificios localizados en zonas de amenaza sísmica alta, se obtuvieron funciones de distribución de probabilidad para los principales parámetros geométricos y mecánicos que controlan el comportamiento sísmico de los edificios. A partir de estas funciones y por medio de una metodología simplificada de análisis estático no lineal, se desarrollaron curvas de capacidad para edificios con alturas entre 15 y 20 niveles, a partir de las cuales fue posible determinar el coeficiente de capacidad de energía y sobre resistencia de cada caso. Los resultados obtenidos muestran que los coeficientes de disipación obtenido en este trabajo son inferiores a los considerados por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) haciéndose necesaria una re-evaluación de las consideraciones de diseño establecidas para esta tipología de estructura, teniendo en cuenta que se podría estar sobreestimando la capacidad de las edificaciones.

* Trabajo de grado.

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Ph.D. Ricardo Bonett Díaz.

Abstract

Título: Evaluación del factor de capacidad de disipación de energía de edificios altos de muros industrializados delgados y esbeltos *

Autor: Mayra Alejandra Zea Acevedo**

Palabras clave: Thin walls, reinforced concrete, database, shear walls, ductility; reduction factor; over-strength

Descripción: The grown of population and housing demand have increased the construction of reinforced concrete structural wall buildings. The use of this structural system not only allows to reduce the construction time and cost, also improves the use of space in comparison with other construction systems. However, the popularity of this system has motivated the use of thin, lightly reinforced concrete walls with a poor or nonexistent confinement detailing at the walls edges. This fact has caught the attention of the academic community worldwide because recent earthquakes as those happened in Chile (2010), New Zealand (2011) and Turkey (2010), it was observed an inadequate response of thin reinforced concrete structural wall buildings with similar characteristics and even better than used in Bucaramanga, Colombia. This study comprises data from 26 buildings located mainly in Bucaramanga city (Colombia), which correspond to high seismic hazard zone. The study was based on macro-parameters of each building and it let to calculate the capacity curve for two of them, based on their configuration, applied loads and reinforcement. According to the results obtained, it was identified the need the review of some normative aspects as the energy dissipation coefficient, R because the use of an inadequate value overestimate the capacity of the structures can lead to designs with low safety levels. Probability distribution functions for the main geometric and mechanic parameters that define the seismic behavior of the buildings were obtained from statistical analyses of database. These probability distribution functions were used to generate theoretical structural models representative of building between 15 to 20-stories and then, a nonlinear static simplified methodology was developed to estimate the capacity curve of each building. These curves were used to calculate the energy dissipation and over-resistance coefficients for each building. The results show that the coefficients obtained are lower than the specified on the Colombian Construction Code, NSR-10. A review of values proposed by NSR-10 for reinforced concrete buildings is needed to avoid a overestimate of the structural capacity which could lead to an insecure seismic structural design.

* Trabajo de grado.

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Ph.D. Ricardo Bonett Díaz.

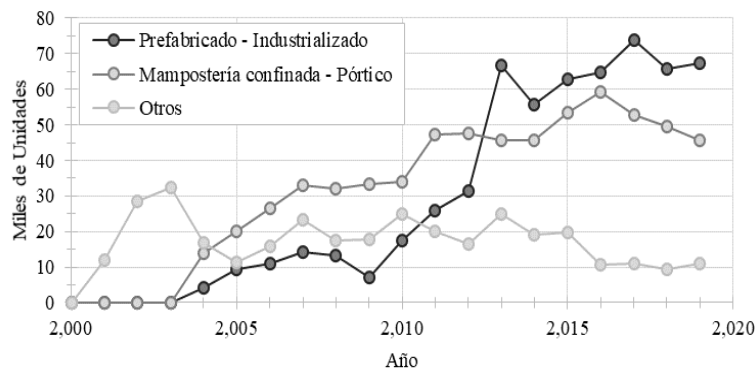
Introducción

En la actualidad bajo la presencia de diferentes eventos sísmicos la mayor preocupación del ente diseñador y constructor es el daño presentado en las edificaciones, por el gran impacto económico que ello conlleva al evidenciarse fallas en las estructuras, que impliquen la rehabilitación o pérdida de la edificación.

La construcción en muros ha entrado en un gran apogeo por su forma industrializada de construcción y por su alta rigidez que puede limitar o evitar por completo el daño a las particiones no estructurales (Tjhin, Aschheim, & Wallace, 2007). En la Figura 1 se muestran las cifras reportadas por el DANE hasta el año 2020 en cuanto al número de unidades de viviendas construidas con este sistema estructural y se comparan con los sistemas tradicionales en pórticos y mampostería confinada.

Figura 1.

Unidades de vivienda por sistema constructivo en Colombia



Nota: Orduz-Suarez, C., Valencia-Mina, W., Viviescas, A., Osorio, E. (2020) Caracterización nunerica y experimetal de edificaciones construidas mediante el sistema tunel. Ponencia. En: Congreso conferencia internacional de ingenieria Ingeio 2020. Medellín.

Luego del segundo sismo más grande en Chile, con una magnitud de momento (Mw) de 8, en 2010 más de 80000 viviendas fueron destruidas y aproximadamente 300 puentes fueron

afectados (Buckle, Hube, Chen, Yen, & Arias, 2012), no obstante, el principal daño de los muros de concreto reforzado fue el aplastamiento del concreto bajo acciones de flexión y compresión, el pandeo, la fractura del reforzamiento vertical y las aperturas del refuerzo horizontal, de los primeros pisos causado principalmente por el uso de muros delgados, el alto nivel de carga axial y grandes irregularidades (ver Figura 2) además de la ausencia de confinamiento en los elementos de borde, así como la ausencia de detallado de los mismos (Westenenk et al., 2013). Así bien, en la condición actual de las prácticas del diseño estructural y la construcción en Colombia, se encasillan muchas de las condiciones que desencadenan fallas en los muros reforzados durante un evento sísmico, como aquellas presentadas en el terremoto de Chile, lo que hace necesario revisar los requerimientos de diseño e impulsar el estudio de metodologías de diseño sísmico que garanticen el cumplimiento de los objetivos de diseño para los sismos que pueden presentarse en Colombia para diferentes periodos de retorno. Así bien, a partir de las conclusiones de ensayos experimentales realizados, (Almeida et al., 2016), (Blandon et al., 2018), se presume que las edificaciones de muros de concreto reforzado (MDCR) en Colombia, ubicadas en zona de amenaza sísmica alta, presentan debilidades en su configuración estructural, por lo tanto, es necesario evaluar en detalle sus características.

Figura 2.

Fallas en muros de concreto reforzado (CR) - sismos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011)



(a)



(b)



(c)



(d)

Nota: (a) aplastamiento del concreto, (b) pandeo del refuerzo (Rojas et al., 2011), (c) fractura del refuerzo (Sritharan et al., 2014), (d) pandeo fuera del plano del muro (Rochel, 2010).

1. Objetivos

1.1. Objetivo General

Evaluar los factores de ductilidad por desplazamiento, el factor de sobre resistencia y el factor de capacidad de disipación de energía de edificios altos de muros industrializados localizados en zonas de amenaza sísmica alta con capacidad de disipación de energía especial, para confrontar los valores establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS, 2010) y generar recomendaciones que permitan garantizar el cumplimiento de los objetivos de diseño para diferentes niveles de movimientos sísmicos.

1.2. Objetivos Específicos

- Analizar una base de datos de 20 edificios reales a partir de los cuales realizar un análisis estadístico que permita obtener funciones de distribución de probabilidad para los principales parámetros que controlan el comportamiento de este tipo de edificios (densidad de muros, relación de aspecto, nivel de carga axial, esbeltez, cuantías de refuerzo, longitudes típicas de muros, área en planta, número de niveles, entre otros).
- Generar 12 tipos de edificios teóricos simplificados a partir de un proceso de simulación de Monte Carlo.
- Validar los resultados obtenidos de los edificios teóricos simplificados con los valores de la evaluación de los dos modelos de análisis no lineal.

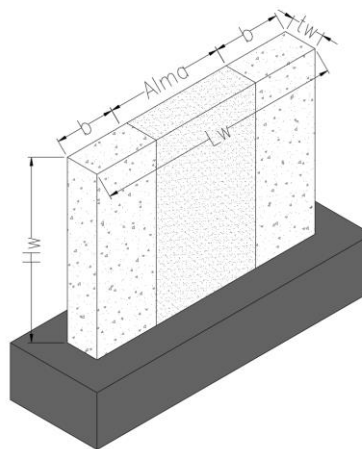
2. Marco teórico

2.1. Edificaciones con sistema estructural de muros

De acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (AIS, 2010) en A.3.2.1.1, el sistema estructural de un edificio se caracteriza como un "sistema de muros de carga" cuando los muros son los encargados de resistir las cargas sísmicas y gravitacionales en una estructura, conformándose así el sistema como un conjunto entre los muros verticales y losas de piso que se encargan de repartir las cargas aplicadas y generar un diafragma rígido entre los muros, en una planta estructural. Así bien, esta configuración permite construir edificios con mayor rigidez lateral y resistencia a acciones sísmicas. En la Figura 3 se puede observar la geometría típica de un muro con sus respectivos parámetros, donde L_w es la longitud del muro, H_w es la altura total del muro, t_w es el ancho o espesor del muro, b es la longitud del elemento de borde y el alma hace parte la zona no confinada del muro.

Figura 3.

Características Geométricas de Muros de CR.



A estos muros se les suministra entonces, refuerzo longitudinal y horizontal de tal manera que se induzca en ellos al momento de la acción de las cargas una falla a flexión y no a cortante,

que normalmente se presentan en la base, donde el momento de flexión presenta su valor máximo. En esta región crítica, si el muro está reforzado adecuadamente, las deformaciones plásticas pueden generar una rótula plástica. En consecuencia, las zonas de disipación de energía en los muros estructurales se desarrollan en sus bases (longitud de plastificación). Vale la pena mencionar que para que una rótula plástica se desarrolle en un muro antes de su falla de corte, la relación de aspecto (Ar) del muro debe ser mayor que 2, es decir:

$$Ar = \frac{H_w}{l_w} \geq 2.0 \quad (1)$$

Cuando esta relación no se cumple, el comportamiento del edificio se ve afectado, directamente con su ductilidad estructural. Al mismo tiempo, para que los muros de corte tengan una buena capacidad de disipación de energía, los muros que controlan más del 50% del cortante sísmico deben tener una relación de aspecto menor a 10, idealmente, entre 4 y 8 de acuerdo con las recomendaciones de la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica, CEER por sus siglas en inglés (Colombian Earthquake Engineering Research Network).

$$Ar \rightarrow \frac{H_w}{l_w} \leq 8.0 \quad (2)$$

De las dos expresiones anteriores se puede concluir que una longitud razonable del muro estructural debe oscilar entre:

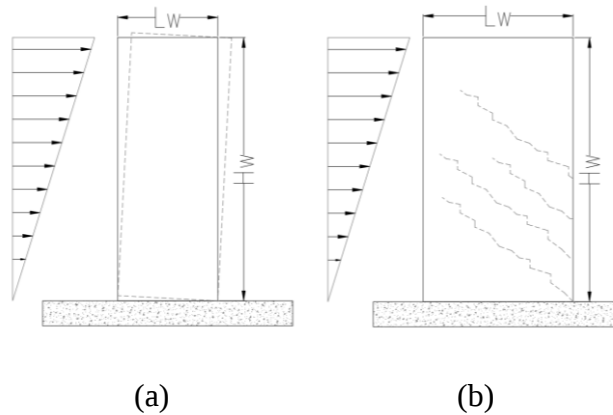
$$0.125H_w < l_w \leq 0.25H_w \quad (3)$$

Teniendo en cuenta que en muros largos ($Ar < 2$) primaran las fallas por cortante, ya que su resistencia a flexión es mayor que la de cortante, siendo así menos dúctiles generándose con ello fatiga en el refuerzo horizontal, generando fisuras diagonales; caso contrario ocurre con los muros cortos ($Ar > 10$) que al ser más dúctiles, presentan falla por flexión, puesto que su resistencia a corte supera la resistencia a flexión, generándose con ello el aplastamiento del concreto y

progresivo pandeo del elemento (Figura 4). Otra falla presente en muros esbeltos, es el pandeo fuera del plano, de acuerdo con Wallace (2012), esta falla ocurre cuando la demanda de ductilidad en el muro, ocasionada por ciclos de tracción y compresión, supera su capacidad de deformación.

Figura 4.

Clasificación de fallas en Muros Según su Geometría.



Nota: (a) Por flexión ($\frac{H_w}{l_w} > 2$), (b) Por cortante ($\frac{H_w}{l_w} < 2$). Adaptado de Paulay, T. y Priestley, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc., New York. Paz, M.

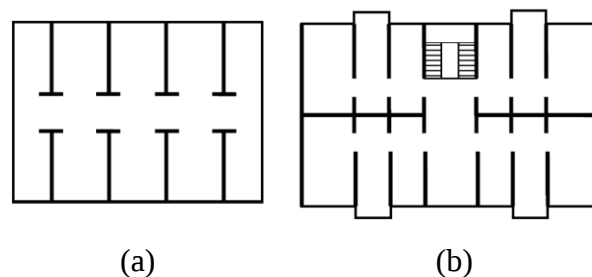
Los sistemas de muros de carga, según el reglamento NSR-10 se permiten para edificios de hasta 50 metros de altura (tabla A.3-1, NSR-10), lo que equivale a aproximadamente 20 plantas (AIS, 2010). Para los edificios más altos, debido a que el comportamiento del sistema estructural tiene el comportamiento de una viga en voladizo, la deriva de entrepiso en los pisos superiores empieza a ser crítica. Por ende, para un buen comportamiento estructural en Colombia de los edificios altos, se deberían manejar de acuerdo con la ecuación (3), longitudes de muros que controlan el comportamiento sísmico debería estar entre $6.0\text{ m} < l_w < 12\text{ m}$ (Arteta et al, 2018), condición poco usada en la actualidad, donde realmente prima la configuración de muros cortos.

2.1.1. Configuración en planta

Para que los edificios puedan presentar un buen desempeño sísmico, los muros estructurales deben distribuirse uniformemente en las dos direcciones ortogonales, además, deben poseer suficiente rigidez para resistir las cargas laterales inducidas por el sismo. Para facilitar la solución de varios problemas que se presentan en el diseño de muros estructurales, se debe establecer una buena estructuración en términos de configuraciones geométricas (Paulay & Priestley, 1992). En la Figura 5, se muestran tipologías típicas de plantas estructurales aplicadas en el área de estudio del presente informe.

Figura 5.

Distribución de Muros Estructurales en planta. (a) Baja densidad de muros en la dirección longitudinal (b) Distribución habitual con concentración de muros hacia el centro de la planta.



Nota: Adaptado de Bonett, R. Carrillo, J. Blandón, C. Arteta, C. Restrepo, J.F. Rosales, J.L. (2019) Evaluación del Factor R para edificios de muros delgados y esbeltos en sistemas industrializados.

Los parámetros geométricos representativos en una planta estructural inciden de manera directa la capacidad de los elementos, para soportar excitaciones externas, además de su peso propio, y cargas gravitacionales, que afectan la resistencia, su capacidad de deformación y mecanismos de falla.

2.1.2. Relación de aspecto (A_r)

Se conoce como la relación entre la altura total del muro (H_w) y su longitud (L_w). Se encuentra relacionada con la capacidad de rotación inelástica del elemento, es decir con su desplazamiento no lineal. Como recomendación para que el factor de capacidad de disipación de

energía (R) se encuentre entre los suministrados por la NSR-10, la relación de aspecto debe tener como límite superior 8 (CEER, 2019).

2.1.3. Relación de Carga Axial (“Axial Load Ratio”, ALR)

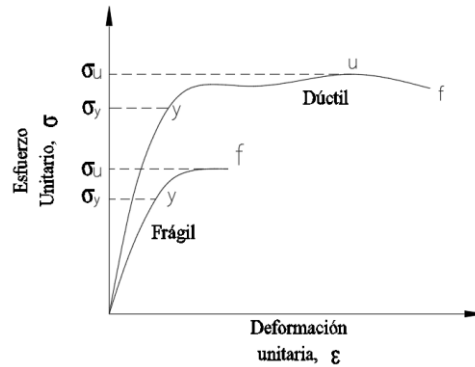
Se define como la relación entre la carga axial máxima soportada por el elemento y la resistencia máxima a compresión del concreto de acuerdo con los parámetros geométricos del muro. Teniendo en cuenta el comportamiento del CR, un incremento en la carga axial aumenta la resistencia a flexión del elemento analizado, no obstante, esto incurriría en la disminución del desplazamiento lateral, y por ende en la capacidad de disipar energía del conjunto estructural (Su y Wong, 2007; Alarcón et al., 2014). Por otra parte, el código ACI 318-19 (American Concrete Institute: Farmington Hills, 2019) recomienda valores de esfuerzo axial actuando sobre los muros inferiores a 30% de f'_c . esfuerzos altos de carga axial sobre los elementos, puede generar fallas frágiles, pues se presenta disminución de la ductilidad de este.

2.2. Ductilidad

La ductilidad es la capacidad de un material para deformarse en el rango plástico, sin reducir su resistencia. En el CR, se habla de ductilidad cuando se presenta primero la fluencia del acero antes de la falla del concreto. Por ende, el confinamiento del CR, mejora ampliamente la ductilidad del material. En la Figura 6, se muestra los comportamientos de un elemento frágil, frente a uno dúctil, cuya capacidad para deformarse antes de la falla es mucho mayor.

Figura 6.

Comportamiento de un material dúctil y frágil.



Nota: Adaptada de Beer E, E. Russell (2007), Mecánica vectorial para ingenieros: estática. México. Mc Graw H. Octava edición

Al hablar de ductilidad por desplazamiento, se hace referencia a la relación entre el desplazamiento último (ϵ_u). y el desplazamiento de fluencia (ϵ_y).

2.3. Método lineal estático (Fuerza sísmica horizontal equivalente A.4.3 NSR-10)

El cortante sísmico en la base, V_s equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a g M \quad (4)$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la gravedad, leída en el espectro definido en A.2.6, en el reglamento NSR-10 (AIS, 2010) para el periodo fundamental T de la edificación.

La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la ecuación (5), mencionada a continuación de acuerdo con el capítulo A.4.3.2 del reglamento NSR-10 (AIS, 2010):

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (5)$$

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (6)$$

Donde k es un exponente relacionado con el periodo fundamental, T, de la edificación.

2.4. Coeficiente de Disipación de Energía (Ro)

El coeficiente de disipación de energía, R, se instauró por primera vez en el ATC-3-06 (Applied Technology Council, 1978). es un factor definido en la metodología de diseño, que permite clasificar la capacidad que tiene una estructura de disipar energía a partir de comportamiento inelástico. El uso de este coeficiente, resulta conveniente en el momento de diseñar las estructuras para que respondan en el rango inelástico (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

Para el cálculo del factor R, se empleará la recomendación del ATC-19 (ATC, 1995) el cual propone la ecuación (7), donde R_μ , es el factor de reducción por ductilidad, R_s , el factor de reducción por sobre resistencia y R_ζ , el componente dependiente del amortiguamiento el cual usualmente no es considerado por los códigos o normas de diseño.

$$R = R_\mu R_s R_\zeta \approx R_\mu R_s \quad (7)$$

Para este análisis, se utilizará el factor de ductilidad R_μ propuesto por Nassar y Krawinkler (1991)

$$R_\mu = (c(\mu - 1) + 1)^{\frac{1}{c}} \quad (8)$$

$$c = \frac{T_1^a}{1 + T_1^a} + \frac{b}{T_1^a} \quad (9)$$

$$R_\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (10)$$

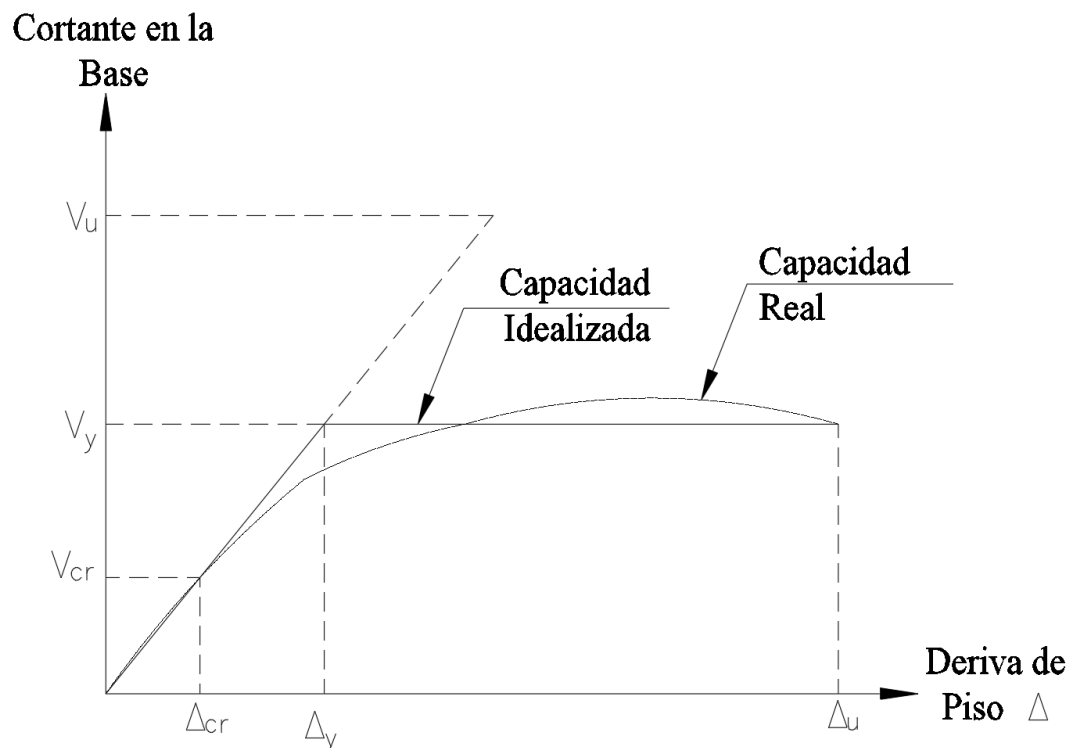
Donde T_1 en la ecuación (9) es el periodo fundamental del edificio, a y b son parámetros que dependen de la rigidez post fluencia expresada como porcentaje de la rigidez elástica inicial. Para este caso, se toma $a = 0.80$ y $b = 0.29$ de acuerdo con lo indicado por Nassar y Krawinkler (1991). El factor de sobre resistencia se estimó a partir de la representación tri-lineal de la ecuación (11), donde V_u es el cortante último y V_y el cortante relacionado con la fluencia.

$$R_s = \frac{V_u}{V_y} \quad (11)$$

En la Figura 7, se aprecia la metodología definida para la determinación del factor de capacidad de la estructura, a partir de la idealización de la curva de capacidad de la misma.

Figura 7.

Respuesta General de la Estructura



Nota: Tomado de Chia-Ming, Uang. (1991) Establishing R (or R_w) and C_d Factors for building seismic provisions. J struct. Eng.

2.5. Análisis dinámico elástico espectral (Método de superposición modal Espectral)

2.5.1. Pico de respuestas modales

De acuerdo con el método de superposición modal espectral (Chopra, 2014) el valor del pico de respuesta modal r_{no} de los n modos de contribución r_n^{st} para la respuesta $r(t)$ pueden ser obtenido del espectro de respuesta del sismo o el espectro de diseño considerado en el análisis de acuerdo con la ecuación (12).

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad (12)$$

Donde $A_n = A(T_n, \zeta_n)$ la ordenada es del espectro de pseudo aceleración correspondiente al periodo natural T_n y la relación de amortiguamiento ζ_n . Alternativamente, r_{no} podría ser revisada como el resultado de análisis estático del elemento sujeto a fuerzas externas.

$$f_{no}(x) = S_n(x) A_n \quad (13)$$

Donde el pico del valor de la fuerza estática $f_n(x, t)$ definido en la siguiente ecuación

$$f_n(x, t) = S_n(x) A_n(t) \quad (14)$$

Donde, la contribución del n -ésimo modo a $S_{n(x)}$ está definido en la ecuación (17), siendo $m_{(x)}$ la contribución de la masa concentrada para cada forma modal presente $\phi_{n(x)}$.

$$S_{n(x)} = \Gamma_n m_{(x)} \phi_{n(x)} \quad (15)$$

El pico de valor r_o del total de la respuesta $r(t)$ puede ser estimada por la combinación de los picos de los modos r_{no} (ver ecuación (16)) de acuerdo con una de las reglas de las combinaciones modales, entre las que se conocen: valor absoluto (ABS), la combinación cuadrática completa (por sus siglas en ingles C.QC), la de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (por sus siglas en ingles Square Root of Sum of Square, SRSS) (Valdés, J. Ordaz, M. 2008). Debido a que las frecuencias naturales de la vibración transversal, la regla de combinación

SRSS es satisfactoria, puesto que se asume que todos los valores modales son estáticamente independientes. De la siguiente manera:

$$r_o \simeq \left(\sum_{n=1}^{\infty} r_{no}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (16)$$

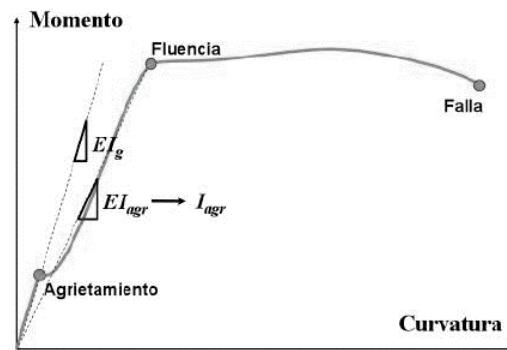
2.6. Relación Momento – Curvatura

Es importante tener conocimiento de la relación Momento – Curvatura para las secciones de los elementos estructurales, con el fin de conocer la ductilidad por curvatura $\mu\phi$, la capacidad máxima a flexión M_u y así comparar dichos valores con las demandas que se tiene debidas al diseño.

Dado el caso que un elemento tenga poca capacidad de ductilidad por curvatura, esto representará una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, la cual es totalmente indeseada. La condición ideal es que dicho elemento desarrolle un valor alto de $\mu\phi$ (ductilidad por curvatura), para garantizar que la estructura posea una apropiada disipación de energía, con el fin de lograr redistribuciones de momentos y un adecuado comportamiento estructural.

La relación Momento – Curvatura es el insumo principal para el análisis estático no lineal. Para generar el diagrama que presenta dicha relación, es necesario plantear los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo - deformación del concreto reforzado y del acero.

Como se puede observar en la Figura 8 dicha relación logra representar el comportamiento no lineal de un elemento estructural, con base en ella es posible desarrollar metodologías que expresen la curva capacidad del elemento tanto en el rango elástico como en el plástico. En este caso E , hace referencia al modulo de elasticidad del material, I_g , el primer momento de inercia, e I_{agr} el momento de inercia de la sección agrietada.

Figura 8.*Diagrama Momento-Curvatura y sus Respectivos Estados*

Nota: Tomado de Rangel, G., Terán, G. (2010), Efecto de la losa en las propiedades estructurales y el desempeño sísmico de marcos de concreto reforzado. Revista Concreto y Cemento. Investigación y desarrollo. Vol.1. N. 2. México.

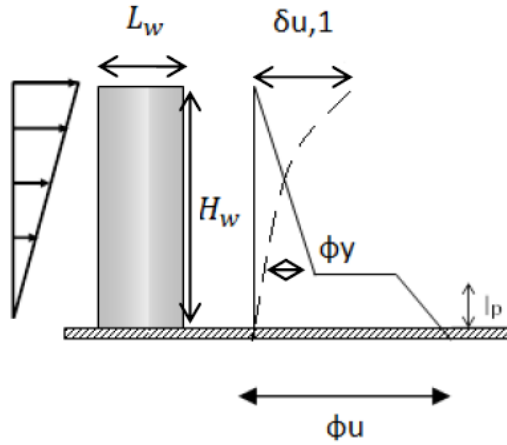
2.7. Longitud de plastificación

La longitud de plastificación se le atribuye a la zona del elemento que está sometida a flexión, la cual es equivalente a la articulación o rótula plástica. En dicha zona todas las fibras del elemento estructural se encuentran en un estado plástico. Usualmente esta longitud es medida cerca de los apoyos del elemento, ya que en estos sectores de la estructura ocurre una densificación de esfuerzos. Varias de las expresiones presentadas en este trabajo dependen de este parámetro, ya que la longitud plástica influye en la respuesta de la estructura para el rango inelástico de ésta.

En la Figura 9 se presenta un modelo de muro en voladizo, donde se representa la longitud de plastificación como L_p , la cual se ubica cerca a la base del muro estructural. Esta se considera la longitud de plastificación en la base del muro, que no está claramente definida ni visible durante la plastificación de este en la base; por ende, debe considerarse como una longitud conceptual.

Figura 9.

Representación gráfica de un muro en voladizo.



Nota: Tomado de Rochel, R. (2010). Diseño de muros estructurales de concreto reforzado. Medellín, Colombia: Universidad EAFIT, conferencia.

En la literatura se pueden encontrar diferentes formas de expresar la longitud de plastificación de acuerdo con los parámetros geométricos del muro a evaluar. A continuación, se presentan algunas de estas expresiones:

- De esta forma Priestley et al. (2007) recomienda:

$$L_p = k H_e + 0.1 l_w + L_{sp} \quad (17)$$

$$k = 0.2 \left(\frac{F_u}{F_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (18)$$

Donde, $\frac{F_u}{F_y}$ es la relación de resistencia última de rotura a resistencia de fluencia del refuerzo longitudinal, y H_e equivale a la altura efectiva del elemento. Por otra parte, en la ecuación (17) Paulay, Priestley (1992), sugieren cambiar $0.1 l_w$ por $0.2 l_w$; mientras $L_{sp} = 0.022 F_y d_b$ (F_y en MPa y d_b =diámetro de la varilla; unidades consistentes con las de H_e y l_w).

Respecto a las relaciones, en muchos casos $\frac{F_u}{F_y} \approx 1.25$, $H_e \approx 0.7 H_w$ y la expresión L_{sp} es poco significativo comparado con los otros componentes de L_p ; así bien, la ecuación (17) podría expresarse como:

$$L_p = 0.35 H_e + 0.15 l_w \quad (19)$$

Por otra parte, Priestley (1996) también plantea una expresión de longitud de plastificación en función de la longitud del muro dada como:

$$L_p = 0.08 l_w + 0.15 F_y d_b \quad (20)$$

- Método de Paulay y Priestley (1992): Este método toma como parámetros algunas propiedades geométricas de los elementos como la longitud del muro (l_w) y altura del muro (H_w).

$$L_p = 0.2 \cdot l_w + 0.044 \cdot H_w \quad (21)$$

Otra propuesta en la literatura para la cuantificación de la longitud de plastificación está dada como (Moehle, 1992):

$$L_p = \frac{l_w}{2} \quad (22)$$

Para muros con relaciones de aspecto menores o iguales a 7, se recomienda la aplicación de la ecuación (17). Para muros poco esbeltos.

- Método de Kowalsky (2001): Este método depende únicamente de la longitud del muro (L_w).

$$L_p = 0.5 \cdot L_w \quad (23)$$

- Método de Wallace et al. (2004): Wallace al igual que Kowalsky propone una longitud de plastificación donde solo depende de la longitud del muro, realizando una variación al coeficiente que acompaña la variable.

$$L_p = 0.33 \cdot L_w \quad (24)$$

- Método de Sawyer (1964): contempla una longitud de plastificación donde se involucran la longitud (L_w) y la altura del muro (H_w).

$$L_p = 0.4 \cdot L_w + 0.1H_w \quad (25)$$

- Método de Susani y Der Kiureghian (2001): Este método aparte de muchos autores, involucra las solicitaciones a las que está afectado el elemento.

$$L_p = 0.43 \cdot d_b + 0.077 \cdot \frac{\sqrt{Z}}{d}, \text{ Con } Z = \frac{M}{V} \quad (26)$$

Donde:

d: Profundidad efectiva a flexión [m].

M: Momento flector [kN m].

V: Cortante en la base del elemento [kN].

- Método de Bohl y Adebar (2011): En este método al igual que el anterior, se involucran las solicitaciones que inciden en el elemento, además, toma en cuenta las propiedades geométricas del muro y las propiedades mecánicas del concreto.

$$L_p = \left(0.2 \cdot L_w + 0.05 \cdot \frac{M}{V} \right) \cdot \left(1.0 - 1.5 \cdot \frac{P}{f'_c \cdot A_g} \right) 0.8 \cdot L_w \quad (27)$$

Donde:

A_g : Área bruta del elemento [mm^2].

M: Momento flector [N mm].

P: Carga axial [N].

f'_c : Esfuerzo máximo a compresión del concreto [MPa].

Para el análisis realizado se tomaron los métodos propuestos de Wallace et al. (2004) para muros cortos, y el Método de Kowalsky (2001) para muros largos.

2.8. Curva de Capacidad

La curva de capacidad es la relación entre la resistencia de carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico, se deriva de una gráfica de cortante en la base y desplazamiento en el techo de la edificación (Kircher, N el at 1997).

La curva de capacidad generalmente se obtiene por medio de un análisis estático no lineal de carga incremental conocido en inglés como “Pushover Analysis” (PA) y se utiliza para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a cargas horizontales, es la representación del primer modo de vibración de la estructura, partiendo de suponer que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. Lo que busca es mostrar la relación entre el cortante en la base (V) y el desplazamiento en la parte superior de la estructura (Δ).

2.9. Desplazamiento a partir de curvaturas

Los desplazamientos se pueden obtener aplicando el método propuesto por Blume (Blume et al, 1961), cuyo principio es la concentración de las deformaciones inelásticas del elemento en una sección crítica de su base. Para ello se determina la capacidad de flexión bajo el análisis de sección y la región crítica está definida por la longitud de plastificación (L_p). Estos desplazamientos podrán obtenerse a partir de la distribución de curvaturas en la altura de este.

Teniendo en cuenta los conceptos básicos de la resistencia de materiales (Hibbeler, R. 2011), se tiene que:

$$\varphi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d\Delta}{dx} = \frac{M}{EI} \quad (28)$$

Donde:

Φ = curvatura.

M= Momento

E= Módulo de elasticidad del material

I = Inercia de la sección

Luego el desplazamiento es posible obtenerlo en términos de la curvatura (φ).

$$\Delta = \int \frac{M}{EI} dx = \int \varphi_x dx \quad (29)$$

Para comprender el comportamiento de la estructura cuando se presenta un sismo, es necesario determinar el desplazamiento elástico (Δ_y) que se desarrolla a lo largo de todo el elemento y el desplazamiento inelástico (o plástico, Δ_p) que se presenta en la longitud de plastificación. El desplazamiento máximo en la parte superior de la estructura es la suma del desplazamiento elástico y el desplazamiento plástico, esto es:

$$\Delta = \Delta_y + \Delta_p \quad (30)$$

$$\Delta = \int \varphi_y \cdot dx + \int \varphi_p \cdot dx \quad (31)$$

Considerando que el elemento presenta un comportamiento en voladizo, al integrar la parte elástica y como el perfil de curvaturas es de forma triangular (Figura 9), se tiene que:

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y \cdot H_w}{2} \cdot \frac{2 \cdot H_w}{3} = \frac{\varphi_y \cdot H_w^2}{3} \quad (32)$$

Respecto al desplazamiento plástico, la curvatura plástica se toma como la diferencia entre la curvatura última (φ_u) y la curvatura de fluencia (φ_y) del elemento. Considerando un giro plástico (θ_p) constante en la longitud de plastificación (L_p), tomando el centroide en este tramo, se obtiene el desplazamiento plástico (Δ_p) (Priestley, M & Kowalsky, M, 1998).

$$\Delta_p = (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_p \cdot \left(H_w - \frac{L_p}{2} \right) \quad (33)$$

Finalmente teniendo el desplazamiento último, definido como:

$$\Delta_u = \frac{\varphi_y \cdot H_w^2}{3} + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_p \cdot \left(H_w - \frac{L_p}{2} \right) \quad (34)$$

3. Análisis Estadístico de la Base de Datos

En este capítulo se presentan los datos de información recolectados para la base de datos de proyectos del área metropolitana de Bucaramanga y proyectos localizados en zonas de amenaza sísmica alta, con condiciones de capacidad de disipación de energía especial, de acuerdo a la clasificación del Reglamento NSR-10 (AIS, 2010) considerando en ello 25 edificios del área metropolitana, y un edificio de la ciudad de Armenia, cuya configuración en planta se asemeja en gran proporción a las utilizadas en la ciudad; teniendo con ello un total de 26 edificios a analizar.

A partir de la información recopilada y previamente organizada, se llevaron a cabo los ajustes de funciones de distribución de probabilidad para las principales variables que controlan el comportamiento sísmico de los muros de concreto reforzado (CR), las cuales son: relación de aspecto, relación de carga axial, relación de momento sobre cortante por l_w , densidad de muros longitudinal y densidad de muros transversal, espesores y longitudes. Estos ajustes con el fin de caracterizar los principales parámetros asociados a la definición de dichos elementos, y así poder generar modelos estructurales teóricos representativos de la práctica constructiva en condiciones de disipación de energía especial (DES), principalmente Bucaramanga y su área metropolitana.

Como herramienta para la generación de funciones de distribución de probabilidad se utilizó MATLAB®, que permite emplear el método de máxima verosimilitud, para encontrar la función de distribución que mejor se ajuste a la muestra de la base de datos, cuyo resultado será corroborado a través de una prueba de bondad de ajuste, para este trabajo la prueba de ajuste Chi Cuadrado.

3.1. Base de Datos

3.1.1. Descripción de la base de datos

Para la generación de la base de datos de las características geométricas del sistema de muros de carga en Bucaramanga, se hizo uso de proyectos suministrados por la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica, CEER (2018), y edificios suministrados por diferentes entes diseñadores de la región. Teniendo en cuenta que los edificios analizados, se diseñan bajo la condición de zonas de amenaza sísmica alta con capacidad de disipación de energía especial, considerados en el reglamento NSR-10 C.21.9 (AIS, 2010). Se incluyen 26 edificios representativos de la ciudad de Bucaramanga (25) y Armenia (1). A partir de los planos de plantas y alzados se determinan los parámetros globales de las edificaciones tales como el factor de forma en planta típica, altura total, número de pisos, densidad de muros, relación de aspecto ($Ar, \frac{H_w}{L_w}$) y relación de esbeltez, ($Sr, \frac{H_s}{t_w}$) y nivel de carga axial ($ALR, \frac{P}{f'_c A_g}$), relación de momento sobre cortante por L_w ; para determinar el nivel de carga axial, momento y cortante sobre los muros se desarrollan modelos numéricos a partir del programa ETABS ©, bajo las condiciones de suelo que se obtuvieron de los planos entregados y cargas vivas (1.80 kN/m^2) y muertas (2.50 kN/m^2) . Para aquellos casos donde no se obtiene información del suelo, se asume un tipo de suelo C.

El formato general en el cual se ingresó la información está diseñado de la siguiente forma: nombre del edificio, ID Muro, número de pisos, altura total, dimensiones en planta (longitudinal, B_l y transversal, B_t), densidad de muros con respecto al área total en planta (longitudinal, D_x y transversal, D_y), área en planta del edificio, Longitud de muro (L_w), espesor (t_w), cuantía longitudinal (ρ_l), cuantía transversal (ρ_t), altura libre de entre piso (H_s), resistencia a la compresión (f'_c), resistencia a la fluencia del acero (F_y), carga axial (P), cortante, momento, para cada uno los

muros analizados, en total se tiene un recopilado de 1963 muros con sección transversal rectangular.

En la Tabla 1 se resumen los parámetros representativos de las 26 edificaciones estudiadas. En general, todos los edificios fueron diseñados a partir del reglamento NSR-10 (AIS, 2010). Por ende, se entiende que su coeficiente de capacidad de disipación de energía (R_o) fue de 5.0, ello para estructuras de muros de carga de concreto reforzado localizado en zonas de amenaza sísmica alta. No se asumen irregularidades teniendo en cuenta que por su estructura en planta no se evidencian irregularidades de planta ni altura con vacíos pronunciados o retrocesos.

Para cada uno de los casos se tienen en cuenta las siguientes relaciones:

$$\text{Factor de forma (F.F)} = \frac{B_l}{B_t}$$

$$\text{Densidad de muros} = \frac{A_x \text{ ó } A_y}{\text{Área Total en planta}}$$

$$\text{Relacion de Aspecto (Ar)} = \frac{H_w}{l_w}$$

$$\text{Esbeltez (Sr)} = \frac{H_s}{t_w}$$

$$\text{Nivel de Carga Axial (ALR)} = \frac{P}{f'c A_g}$$

Donde,

Área total en planta, es el área de cada nivel, de análisis de densidad.

A_x , es el área de muros en la dirección x.

A_y , es el área de muros en la dirección y.

P, es la carga axial soportada por cada elemento.

A_g , es el área bruta de la sección del elemento.

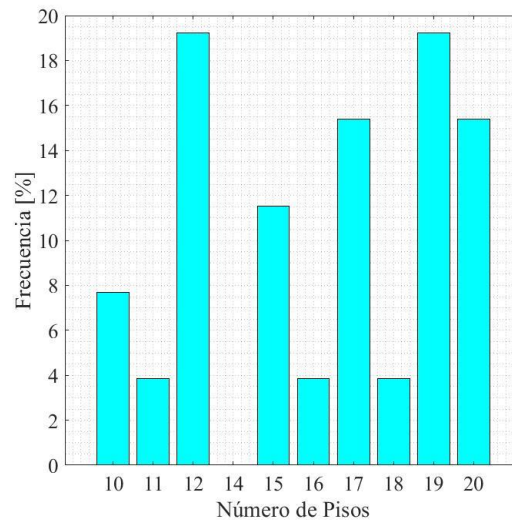
Tabla 1*Parámetros Generales de las edificaciones*

ITEM	CIUDAD	N.P PISOS	H _w [m]	H _s [m]	f _c [MPa]	t _w [m]	FACTOR DE FORMA	ÁREA [m ²]	A _x [m ²]	A _y [m ²]	D _x [%]	D _y [%]
ARM-12P	ARMENIA	12	31.5	2.50	28	0.12	RECTANGULAR	289.5	8.3	13.2	2.87%	4.55%
BUC-01-17P	BUCARAMANGA	17	44.2	2.60	28	0.15-0.20	RECTANGULAR	429.7	14.0	16.2	3.25%	3.77%
BUC-02-17P	BUCARAMANGA	17	44.2	2.60	28	0.15-0.20	RECTANGULAR	499.0	16.4	18.4	3.30%	3.70%
BUC-03-17P	BUCARAMANGA	18	46.8	2.60	28	0.15-0.20	RECTANGULAR	353.4	12.4	16.6	3.52%	4.69%
BUC-04-10P	BUCARAMANGA	10	25.5	2.52	28	0.12-0.20	RECTANGULAR	431.2	6.2	18.2	1.45%	4.22%
BUC-05-11P	BUCARAMANGA	11	28.0	2.52	28	0.12-0.30	RECTANGULAR	431.2	5.8	17.9	1.33%	4.16%
BUC-06-17P	BUCARAMANGA	17	43.3	2.50	28	0.15-0.20	RECTANGULAR	346.1	5.2	17.3	1.51%	4.99%
BUC-07-20P	BUCARAMANGA	20	50.0	2.50	35	0.20-0.30	RECTANGULAR	713.4	18.3	29.5	2.57%	4.13%
BUC-08-20P	BUCARAMANGA	20	50.4	2.52	35	0.15-0.18	RECTANGULAR	948.9	21.5	36.6	2.26%	3.86%
BUC-09-15P	BUCARAMANGA	15	38.3	2.55	35	0.12-0.15	RECTANGULAR	346.1	3.2	12.4	0.93%	3.59%
BUC-10-20P	BUCARAMANGA	20	50.0	2.50	35	0.15	RECTANGULAR	756.2	14.4	29.4	1.90%	3.88%
BUC-11-12P	BUCARAMANGA	12	30.0	2.50	28	0.12-0.25	RECTANGULAR	597.2	10.1	21.9	1.69%	3.67%
BUC-12-12P	BUCARAMANGA	12	30.0	2.50	28	0.12-0.25	RECTANGULAR	582.8	10.2	21.7	1.74%	3.73%
BUC-13-12P	BUCARAMANGA	12	30.0	2.50	28	0.12-0.25	RECTANGULAR	560.2	10.2	23.5	1.82%	4.20%
BUC-14-12P	BUCARAMANGA	12	30.0	2.50	28	0.12-0.25	CUADRADA	280.5	5.2	12.8	1.86%	4.58%
BUC-15-20P	BUCARAMANGA	20	50.0	2.50	35	0.2	RECTANGULAR	578.6	16.7	33.0	2.89%	5.71%
BUC-16-16P	BUCARAMANGA	16	39.2	2.45	28	0.15-0.30	RECTANGULAR	735.0	17.2	27.6	2.34%	3.75%
BUC-18-19P	BUCARAMANGA	19	48.3	2.54	35	0.15-0.40	CUADRADA	556.2	8.4	22.7	1.52%	4.09%
BUC-17-19P	BUCARAMANGA	19	48.3	2.54	35	0.15-0.35	RECTANGULAR	760.0	13.4	36.0	1.76%	4.73%
BUC-19-19P	BUCARAMANGA	19	48.3	2.54	35	0.20-0.35	RECTANGULAR	592.1	15.2	30.8	2.56%	5.20%
BUC-20-19P	BUCARAMANGA	19	48.3	2.54	35	0.20-0.35	RECTANGULAR	589.5	16.7	30.1	2.83%	5.11%
BUC-21-19P	BUCARAMANGA	19	48.3	2.54	35	0.15-0.30	RECTANGULAR	966.6	14.0	39.3	1.45%	4.06%
BUC-22-10P	BUCARAMANGA	10	25.4	2.54	28	0.12	RECTANGULAR	568.4	8.0	14.8	1.41%	2.60%
BUC-23-15P	BUCARAMANGA	15	39.0	2.60	35	0.15	RECTANGULAR	414.2	6.9	12.4	1.67%	3.00%
BUC-24-15P	BUCARAMANGA	15	39.0	2.60	21	0.15-0.20	RECTANGULAR	660.6	22.9	28.2	3.47%	4.26%
BUC-25-17P	BUCARAMANGA	17	42.8	2.52	28	0.15-0.20	RECTANGULAR	775.5	30.6	39.6	3.95%	5.10%

En la Figura 10 se muestra la distribución de frecuencias del número de pisos, como se puede apreciar, la base de datos tiene concentración de edificios de más de 15 niveles, presentando cerca del 70% de datos. .

Figura 10.

Frecuencia de número de pisos de la base de datos



3.1.2. Características Estructurales de los Edificios

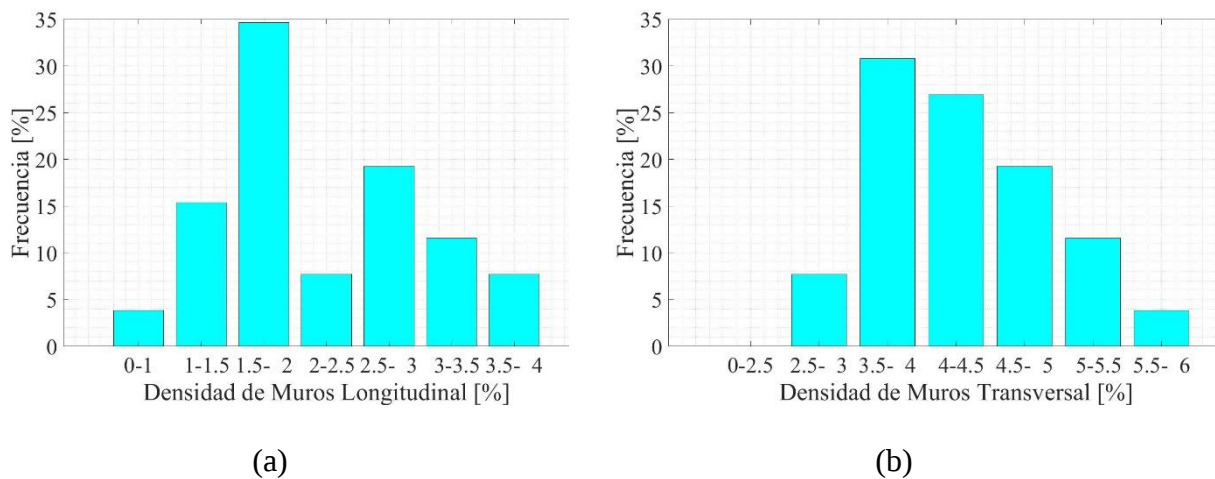
Para que los edificios puedan presentar un buen desempeño sísmico, los muros estructurales deben distribuirse uniformemente en las direcciones ortogonales de su planta estructural, además, deben poseer suficiente rigidez para resistir las cargas laterales inducidas por el sismo. Para facilitar la solución de varios problemas que se presentan en el diseño de muros estructurales, se debe establecer una buena estructuración en términos de configuraciones geométricas, esto haciendo referencia a la densidad de muros presentes en cada dirección de análisis (Paulay y Priestley, 1992).

Con base en lo anterior, de la base de datos de muros analizados se obtiene la densidad de muros como el área de muros en cada una de las direcciones principales en planta del primer piso o primer nivel de la estructura, ello teniendo en cuenta la poca variación de distribución en altura de los muros; a partir de la Figura 11 se establece que la concentración de muros se presenta en la dirección transversal de los edificios, teniendo el 65.38% densidades de muros en un rango entre

2.0 y 4.5%, siendo un valor de referencia para un buen comportamiento una densidad de 3% (Sozen, 1989), caso contrario ocurre con la dirección longitudinal, donde se presenta concentraciones de densidades inferiores al 2.0%, con lo cual se presentan periodos más flexibles que en su dirección ortogonal.

Figura 11.

Distribución de densidades en planta



El estudio de Jünemann (2015) en edificios dañados por el sismo del 2010 en Chile, reporta una correlación entre el factor de forma de la planta estructural y la relación de esbeltez global del edificio, considerando este último como la relación de altura total del edificio y la longitud menor en planta. Teniendo así para la base de datos, valores de forma entre 1.0 y 3.78, presentando un valor promedio de 2.36. Por su parte la esbeltez global de la estructura varía entre 1.20 y 3.71, siendo el valor promedio 2.56. de acuerdo con ello, se tiene que grandes valores de esbeltez del edificio, incrementa los momentos de volcamiento y cargas axiales por efectos sísmicos (Ver Tabla 2).

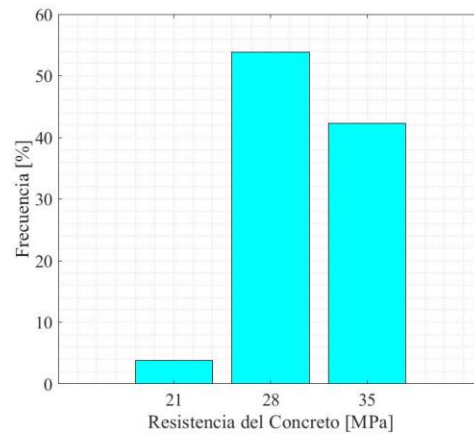
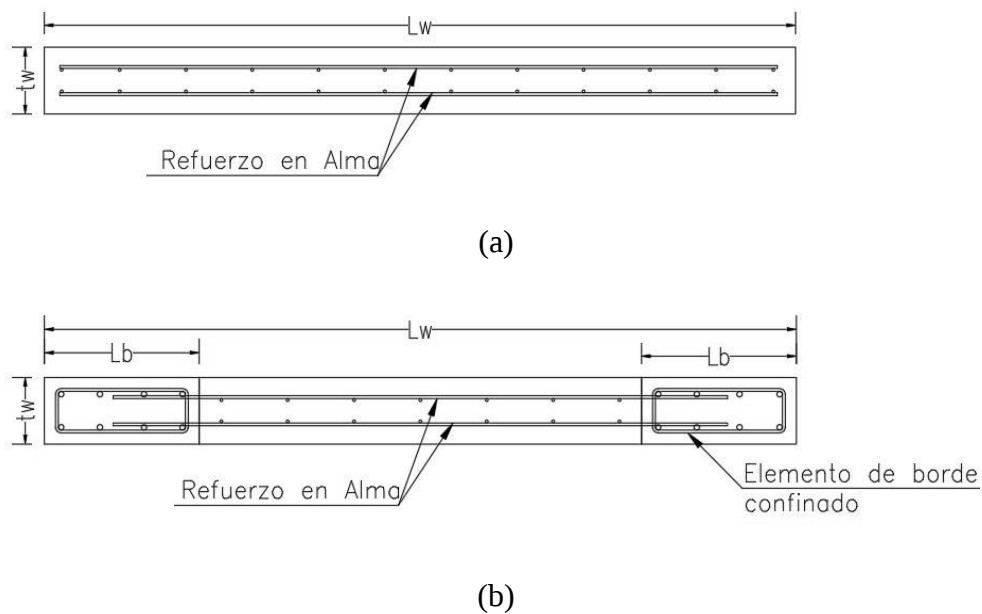
Tabla 2*Características de los modelos de edificaciones representativas de la base de datos.*

ITEM	N.P	H_w [m]	PERIODO		DERIVAS DE		RELACIONES DE LA	
			PISOS		CUBIERTA [%]		ESTRUCTURA	
			Tx	Ty	Dx	Dy	H_t/T_x	H_t/T_y
ARM-12P	12	31.53	0.51	0.81	1.00%	1.21%	62.07	39.17
BUC-01-17P	17	44.20	1.62	1.28	1.33%	0.84%	27.25	34.67
BUC-02-17P	17	44.20	1.92	1.43	1.08%	0.85%	23.04	30.95
BUC-03-17P	18	46.80	2.09	1.58	1.08%	0.85%	22.44	29.68
BUC-04-10P	10	25.45	0.90	0.57	1.10%	0.73%	28.31	44.42
BUC-05-11P	11	27.97	0.91	0.69	1.10%	0.73%	30.91	40.48
BUC-06-17P	17	43.30	0.69	0.98	0.50%	0.78%	62.84	44.23
BUC-07-20P	20	50.00	2.45	1.92	1.40%	1.30%	20.39	26.10
BUC-08-20P	20	50.40	1.48	2.02	0.82%	1.45%	34.01	25.01
BUC-09-15P	15	38.25	0.65	0.80	0.42%	0.57%	58.67	47.81
BUC-10-20P	20	50.00	1.28	0.98	0.95%	0.67%	39.09	51.02
BUC-11-12P	12	30.00	1.47	0.65	2.19%	0.62%	20.37	46.08
BUC-12-12P	12	30.00	1.67	0.64	1.20%	0.53%	17.93	47.17
BUC-13-12P	12	30.00	0.98	0.65	1.04%	0.64%	30.61	46.01
BUC-14-12P	12	30.00	1.10	0.62	1.24%	0.63%	27.32	48.70
BUC-15-20P	20	50.00	2.05	2.12	1.40%	1.56%	24.39	23.55
BUC-16-16P	16	39.20	0.96	1.02	0.77%	0.75%	40.92	38.43
BUC-18-19P	19	48.26	2.59	1.60	2.00%	1.12%	18.60	30.20
BUC-17-19P	19	48.26	2.59	1.72	2.11%	1.21%	18.60	27.99
BUC-19-19P	19	48.26	1.83	1.41	1.32%	1.17%	26.40	34.25
BUC-20-19P	19	48.26	1.46	1.36	1.34%	0.88%	33.01	35.38
BUC-21-19P	19	48.26	1.00	0.75	0.51%	0.45%	48.07	64.69

BUC-22-10P	10	25.40	0.60	0.46	0.51%	0.35%	42.40	55.82
BUC-23-15P	15	39.00	1.70	1.31	2.74%	2.54%	22.93	29.68
BUC-24-15P	15	39.00	0.80	0.88	0.61%	0.89%	48.81	44.27
BUC-25-17P	17	42.84	0.82	0.81	0.61%	0.89%	51.99	52.82

3.1.3. Características Estructurales de los Muros

En general, más del 50% de los edificios que componen la base de datos fueron diseñados con resistencias de concreto a la compresión de 28 MPa (ver Figura 12), y el restante con concreto de 35 MPa, en sus pisos iniciales. En cuanto al refuerzo, en la mayoría de los casos, los muros contaban con doble capa de refuerzo tipo malla electrosoldada, con resistencia a la fluencia de 485 MPa, y en las zonas confinadas (elementos de borde) refuerzo dúctil de resistencia a la fluencia de 420 MPa. Esta doble capa de refuerzo se observa en elementos con espesores mayores a 0.12m, para este caso, como se aprecia en la Figura 14a se puede observar como el espesor representativo en los diseño es 0.15m, reflejándose ello en la presencia de una relación de esbeltez (altura entre piso/espesor del muro) típica de 16-18, al presentarse una altura libre de muros típica no menor de 2.50 m (Figura 14b). Tan solo el 36.12% de los muros cumplen con el requerimiento del ACI-318-19 (ACI, 2019) mencionado en la figura R.18.10.6.4c(a) y el 63.89% restante tienen relaciones superiores a 16. Los altos niveles de esbeltez de los edificios en Colombia, y en este caso en concreto en los edificios de la base de datos, se deben al uso de espesores reducidos.

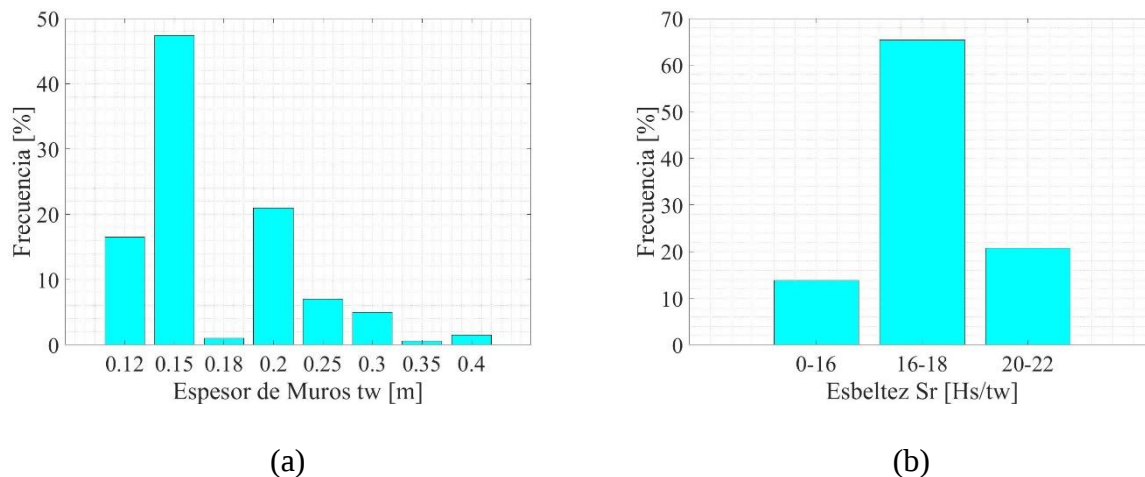
Figura 12.*Resistencias de concreto típicas***Figura 13.***Tipología de refuerzo en muros, (a) Configuración de refuerzo sin elemento de borde**(b) Configuración de refuerzo con elemento de borde.*

En la Figura 13 se presentan las tipologías de distribución de refuerzo encontradas en la base de datos en aquellos edificios de los que se obtuvo planos estructurales, principalmente se

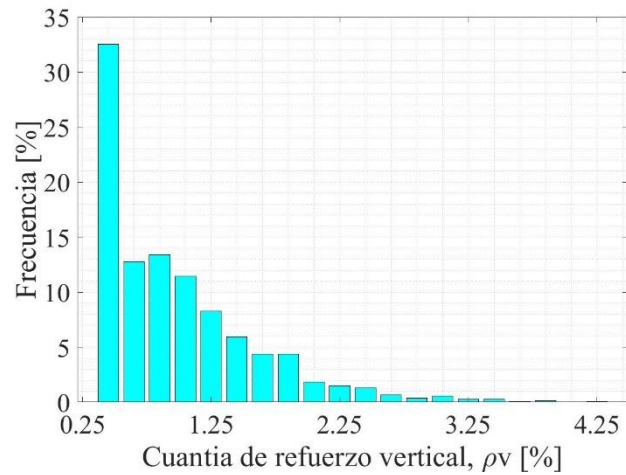
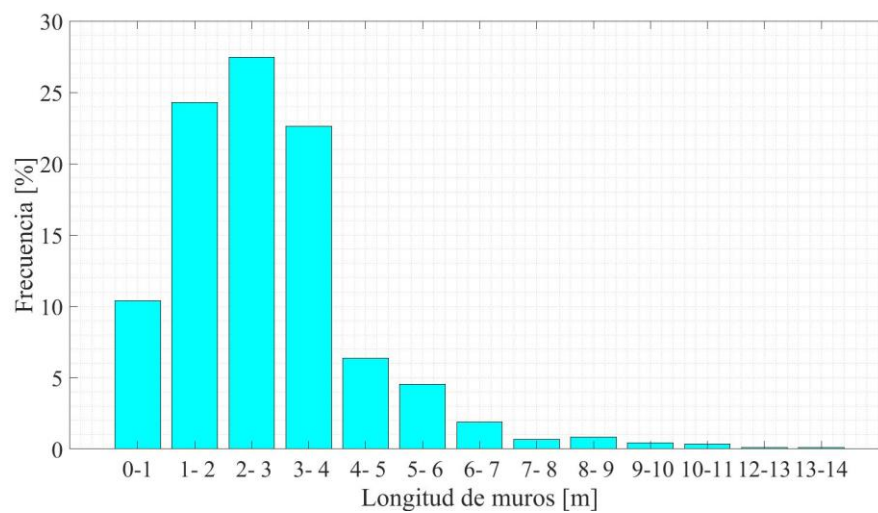
evidenció una configuración en la base con elementos de borde con barras de acero dúctil, y refuerzo en el alma con malla electrosoldada.

Figura 14.

Características de muros (a) Espesores, (b) Relación de esbeltez.



En cuanto a las longitudes típicas, se encuentran variaciones entre 0.40m-13.00m, reflejándose mayor concentración de muros entre 2 y 3 m de acuerdo con la Figura 16, los elementos de borde típicos cuentan con una longitud menor o igual al 45% de la longitud. Con cuantías de refuerzo que varían entre 0.25% y 3.0% (Figura 15), siento una cuantía representativa a lo largo del muro de 0.25%, que se acoge a la cuantía mínima $\rho_{min} = 0.25\%$ mencionada en el capítulo C.21.9.2.1 (AIS, 2010), para el 32.55% de la muestra; para los elementos cortos desacoplados de otros muros se cuenta con un acero mayor al 1.0%. Confinado por estribos y ganchos amarrando el refuerzo longitudinal que es traslapado en el tercio central de la altura de entre piso. En ninguno de los casos se evidenciaron elementos de borde con espesores mayores al presentado en el alma del muro.

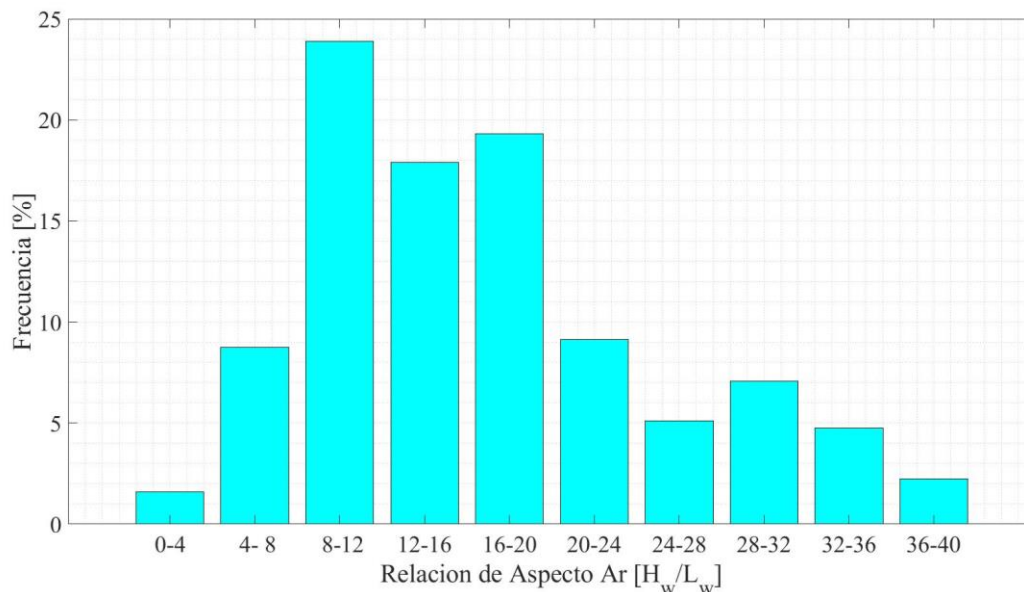
Figura 15.*Cuantía de refuerzo vertical en muros***Figura 16.***Longitudes de Muros*

A partir de la Figura 17 se concluye que más del 70% de los muros tienen relaciones de aspecto mayores a 12, lo cual desde el punto de vista de capacidad de deformación inelástica, es una gran limitación, debido a que la fluencia de los edificios en muros, está controlado por los

muros más largos, es decir, los que tienen una relación de aspecto menor. Tan solo el 9.58% de los muros tiene una relación de aspecto (altura total/longitud del muro) inferiores a 8. En estos casos, los edificios que tienen muros cortos ($Ar > 10$), tendrán una gran capacidad de deformación elástica y en algunos casos, su respuesta puede ser incluso elástica. Adicionalmente, si estos muros están sometidos a altos niveles de carga axial y tienen una relación de esbeltez mayor a 16, pueden ser propensos a que se presente una falla por pandeo.

Figura 17.

Relación de Aspecto



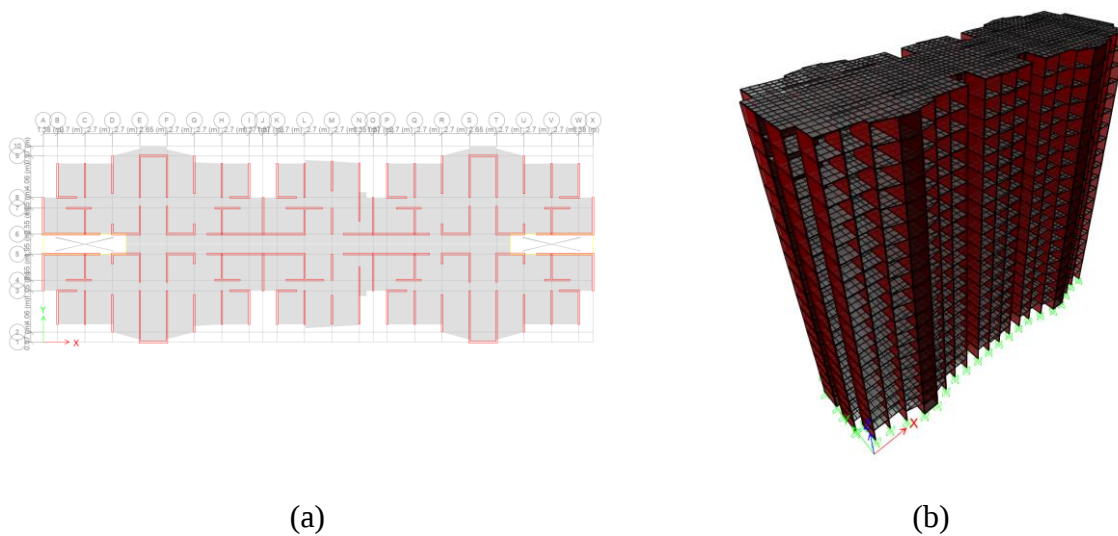
3.1.4. Análisis Estructural de las edificaciones de la base de datos

Se realizó una simulación lineal por medio de análisis dinámico estático de las 26 edificaciones representativas de la base de datos, mediante el programa ETABS®, de acuerdo con la geometría y especificaciones contenidas en los planos estructurales y arquitectónicos suministrados por empresas de diseño estructural, bajo el compromiso de confidencialidad. Para el análisis los muros fueron modelados con elementos shell – thin. El análisis de los modelos

permitió obtener parámetros como el nivel de carga axial, la relación momento – cortante, el periodo fundamental y la deriva. En la Tabla 2 se resumen las características de los modelos analizados. Los periodos que se obtuvieron de los análisis numéricos consideraron secciones brutas. En un trabajo posterior y paralelo a éste, se considerará el efecto de la fisuración en el comportamiento dinámico de estos edificios.

Figura 18.

Modelo numérico de la edificación – Modelo BUC-07-20P. a) Planta Estructural. b) Modelo 3D.

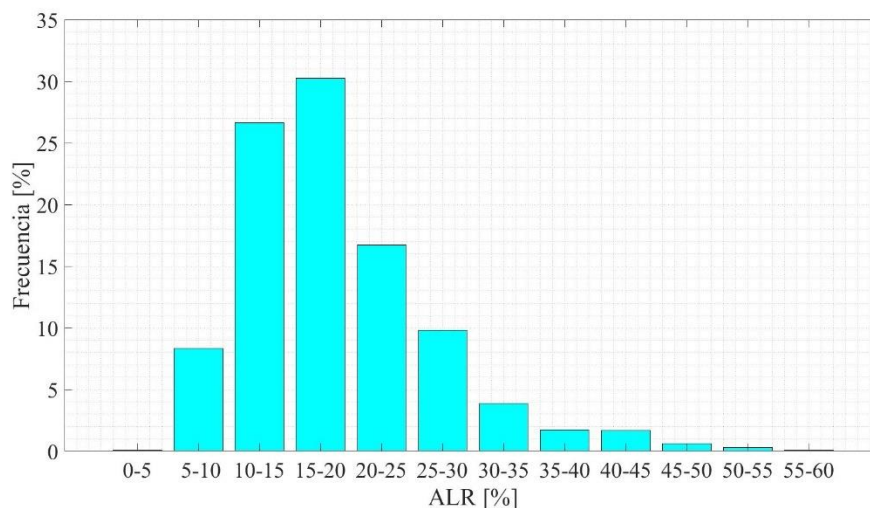


Para la determinación de las solicitaciones de momento, cortante y carga axial sobre cada uno de los muros se realizaron modelos en el programa ETABS®, como se presenta en la Figura 18 para cada una de los 26 edificios de la base de datos, en los cuales se incluyó la distribución espacial de la masa y la rigidez de cada estructura. Estos análisis permitieron obtener el nivel de carga axial en la base de los muros. Para cargas gravitacionales con respecto a la relación de carga axial (ALR) en los muros a partir de la Figura 19 se puede observar que el valor más frecuente para este parámetro esta entre 0.10 y 0.20 donde se localiza el 56.90% de muros, para ALR

menores a 0.10 se encuentra el 8.35% de la muestra, mientras que para valores entre 0.20 y 0.35 al 30.36% y para valores mayores a 0.35 una pequeña muestra compuesta por el 4.38%.

Figura 19

Relación de Carga Axial

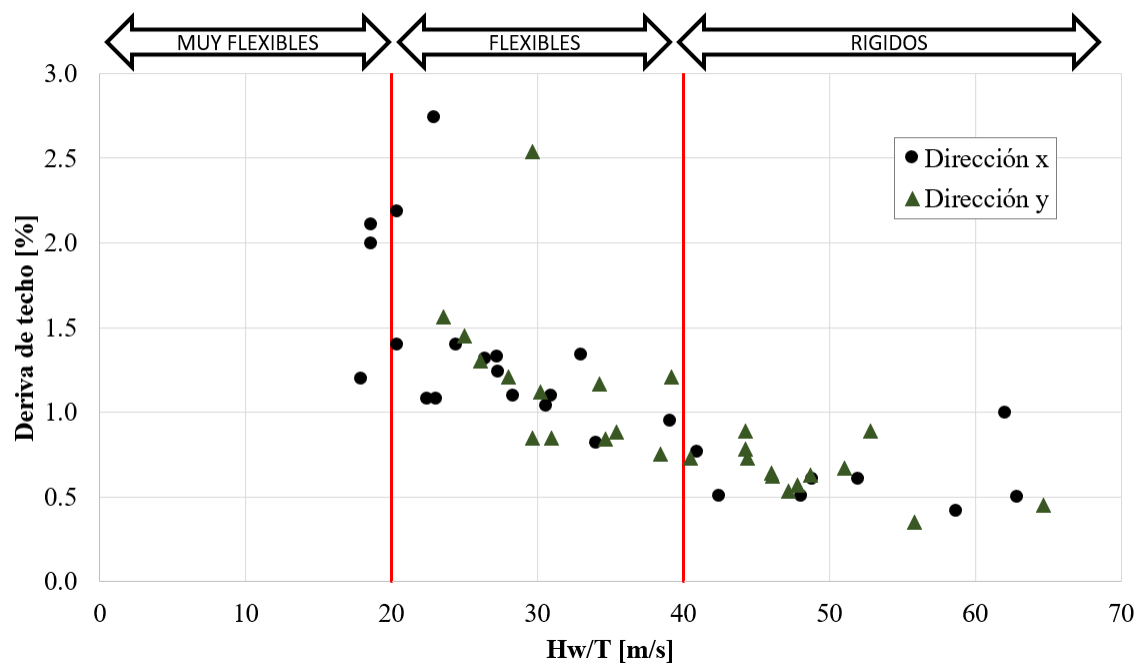


La relación entre la altura total de una edificación y el periodo del primer modo traslacional, H_w/T , ha sido un parámetro usado para calificar la rigidez de la edificación (Guendelman & Lindenberg J, 1997), (Moroni, 2002), (Lagos & Kupfer, 2012). En general, los edificios se pueden clasificar como muy flexibles si $H/T < 20$ m/s, flexibles para H_w/T entre 20 – 40 m/s, de rigidez normal entre 40 – 70 m/s, rígidos entre 70 – 150 m/s y de excesiva rigidez si $H_w/T > 150$ m/s; en la Figura 20 se presentan los casos de la base de datos, evidenciando una concentración de estructuras dentro del rango flexible. A partir de este rango de valores, se deduce que en la dirección longitudinal el 11.54% de los edificios se clasifican como muy flexibles, el 57.69% como flexibles, y el 30.77% restante como rígidos. Por su parte, en la dirección transversal el 50% se pueden clasificar como flexibles y el 50% restante como rígido, este comportamiento se puede confirmar, al compararlos con los valores de densidad enunciados anteriormente, donde se podía observar mayor concentración de muros en la dirección transversal; por otra parte se debe

considerar que estas consideraciones, tienen en cuenta un periodo no agrietado, por lo tanto el sistema puede ser mucho más flexible de lo estimado en este trabajo lo cual representa una condición mucho más crítica.

Figura 20

Relación de altura vs periodo de vibración de la estructura



3.2. Análisis Estadístico

3.2.1. Definición de rangos de interés

A partir de la muestra de muros de cada uno de los 26 edificios analizados, se delimitó a un rango de estudio cada una de las variables, ello teniendo en cuenta que la base de datos de los 1963 muros presentaba algunos valores dispersos dentro de la muestra. Los rangos que se utilizaron se muestran en la Tabla 3. Tal y como se muestra en la Figura 17, los muros con relación de aspecto menor a 4 registrados en la base de datos no son una muestra representativa que aporten gran capacidad en la estructura, menos del 10% de la muestra, por lo tanto, no se consideran dentro del rango de esta variable. En cuanto a la carga axial, se consideraron dos grupos de acuerdo con

los niveles presentes (entre 10 y 12 pisos y entre 15-20 pisos) se encuentra un rango entre 6%-52% y 1.0%-39% respectivamente. Por otra parte, la longitud de muros tenía una variación entre 0.90m y 15.40m, presentando variaciones de densidad de muros entre 0.93-5.71%.

Tabla 3

Rangos en las variables de ajustes de probabilidad

VARIABLE	RANGO
Relación de aspecto Ar (N.P= 10-12)	4.0-16
Relación de aspecto Ar (N.P=15-20)	4.0-30
Relación de carga axial ALR (%) (N.P= 10-12)	0.06-0.52
Relación de carga axial ALR (%) (N.P=15-20)	0.01-0.39
Momento sobre cortante por l_w (M/Vl_w)	0.90-15.40
Densidad de muros longitudinal (%)	0.93 -4.0
Densidad de muros transversal (%)	2.3 -5.71

N.P: Número de pisos

3.2.2. Metodología de ajuste

Para la determinación de las funciones de probabilidad (*fdp*) se usó la estimación por máxima verosimilitud conocida también como EMV o MLE por sus siglas en inglés “Maximum Likelihood Estimation” (Sánchez, M. 2015).

A partir de la muestra, se analiza la *fdp* que mejor se ajuste a la misma. Para este análisis las distribuciones utilizadas fueron: la distribución normal, la distribución Log-Normal, la distribución gamma y la distribución weibull. Subsiguientemente para analizar la certeza de la *fdp* se aplicó una prueba de bondad de ajuste, la usada en este caso es la prueba Chi cuadrado. El procedimiento realizado sobre todas las muestras de datos fue el siguiente:

- a) Por medio de Matlab, se crearon los vectores de valores de cada serie de datos, por medio de la función Distribution Fitter (*dffitool*). Se realiza el histograma frecuencia relativa del conjunto.
- b) Teniendo el histograma se determinó que ajuste de probabilidad era más adecuado en el comportamiento de los datos.
- c) Al tener los ajustes de la *fdp* se encontró el valor conocido como la razón de verosimilitud o likelihood ratio, que para Matlab se define como loglikelihood. Estos valores de loglikelihood se compararon y aquella probabilidad con mayor valor fue la adecuada.
- d) Finalmente se realizó la prueba de bondad de ajuste, para determinar si el ajuste representa la tendencia de los datos. Esto por medio de la determinación de un estadístico de Chi cuadrado que depende de la frecuencia observada (muestra de datos) y la frecuencia esperada (ajuste de distribución de probabilidad), este se debe comparar con un estadístico de excedencia. La hipótesis nula de esta prueba es que la muestra de datos analizada se ajusta a la distribución de probabilidad, para que esta hipótesis no se rechace, el estadístico de Chi cuadrado no debe ser mayor que el estadístico de excedencia, calculado a partir de una distribución Chi Cuadrada con ν grados de libertad para un nivel de significancia $\alpha = 5\%$, para estas pruebas se usó $\nu = K - p - 1$, donde K es el número de intervalos y p, el número de parámetros determinados a partir de las muestras, obteniendo finalmente el estadístico Chi Cuadrado (X^2) (Walpole, R et al, 2012).

Para realizar la prueba de ajuste de Bondad, se utilizó Matlab, con su función *chi2gof*, y adicionalmente se utilizó Excel como programa de análisis de datos, por medio del comando *inv.Chicquad*, para corroborar.

3.2.3. Funciones de Probabilidad

3.2.3.1. Relación de Aspecto

3.2.3.1.1. Primer ajuste de distribución de probabilidad. Para desarrollar este ajuste se tuvieron en cuenta los edificios entre 10-12 pisos, considerando rangos de longitudes entre 1.0 y 6.0 m. Para el análisis se definió el vector para analizar y progresivamente se aplicaron las distribuciones, gamma, beta, normal, Log-Normal, Weibull, y Log-Logistic, para determinar cuál se ajustaba más a la muestra. Al tener las frecuencias esperadas de cada distribución, se realizó la prueba de bondad de ajuste (Tabla 4) para finalmente concluir que la función de distribución no es rechazada por la hipótesis nula (Tabla 5). El ajuste más adecuado en este caso fue con la distribución Normal (Figura 21).

Tabla 4

Ajuste Chi Cuadrado primer ajuste de relación de aspecto (Ar).

CLASES	FRECUENCIA OBSERVADA	F(X) ACUMULADA	F(X)	FRECUENCIA ESPERADA	X ²
5.636	17	0.0569	0.057	12	1.70
6.862	12	0.1200	0.063	14	0.22
8.088	25	0.2209	0.101	22	0.41
9.314	19	0.3582	0.137	30	3.99
10.54	42	0.5170	0.159	35	1.57
11.766	36	0.6731	0.156	34	0.11
12.992	23	0.8036	0.130	28	1.04
14.218	16	0.8962	0.093	20	0.87
15.444	19	0.9522	0.056	12	3.80
16.67	9	1	0.048	10	0.19
Σ	218.0			Σ	13.92

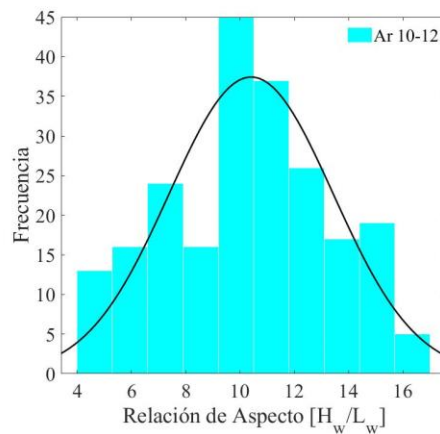
Tabla 5

Estadístico de excedencia primer ajuste Ar.

K	10
p	2
v	7
Alfa	5%
1-Alfa	95%
X ² (1-Alfa)	14.07
Conclusión	No se Rechaza Ho

Figura 21

Primer ajuste de distribución Ar entre 10 y 12 pisos.



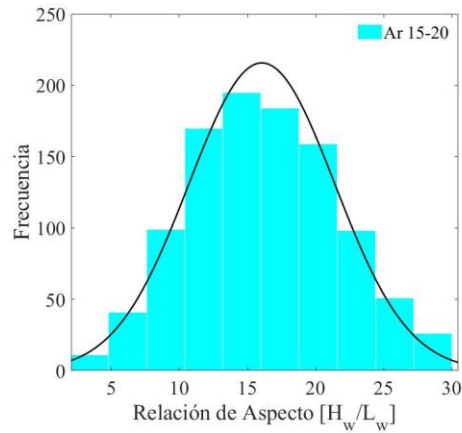
En la siguiente ecuación se define la función de distribución obtenida:

$$f_{(x,\sigma,\mu)} = \frac{1}{3.021\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(x-10.41)^2}{2 \cdot 3.021^2}} \quad (35)$$

3.2.3.1.2. Segundo ajuste de distribución de probabilidad. Para desarrollar este ajuste se tuvieron en cuenta los edificios entre 15-20 pisos, considerando rangos de longitudes entre 1.0 y 8.50m. Para el análisis se procedió de igual forma que en el capítulo anterior. Teniendo presente el rango definido para este ajuste. En este caso la distribución que mejor se ajustó fue la distribución normal.

Figura 22

Segundo ajuste de distribución Ar entre 15 y 20 pisos.

**Tabla 6**

Parámetros de ajuste de distribución de probabilidad para Relación de Aspecto

NÚMERO DE PISOS AJUSTE MEDIA DESVIACIÓN			
10-12	Normal	10.41	3.021
15-20	Normal	16.0635	5.352

En la siguiente ecuación, se define la función de distribución obtenida:

$$f_{(x,\sigma,\mu)} = \frac{1}{5.352\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(x-16.0635)^2}{2 \cdot 5.352^2}} \quad (36)$$

3.2.3.2. Relación de Carga Axial (ALR)

3.2.3.2.1. Primer ajuste de distribución de probabilidad. Para desarrollar este ajuste se tuvieron en cuenta los edificios entre 10-12 pisos, considerando rangos entre 6.0% y 52. %. Para el análisis se analizó la muestra de Carga Axial de la misma forma en la que se determinaron las funciones de distribución de Relación de Aspecto.

Al tener las frecuencias esperadas de cada distribución, se realizó la prueba de bondad de ajuste (Tabla 7) para finalmente concluir que la función de distribución no es rechazada por la hipótesis nula (Tabla 8). El ajuste más adecuado en este caso fue con la distribución Log-Normal. (Figura 21).

Tabla 7

Ajuste Chi Cuadrado primer ajuste ALR.

CLASES	FRECUENCIA OBSERVADA	F(X) ACUMULADA	F(X)	FRECUENCIA ESPERADA	X ²
10.367	101	0.2255	0.226	104	0.11
15.074	161	0.5315	0.306	142	2.63
19.781	95	0.7529	0.221	103	0.55
24.488	44	0.8767	0.124	57	3.09
29.195	31	0.9394	0.063	29	0.13
33.902	19	0.9701	0.031	14	1.61
38.609	4	0.9851	0.015	7	1.23
52.73	8	1.0000	0.015	7	0.17
Σ	463.0			Σ	9.53

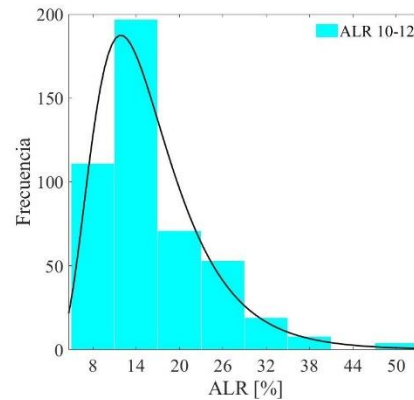
Tabla 8

Estadístico de excedencia primer ajuste ALR.

K	8
p	2
v	5
Alfa	5%
1-Alfa	95%
X ² (1-Alfa)	11.07
Conclusión	No se Rechaza Ho

Figura 23

Primer ajuste de distribución ALR entre 10 y 12 pisos.



En la siguiente ecuación, se define la función de distribución obtenida:

$$f_{(x,\sigma,\mu)} = \frac{1}{0.45 \cdot x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{(\ln(x) - 2.677)^2}{2 \cdot 0.45^2}} \quad (37)$$

3.2.3.2.2. Segundo ajuste de distribución de probabilidad. Para desarrollar este ajuste se tuvieron en cuenta los edificios entre 15-20 pisos, considerando rangos entre 1.03% y 40.0%. En este caso la distribución que mejor se ajustó fue la Log-Normal.

Figura 24

Segundo ajuste de distribución ALR entre 15 y 20 pisos.

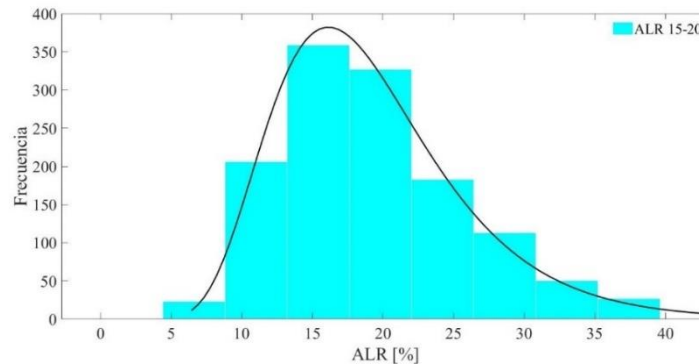


Tabla 9*Parámetros de ajuste de distribución de probabilidad para ALR*

NÚMERO DE PISOS	AJUSTE	MEDIA	DESVIACIÓN	MEDIA LN(X)	DESVIACION LN(X)
10-12	LOG-NORMAL	16.12	7.75	2.6774	0.4495
15-20	Log-Normal	19.24	6.44	2.9001	0.3457

En la siguiente ecuación, , se define la función de distribución obtenida:

$$f_{(x,\sigma,\mu)} = \frac{1}{0.3457 \cdot x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{(\ln(x) - 2.9001)^2}{2 \cdot 0.3457^2}} \quad (38)$$

3.2.3.3. Relación Shear Span Ratio $\frac{M}{VLw}$

3.2.3.3.1. Primer ajuste de distribución de probabilidad. Para desarrollar este ajuste se tuvieron en cuenta los edificios entre 10-12 pisos, considerando rangos entre 0.90 y 15.40.

Al tener las frecuencias esperadas de cada distribución, se realizó la prueba de bondad de ajuste (Tabla 10) para finalmente concluir que la función de distribución no es rechazada por la hipótesis nula (Tabla 11). El ajuste más adecuado en este caso fue con la distribución Log-Normal (Figura 25).

Tabla 10*Ajuste Chi Cuadrado primer ajuste M/VLw.*

CLASES	FRECUENCIA OBSERVADA	F(X) ACUMULADA	F(X)	FRECUENCIA ESPERADA	X ²
2.35	163	0.3227	0.323	165	0.03
3.8	222	0.7382	0.415	213	0.40
5.25	93	0.9156	0.177	91	0.05
6.7	19	0.9734	0.058	30	3.78

15.4	15	1.0000	0.027	14	0.14
Σ	512.0			Σ	4.41

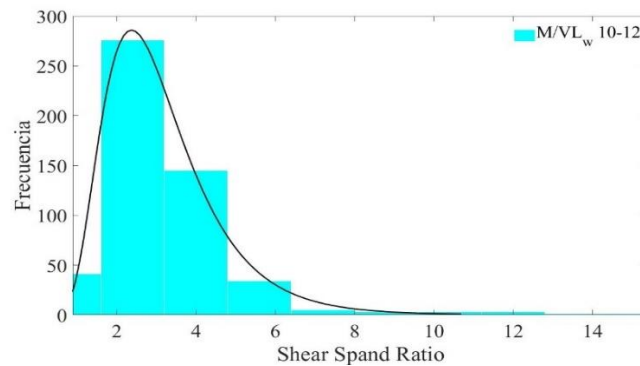
Tabla 11

Estadístico de excedencia primer ajuste M/VLw

K	5
p	2
v	2
Alfa	5%
1-Alfa	95%
X ² (1-Alfa)	5.99
Conclusión No se Rechaza Ho	

Figura 25

Primer ajuste de distribución M/VLw entre 10 y 12 pisos.



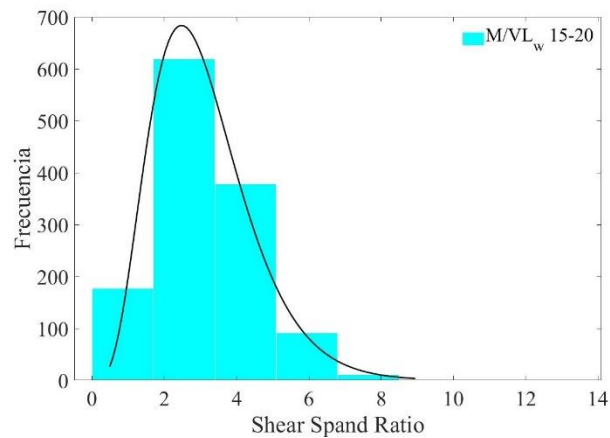
En la siguiente ecuación, se define la función de distribución obtenida:

$$f_{(x,\sigma,\mu)} = \frac{1}{0.4377 \cdot x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{(\ln(x) - 1.0558)^2}{2 \cdot 0.4377^2}} \quad (39)$$

3.2.3.3.2. Segundo ajuste de distribución. En el segundo ajuste se tienen en cuenta los edificios entre 15-20 pisos. Bajo las mismas condiciones de frontera del ajuste anterior. Teniendo con ello una representación de datos con la función de distribución Gamma.

Figura 26

Segundo Ajuste de distribución M/VLw entre 15 y 20 pisos.



En la siguiente ecuación, se define la función de distribución obtenida:

$$f_{(x,\alpha,\lambda)} = \frac{\lambda^\alpha}{\Gamma(\alpha)} x^{(\alpha-1)} e^{-\lambda x} \quad \lambda = \frac{1}{\beta} \quad (40)$$

$$f_{(x,\alpha,\lambda)} = \frac{1.604^{4.9715}}{\Gamma(4.9715)} x^{(4.9715-1)} e^{-1.604x} \quad (41)$$

Tabla 12

Parámetros de ajuste de distribución de probabilidad para $\frac{M}{VLw}$

NÚMERO DE PISOS	AJUSTE	MEDIA	DESVIACIÓN	MEDIA LN(X)	DESVIACION LN(X)
10-12	Log-Normal	3.18	1.68	1.0558	0.4377
NÚMERO DE PISOS	AJUSTE	MEDIA	DESVIACIÓN	α	β
15-20	Gamma	3.10	1.41	4.9715	0.6234

3.2.3.4. Densidad de muros longitudinal

3.2.3.4.1. Primer ajuste de distribución de probabilidad. Para este ajuste se tuvo en consideración todas las variables de piso, contempladas en la base de datos. Teniendo con ello un ajuste de distribución normal. Al tener las frecuencias esperadas de cada distribución, se realizó la prueba de bondad de ajuste (Tabla 13) para finalmente concluir que la función de distribución no es rechazada por la hipótesis nula (Tabla 14). El ajuste más adecuado en este caso fue con la distribución Log-Normal (Figura 27).

Tabla 13

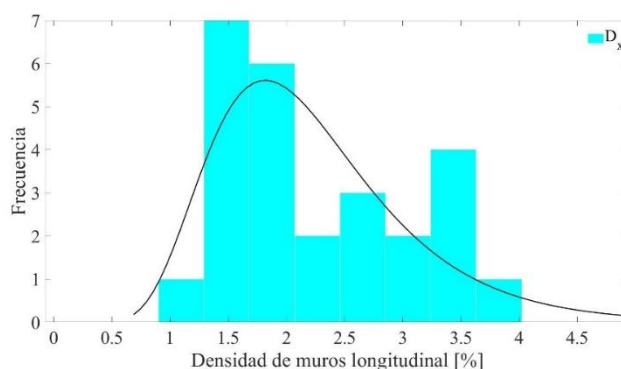
Ajuste Chi Cuadrado primer ajuste densidad longitudinal

CLASES	FRECUENCIA OBSERVADA	F(X) ACUMULADA	F(X)	FRECUENCIA ESPERADA	X ²
1	1	0.0237	0.0237	1	0.24
1.4	1	0.1413	0.1176	3	1.38
1.8	9	0.3460	0.2047	5	2.54
2.2	3	0.5578	0.2118	6	1.14
2.6	4	0.7245	0.1667	4	0.03
3	3	0.8370	0.1126	3	0.00
3.4	2	0.9066	0.0696	2	0.02
3.8	3	1.0000	0.0934	2	0.13
Σ	26.0			Σ	5.49

Tabla 14

Estadístico de excedencia primer ajuste densidad longitudinal

K	8
p	2
v	5
Alfa	5%
1-Alfa	95%
X ² (1-Alfa)	11.07
Conclusión No se Rechaza Ho	

Figura 27*Primer ajuste de distribución densidad longitudinal***Tabla 15***Parámetros de ajuste de distribución de probabilidad densidad longitudinal*

NÚMERO DE PISOS	AJUSTE	MEDIA	DESVIACIÓN	MEDIA LN(X)	DESVIACION LN(X)
10-20	Log-Normal	2.2328	0.8168	0.734606	0.370563

En la siguiente ecuación se define la función de distribución obtenida:

$$f_{(x,\sigma,\mu)} = \frac{1}{0.370563 \cdot x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{(\ln(x) - 0.7346)^2}{2 \cdot 0.370563^2}} \quad (42)$$

3.2.3.5. Densidad de muros transversal

3.2.3.5.1. Primer ajuste de distribución de probabilidad. Para este ajuste se tuvo en consideración todas las variables de piso, contempladas en la base de datos. Teniendo con ello un ajuste de distribución normal.

Al tener las frecuencias esperadas de cada distribución, se realizó la prueba de bondad de ajuste (Tabla 16) para finalmente concluir que la función de distribución no es rechazada por la hipótesis nula (Tabla 17). El ajuste más adecuado en este caso fue con la distribución Normal (Figura 28).

Tabla 16*Ajuste Chi Cuadrado primer ajuste densidad transversal*

CLASES	FRECUENCIA OBSERVADA	F(X) ACUMULADA	F(X)	FRECUENCIA ESPERADA	X ²
2	0	0.0008	0.0008	0	0.02
3	1	0.0417	0.0409	1	0.00
4	9	0.3840	0.3423	9	0.00
5	12	0.8732	0.4892	13	0.04
6	4	1.0000	0.1268	3	0.15
Σ	26.0			Σ	0.22

Tabla 17*Estadístico de excedencia primer ajuste densidad transversal*

K	5
p	2
v	2
Alfa	5%
1-Alfa	95%
X ² (1-Alfa)	5.99
Conclusión No se Rechaza Ho	

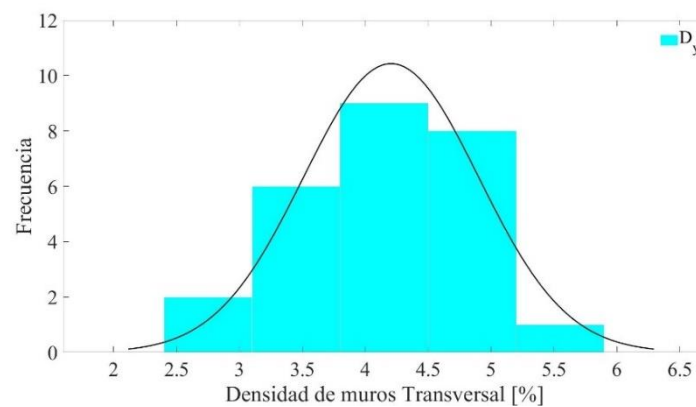
Figura 28*Primer ajuste de distribución densidad transversal*

Tabla 18*Parámetros de ajuste de distribución de densidad transversal*

NÚMERO DE PISOS	AJUSTE	MEDIA	DESVIACIÓN
10-20	Normal	4.2053	0.6960

En la siguiente ecuación se define la función de distribución obtenida:

$$f_{(x,\sigma,\mu)} = \frac{1}{0.696\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(x-4.2053)^2}{2 \cdot 0.696^2}} \quad (43)$$

3.2.4. Generación de variables aleatorias

A partir de las funciones de distribución de probabilidad determinadas en el capítulo 3.2.3, se generaron modelos simplificados de edificios bajo las condiciones descritas, en la Tabla 19, se presenta un resumen de los parámetros de cada una de las *fdp* a las cuales se ajustaron cada uno de los macro parámetros.

Tabla 19*Resumen de parámetros de ajuste de distribución de probabilidad*

RELACIÓN DE ASPECTO					
NÚMERO DE PISOS	AJUSTE	MEDIA	DESVIACIÓN	-	-
10-12	Normal	10.4113	3.021	-	-
15-20	Normal	16.0635	5.352	-	-
RELACIÓN DE CARGA AXIAL					
NÚMERO DE PISOS	AJUSTE	MEDIA	DESVIACIÓN	MEDIA LN(X)	DESVIACION LN(X)
10-12	Log-Normal	16.12	7.75	2.6774	0.4495
15-20	Log-Normal	19.24	6.44	2.9001	0.3457
RELACIÓN SHEAR SPAN RATIO					
NÚMERO DE PISOS	AJUSTE	MEDIA	DESVIACIÓN	MEDIA LN(X)	DESVIACION LN(X)
10-12	Log-Normal	3.18	1.68	1.0558	0.4377

NÚMERO DE PISOS	AJUSTE	MEDIA	DESVIACIÓN	α	β
15-20	Gamma	3.10	1.41	4.9715	0.6234
DENSIDAD DE MUROS LONGITUDINAL					
NÚMERO DE PISOS	AJUSTE	MEDIA	DESVIACIÓN	MEDIA LN(X)	DESVIACION LN(X)
10-20	Log-Normal	2.2328	0.8168	0.734606	0.370563
DENSIDAD DE MUROS TRANSVERSAL					
NÚMERO DE PISOS	AJUSTE	MEDIA	DESVIACIÓN	MEDIA LN(X)	DESVIACION LN(X)
10-20	Normal	4.2053	0.6960	-	-

Estos datos mencionados anteriormente serán categorizados teniendo en cuenta un parámetro geométrico como lo es la relación de aspecto mencionada en el capítulo 2.1.2; para los muros largos se asumió una relación de aspecto en un intervalo de 2 a 10, donde el valor de 2 corresponde a límite inferior para que sean considerados como muros dominados por la flexión, si no se considerarían muros cuadrados que son dominados por la cortante, el valor de 10 se tomó como una cota superior que garantiza que el muro efectivamente sea de gran longitud y que tenga un cierto nivel de ductilidad, los muros tipo 2 se clasificaron en un intervalo de 10 a 17, y para muros tipo 3 mayores a 17, donde 17. Teniendo en cuenta que la altura total del edificio analizado influye directamente en la consideración de tipología de muros (largos, intermedios y cortos) en la Tabla 20, se catalogan los rangos establecidos de acuerdo con número de pisos del edificio.

Tabla 20

Resumen de parámetros Ar , para consideración de tipología de muros.

NÚMERO DE PISOS	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
N.P<=10	4<Ar<=6	6<Ar<10	Ar>=10
10<N.P<=15	Ar<=9	9<Ar<20	Ar>=20
N.P>15	10<Ar<=11	11<Ar<30	Ar>=30

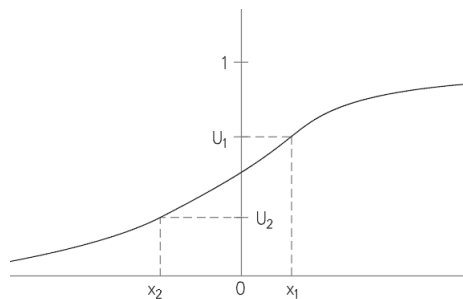
Considerando los edificios estudiados en el capítulo 3.1 con 20 niveles, con entrepisos típicos de 2.50m, los muros tipo 1 estarán en un orden mayor 4.50m, los muros tipo 2 entre 4.0 y 1.50 m y los muros tipo 3 serán aquellos cuya longitud sea inferior a 1.50m, esto para edificios de más de 15 niveles.

Así bien, se hace uso de las funciones de probabilidad definidas en el capítulo 3.2. para generar variables aleatorias de longitud de muros, a partir de la *fdp* definida para los datos de Relación de Aspecto (3.2.3.1), cargas axiales (3.2.3.2), Relación Shear Span Ratio (3.2.3.3) siendo esto posible al ser aplicado el método de inversión, partiendo de los valores de probabilidad definidos, cuyo principal objetivo es la generación de una muestra artificial de la idealización de estas (J.E. Hurtado, 1999). La generación de las variables inversas está dada de la siguiente manera:

1. Se genera un número de distribución entre 0 y 1, que representa un valor de la función de distribución de probabilidad definido anteriormente, $F_x(x) = u$.
2. Determinar la función inversa, obteniendo en ello el valor buscado. $(F_x)^{-1}(u) = x$

Figura 29.

Inversión de la Función de Distribución



Nota: Adaptado de Sánchez, Miguel. (2015). Estimación de parámetros y pronósticos de modelos TAR con errores t-Student.

4. Evaluación de la capacidad – Análisis de sección crítica

En este capítulo se presenta la evaluación de la capacidad de los muros de concreto reforzado a partir de la definición de una sección crítica localizada en la base del edificio y utilizando el diagrama momento-curvatura obtenido a partir de un análisis de sección. Como se indicó en el capítulo 2.6, donde se realizó una simplificación de la sección analizada, teniendo en cuenta el concreto reforzado, el acero de refuerzo y la sección confinada, éste último en elementos de concreto de espesores mayores o iguales a 0.15m. Para el análisis de secciones se tuvo en cuenta una concentración del refuerzo en los extremos del elemento rectangular.

4.1. Momento curvatura

4.1.1. Estados en secciones no confinadas

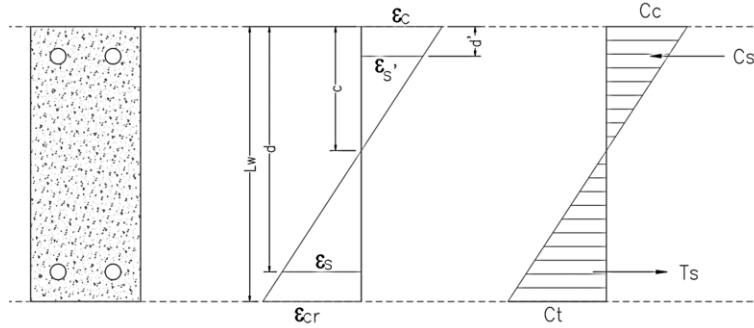
Se consideró una sección no confinada para muros con espesor inferior a 0.15 m, en este caso, los muros tipo 3 analizados serán considerados muros con espesores de 0.12 m

4.1.1.1. Estado de agrietamiento. El estado de agrietamiento se presenta en la sección cuando se alcanza la máxima deformación a tracción en el concreto (ϵ_{cr}), ya que este material cuenta con una capacidad muy baja frente a este esfuerzo. Se considera la deformación de agrietamiento como (AIS, 2010):

$$f_{cr} = 0.62\sqrt{f'_c} \quad (44)$$

$$\epsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c} \quad (45)$$

Partiendo de la premisa anterior, se asumió una distribución de esfuerzos de forma triangular, acudiendo a una deformación unitaria constante por las bajas deformaciones, presentando así un comportamiento elástico en el material conforme a la ley de Hooke.

Figura 30.*Diagrama de deformaciones y esfuerzos en el CR*

En la Figura 30, la fuerza correspondiente al CR será el resultado de integrar toda el área de compresiones (Ecuación 39); la fuerza resultante del acero de refuerzo en compresión (47) y en tracción (48) se obtienen como el producto entre el módulo de elasticidad del acero y la deformación unitaria en la cual se encuentre el material, ya que estos dos materiales también se encuentran en la zona elástica.

$$C_c = \frac{f_c \cdot c \cdot t_w}{2} \quad (46)$$

$$C_s = A_s' \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s'} \quad (47)$$

$$T_s = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s \quad (48)$$

Donde A_s' y A_s corresponde a la suma del acero correspondiente al acero de las barras (A_{sb}) y al acero de la malla electrosoldada (A_{sm}) en la totalidad del muro.

Con la premisa del principio de compatibilidad de deformaciones entre el CR y el acero de refuerzo, y estableciendo un equilibrio de deformaciones, se determina el eje neutro de la sección c , de la siguiente manera:

$$\frac{\varepsilon_{cr}}{L_w - c} = \frac{\varepsilon_s}{d - c} = \frac{\varepsilon_{s'}}{c - d'} = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (49)$$

en este caso se debe resaltar que ya se conoce el valor para la deformación del concreto en la cara extrema sometida a tracción en la ecuación (45), con lo cual, se plantean todas las deformaciones en función de ε_{cr} .

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{L_w - c} \cdot \varepsilon_{cr} \quad (50)$$

$$\varepsilon_{s'} = \frac{c - d'}{L_w - c} \cdot \varepsilon_{cr} \quad (51)$$

$$\varepsilon_c = \frac{c}{L_w - c} \cdot \varepsilon_{cr} \quad (52)$$

Sustituyendo las ecuaciones (50), (51), (52) en las ecuaciones (46), (47), (48) respectivamente, se procedió a realizar el equilibrio de fuerzas actuando sobre la sección.

$$C_c + C_s - T_s - C_t = P \quad (53)$$

En este caso, P corresponde a la carga axial actuando sobre la sección del muro. Sustituyendo las ecuaciones se obtiene:

$$\begin{aligned} & \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cr} \cdot t_w \cdot c^2}{2 \cdot (L_w - c)} + \frac{A_{s'} \cdot E_s \cdot (c - d') \cdot \varepsilon_{cr}}{(L_w - c)} - \frac{A_s \cdot E_s \cdot (d - c) \cdot \varepsilon_{cr}}{(L_w - c)} \\ & - \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cr} \cdot (L_w - c) \cdot t_w}{2} = P \end{aligned} \quad (54)$$

Aplicando factores comunes se obtiene:

$$\begin{aligned} & c[2 \cdot A_{s'} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cr} + 2A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cr} + 2L_w \cdot E_c \cdot \varepsilon_{cr} \cdot t_w + P] \\ & = 2 \cdot A_{s'} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cr} \cdot d' + 2 \cdot A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cr} \cdot d + E_c \cdot \varepsilon_{cr} \cdot t_w \cdot L_w^2 + P \cdot L_w \end{aligned} \quad (55)$$

De la ecuación (55), se obtiene la longitud del eje neutro como:

$$c = \frac{A_{s'} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cr} \cdot d' + A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cr} \cdot d + \frac{E_c \cdot \varepsilon_{cr} \cdot t_w \cdot L_w^2}{2} + P \cdot L_w}{A_{s'} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cr} + A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cr} + L_w \cdot E_c \cdot \varepsilon_{cr} \cdot t_w + P} \quad (56)$$

Luego de obtener el eje neutro se determinó el momento de para el estado de agrietamiento frente al centro de la sección. Obteniendo la curvatura de agrietamiento φ_{Cr} , como:

$$M_{cr} = Cc \cdot \left(\frac{L_w}{2} - \frac{c}{3} \right) + Cs \cdot \left(\frac{L_w}{2} - d' \right) + Ts \cdot \left(\frac{L_w}{2} - d' \right) + Ct \cdot \left(\frac{L_w}{2} - \frac{L_w - c}{3} \right) \quad (57)$$

$$\varphi_{Cr} = \frac{\varepsilon_{cr}}{L_w - c} \quad (58)$$

4.1.1.2. Estado de primera fluencia. En este estado, la sección termina su comportamiento elástico. En varios estudios se considera la rama elástica a la recta que une el origen de coordenadas con el punto (M_y, φ_y) . Este punto se determina cuando el acero a tracción alcanza su fluencia; cabe resaltar que como en la sección se cuenta con dos tipos de acero de refuerzo, el que marca este punto es el acero de las barras ya que su resistencia a la fluencia es menor que el de la malla, para el acero dúctil, se determina la deformación como:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yb}}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021 \quad (59)$$

Para obtener el momento de fluencia y la curvatura de fluencia se requiere obtener la profundidad del eje neutro para la sección en este estado, para esto se realiza el procedimiento descrito en el estado de agrietamiento. Sin embargo, para este estado, ya no se considera el aporte del concreto a tracción.

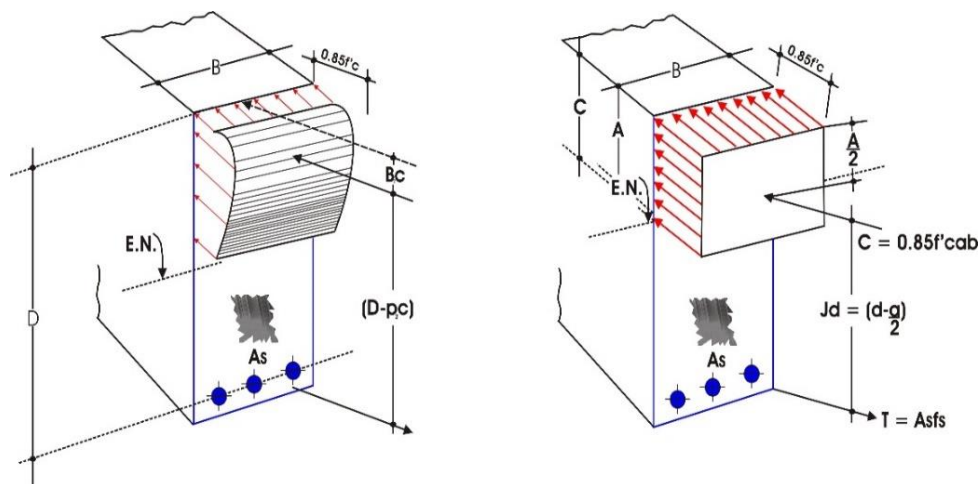
4.1.1.3. Estado máximo. Este estado se presenta en la sección en el momento en que se presenta la máxima concentración de esfuerzos, esta ocurre en el instante en el que el acero de refuerzo asignado como malla electro soldada alcanza su deformación última ya que en este punto este material llega a la rotura, siendo esta igual a 0.0095. Para la distribución de esfuerzos del concreto a compresión se verificó la deformación unitaria en este estado para así determinar si presentaba una distribución triangular en la cual se presenta antes de alcanzar la deformación del

final de la zona elástica (ϵ_c igual 0.002), en el caso en el que dicha deformación supere este valor se realiza el análisis por medio del método del bloque rectangular equivalente (bloque de Whitney) como se menciona en el siguiente estado.

4.1.1.4. Estado último. El estado último de la sección se establece en el instante en el cual el concreto alcanza la máxima deformación útil a compresión, es decir ϵ_{cu} igual a 0.003 (AIS, 2010), en el instante en el que el concreto llega a esta deformación ya ha cruzado por el rango elástico y por tal motivo se necesita otro método para dicho análisis; en éste trabajo se utilizó por simplicidad para los cálculos, el método del bloque rectangular equivalente, que consiste en tomar los esfuerzos de compresión y convertirlos en un esfuerzo de forma rectangular. (Figura 31)

Figura 31.

Bloque rectangular de compresiones equivalente



Nota: Tomado de García, Luis (2012). Diseño de muros estructurales de concreto reforzado. Bucaramanga, Colombia. Conferencia.

Para determinar el momento y la curvatura de la sección asociada al estado último se realiza una compatibilidad de deformación y un equilibrio de fuerzas como los mencionados en el capítulo 4.1.1.1; sin embargo, esta disminución de resistencia en la sección se restringe hasta que se obtiene

una pérdida de un 20% del momento máximo del mismo, ya que en muchos estudios previos se ha definido de esta forma el colapso del elemento estructural. A continuación, se presentan las variaciones que se presentan para las fuerzas actuantes en este estado.

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot t_w \quad (60)$$

$$C_s = ((A_{sb}' \cdot f_{yb}) + (A_{sm}' \cdot E_s \cdot \varepsilon_s')) \quad (61)$$

$$T_s = A_{sb} \cdot f_{yb} \quad (62)$$

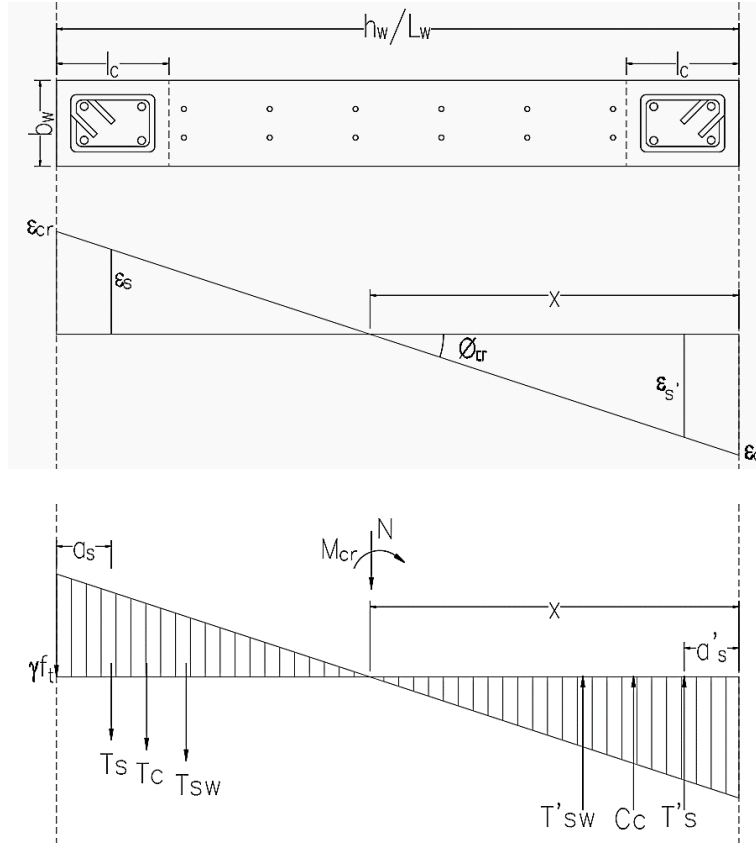
4.1.2. Estados en secciones confinadas

Se considerarán secciones confinadas aquellos muros con espesor mayor o igual a 0.15m. para lo cual se procederá el análisis de sección descrito a continuación:

4.1.2.1. Estado de agrietamiento. En este caso, se procedió de la misma forma que se hizo para las secciones sin confinamiento, esto es, se asumió una distribución de esfuerzos de forma triangular, acudiendo a una deformación unitaria constante por las bajas deformaciones, presentando así un comportamiento elástico en el material conforme a la ley de Hooke. En este caso se consideraron los aportes del confinamiento presente en los elementos de borde en el muro. Can Song et al. (2013).

Figura 32.

Diagrama de deformaciones y esfuerzos en el CR confinado bajo agrietamiento



Nota: Adaptado de Can, S., Feng, L., Huajng, Z. (2013) Moment-curvature relationship analysis of high-strength concrete shear wall. Applied mechanics and materials. Vol. 368-370. P 1539-1546.

Realizando el correspondiente equilibrio de fuerzas y desplazamientos con la premisa de compatibilidad de deformaciones, donde h_{wo} es la longitud efectiva del muro, y donde $\gamma \cdot f_t$ se define como el esfuerzo en la fibra extrema del concreto a compresión, donde, $\varepsilon_{tu} = \gamma \cdot f_t / E_c$, es su respectiva deformación, a partir del Figura 32 se obtuvo:

$$\phi_{cr} = \frac{\varepsilon_{tu}}{(h_w - x)} \quad (63)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= x \cdot \phi_{cr} & \varepsilon_s &= (h_{wo} - x) \cdot \phi_{cr} & \sigma_s &= E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \cdot (h_{wo} - x) \cdot \phi_{cr} \\ \sigma'_s &= E_s \cdot \varepsilon'_s = E_s \cdot (x - a'_s) \cdot \phi_{cr} & T_s &= \sigma_s \cdot A_s = E_s \cdot (h_{wo} - x) \cdot \phi_{cr} \cdot A_s \end{aligned} \quad (64)$$

Donde, ϕ_{cr} como la curvatura en la que se agrieta el concreto y donde h_{wo} se encuentra estará definida como $0.7 h_w$ (Can Song et al. 2013), De esta manera, al realizar el balance de fuerzas se tiene:

$$T'_{sw} + C_c + T'_s = T_s + T_{sw} + T_c + N$$

$$E_s \cdot (h_{wo} - x) \cdot \phi_{cr} \cdot A_s + \frac{1}{2} \cdot E_s \cdot (h_{wo} - x)^2 \cdot b_w \cdot \rho_w \cdot \phi_{cr} + \frac{1}{2} \gamma \cdot f_t \cdot b_w \cdot (h_w - x) + P = E_s \cdot (x - a'_s) \cdot \phi_{cr} \cdot A'_s + \frac{1}{2} \cdot E_s \cdot (x - a'_s)^2 \cdot b_w \cdot \rho_w \cdot \phi_{cr} + \frac{1}{2} \cdot E_c \cdot x^2 \cdot b_w \cdot \phi_{cr} \quad (65)$$

$$\phi_{cr} = \frac{N + \frac{1}{2} \gamma \cdot f_t \cdot b_w \cdot (h_w - x)}{\frac{1}{2} \cdot E_c \cdot x^2 \cdot b_w - E_s \cdot (h_w - 2x) \cdot [A_s + \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot \rho_w (h_{wo} - a'_s)]}$$

Igualando la ecuación (63) con la ecuación (65) se obtiene el valor del eje neutro resolviendo la ecuación cuadrática definida como:

$$\left[\frac{E_c \cdot \varepsilon_{tu} \cdot b_w}{2} - \frac{\gamma \cdot f_t \cdot b_w}{2} \right] x^2 + [2 \cdot E_s A_s \varepsilon_{tu} + b_w \cdot \rho_w \cdot h_{wo} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{tu} - b_w \cdot \rho_w \cdot a'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{tu} + \gamma \cdot f_t \cdot b_w \cdot h_w + N] x + \left[\frac{b_w \cdot \rho_w \cdot a'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{tu}}{2} - h_w \cdot A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{tu} - \frac{b_w \cdot \rho_w \cdot h_{wo} \cdot h_w \cdot E_s \cdot \varepsilon_{tu}}{2} - \frac{\gamma \cdot f_t \cdot b_w \cdot h_w^2}{2} - N \cdot h_w \right] = 0 \quad (66)$$

Donde,

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

$$a = \frac{E_c \cdot \varepsilon_{tu} \cdot b_w}{2} - \frac{\gamma \cdot f_t \cdot b_w}{2} \quad (67)$$

$$b = 2 \cdot E_s A_s \varepsilon_{tu} + b_w \cdot \rho_w \cdot h_{wo} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{tu} - b_w \cdot \rho_w \cdot a'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{tu} + \gamma \cdot f_t \cdot b_w \cdot h_w + N$$

$$c = \frac{b_w \cdot \rho_w \cdot a'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{tu}}{2} - h_w \cdot A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{tu} - \frac{b_w \cdot \rho_w \cdot h_{wo} \cdot h_w \cdot E_s \cdot \varepsilon_{tu}}{2} - \frac{\gamma \cdot f_t \cdot b_w \cdot h_w^2}{2} - N \cdot h_w$$

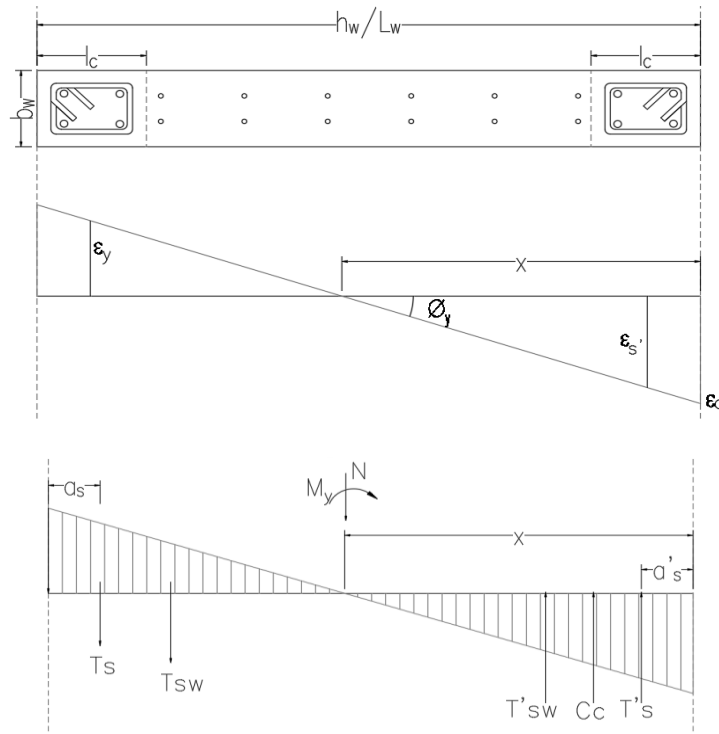
Luego de obtener el eje neutro, se determinó el momento presente el estado de agrietamiento frente al centro de la sección. Obteniendo:

$$M_{cr} = \frac{T'_{sw}}{6} \cdot (3 \cdot h_w - 4 \cdot a'_s - 2x) + T_s \cdot \left(\frac{h_w}{2} - a'_s\right) + T_{sw} \cdot (h_w - 4 \cdot a'_s + 2x) + \frac{T_c}{6} \cdot (h_w + 2x) + T'_s \cdot \left(\frac{h_w}{2} - a'_s\right) + \frac{C_c}{6} \cdot (3 \cdot h_w - 2x) \quad (68)$$

4.1.2.2. Estado de Primera Fluencia. En este estado, la sección termina su comportamiento elástico, cuando la deformación en el refuerzo longitudinal de la región a tracción en el muro alcanza ε_y , la sección transversal del muro alcanzará el estado límite de fluencia y la correspondiente deformación de la fibra más extrema del concreto corresponderá a ε_c . Para este caso no se considerará el concreto a tracción, y el concreto a compresión es considerado bajo una distribución lineal triangular simétrica respecto a la fluencia del acero.

Figura 33.

Diagrama de deformaciones y esfuerzos en el CR confinado bajo fluencia



Nota: Adaptada de Can, S., Feng, L., Huajng, Z. (2013) Moment-curvature relationship analysis of high-strength concrete shear wall. Applied mechanics and materials. Vol. 368-370. P 1539-1546.

Para obtener el momento de fluencia y la curvatura de fluencia se requiere obtener la profundidad del eje neutro para la sección en el estado de primera fluencia del acero, para esto se realiza el procedimiento descrito en el capítulo 4.1.2.1, sin considerar el aporte del concreto a tracción.

Realizando el correspondiente equilibrio de fuerzas y desplazamientos con la premisa de compatibilidad de deformaciones, a partir del Figura 33 se obtuvo:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{(h_{wo} - x)} \quad (69)$$

$$\varepsilon_c = x \cdot \phi_y \quad \varepsilon'_s = (x - a'_s) \cdot \phi_y \quad T_s = F_y \cdot A_s$$

$$T'_s = E_s \cdot (x - a'_s) \cdot \phi_y \cdot A'_s \quad T_{sw} = \frac{\rho_w \cdot b_w \cdot (h_{wo} - x) \cdot f_y}{2} \quad (70)$$

$$T'_{sw} = \frac{\rho_w \cdot b_w \cdot (x - a'_s)^2 \cdot E_s \cdot \phi_y}{2}$$

$$C_c = \frac{b_w \cdot E_c \cdot \phi_y x^2}{2}$$

Al realizar el balance de fuerzas se tiene:

$$T_s + T_{sw} + N = T'_{sw} + C_c + T'_s$$

$$N + \frac{1}{2} \rho_w \cdot b_w \cdot (h_{wo} - x) \cdot f_y + f_y \cdot A_s = E_s \cdot (x - a'_s) \cdot \phi_y \cdot A'_s + \frac{1}{2} \rho_w \cdot b_w \cdot \quad (71)$$

$$(x - a'_s)^2 \cdot E_s \cdot \phi_y + \frac{1}{2} b_w \cdot E_c \cdot \phi_y x^2$$

A partir de la ecuación (71) se resuelve la condición de ϕ_y para proceder a igualarlas y resolver el sistema para determinar el eje neutro para la condición de fluencia.

$$\left[\frac{1}{2} [b_w \cdot \rho_w \cdot f_y - b_w \cdot E_c \cdot \varepsilon_y - \rho_w \cdot b_w \cdot E_s \cdot \varepsilon_y] \right] x^2 + [-P - f_y \cdot A_s - \rho_w \cdot b_w \cdot h_{wo} \cdot f_y - E_s \cdot \varepsilon_y \cdot A_s] x + \left[N \cdot h_{wo} + f_y \cdot h_{wo} \cdot A_s + \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot b_w \cdot h_{wo}^2 \cdot f_y - E_s \cdot a'_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_y + \frac{1}{2} \rho_w \cdot b_w \cdot a'^2_s \cdot \varepsilon_y \right] = 0 \quad (72)$$

Donde,

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

$$a = \frac{1}{2} [b_w \cdot \rho_w \cdot f_y - b_w \cdot E_c \cdot \varepsilon_y - \rho_w \cdot b_w \cdot E_s \cdot \varepsilon_y] \quad (73)$$

$$b = -P - f_y \cdot A_s - \rho_w \cdot b_w \cdot h_{wo} \cdot f_y - E_s \cdot \varepsilon_y \cdot A_s$$

$$c = P \cdot h_{wo} + f_y \cdot h_{wo} \cdot A_s + \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot b_w \cdot h_{wo}^2 \cdot f_y - E_s \cdot a'_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_y + \frac{1}{2} \rho_w \cdot b_w \cdot a'^2_s \cdot \varepsilon_y$$

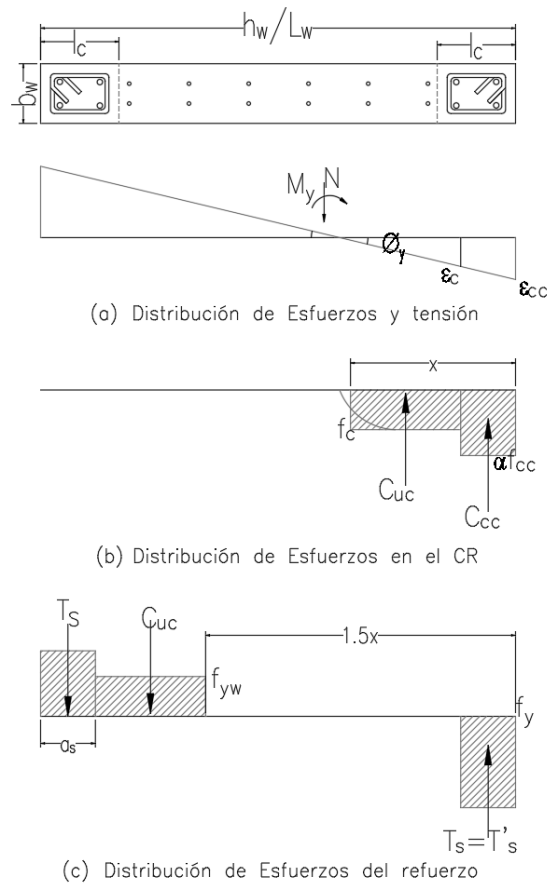
Luego de obtener el eje neutro se determinó el momento para el estado de fluencia frente al centro de la sección. Obteniendo:

$$M_y = \frac{T'_{sw}}{6} \cdot (3 \cdot h_w - 4 \cdot a'_s - 2x) + T_s \cdot \left(\frac{h_w}{2} - a_s \right) + \frac{T_{sw}}{6} \cdot (h_{wo} - 3 \cdot a_s + 2x) + T'_s \cdot \left(\frac{h_w}{2} - a'_s \right) + \frac{C_c}{6} \cdot (3 \cdot h_w - 2x) \quad (74)$$

4.1.2.3. Estado Máximo. Se contempla que la sección ha alcanzado la capacidad máxima de carga cuando, la fibra más extrema del CR confinado alcanza la deformación de compresión máxima ε_{cc} y la zona no confinada alcanza la deformación por compresión máxima del concreto ε_c . Para este análisis no se considera la participación del concreto a tracción; de esta manera, asumiendo que el refuerzo longitudinal bajo los efectos de las cargas se encuentra en fluencia y la simetría en la sección de CR, se tiene el comportamiento de la Figura 34.

Figura 34.

Diagrama de deformaciones y esfuerzos en el CR confinado bajo carga máxima.



Nota: Adaptada de Can, S., Feng, L., Huajng, Z. (2013) Moment-curvature relationship analysis of high-strength concrete shear wall. Applied mechanics and materials. Vol. 368-370. P 1539-1546.

$$\phi_m = \frac{\epsilon_{cc}}{0.8x} = \frac{\epsilon_{cc}}{1.25\xi h_{wo}} \quad (75)$$

En este caso ϵ_{cc} es el esfuerzo máximo de compresión en el concreto confinado. Las relaciones adoptadas por la literatura están dadas como:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cc} &= (1 + 3.50\lambda_v)\varepsilon_{co} \\ \varepsilon_{ccu} &= (2.34 + 2.49\lambda_v^{0.73})\varepsilon_{cc} \\ f_{cc} &= (1 + 1.79\lambda_v)f_c\end{aligned}\tag{76}$$

Donde ε_{cc} es el esfuerzo máximo del concreto confinado; ε_{co} es el esfuerzo máximo del concreto no confinado tomando el valor de 0.0018; λ_v es el valor característico del refuerzo; f_{cc} es la resistencia a compresión del concreto confinado; f_c es la resistencia a compresión del concreto no confinado.

Realizando el equilibrio de fuerzas bajo estas condiciones, se obtiene:

$$\begin{aligned}T_{sw} + N &= C_{cc} + C_{uc} \\ T_{sw} &= f_{yw} \cdot \rho_w \cdot b_w \cdot (h_{wo} - 1.5x) \\ C_{cc} &= \alpha \cdot A_{cc} \cdot f_{cc} = \alpha \cdot l_c \cdot b_w \cdot f_{cc}; \quad \alpha = 0.8 \\ C_{uc} &= f_c \cdot b_w \cdot (x - l_c)\end{aligned}\tag{77}$$

En este caso, l_c es la longitud transversal de la sección confinada.

Cuando $x > l_c$, es decir cuando la longitud de compresión es mayor a la longitud del elemento de borde (concreto confinado), se sustituyen los parámetros relevantes en la ecuación (77), obteniéndose así el valor del eje neutro como:

$$x = \frac{N + f_{yw} \cdot \rho_w \cdot b_w \cdot h_{wo} + 0.8 \cdot l_c \cdot b_w \cdot f_{cc} + f_c \cdot b_w l_c}{1.5 \cdot f_{yw} \cdot \rho_w \cdot b_w + f_c \cdot b_w}\tag{78}$$

Para esta condición el momento de la sección estará definido como:

$$\begin{aligned}M_p &= \frac{0.8 \cdot l_c \cdot b_w \cdot f_{cc} \cdot (h_w - l_c)}{2} + \frac{b_w \cdot (x - l_c) \cdot f_c \cdot (h_w - l_c - x)}{2} \\ &\quad + \frac{b_w \cdot (h_{wo} - 1.5x) \cdot \rho_w \cdot f_{yw} \cdot (1.5x - a_s)}{2} + 2 \cdot f_y \cdot A_s \left(\frac{h_w}{2} - a_s \right)\end{aligned}\tag{79}$$

Cuando $x < l_c$, es decir cuando la longitud de compresión es menor a la longitud del elemento de borde (concreto confinado), se sustituyen los parámetros relevantes en la ecuación (77), obteniéndose así el valor del eje neutro como:

$$x = \frac{N + f_{yw} \cdot \rho_w \cdot b_w \cdot h_{wo}}{1.5 \cdot f_{yw} \cdot \rho_w \cdot b_w + 0.8 \cdot f_{cc} \cdot b_w} \quad (80)$$

Para esta condición el momento de la sección estará definido como:

$$M_u = \frac{0.8 \cdot x \cdot b_w \cdot f_{cc} \cdot (h_w - x)}{2} + 2 \cdot f_y \cdot A_s \left(\frac{h_w}{2} - a_s \right) + \frac{b_w \cdot (h_{wo} - 1.5x) \cdot \rho_w \cdot f_{yw} \cdot (1.5x - a_s)}{2} \quad (81)$$

El estado último de la sección para este caso de estudio se establece en la máxima deformación del concreto ε_u igual a 0.003, momento en el cual el concreto sale del rango elástico, por lo cual se aplica el método de bloque rectangular para determinar los esfuerzos.

Para determinar el momento y la curvatura de la sección asociada al estado último se realiza una compatibilidad de deformación y un equilibrio de fuerzas; sin embargo, esta disminución de resistencia en la sección se restringe hasta que se obtiene una pérdida de un 20% del momento máximo del mismo, ya que en muchos estudios previos se ha definido de esta forma el colapso del elemento estructural (Torres, 2019).

$$\varepsilon_u = 0.005$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{ccu}}{0.8 x} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{1.25 \xi h_{wo}} \quad (82)$$

Considerando los estudios previos disponibles en la literatura (Thomsen J H, Wallace J.,2004), se puede determinar la longitud del eje neutro de acuerdo con las ecuaciones (78) o (80).

4.2. Curvas de capacidad

Las expresiones simplificadas desarrolladas para obtener el diagrama momento-curvatura de muros con y sin confinamiento en los elementos de borde presentadas en el capítulo 4.1, se utilizan para determinar los desplazamientos en la parte superior de los muros, tal y como se mostró en el

capítulo 2.10. En cuanto al cortante basal, éste se determina a partir de la fdp obtenida en el capítulo 3.2.3.3, esto es:

$$V = \frac{M}{\left(\frac{M}{V \cdot L_w}\right) \cdot L_w} \quad (83)$$

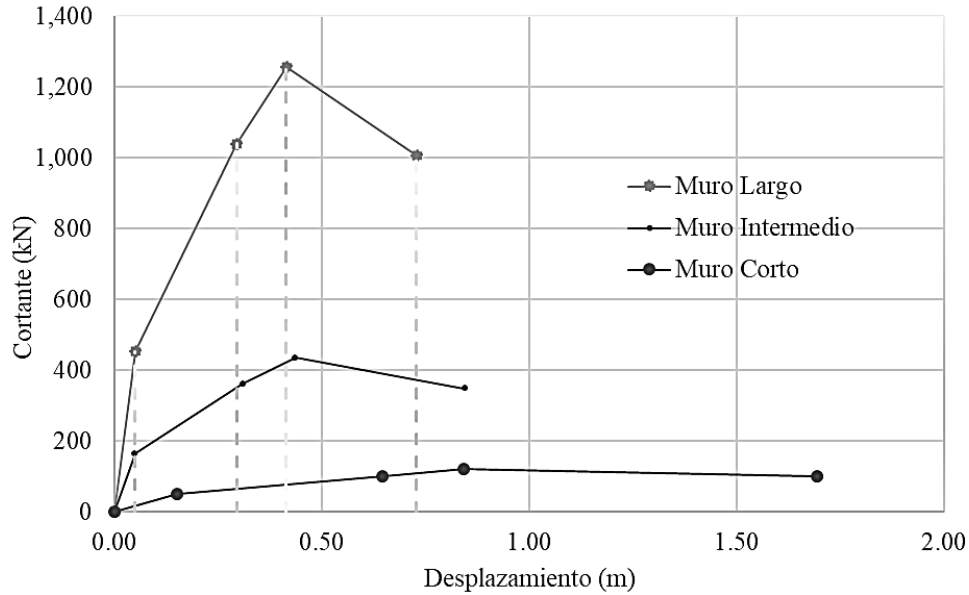
. En la Figura 35 se visualizan los comportamientos en las curvas de capacidad de las 3 tipologías de muros analizas (tipo 1, tipo 2 y tipo 3). Descritos en la Tabla 21, se presentan las propiedades y condiciones de carga axial en el primer nivel del edificio, a las cuales se encuentran sometidos los muros enunciados.

Tabla 21

Propiedades de los muros

	LONGITUD [m]	ESPESOR [m]	CARGA AXIAL [kN]	ALR [%]
Muro tipo 1	6.05	0.25	9,197.2	21.72
Muro tipo 2	4.54	0.25	2,987.6	9.40
Muro tipo 3	2.5	0.20	3,206.7	22.91

A partir de las curvas de capacidad individual de los muros se determina la curva de capacidad del edificio, por medio del aporte individual en cada estado (agrietamiento, fluencia y último). En este orden de ideas, los estados estarán limitados por los desplazamientos del muro que alcance primero la condición de agrietamiento (Δ_{cr}), fluencia (Δ_y), y último (Δ_u). En la Figura 35, se presentan los límites de desplazamiento regidos, que para este caso se presentan en el muro de largo de longitud 6.05m.

Figura 35.*Aportes de capacidad de cada muro*

Para determinar el cortante del edificio en cada estado, se calcula el aporte a partir del caso límite, para progresivamente obtener el aporte total de cada tipología de muros (ecuación (84)).

$$V_b = V_{ML} \cdot \#M_L + V_{MI} \cdot \#M_I + V_{MC} \cdot \#M_C \quad (84)$$

Donde,

$\#M_L$, $\#M_I$, $\#M_C$, hace referencia a la cantidad de muros con estas características.

Si el desplazamiento del edificio se encuentra antes del desplazamiento de agrietamiento del muro en análisis, la fuerza cortante se determina como se presenta en la ecuación (85); cuando se encuentra entre el desplazamiento de agrietamiento y fluencia del muro, el cortante se determina como en la ecuación (86) y cuando se encuentra entre la fluencia y el estado último, se determina como en la ecuación (87).

$$V = \frac{V_{cr}}{\Delta_{cr}} \cdot \Delta_{cr} \quad (85)$$

$$V = \frac{V_y - V_{cr}}{\Delta_y - \Delta_{cr}} \cdot (\Delta_y - \Delta_{cr}) + V_{cr} \quad (86)$$

$$V = \frac{V_u - V_y}{\Delta_u - \Delta_y} \cdot (\Delta_u - \Delta_y) + V_y \quad (87)$$

5. Cálculo de la curva de capacidad de dos casos de estudio a partir del análisis de sección de los muros representativos

Para la validación de los modelos simplificados se seleccionaron de la base de datos dos casos de estudio, tomando con ello edificios de 20 pisos, con factor de forma rectangular (2.80 y 3.14) y densidades de muros en dirección x y y mayores a 3.0%, en la selección también se tuvo en cuenta que la deriva de techo analizada en el capítulo 3.1.4, no excediera el límite permitido en el reglamento NSR-10 (AIS, 2010). Así mismo, a partir de los datos arrojados en el análisis lineal, se definen las cargas y fuerzas a las que se encuentran sometidos los muros representativos analizados. Para el análisis de los muros representativos de cada caso de estudio se tienen en cuenta las siguientes condiciones de materiales:

Tabla 22

Propiedades del concreto

CONCRETO	
Resistencia a la compresión (MPa) [f'_c]	28
Módulo de elasticidad (MPa) [E_c]	$4700\sqrt{28}$
Deformación unitaria de agrietamiento [ϵ_{cr}]	0.00013
Deformación unitaria máxima del concreto [ϵ_{cu}]	0.005

Nota: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

Tabla 23

Propiedades de las barras de acero

ACERO DUCTIL (BARRAS CORRUGADAS)	
Resistencia a la tracción (MPa) [f_y]	420
Módulo de elasticidad (MPa) [E_s]	200000
Deformación unitaria para la fluencia [ϵ_y]	0.0021
Deformación unitaria para la falla [ϵ_{sm}]	0.11

Nota: González, V. Botero, J. Rochel, R. Vidal, J. Álvarez, M. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. Ingeniería y ciencia, 1 (1), P. 67-76.

Tabla 24

Propiedades de la malla electrosoldada

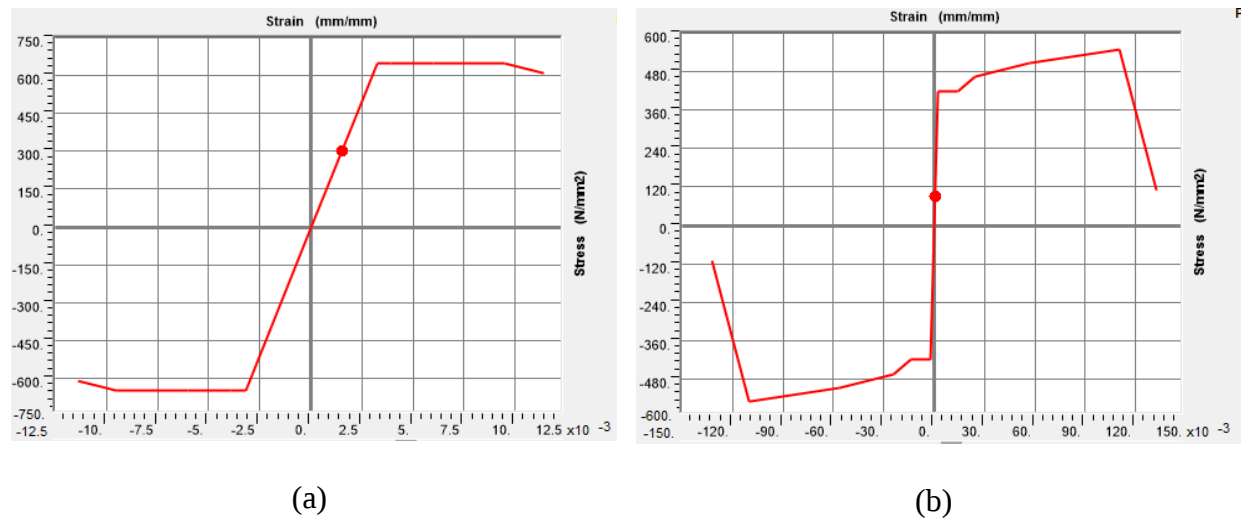
MALLA ELECTROSOLDADA	
Resistencia a la tracción (MPa) [f_y]	648
Módulo de elasticidad (MPa) [E_s]	200000
Deformación unitaria para la fluencia [ϵ_y]	0.0032
Deformación unitaria para la falla [ϵ_{sm}]	0.0095

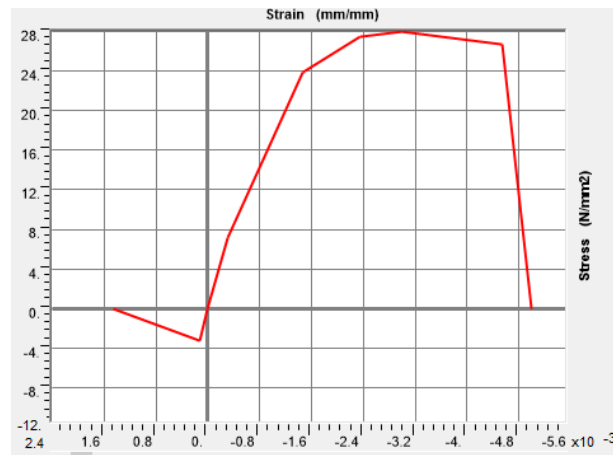
Nota: Tomado de Carrillo, J., & Alcocer, S. (2013). Resistencia a Cortante de Muros de Concreto Reforzado para Diseño Sísmico de Vivienda de Baja Altura. En Revista Técnica ACI - ISSN 2011-1592 (Vol. 25).

De acuerdo con las características mecánicas lineales y no lineales de los elementos que hacen parte de la resistencia del elemento analizado, se definen los parámetros no lineales para el concreto (Figura 36(c)) y las dos configuraciones del refuerzo, en este caso, la malla electrosoldada (Figura 36) y el refuerzo dúctil o convencional(Figura 36(b)), en el programa de modelamiento SAP 2000.

Figura 36

Representación parámetros no lineales a)Malla electrosoldada, b)Refuerzo Dúctil, c)Concreto no confinado





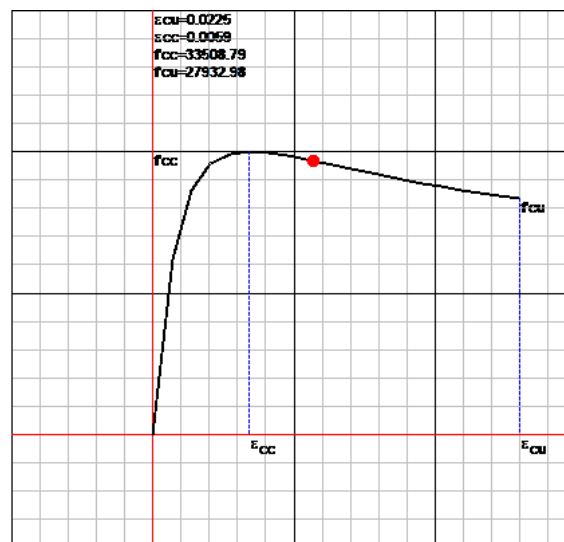
(c)

Nota: Elaboración propia a partir del modelado en SAP 2000.

Para el caso del concreto confinado, se tienen en cuenta en cada uno de los elementos analizados la distribución de refuerzo requerido en distribución de estribos, asignando para ello el modelo de Mander, proporcionado por el Software. En la Figura 37, se observa la definición de confinamiento para el muro de la Figura 37.

Figura 37

Representación parámetros no lineales del concreto confinado.



Nota: Elaboración propia a partir del modelado en SAP 2000.

5.1. Casos de estudio

5.1.1. Caso I: Edificio de 20 pisos

Este caso de estudio consta de un edificio de 20 pisos, con factor de forma rectangular, con una dimensión longitudinal de 47.20 m y transversal de 16.88 m, un área de la planta típica de 713.37 m², espesores de muros entre 0.20 m y 0.30 m y una altura de entre piso de 2.50m. En la Figura 38 se muestra una planta típica del edificio y en la Tabla 25 se presentan los macro parámetros correspondientes a este caso de estudio.

Tabla 25

Macro parámetros caso de estudio I.

Item	N Pisos	Ht [m]	Hs [m]	f'c [MPa]	tw [m]	Factor de Forma	Área [m ²]	Dx [%]	Dy [%]
BUC-07-20P	20	50.0	2.50	35	0.20-0.30	RECTANGULAR	713.37	2.6%	4.1%

Item	N Pisos	Hw [m]	Periodo [seg]		Derivas de Cubierta [%]		Relaciones de la estructura	
			Tx	Ty	Dx	Dy	Ht/tx	Ht/ty
BUC-07-20P	20	50.00	2.45	1.92	1.40%	1.30%	20.4	26.1

Para el análisis de la curva de capacidad se tienen en cuenta los 12 muros representativos los cuales se muestran resaltados en la Figura 38. De los cuales se extrae del modelo matemático las cargas a las cuales por efectos sísmicos y gravitacionales se encuentran sometidos. A partir del software SAP 2000 y el módulo *Section Designer*, se obtienen los diagramas momento curvatura de cada sección crítica, enfatizando en ellos los puntos de agrietamiento del concreto, primera fluencia de las barras de acero, momento máximo y el momento último, caso presente ante la falla en el acero o en la falla el concreto, aquella condición que se presente primero.

En la Tabla 26, se muestran las solicitaciones que actúan sobre los 12 muros seleccionados como los responsables de atender la demanda sísmica en ambas direcciones. Para su asignación en el análisis se tienen en cuenta la cantidad de muros de igual tipología presentes en la planta estructural para determinar su aporte total.

Figura 38.

Geometría en planta del Caso de Estudio I, muros representativos.

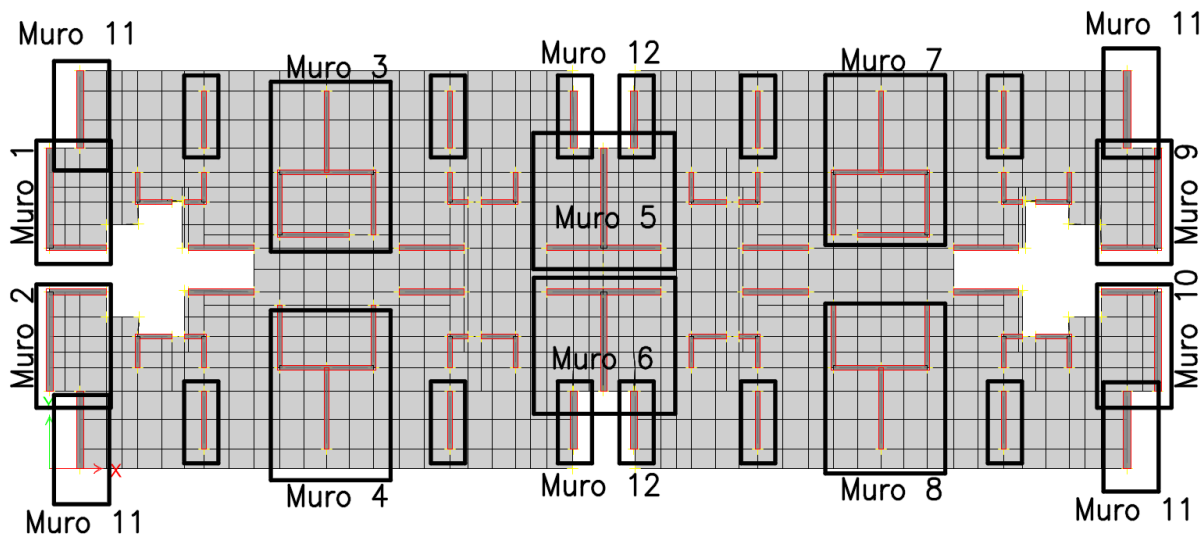


Tabla 26

Características de los modelos de edificaciones representativas de la base de datos.

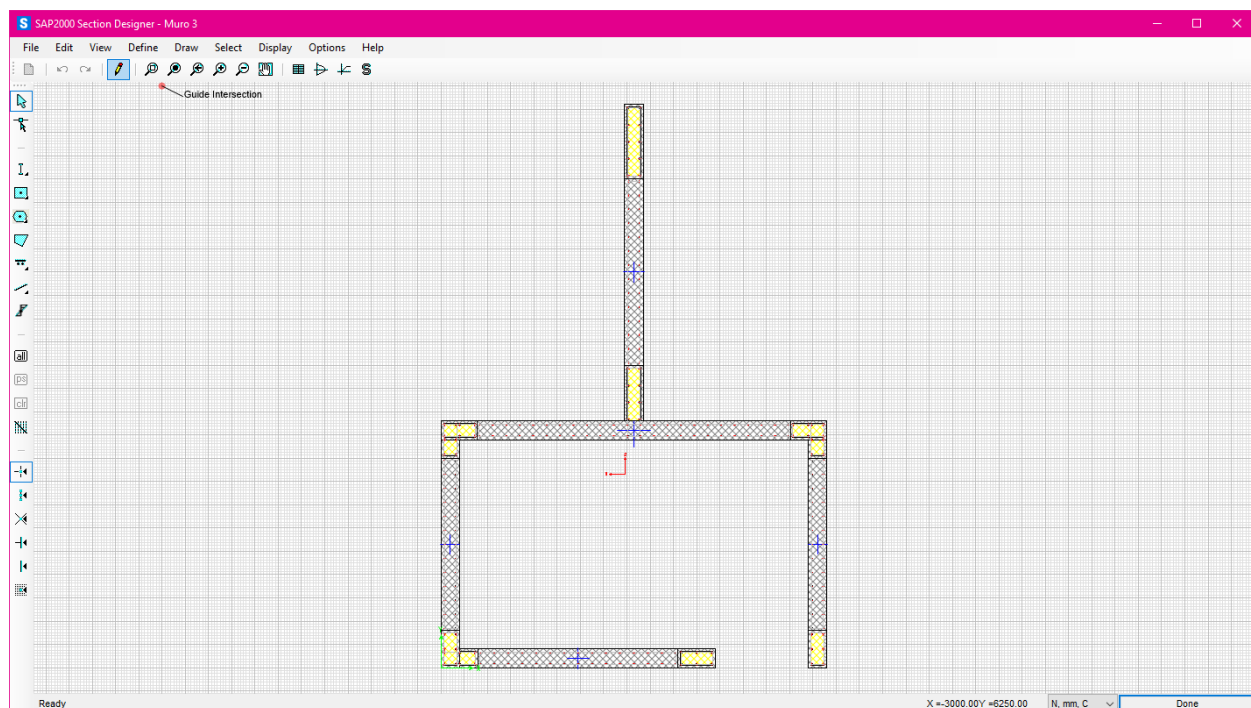
PIER	P (kN)	V2 (kN)	V3(kN)	T	M2 (KN-m)	M3 (kN - m)
Muro 1	-2987.62	0.11	4.69	-3.32	66.50	232.80
Muro 2	-2983.37	3.27	3.81	0.55	-68.40	248.13
Muro 3	-9197.23	-4.58	-14.15	-12.51	686.37	40.83
Muro 4	-8333.62	0.23	7.54	0.78	266.14	0.51
Muro 5	-5360.36	0.01	5.35	0.01	241.92	0.40
Muro 6	-5298.78	0.00	-1.88	-0.04	361.50	0.40
Muro 7	-9197.24	4.61	-14.14	12.52	686.74	-39.14
Muro 8	-8333.63	-0.21	7.54	-0.76	266.43	1.29
Muro 9	-2987.62	0.12	-4.71	3.34	-66.92	233.57
Muro 10	-2983.38	3.27	-3.82	-0.56	68.20	248.22
Muro 11	-2511.13	4.19	-10.63	-1.16	-8.86	74.15
Muro 12	-3206.73	-16.09	6.84	4.73	5.70	14.18

5.1.1.1. Análisis de sección. Para el análisis de sección por medio del módulo *Section Designer*, del programa SAP 2000, se tuvo en cuenta, la geometría definida en planos y el refuerzo requerido por diseño, o el suministrado en planos estructurales, si se contaba con ellos, igualmente se incorporan al modelo las zonas correspondientes a los elementos de borde, con sus respectivas condiciones de confinamiento.

En la Figura 39 se observa la definición del Muro 3 con sus respectivas zonas confinadas y refuerzo en el alma.

Figura 39.

Asignación de Geometría Muro 3



- En la Figura 40 se presenta el diagrama de momento curvatura del muro 3 en el cual se resaltan los puntos mencionados anteriormente de agrietamiento, fluencia, máximo y el 20% de pérdida de capacidad, a partir de los cuales determinar la curva de capacidad del

mismo, por medio de la relación de curvatura y deformación (Ver Figura 40(b)) de la siguiente manera, Agrietamiento del concreto:

$$V_{cr} = \frac{M_{cr}}{\frac{M}{VL_w} * L_w} \quad (88)$$

Donde, M_{cr} es el momento donde se agrieta el concreto, M y V son el momento y el cortante en la base y L_w es la longitud del muro (Bonett, 2019).

$$\Delta_{cr} = \frac{\varphi_{cr} * H_e^2}{3} \quad (89)$$

Con φ_{cr} como la curvatura en la que se agrieta el concreto y el H_e se toma como el 70% de la altura total del muro.

- Primera fluencia del acero de refuerzo a tracción:

$$V_y = \frac{M_y}{\frac{M}{VL_w} * L_w} \quad (90)$$

Siendo M_y el momento de fluencia del acero.

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y * H_e^2}{3} \quad (91)$$

Donde φ_y es la curvatura en la que fluye el acero de refuerzo.

- Momento máximo:

$$V_m = \frac{M_m}{\frac{M}{VL_w} * L_w} \quad (92)$$

Teniendo en cuenta que, M_m es el momento máximo que soporta el muro.

$$\Delta_m = \Delta_y + (\varphi_m - \varphi_y) * L_p * (H_e - 0.5L_p) \quad (93)$$

En donde, Δ_y es el desplazamiento cuando se presenta la fluencia en el acero de refuerzo, φ_m es la curvatura cuando se presenta el máximo momento del muro.

– Momento último:

$$V_u = \frac{M_u}{\frac{M}{V L_w} * L_w} \quad (94)$$

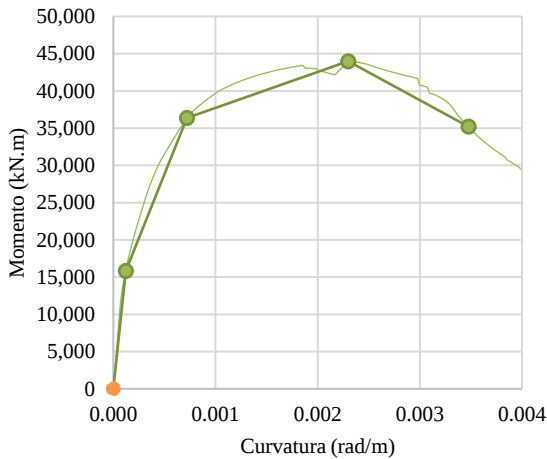
M_u es el momento último asociado a la condición de falla.

$$\Delta_u = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) * L_p * (H_e - 0.5L_p) \quad (95)$$

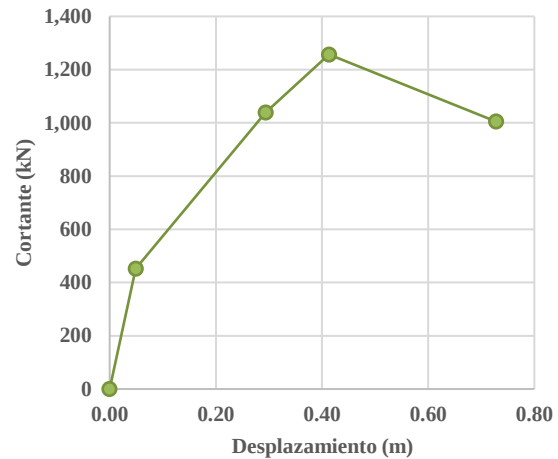
φ_u es la curvatura donde se encuentra el momento último del muro.

Figura 40.

a) Diagrama de Momento Curvatura y b) Curva de Capacidad del Muro 3



(a)



(b)

Ya teniendo estos puntos para cada uno de los muros, se compararon los desplazamientos de los muros buscando cuál de ellos presenta primero alguno de los estados encontrados anteriormente en el análisis de la sección. Cuando ya se tiene el orden de los estados, del que

ocurre primero hasta que falla uno de los diez muros, se procede a encontrar la capacidad a cortante del edificio en el instante en el cual se presenta el desplazamiento de falla.

En la Figura 41, se presentan las representaciones gráficas de momento curvatura de los 12 muros representativos del edificio, a partir de las cuales se determina la curva de capacidad de cada uno de ellos (Figura 42), aplicando las ecuaciones del capítulo 5.1.1.1.

Figura 41.

Curvas de momento curvatura de muros Representativos de la edificación

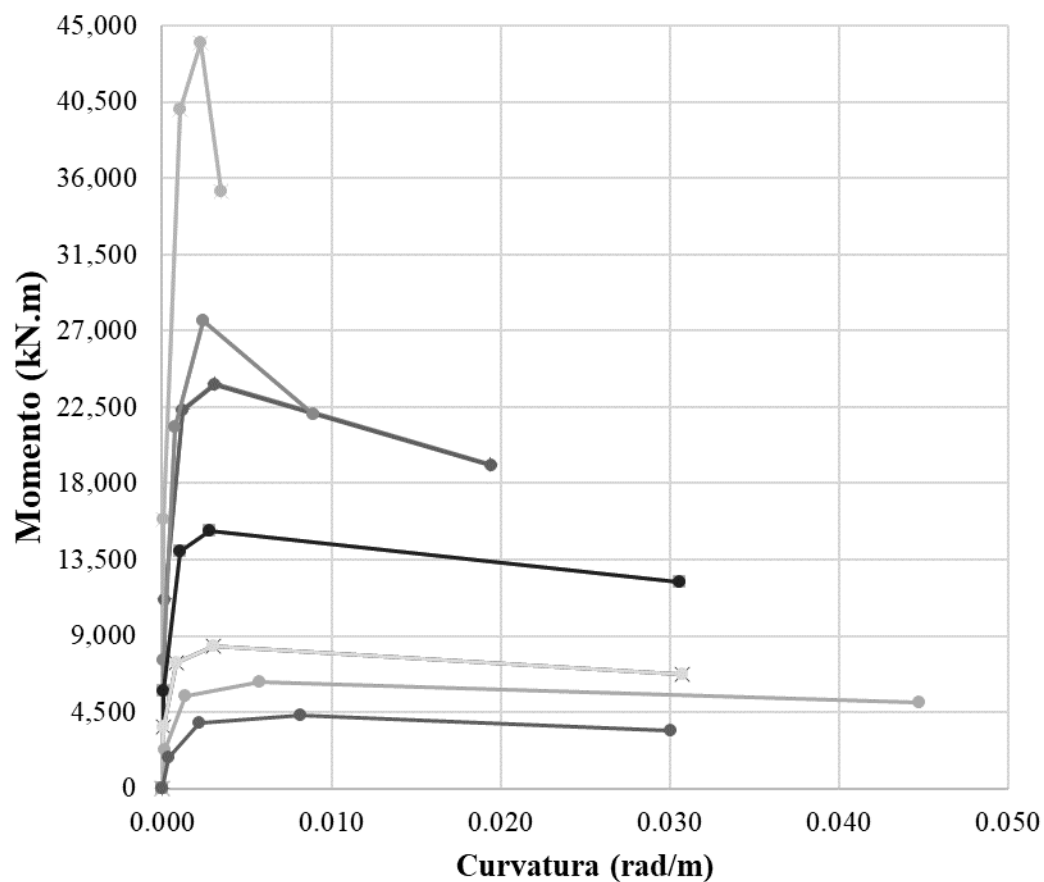
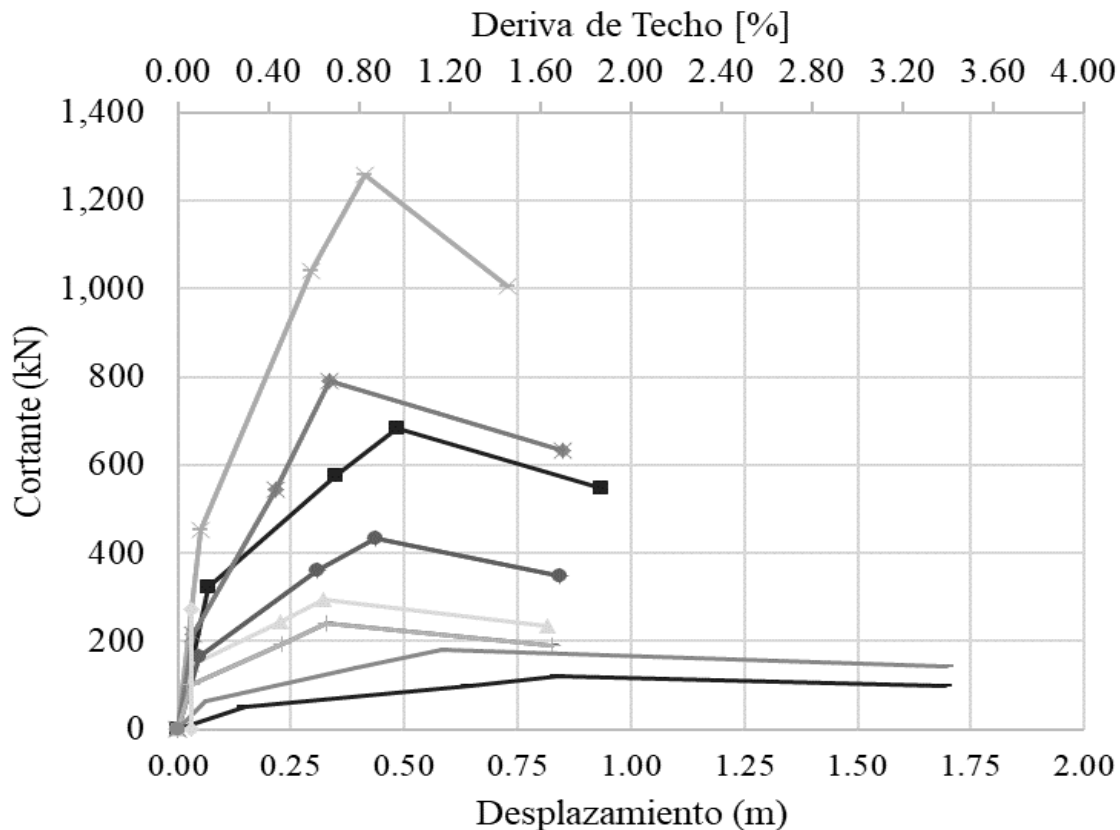


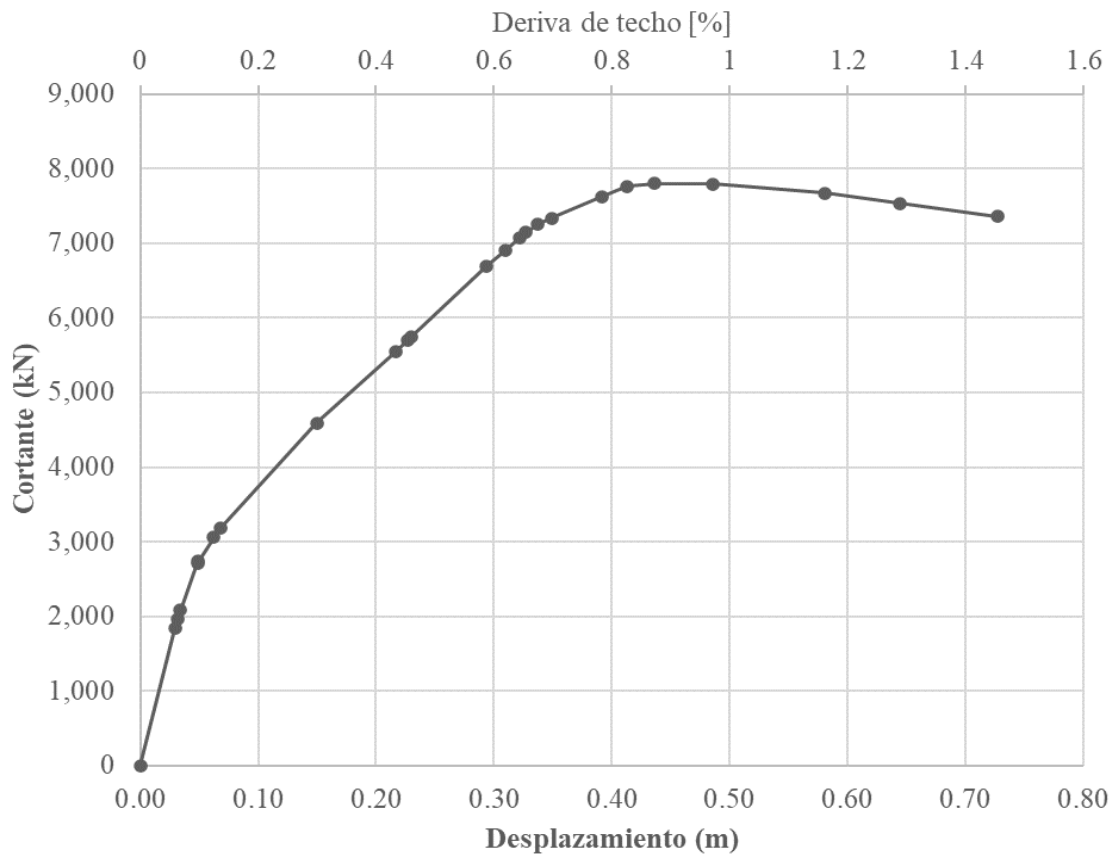
Figura 42.*Curvas de Capacidad de los Muros*

A partir de las curvas de capacidad independientes de cada uno de los muros, se puede generar la curva de capacidad de toda la estructura, teniendo en cuenta las condiciones de falla de cada uno de los muros, en cada instante de desplazamiento. Se observó que la condición máxima de desplazamiento que rige la configuración de la estructura es de aproximadamente 0.72m, correspondiente a una deriva de techo de 1.45%, punto en el cual se inicia la degradación de la rigidez de la estructura (Figura 43), y la sucesiva falla de aquellos muros con mayor ductilidad. Comportamiento que puede ser mejor observado en la Figura 42, donde son los muros más cortos

debido a su alta capacidad de deformación, se activan a partir de grandes desplazamientos y por lo tanto, controlan la caída de la curva de capacidad.

Figura 43.

Curvas de Capacidad de la Estructura



Finalmente, para la determinación del coeficiente de disipación de energía se aplicó las recomendaciones del NEHRP (1988), de acuerdo con lo enunciado en el capítulo 2.4. realizando así la bilinealización de la curva de capacidad de la estructura para determinar los valores representativos del punto de fluencia y falla, y proceder a partir de las ecuaciones (7),(9) y (11) al cálculo del coeficiente de disipación de energía del caso de estudio.

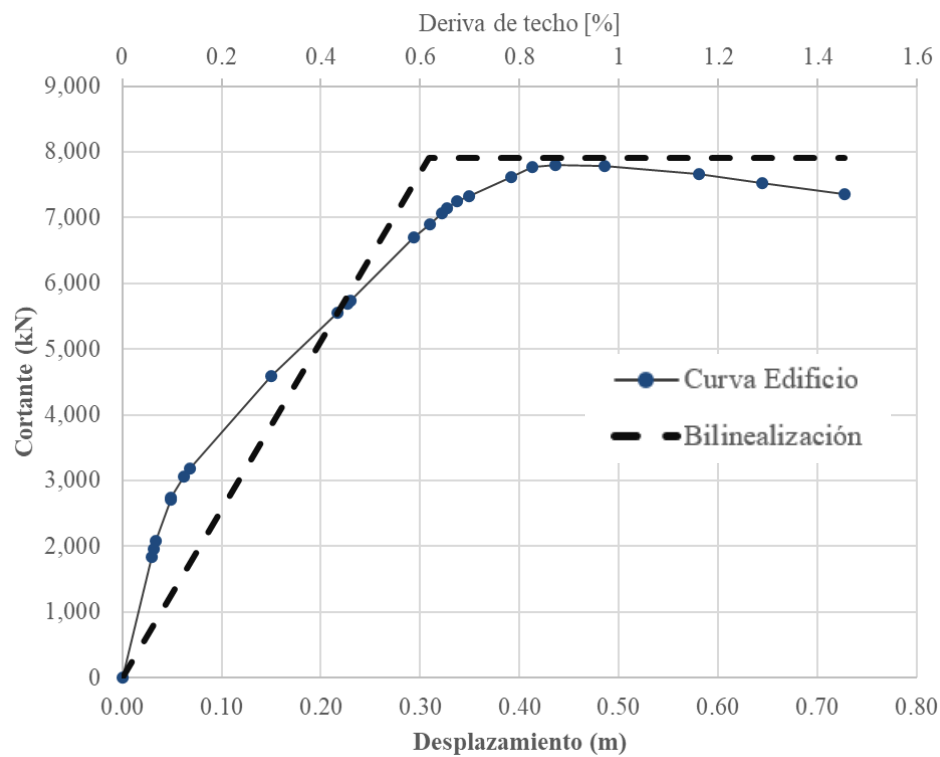
Tabla 27

Curva de capacidad y ajuste de Bilinealización del edificio

CURVA DE CAPACIDAD			BILINEALIZACIÓN		
	Δ	V		Δ	V
	m	kN		m	kN
Estado de Agrietamiento	0.030	1,842.6		0.000	0.00
Estado de Fluencia	0.217	5,546.1	Estado de Fluencia	0.309	7,910.39
Estado Último	0.322	7,070.5	Estado último	0.728	7,910.39
80%max	0.728	7,355.5			

Figura 44.

Curva de Bilinealización de la Estructura



A partir de los valores obtenidos en la Tabla 27, se obtiene la Figura 44, por medio de la cual se determinará el coeficiente de disipación de energía de la estructura como: $R = R_\mu R_s$; donde R_μ y R_s corresponden a los factores de ductilidad y sobre resistencia respectivamente, esto a partir de la igualdad de áreas bajo las respectivas curvas, manteniendo el desplazamiento de falla constante.

$$R_\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.728}{0.309} = 2.40 \quad (96)$$

$$R_s = \frac{V_u}{V_y} = \frac{7910.4}{5546.1} = 1.50 \quad (97)$$

$$R = R_\mu R_s = 2.40 \cdot 1.50 = 3.60 \quad (98)$$

De lo anterior, se tiene que la estructura del caso de estudio I, cuenta con un coeficiente de disipación de energía $R = 3.6$, valor inferior al considerado actualmente en el reglamento NSR-10 (AIS, 2010) en la tabla A.3-1 cuyo valor en la actualidad es de $R = 5.0$ para una condición de capacidad especial de disipación de energía (DES). Por otra parte, haciendo una comparación entre el coeficiente de sobre resistencia de la normativa colombiana ($\Omega=2.50$) y el determinado manualmente en la estructura (1.50), en la Ecuación (97), este último es menor, limitando con ello las condiciones de diseño de los elementos.

5.1.2. Caso II: Edificio de 20 pisos

Para este caso de estudio se siguió el mismo procedimiento descrito en el capítulo 5.1.1. a partir de la planta de la Figura 45, con las secciones de muros representativas resaltadas. Este caso consta de 20 pisos, con factor de forma rectangular con un área en planta de 948.80m^2 , en cuya estructura se manejaron espesores de muros entre 0.15 y 0.18m con altura de entre piso de 2.52m en la Tabla 28, se presentan los macro parámetros del presente caso de estudio.

Tabla 29

Características de los modelos de edificaciones representativas de la base de datos.

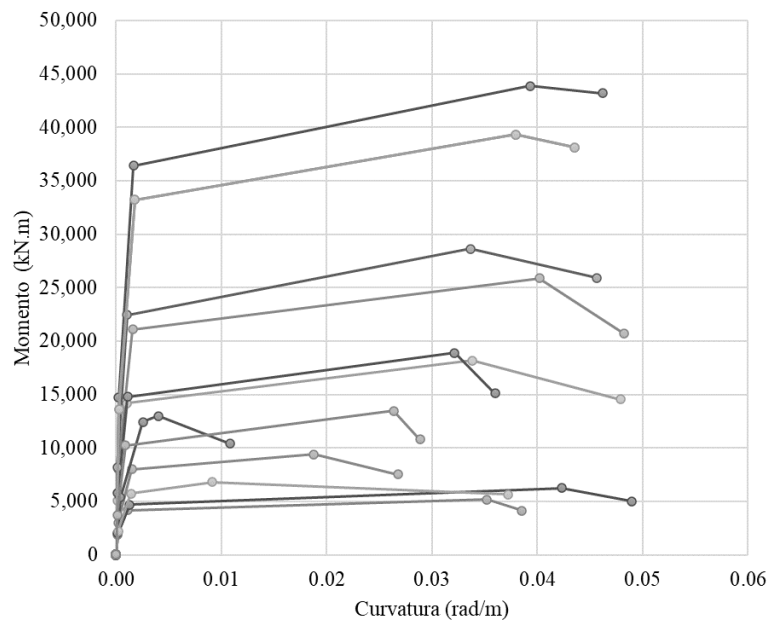
PIER	P	V2	V3	T	M2	M3
	kN	kN	kN	kN-m	kN m	kN m
Muro 1-Muro 1A	-2011.37	-0.50	-4.12	0.24	-18.95	49.79
Muro 2- Muro 2A	-5677.61	-6.26	-3.38	-13.54	231.01	221.42
Muro 3	-6338.01	12.61	-0.15	-0.19	-19.80	122.34
Muro 4	-6699.70	-22.29	-0.05	0.39	-21.39	427.32
Muro 5- Muro 5A	-4125.58	-9.02	0.63	-5.95	15.88	33.99
Muro 6- Muro 6A	-9911.96	0.77	7.55	0.15	285.56	313.51
Muro 7- Muro 7A	-8194.08	-2.54	-5.79	8.04	127.28	229.43
Muro 8	-2624.55	11.65	-0.76	-1.22	-0.65	25.09
Muro 9	-2697.02	6.32	-5.91	-0.77	-4.98	98.41

5.1.2.1. Análisis de sección. Para el análisis de sección se tienen en cuenta las condiciones de diseño de cada uno de los muros, definiendo su sección en el módulo *Section Designer*, del programa SAP 2000.

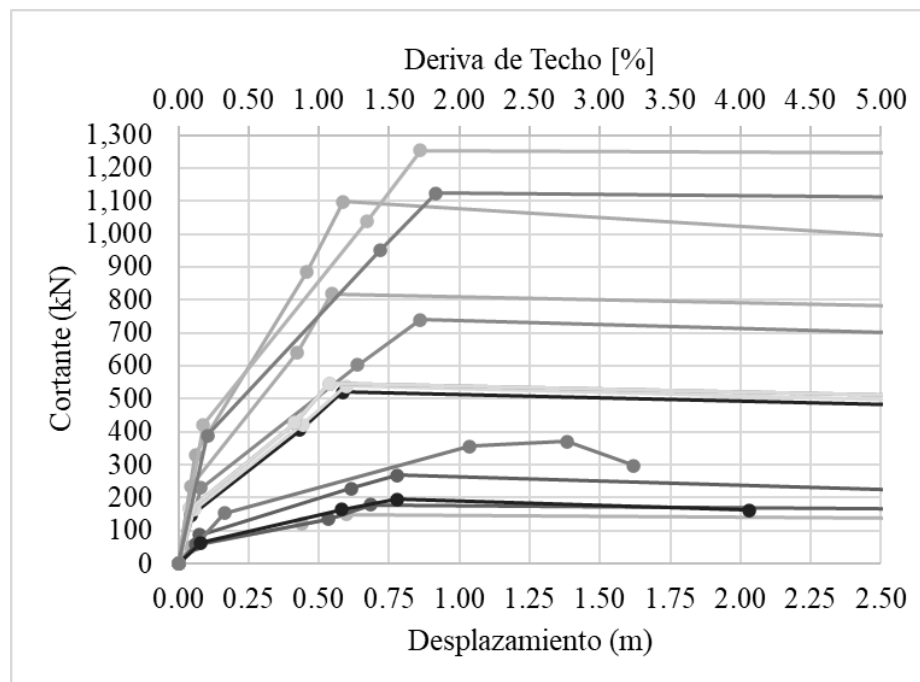
En la Figura 46, se presentan las representaciones gráficas de momento curvatura de los muros representativos del edificio, a partir de las cuales se determina la curva de capacidad de cada uno de ellos (Figura 47), aplicando las ecuaciones del capítulo 5.1.1.1.

Figura 46.

Curvas de momento curvatura de muros Representativos de la edificación Caso de Estudio II

**Figura 47.**

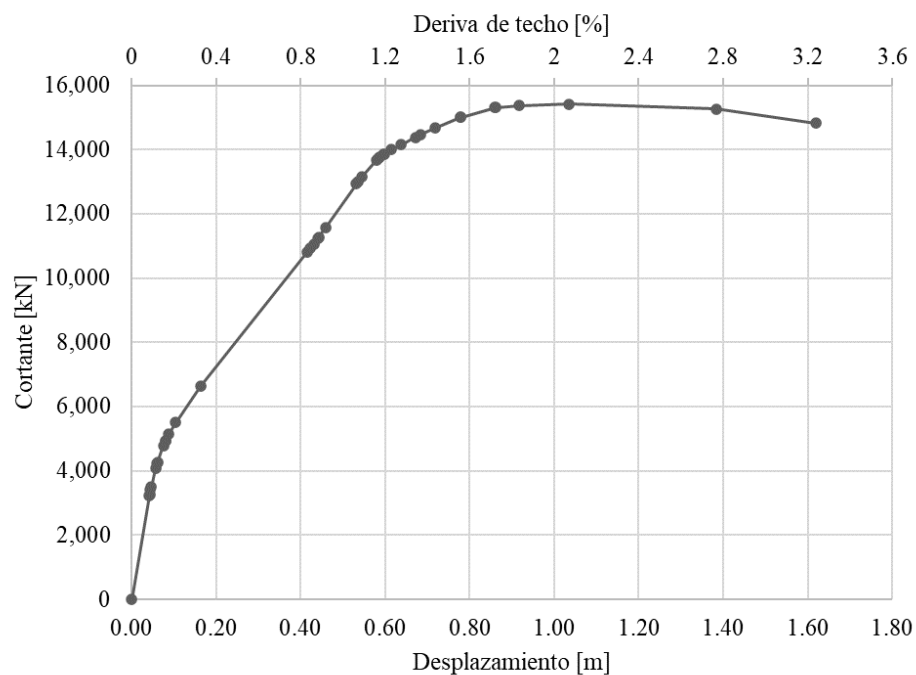
Curvas de Capacidad de los Muros Caso de Estudio II



A partir de las curvas de capacidad independientes de cada uno de los muros como se mencionó en el caso de estudio I, se puede generar la curva de capacidad general de la estructura, teniendo en cuenta las condiciones de falla de cada uno de los muros, en cada instante de desplazamiento, observando en este comportamiento el desplazamiento máximo de a aproximadamente 1.60m, correspondiente a una deriva de techo de 3.0%, punto en el cual se inicia la degradación de resistencia de la estructura, teniendo en cuenta la visualización de la Figura 48, en el punto de descenso de esta.

Figura 48.

Curvas de Capacidad de la Estructura Caso de Estudio II



Finalmente, para la determinación del coeficiente de disipación de energía se aplicó las recomendaciones del NEHRP (1988), de acuerdo con lo enunciado en el capítulo 2.4. realizando así la bilinealización de la curva de capacidad de la estructura para determinar los valores

representativos del punto de fluencia y falla. Y proceder a partir de las ecuaciones (7),(9) y (11) al cálculo del coeficiente de disipación de energía del caso de estudio.

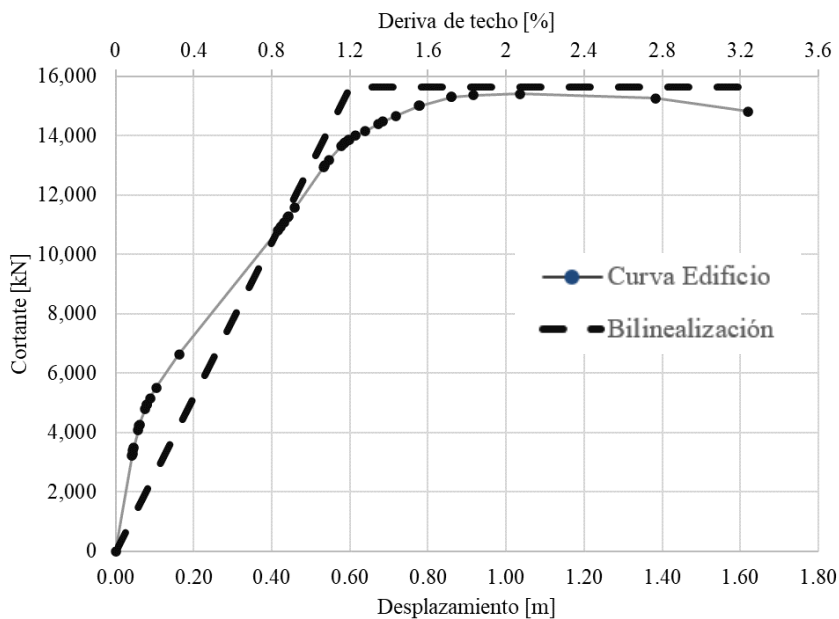
Tabla 30

Curva de capacidad y ajuste de bilinealización del edificio caso de estudio II

CURVA DE CAPACIDAD			BILINEALIZACIÓN		
	Δ	V		Δ	V
	m	kN		m	kN
Estado de Agrietamiento	0.04	3,228.7		0.000	0.00
Estado de Fluencia	0.42	10,796.7		Estado de Fluencia	0.601 15,626.42
Estado Último	0.54	13,012.1		Estado último	1.620 15,626.42
80%max	1.62	14,822.1			

Figura 49.

Curva de bilinealización de la Estructura Caso de Estudio II



A partir de los valores obtenidos en la *Tabla 30*, se obtiene la *Figura 49*, por medio de la cual se determinará el coeficiente de disipación de energía de la estructura como: $R = R_\mu R_s$; donde R_μ y R_s corresponden a los factores de ductilidad y sobre resistencia respectivamente.

$$R_\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{1.620}{0.601} = 2.70 \quad (99)$$

$$R_s = \frac{V_u}{V_y} = \frac{15626.4}{10796.7} = 1.50 \quad (100)$$

$$R = R_\mu R_s = 2.70 \cdot 1.50 = 4.0 \quad (101)$$

De lo anterior, se tiene que la estructura del caso de estudio II, cuenta con un coeficiente de disipación de energía $R = 4.0$.

En general, ambos casos de estudio presentan condiciones similares en cuanto a su distribución de muros en planta, no obstante, su distribución de refuerzo varia en los elementos de borde de los elementos, lo cual genera una variación en la capacidad observada, en el caso de estudio I, a pesar de que se presenta una mayor densidad de muros y valores de esbeltez menores su detallado en refuerzo es mucho menor al expuesto por el caso II, donde se presenta un mejor detallado de elementos de borde, con zonas mejor confinadas y detalladas en las zonas de intersección. Esto se puede evidenciar en la ductilidad por curvatura de cada uno de los muros para los dos casos de estudio, alcanzando valores mínimos de 6.0 (Bonett, 2019), valor que incluso se considera bajo para edificios localizados en zonas de amenaza sísmica intermedia con disipación moderada de energía. Las recomendaciones internacionales definen un valor mínimo de 8.0. Para el caso 2, tan solo tres muros tienen valores de ductilidad inferiores a 15 y los demás tienen valores superiores incluso a 20, lo cual representa una gran capacidad de rotación inelástica y confirma que este edificio puede tener un mejor desempeño sísmico se puede observar en la *Figura 50*,

donde se evidencian los valores del caso de estudio II por encima de los valores obtenidos del caso I. En la Tabla 32 se observa el resumen de resultados de estos análisis.

Figura 50.

Ductilidad por curvatura de los casos de estudio

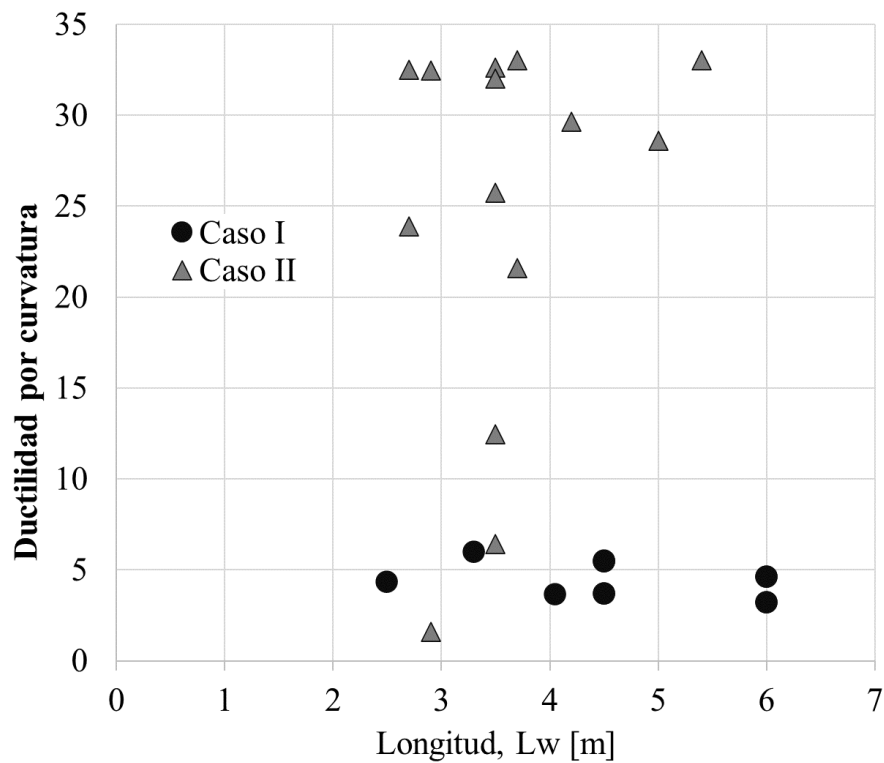


Tabla 31*Característica Generales de los casos de Estudio*

	CASO DE ESTUDIO I	CASO DE ESTUDIO II
Área	713.37	948.90
Número de Pisos	20.00	20.00
Altura Entre Piso	2.50	2.50
Altura Total	50.00	50.00
Rango de Espesor de Muros	0.20-0.30m	0.15-0.18m
Densidad de muros	x 2.57%	2.26%
	y 4.13%	3.86%

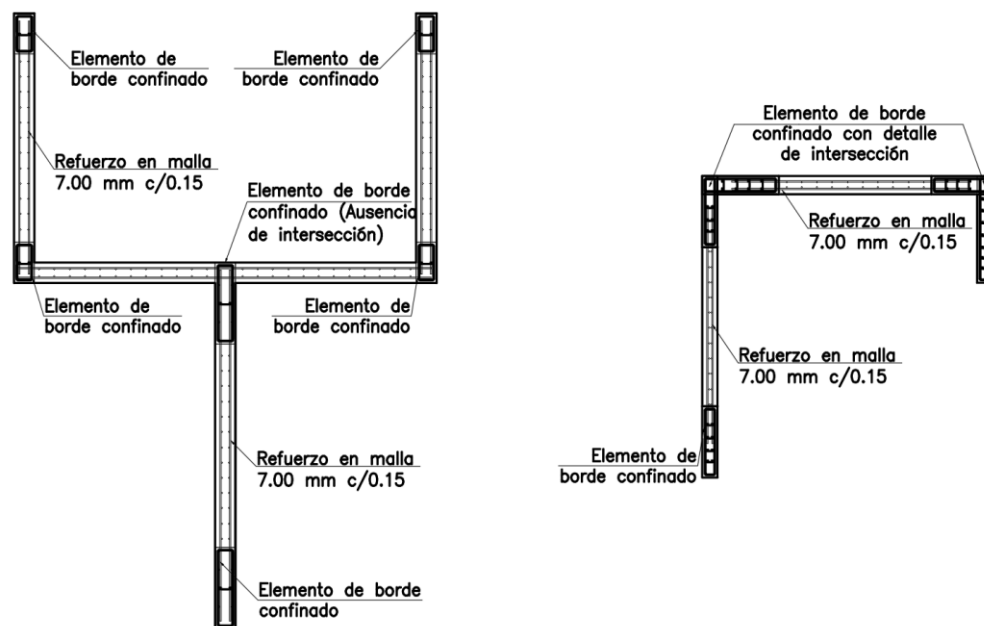
Tabla 32*Resumen de Resultados de Casos de Estudio*

	CASO DE ESTUDIO I	CASO DE ESTUDIO II	VALORES DE REFERENCIA NSR-10 <i>TABLA A.3-1 (AIS, 2010)</i>
Coeficiente de Ductilidad (R_μ)	2.4	2.7	-
Coeficiente de Sobreresistencia (R_s)	1.5	1.5	2.50
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía (R)	3.6	4.0	5.0

En la Figura 51, se presenta el detallado de uno de los muros correspondiente a cada caso de estudio, en el caso I, se presentan elementos de borde reducidos sin ganchos en su longitud, adicional a ello no presenta zonas de intersección, caso contrario al caso de estudio II donde se presenta más detallado en las zonas de intersección de muros.

Figura 51.

Comparación de detallado de refuerzo en casos de estudio. Izquierda: caso de estudio I, derecha: Caso de estudio II



6. Estimación del factor R considerando las incertidumbres de los parámetros geométricos y mecánicos

Para el desarrollo de este capítulo, se partió de la programación desarrollada por Vidales y Rosales (Vidales, Frank, 2019) la cual se alimentó de la información enunciada en los capítulos 3 y 4, como lo son las funciones de probabilidad determinadas a partir de la base de datos a las cuales les fue aplicada la generación de variables aleatorias por el método de inversión descrito con anterioridad. Adicionalmente, se incluyeron las ecuaciones de estado de las secciones considerando el confinamiento.

El programa requiere la información de entrada que se muestra en la Figura 52, donde para esta generación de modelos simplificados, se tuvo en cuenta los datos de sitio correspondientes a la ciudad de Bucaramanga, con un suelo tipo C. Para las consideraciones de las propiedades de los materiales se asumen los valores mostrados en la Tabla 22, Tabla 23 y Tabla 24.

Figura 52.

Datos de entrada del programa. (a) Datos de sitio. (b). Parámetros de entrada.

DATOS DE ENTRADA	
Ciudad	Bucaramanga
Tipo de Suelo	C
Nivel de Importancia	1

COEFICIENTES	
Aa	0.25
Av	0.25
Fa	1.15
Fv	1.55
To	0.135
Tc	0.647
Tl	3.720
Sa - To a Tc	0.719

CALCULAR

Cruvas de Capacidad

CURVAS DE CAPACIDAD

Datos Iniciales

Deformaciones

Generar

Datos Iniciales

Iteraciones: 2000
No. Pisos: 20
Altura (h): 2.5 m
Lp: 2 h
Fy, malla: 648 MPa
Fy, barra: 420 MPa

Cantidad de Edificios

250

CALCULAR

(a)

(b)

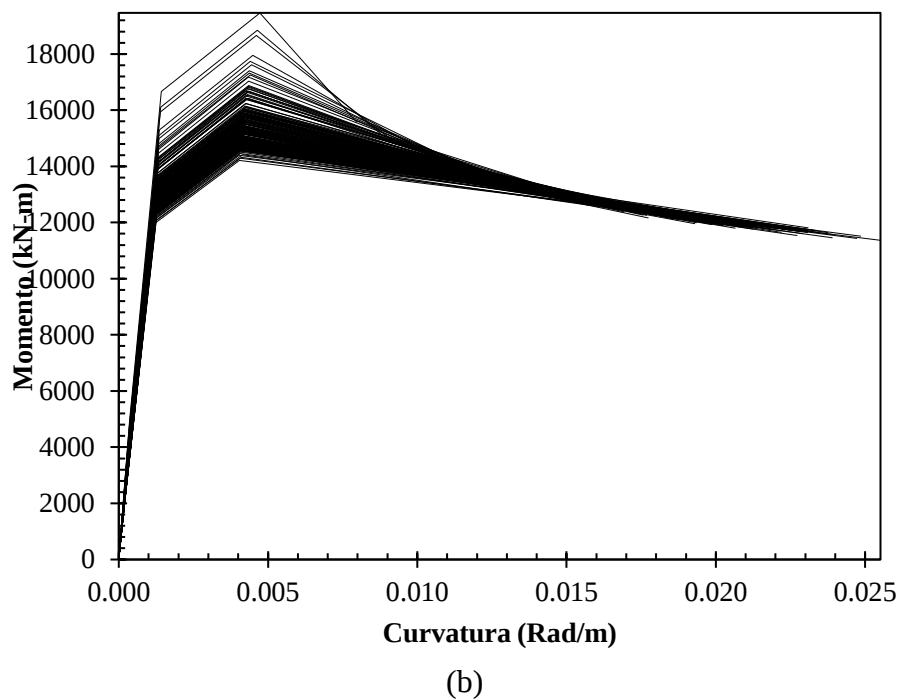
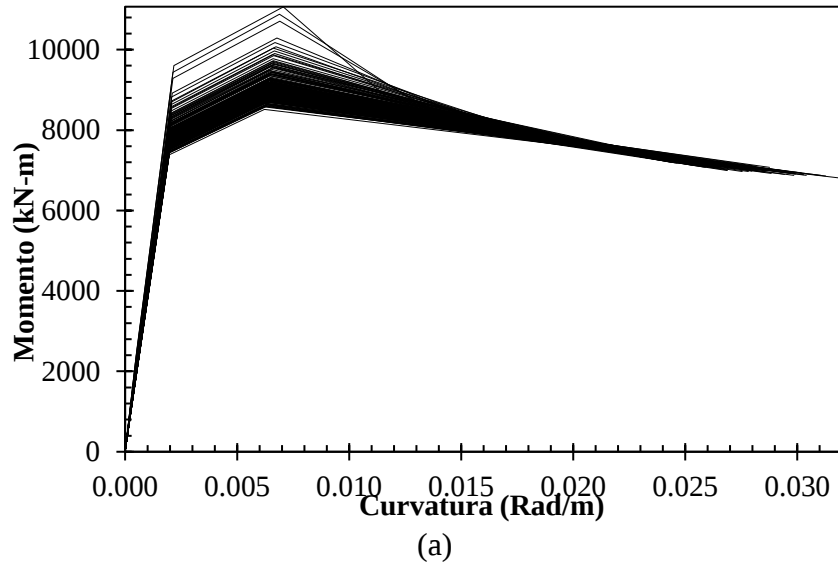
6.1. Modelos Simplificados

Con la información debidamente programada fue posible generar 250 edificios de 20 niveles con alturas de entre piso de 2.50 m para una altura total de 50m, quedando en el rango permitido por el reglamento NSR 10 (AIS, 2010). Todos ellos caracterizados a partir de 3 tipologías de muros: largos, intermedios y cortos de acuerdo con las *fdp* (Relación de Aspecto y Densidad de Muros) de los cuales se obtienen las curvas de momento curvatura y progresivamente su curva de capacidad. Así bien, se tienen en total el análisis de sección simplificado de 750 muros rectangulares, a partir de los cuales se determina la curva de capacidad de cada una de las estructuras generadas. Así mismo se generan 100 edificios simplificados de 15 niveles y 250 edificios de 17 niveles, a los cuales se les realiza el mismo análisis efectuado para el caso de estudio de 20 niveles; obteniendo en el proceso los factores de sobre resistencia, ductilidad y progresivamente el coeficiente de disipación a partir de modelos simplificados de acuerdo con lo definidos en el capítulo 5.1.1.1.

En la Figura 53 se presentan las curvas momento curvatura de cada una de las tipologías generadas, observando un comportamiento acorde con las longitudes definidas y en la Figura 54 se muestran las curvas de capacidad correspondientes a cada uno de los muros, a partir de las cuales se procede a la determinación de la curva de capacidad general de la estructura a la cual pertenecen, considerando en ello el número de muros presentes en la misma de acuerdo a las ecuaciones del capítulo 4.2.

Figura 53.

Diagramas Momento Curvatura (a) Muros tipo 3. (b) Muros tipo 2. (c) Muros tipo 1.



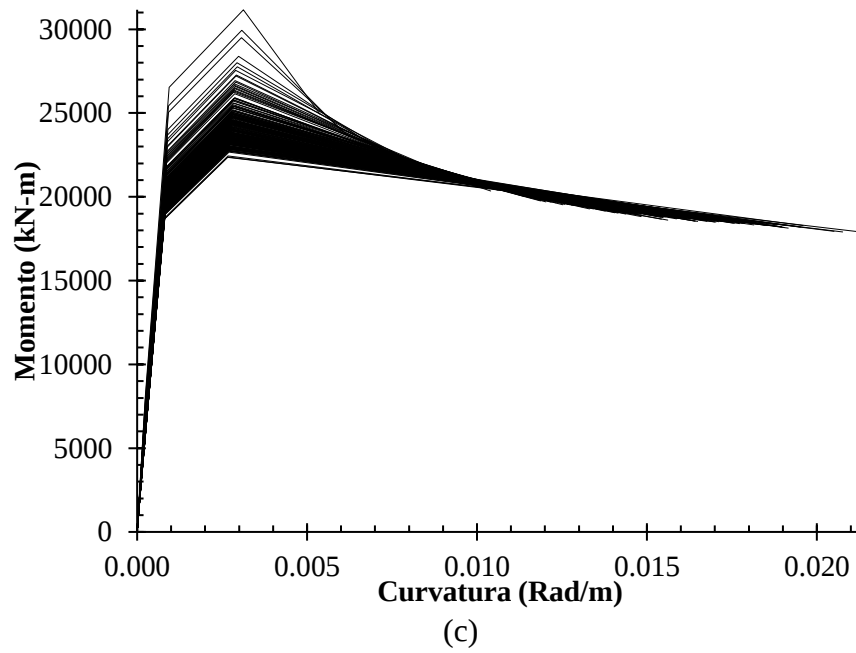
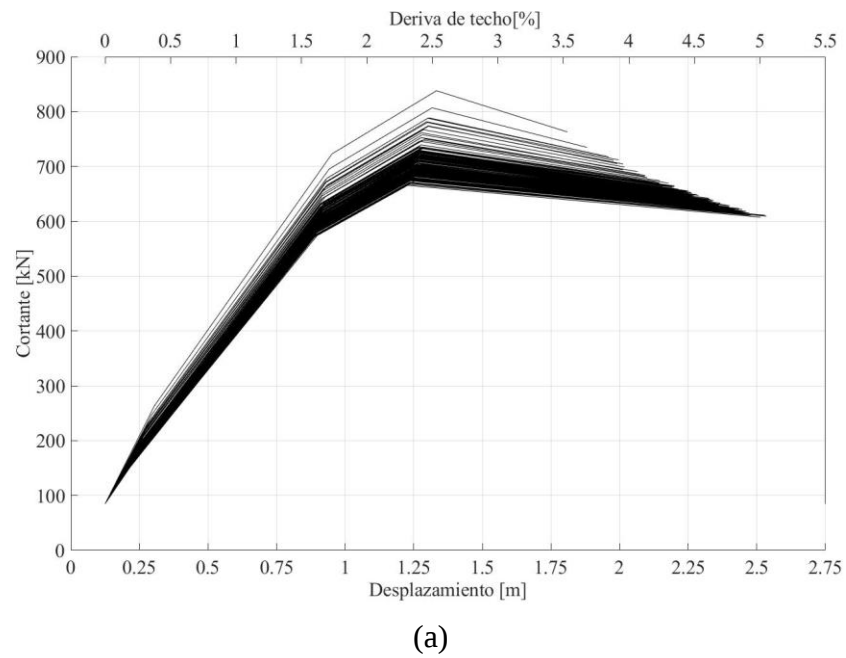
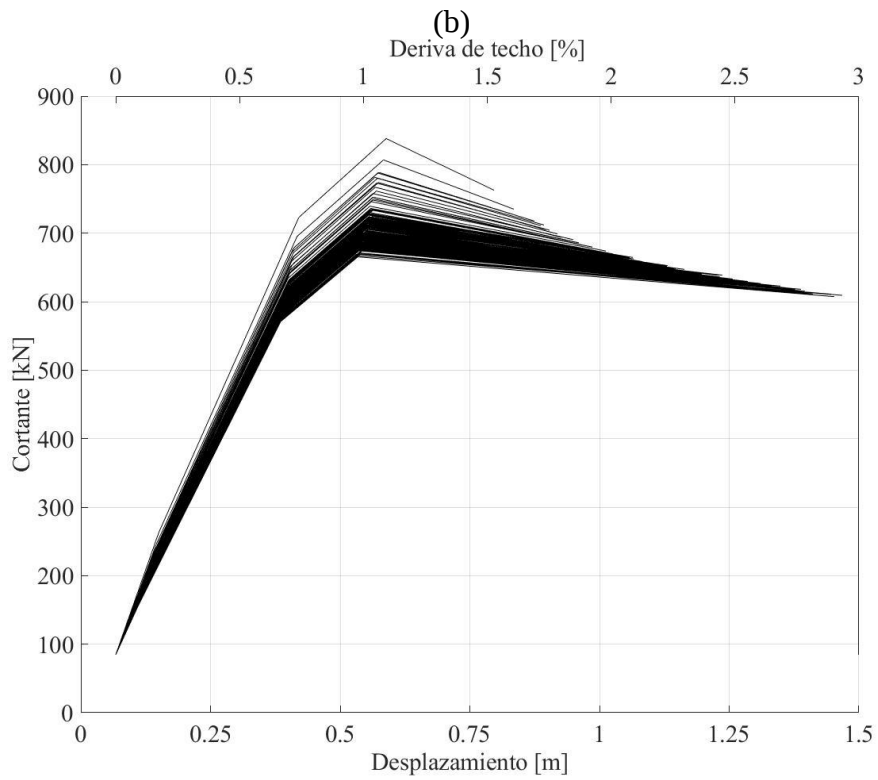
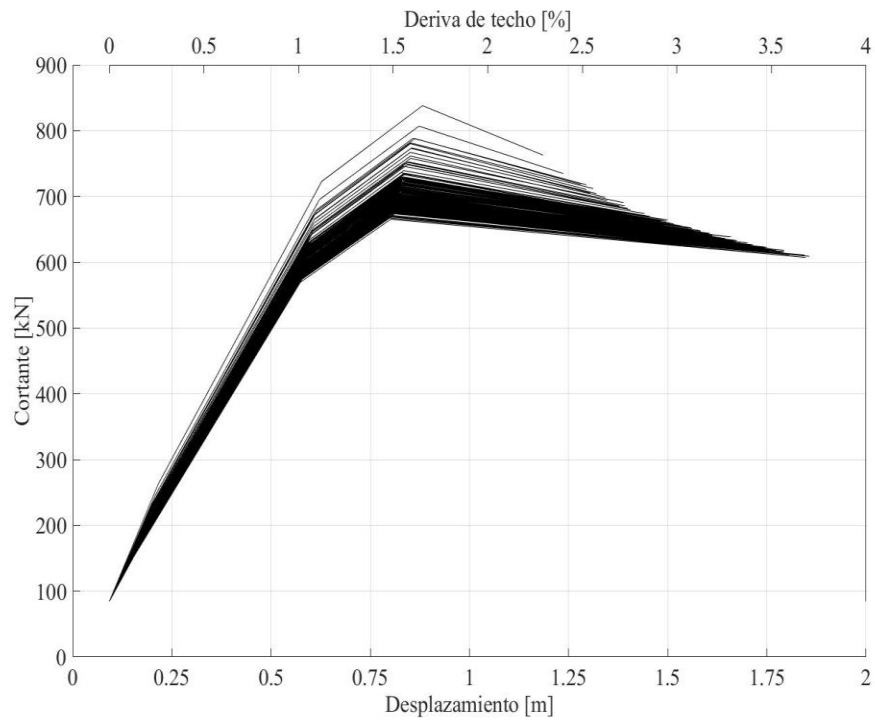


Figura 54.

Curvas de capacidad (a) Muros tipo 3. (b) Muros tipo 2. (c) Muros tipo 1.





(c)

A partir de lo anterior, es posible obtener los valores resumidos en la Tabla 33 , a partir de las curvas de capacidad de las estructuras generadas. En la generación de modelos simplificados se tuvieron en cuenta 3 tipologías de estructuras de 15, 17 y 20 niveles. De la Figura 55 a la Figura 57 se presentan las diferentes curvas de capacidades obtenidas para 250 edificios, de color rojo puede observarse la curva de capacidad promedio de todos los edificios, al igual que la desviación estándar que se presentan entre ellas, con la presencia de una curva sobre el promedio y una por debajo del mismo.

Figura 55.

Curva de capacidad para edificios de 15 niveles

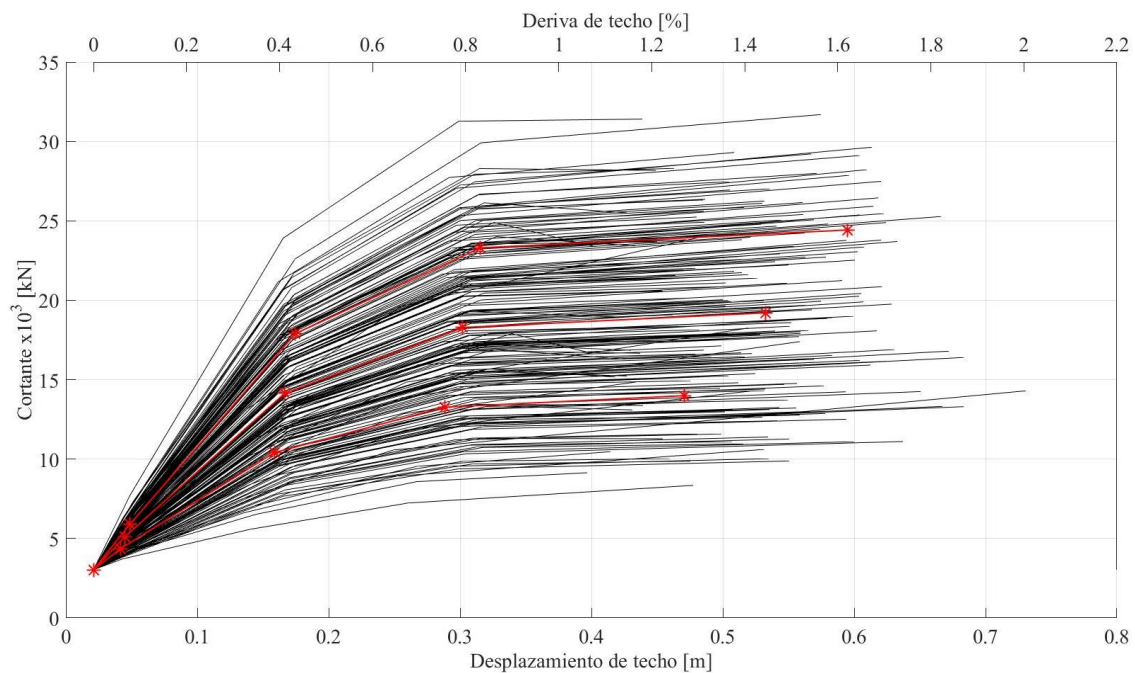
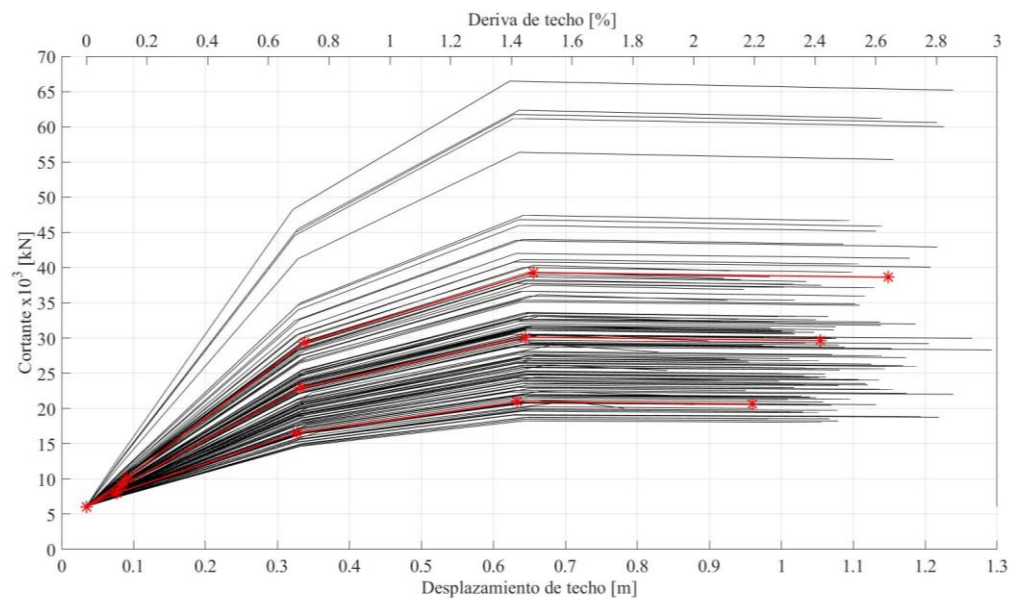
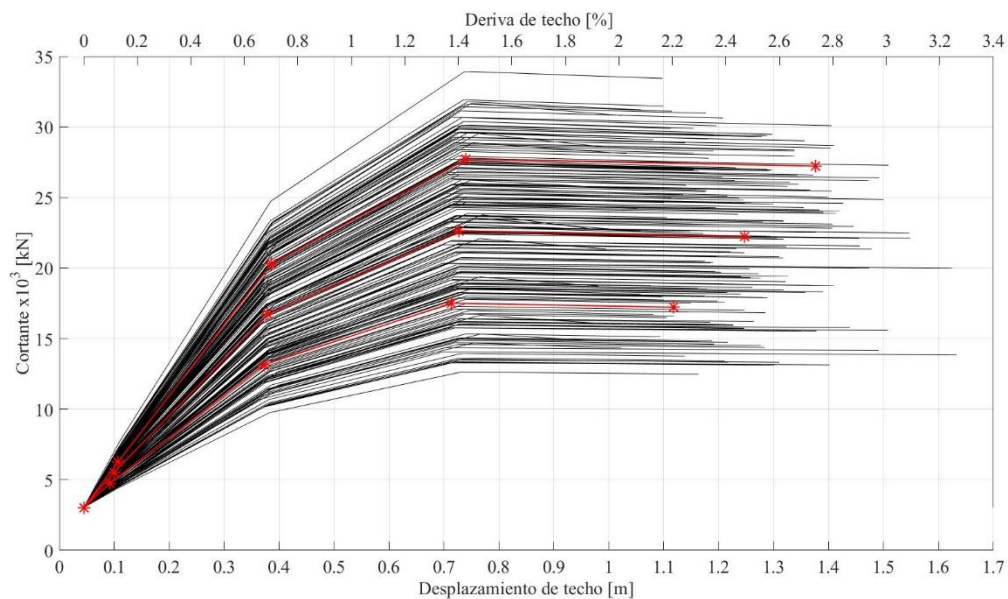


Figura 56.*Curva de capacidad para edificios de 17 niveles***Figura 57.***Curva de capacidad para edificios de 20 niveles*

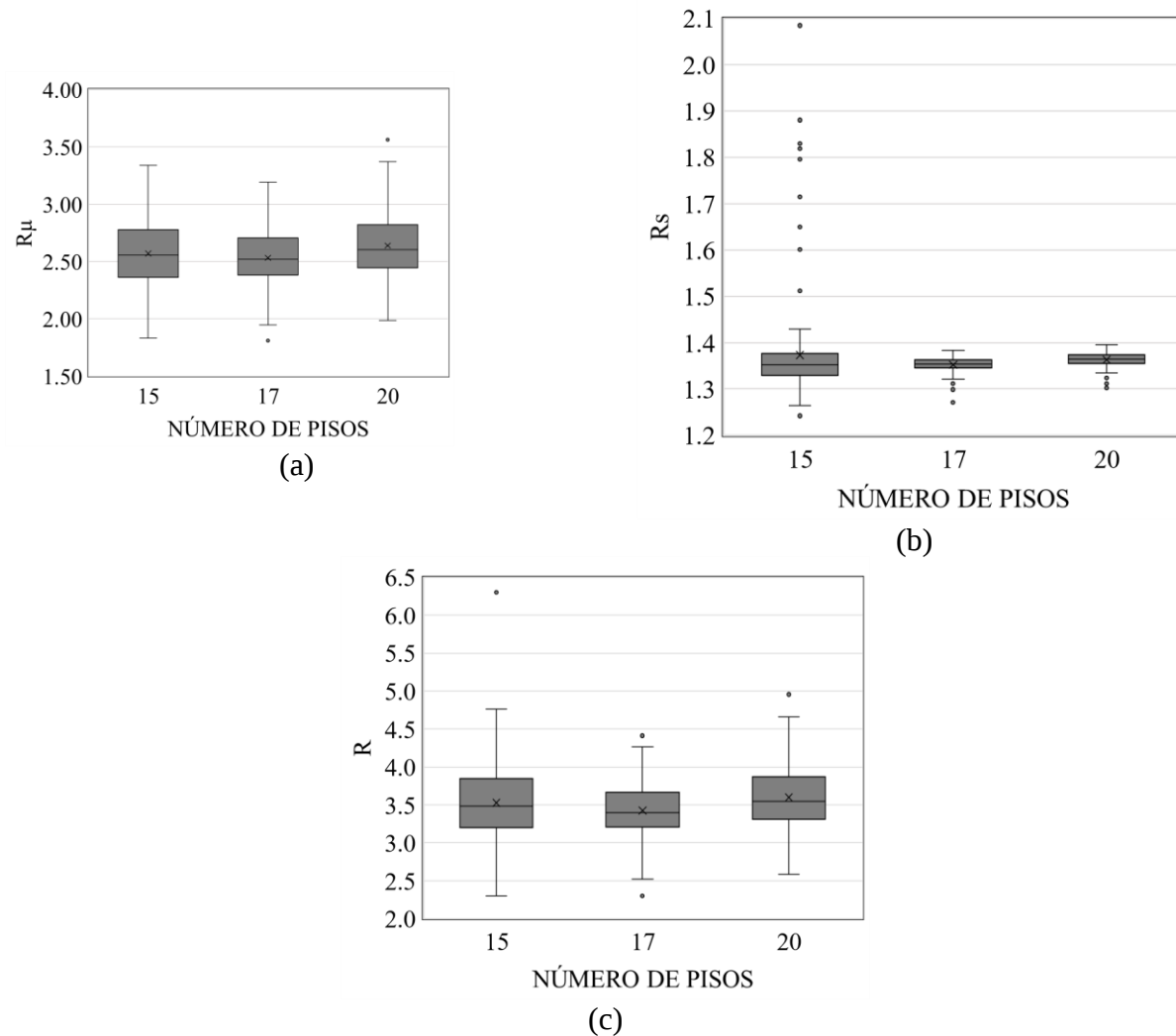
A partir de las curvas de capacidad obtenidas para cada uno de los 250 edificios, en cada caso de 15, 17 y 20 niveles, se determinan los diferentes valores de ductilidad R_{μ} , sobre resistencia

R_s y coeficiente de capacidad de disipación de energía R , aplicando la definición del capítulo 2.4, donde $R = R_\mu R_s$. En la Figura 58, se presentan los resultados obtenidos del proceso de simulación numérica a partir de diagramas de cajas y bigotes. Como se puede apreciar en estos gráficos, los valores de R varían entre 2.5 y 5.0 para edificios entre 15 y 20 pisos localizados en zonas de amenaza sísmica alta. A partir de los análisis realizados, para obtener un valor alto de R , es necesario contar tanto con una buena configuración estructural como con un detallado de refuerzo apropiado para los niveles de demanda. En el caso particular de la base de datos que se presenta en este trabajo, se observa una fuerte tendencia al uso de muros tipo 3, es decir, muros con relaciones de esbeltez mayor a 10. Adicionalmente, en algunos casos se tiene un alto nivel de carga axial sobre estos elementos. Estas dos condiciones, hacen que los edificios sean en algunos casos más flexibles de lo deseado, no solo para controlar los desplazamientos sino para atender adecuadamente los niveles de demanda impuestos por el sismo. Los valores que se reportan en este trabajo deben ser confrontados con análisis numéricos no lineales de edificios representativos de la práctica constructiva de la ciudad de Bucaramanga. No obstante, los resultados obtenidos representan una alerta sobre las limitaciones que se observan en el medio ingenieril en cuanto a la concepción estructural.

En la Tabla 33, se presentan un resumen de valores promedios obtenidos. De lo anterior se observa, que los valores medios de sobre resistencia para edificios entre 15 y 20 pisos no varían con el número de pisos. No obstante, el valor es inferior al definido por el reglamento NSR-10 en la tabla A.3-1 como 2.5. En cuanto a la capacidad de ductilidad por desplazamiento, los valores medios no muestran una gran variación, sin embargo, todos los valores son inferiores al coeficiente de disipación de energía considerado en la normativa de diseño.

Figura 58.

Resultados de Capacidad (a) Ductilidad R_{μ} . (b) Sobre Resistencia R_s . (c) Coeficiente de disipación R .

**Tabla 33**

Resumen de Resultados de modelos simplificados

	<i>N.P=20 PISOS</i>	<i>N.P=17 PISOS</i>	<i>N.P=15 PISOS</i>
Coeficiente de Ductilidad (R_{μ})	2.6	2.5	2.6
Coeficiente de Sobrerresistencia (R_s)	1.4	1.4	1.4
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energia (R)	3.6	3.4	3.5

7. Recomendaciones

Debe limitarse la relación de esbeltez $S_r < 16$ al igual que el ACI 318-19 para evitar muros con espesores reducidos.

Para el análisis numérico deben utilizarse secciones fisuradas y re evaluar el límite actual de la Norma para el control de derivas (1.4%), el cual seguramente tendrá que reducirse a no más de 1%.

Deben evitarse configuraciones estructurales que introduzcan una alta flexibilidad en el edificio. Para ello, los muros que controlan más del 50% del cortante sísmico no deben tener relaciones de aspecto mayores a 8, porque tendrían que ser diseñados elásticamente ($R=1.0$).

A partir del modelo elástico considerando secciones fisuradas, debe garantizarse que la relación entre la altura del edificio y el periodo agrietado se encuentre entre 40 m/s y 80 m/s.

Es necesario establecer un espesor mínimo para las zonas donde se requiera confinamiento. Este espesor no debe ser en ningún caso menor a 20 cm, tal y como está definido para el caso de columnas.

Los factores de capacidad de disipación de energía deben ser re evaluados en la normativa actual, porque pueden estar sobre estimando la capacidad de disipación de energía.

Para edificios reforzados con malla electrosoldada en el alma, se recomienda utilizar como máximo un Factor R igual a 3.0

8. Discusión y Conclusiones

8.1. Con respecto a la base de datos

A partir de la base de datos que consta de 26 edificios, cuyas alturas varían entre 10 y 20 niveles se pudo observar que la densidad de muros en dirección x presenta una variación entre 0.95% y 3.95%, mientras que la dirección y varía entre 2.60% y 5.71%, presentándose así una concentración de muros en esta última. Con respecto a los niveles de carga axial el valor más frecuente para este parámetro se encuentra entre 0.10 y 0.20 donde se localiza el 56.90% de muros, presentando una variación general de niveles de carga axial entre 0.10 y 0.56. En cuanto a la relación de aspecto de los 1963 muros que conforman la base de datos más del 70% de estos presentan relaciones mayores a 12, lo que conlleva a que la capacidad de deformación inelástica este controlada por aquellos muros con relaciones de aspecto menores a 8. Con la recopilación de esta información, se obtuvieron las funciones de distribución de probabilidad de las principales variables que controlan el comportamiento y desempeño sísmico de una edificación de muros de carga. Entre las funciones de distribución de probabilidad se encuentran la relación de aspecto, la relación de carga axial, momento sobre cortante por L_w , la densidad de muros longitudinal y la densidad de muros transversal. Estas funciones representan el primer paso para la implementación de estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios que consideren las incertidumbres y variabilidad en los principales parámetros que controlan el comportamiento sísmico de este tipo de edificios.

8.2. Con respecto a los modelos estructurales elásticos

A partir de los modelos elásticos desarrollados para cada uno de los edificios en el software ETABS © se pudo determinar el periodo de la estructura en sus direcciones traslacionales, de esta manera al analizar la relación de altura total y periodo de la estructura (H_w/T), se evidenció una

concentración de condición flexible para la dirección x y una condición más favorable en la dirección y, presentando edificios más rígidos con periodos más cortos, comportamiento que se podría validar con los valores de densidad descritos, puesto que la dirección x presenta una reducción de elementos verticales en comparación con su ortogonal, adicionalmente la presencia de muros con relaciones de aspecto considerables, con baja rigidez, originan periodos altos, haciendo la estructura mucho más flexible. Lo cual tiene gran impacto en las demandas de los elementos que lo componen, esto debido a que los muros cortos si bien son dúctiles, no aportan en gran medida a la capacidad de la estructura porque su respuesta muy probablemente será elástica o demandará muy bajo nivel de ductilidad por desplazamiento.

8.3. Con respecto a la capacidad de las secciones críticas (momento-curvatura)

En el análisis de dos casos de estudio de edificaciones de 20 niveles diseñados y construidos en la ciudad de Bucaramanga de los cuales se tenía información de diseño y planos estructurales, en ambos casos se evidenció una capacidad de deformación inelástica limitada. Esta capacidad limitada se debe a espesores reducidos para las alturas de entre piso manejadas, generándose valores de esbeltez mayores de los recomendados en el ACI-318-19 (ACI, 2019). Adicionalmente, la ausencia de detallado de refuerzo de confinamiento, y el uso de mallas electrosoldadas en los primeros niveles de la edificación, esto teniendo en cuenta que algunas obras tenían más de 5 años de construcción, puesto que en la actualidad, se ha implementado el uso de refuerzo dúctil armado en obra reemplazando las mallas electrosoldadas en estos tipos de edificación, con el fin de aumentar la ductilidad en la respuesta de la estructura y disminuir el comportamiento frágil evidenciado en este trabajo.

En el análisis por medio de modelos simplificados al igual que en los casos de estudio, se evidenció que los muros que condicionan el comportamiento de la estructura son los muros tipo 1, este comportamiento se puede observar mejor en la Figura 59, puesto que son estos los que primero presentan agrietamiento del concreto y fluencia del refuerzo, al poseer una mayor rigidez en comparación con los muros considerados cortos que a pesar de su alta capacidad de desplazamiento lateral, su aporte a la capacidad es muy poco, como se mencionó anteriormente. Durante el análisis se observó una tendencia de comportamiento respecto a la curvatura de agrietamiento y la relación de carga axial a la que se someten los diferentes muros, evidenciando que a mayor carga axial mayor será su curvatura de agrietamiento (Figura 60).

Figura 59.

Resultados de Curvatura de agrietamiento y fluencia vs l_w

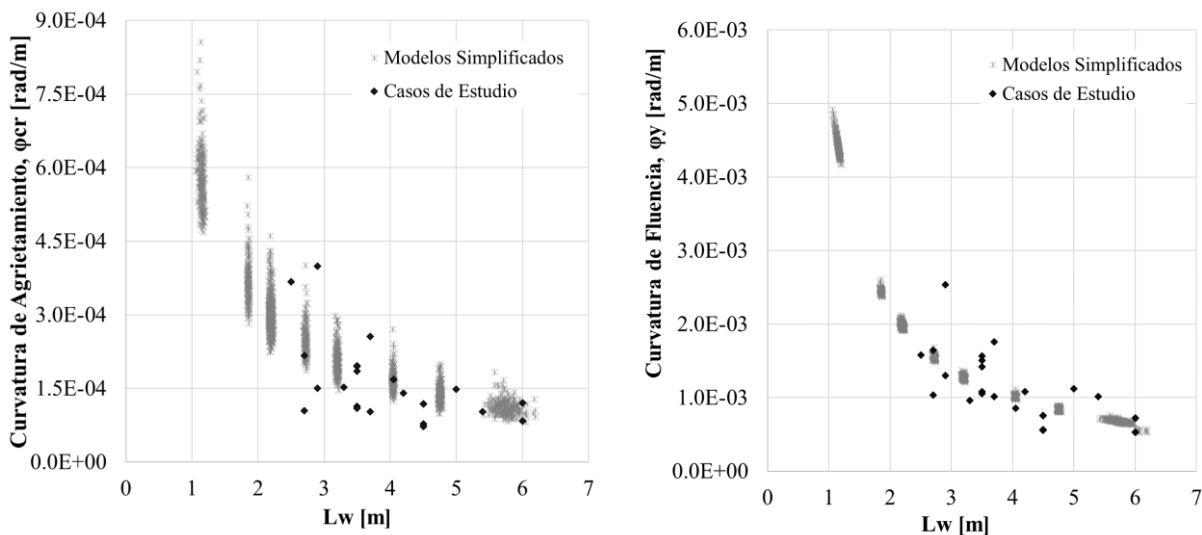
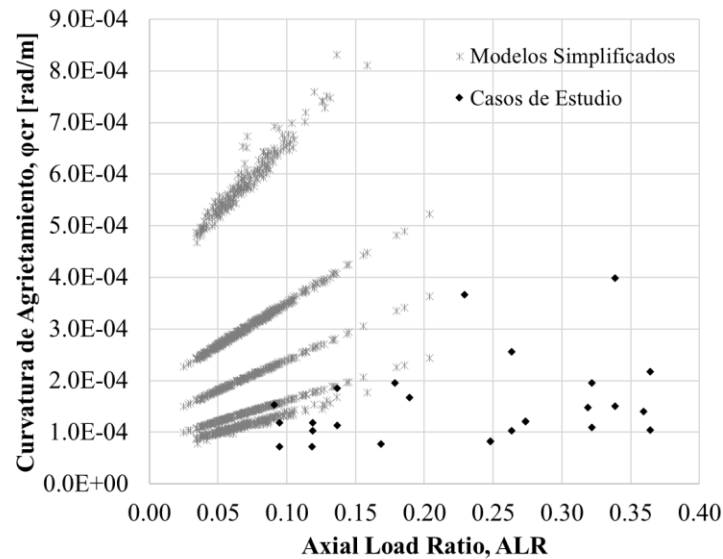


Figura 60.*Resultados de Curvatura de agrietamiento vs ALR*

8.4. Con respecto a la capacidad de los edificios

A partir de las funciones de distribución de probabilidad se generaron 250 modelos teóricos de edificios representativos para una edificación de 15, 17 y 20 niveles, de acuerdo con las prácticas de construcción de Bucaramanga, obteniendo las curvas de capacidad de partir de un análisis no lineal, simplificado, partiendo de las curvas de momento curvatura de cada una de las tipologías de muros analizados; estos resultados podrían ser considerados para estudios de capacidad-demanda probabilistas. En este orden de ideas, para los valores de R_{μ} para edificios de 15 niveles se presenta un rango de valores entre 1.8 y 3.4, con una media de 2.6, para los edificios de 17 niveles se evidencia un rango típico entre 1.9 y 3.2, con una media de 2.5, presentando valores atípicos inferiores a la muestra por valor de 1.81. por su parte los edificios de 20 niveles, presenta un rango de ductilidad entre 1.9 y 3.4, con una media de 2.6, con valores atípicos superiores de 3.6, al comparar los valores medios con los obtenidos en los casos de estudio, se obtuvieron resultados similares con valores de ductilidad promedio de 2.6.

Igualmente se determinan los valores de sobre resistencia para cada uno de los edificios obteniendo así rangos entre 1.2 y 1.4 con una media de 1.3 y valores atípicos superiores de 2.1, para los edificios de 15 niveles, rangos entre 1.3 y 1.4 con una media de 1.3 y valores atípicos inferiores de 1.3, para los edificios de 17 niveles y finalmente rangos entre 1.3 y 1.4 con media de 1.4, y valores atípicos inferiores de 1.30 para los edificios de 20 niveles. De estos valores en general, se presenta un valor promedio constante para las 3 condiciones de niveles, que es consecuente con los datos obtenidos en los casos de estudio, donde se obtuvieron valores de sobre resistencia de 1.5.

Finalmente, al analizar los valores de coeficiente de capacidad de disipación de energía de los modelos simplificados, para el caso de edificios de 15 niveles, se presenta una variación de R entre 2.2 y 4.8 con una media de 3.5, con valores atípicos superiores (6.30), por su parte la variación de coeficientes en los edificios de 17 niveles se da en un rango entre 2.5 y 4.3 con valores atípicos superiores e inferiores a la muestra (2.3-4.4) y adicionalmente rangos entre 2.5 y 4.7, con media de 3.5 con valores atípicos superior (5.0) para edificios de 20 niveles; este último presenta gran similitud al ser comparado con los valores obtenidos en los casos de estudio.

Por último, en los dos casos de estudio analizados, al igual que en los modelos teóricos simplificados se obtuvieron valores de coeficientes de ductilidad, sobre resistencia y disipación de energía similares, sin embargo, estos valores presentados son inferiores a los considerados por el reglamento NSR-10 (AIS, 2010), haciéndose necesaria una reevaluación de las consideraciones de diseño establecidas para este tipo de construcción, ya que se podría estar sobre estimando dichos valores al momento de diseñar.

Referencias Bibliográficas

- American Concrete Institute: Farmington Hills. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary Reported By Aci Committee 318.
- Almeida, J., Prodan, O., Rosso, A., & Beyer, K. (2016). Tests on thin reinforced concrete walls subjected to in-plane and out-of-plane cyclic loading. *Earthquake Spectra*, 33(1), 323–345.
- Applied Technology Council. (1978). Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings ATC-3-06. Redwood City.
- Applied Technology Council. (1995). Structural Response Modification Factors ATC-19. Redwood City.
- Arteta, C. Blandon, C. Bonett, R. Carrillo, J. (2018) Estudio del Comportamiento Sísmico de Edificios de Muros Delgados de Concreto Reforzado.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-10).
- Beer E, E. Russell (2007), *Mecánica vectorial para ingenieros: estática*. México. Mc Graw H. Octava edicion.
- Bonett, R. Carrillo, J. Blandón, C. Arteta, C. Restrepo, J.F. Rosales, J.L. (2019) Evaluación del Factor R para edificios de muros delgados y esbeltos en sistemas industrializados.
- Buckle I., Hube M., Chen G., Yen W., Arias J. (2012) Structural performance of bridges in the offshore Maule earthquake of February 27, 2010. *Earthquake Spectra*, 28 (S1): S533-S522.
- Can, S., Feng, L., Huajng, Z. (2013) Moment-curvature relationship analysis of high-strength concrete shear wall. *Applied mechanics and materials*. Vol. 368-370. P 1539-1546.

- Carrillo, J., & Alcocer, S. (2013). Resistencia a Cortante de Muros de Concreto Reforzado para Diseño Sísmico de Vivienda de Baja Altura. En Revista Técnica ACI - ISSN 2011-1592 (Vol. 25).
- Chia-Ming, Uang. (1991) Establishing R (or R_w) and Cd Factors for building seismic provisions. J struct. Eng.
- Chopra, A. (2014). Dinámica de estructuras. México. Pearson Educación. Cuarta edición.
- García, Luis (2012). Diseño de muros estructurales de concreto reforzado. Bucaramanga, Colombia. Conferencia.
- Ghobarah, A., & Youssef, M. (1999). Modelling of Reinforced Concrete Structural Walls. Engineering Structures. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(98\)00044-3](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00044-3)
- Ghobarah, A (2004). On drift limits associated with different damage levels. Proceedings of International Workshop on Performance-Based Seismic Design, Department of Civil Engineering, McMaster University, Bled, 28 June-1 July 2004.
- González, V. Botero, J. Rochel, R. Vidal, J. Álvarez, M. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. Ingeniería y ciencia, 1 (1), P. 67-76.
- Guendelman T, Lindenberg J, G. M. (1997). Bioseismic buildings profile. VII Chilean conference on seismology and earthquake engineering. Chile.
- Hibbeler, R. (2011). Mecánica de materiales. México. Pearson Educación. Octava edición.
- Jiaru Qian, Lirong Cheng, Dongliang Zhou. (2002). Journal of Tsinghua University (Science and Technology), Vol. 42. P.1369-1373. (in Chinese)
- Jünemann, R., de la Llera, J. C., Hube, M. A., Cifuentes, L. A., & Kausel, E. (2015). A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake. Engineering Structures, 82, 168–185.

- Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2015). Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. I: Theory. *Journal of Structural Engineering*, 141(5), 04014135. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001059](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001059)
- Lagos, R., & Kupfer, M. (2012). Performance of High rise buildings under the February 27 2010 Chilean Earthquake. *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, 1754–1765.
- Moroni, O. (2002). Concrete Frame and Shear Wall Building. *World Housing Encyclopedia*.
- NEHRP. (1988). Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings. Building seismic safety council, Washington, D.C.
- Ordúz-Suárez, C., Valencia-Mina, W., Viviescas, A., Osorio, E. (2020) Caracterización numérica y experimental de edificaciones construidas mediante el sistema túnel. Ponencia. En: Congreso conferencia internacional de ingeniería Ingeio 2020. Medellín.
- Park R. (1996). Explicit incorporation of element and structure overstrength in the design process. En *Proceedings 11th WCEE*. IAEE, Acapulco, Mexico. Paper 2130.
- Paulay, T. y Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., New York. Paz, M.
- Portus, Lincoyan. (1998). *Introducción a la estadística*. McGraw-Hill. Segunda edición.
- Priestley, M. & Kowalsky, M. (1998). Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls. En *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. <https://www.researchgate.net/publication/279897828>
- Rangel, G., Terán, G. (2010), Efecto de la losa en las propiedades estructurales y el desempeño sísmico de marcos de concreto reforzado. *Revista Concreto y Cemento. Investigación y desarrollo*. Vol.1. N. 2. México.

- Rochel, R. (2010). Diseño de muros estructurales de concreto reforzado. Medellín, Colombia: Universidad EAFIT, conferencia.
- Rojas, F., Naeim, F., Lew, M., Carpenter, L. D., Youssef, N. F., Saragoni, G. R., & Adaros, M. S. (2011). Performance of Tall Buildings in Concepción During the 27 February 2010 Moment Magnitude 8.8 Offshore Maule, Chile Earthquake. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 20(1), 37-64. <https://doi.org/10.1002/tal.674>
- Rosso, A., Almeida, J. P., & Beyer, K. (2016). Stability of Thin Reinforced Concrete Walls Under Cyclic Loads: State-of-the-Art and New Experimental Findings. Bulletin of Earthquake Engineering. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9827-x>
- Sánchez, Miguel. (2015). Estimación de parámetros y pronósticos de modelos TAR con errores t-Student.
- Sritharan, S., Beyer, K., Henry, R. S., Chai, Y. H., Kowalsky, M., & Bull, D. (2014). Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Walls and Design Implications. Earthquake Spectra. <https://doi.org/10.1193/021713EQS036M>
- Thomsen J H, Wallace J. (2004). Displacement-based design of slender reinforced concrete walls-Experimental verification [J]. Journal of Structural Engineering , 130 (4): P.618-63.
- Tjhun, T.N. Aschheim, M.A. Wallace, J. W. (2007). Yield displacement-base seismic design of RC wall buildings. Engineering Structures. 29, 11. P. 2946-2959.
- Torres, Edwin. (2019). Revisión estructural de una edificación, utilizado el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México.
- Valés G, J. Ordaz, M. (2008). Análisis de efectos sísmicos ortogonales horizontales en terreno blando. Revista de Ingeniería Sísmica, 79. P.91-111.

- Wallace, J. W. (2011). February 27, 2010 Chile Earthquake: Preliminary Observations on Structural Performance and Implications for US Building Codes and Standards. Structures Congress 2011. [https://doi.org/doi:10.1061/41171\(401\)146](https://doi.org/doi:10.1061/41171(401)146)
- Wallace, J. W. (2012). Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling beams - Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes. International Journal of Concrete Structures and Materials. <https://doi.org/10.1007/s40069-012-0001-4>
- Walpole, R Myers, R. Myers, S. 2012. Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias. Pearson Educación. México. Novena Edición.
- Westenek, B. De la Llera, J.C. Jünemann, R. Hube, M.A. Besa, J.J. Lüders, C. Inaundi, J.A. Riddell, R. & Jordán, R. (2013). Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile earthquake. <https://link.springer.com/article/10.1007/s10518-012-9404-5>