

**RELACIÓN DEL ESPESOR DE LOS MUROS ESTRUCTURALES RESPECTO
AL NÚMERO DE PISOS EN UNA EDIFICACIÓN TIPO TÚNEL**

**ASTRID VANESSA CARREÑO MOJICA
DEYBIS CAÑAS RIVERA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO MECÁNICA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2018

**RELACIÓN DEL ESPESOR DE LOS MUROS ESTRUCTURALES RESPECTO
AL NÚMERO DE PISOS EN UNA EDIFICACIÓN TIPO TÚNEL**

**ASTRID VANESSA CARREÑO MOJICA
DEYBIS CAÑAS RIVERA**

Proyecto de grado para optar al título de Ingeniero Civil

**Director
GUSTAVO CHIO CHO
PHD en Ingeniería de Caminos Canales y Puertos**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO MECÁNICA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2018

DEDICATORIA

Principalmente, doy gracias a ti DIOSITO, por guiar mi camino según tu voluntad, y regalarme tus siete dones, para permitirme culminar exitosamente mi carrera profesional como ingeniera civil, rodeada de los seres que más amo en la vida: mi familia.

A mis padres MANUEL CARREÑO y ROSA MOJICA: mi mayor motor; quienes con su amor, apoyo y comprensión me han enseñado a vivir en comunión con DIOS, formándome en valores y virtudes, y demostrándome el valor de la perseverancia, para nunca rendirme y luchar por mis sueños.

A mi hermana MABEL CARREÑO MOJICA: mi inspiración y ejemplo a seguir; quien me ha impulsado y acompañado en lo desconocido, y con sus logros y valentía me ha enseñado que todos los sueños son posible cuando se lucha por ello.

A mi hermana INGRID CARREÑO MOJICA, quien me ha acompañado en este largo caminar y me ha apoyado a hacer realidad mis metas.

A ti amor, GIBRAN FERNEY BARAJAS, quien me desafía cada día a ser una mujer más preparada, y con quien encuentro confort en los momentos más difíciles.

*“Todo lo puedo en cristo que me fortalece”
Filipenses 4:13*

Astrid Vanessa Carreño Mojica

DEDICATORIA

En primera instancia agradecer a Dios que ha sido mi motor y guía a lo largo de mi vida, a todos mis familiares y a aquellas personas que de una u otra manera aportaron su granito de arena para que esto se hiciera realidad en especial a mis padres Roberto Cañas y Alcira Rivera que han sido mi aliento, ayuda y motivación durante esta etapa.

Deybis Cañas Rivera.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	17
1. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.1 OBJETIVO GENERAL	19
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
2. CONCEPTOS GENERALES DE MUROS PORTANTES	20
2.1 EDIFICACIONES DE MUROS POTANTES CON SISTEMA CONSTRUCTIVO TIPO TÚNEL.....	20
2.2 TIPOS DE MUROS ESTRUCTURALES.....	21
2.2.1 Según la forma de su sección transversal	21
2.2.2 Según su forma en elevación.....	22
2.2.3 Según su comportamiento	22
2.3 MUROS ESTRUCTURALES ESBELTOS.....	23
2.3.1 Modos de falla y criterio de diseño.....	23
2.3.2 Resistencia a la flexión	23
2.3.3 Resistencia al cortante.....	24
2.3.4 Confinamiento e inestabilidad	24
2.4 MUROS ESTRUCTURALES ROBUSTOS	25
2.4.1 Tipos de muros	25
2.4.2 Resistencia a la flexión	25
2.4.3 Resistencia al cortante.....	25
3. DESARROLLO DEL PROYECTO	27
3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	30
3.1.1 Planta arquitectónica de las edificaciones de 10, 15 y 20 pisos	31
3.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE 10, 15 Y 20 PISOS.....	32

3.2.1	Análisis estructural de la edificación de 10 pisos	32
3.2.1.1	Cargas sobre la estructura.....	32
3.2.1.2	Parámetros sísmicos.....	34
3.2.1.3	Período Fundamental.....	35
3.2.1.4	Períodos de la estructura para los tres primeros modos de vibración	36
3.2.1.5	Cortante basal estático en la base V_s	36
3.2.1.6	Cortante basal dinámico en la base	37
3.2.1.7	Corrección del cortante dinámico en la base	37
3.2.1.8	Resultados de la deriva máxima para la edificación de 10 pisos	38
3.2.2	Análisis estructural para la edificación de 15 pisos.....	38
3.2.2.1	Período Fundamental.....	39
3.2.2.2	Períodos de la estructura en los tres primeros modos de vibración.....	39
3.2.2.3	Cortante basal estático en la base V_s	40
3.2.2.4	Cortante basal dinámico en la base.....	40
3.2.2.5	Corrección del cortante dinámico en la base	40
3.2.2.6	Resultados de la deriva máxima para la edificación de 15 pisos	41
3.2.3	Análisis estructural para la edificación de 20 pisos.....	42
3.2.3.1	Período Fundamental.....	42
3.2.3.2	Períodos de la estructura en los tres primeros modos de vibración.....	43
3.2.3.3	Cortante basal estático en la base V_s	44
3.2.3.4	Cortante basal dinámico en la base	44
3.2.3.5	Corrección del cortante dinámico en la base	44
3.2.3.6	Resultados de la deriva máxima para la edificación de 20 pisos	45
3.3	GENERALIDADES DEL DISEÑO DE LOS MUROS ESTRUCTURALES	45
3.3.1	Diseño a flexocompresión y carga axial de los muros estructurales.....	46
3.3.1.1	Diseño por el método T & C.....	47
3.3.1.2	Diseño con refuerzo distribuido uniformemente en toda la sección	59
3.3.1.3	Diagrama de interacción	71
3.3.1.4	Elementos de borde.....	76
3.3.1.5	Refuerzo transversal de los elementos de borde.....	77

3.3.1.6 Diseño a cortante en el alma de un muro estructural.....	81
3.4 RESULTADOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO MÁS IMPORTANTES DE LAS EDIFICACIONES DE 10, 15 Y 20 PISOS	97
3.4.1 Resultados del diseño estructural del muro más crítico edificio de 10 pisos	97
3.4.2 Resultados del diseño estructural del muro más crítico edificio de 15 pisos	101
3.4.3 Resultados del diseño estructural del muro más crítico edificio de 20 pisos	103
3.5 ALTERNATIVAS DE DISEÑO MEDIANTE EL SOFTWARE COMERCIAL DE ESTRUCTURAS ETABS	105
3.5.1 Método simplificado T&C	105
3.5.1.1 Alternativa 1	106
3.5.1.2 Alternativa 2	106
3.5.1.3 Alternativa 3	107
3.5.2 Chequeo de una sección con un refuerzo uniformemente distribuido	107
3.5.3 Diseño del muro con refuerzo uniforme	108
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	109
5. CONCLUSIONES	115
CITAS BIBLIOGRAFICAS.....	121
BIBLIOGRAFÍA.....	124

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Ilustración de una edificación con sistema estructural de muros portantes	20
Figura 2. <i>Secciones transversales comunes de muros estructurales.</i>	22
Figura 3. Representación de las edificaciones de 10, 15 y 20 pisos con sistema estructural de muros portantes, usadas para el análisis y diseño del presente trabajo de investigación.	31
Figura 4. Representación de la planta estructural de las edificaciones de 10, 15 y 20 pisos	32
Figura 5. Espectro de diseño para el análisis de los edificios de 10, 15 y 20 pisos.	35
Figura 6. Resultados de deriva máxima del edificio de 10 pisos.....	38
Figura 7. Resultados de deriva máxima del edificio de 15 pisos.....	42
Figura 8. Resultados de deriva máxima del edificio de 20 pisos.....	45
Figura 9. Distribución del refuerzo a flexión por el método T&C.....	48
Figura 10. Cable de longitud l y sección transversal A	50
Figura 11. Detalle del refuerzo por el método T&C.....	54
Figura 12. Grafica de ϕP_n Vs ϕ	55
Figura 13. Detalle del refuerzo en las fibras extremas del muro.....	58
Figura 14. Grafica de ϕP_n Vs ϕ	60
Figura 15. Representación de los esfuerzos en el muro con refuerzo uniformemente distribuido.....	61
Figura 16. Representación de las fuerzas actuantes en la sección	64
Figura 17. Grafica de ϕP_n Vs ϕ	69
Figura 18. Detalle del refuerzo uniformemente distribuido en el muro.....	71

Figura 19. Diagrama de iteración del muro en dirección X a 0° y 180° por el método de diseño T&C.....	73
Figura 20. Diagrama de iteración del muro en dirección Y a 90° y 270° por el método de diseño T&C.....	74
Figura 21. Diagrama de interacción del muro en dirección X a 0° y 180° por el método con refuerzo uniformemente distribuido.....	75
Figura 22. Diagrama de interacción del muro en dirección X a 90° y 270° por el método con refuerzo uniformemente distribuido.....	75
Figura 23. Muro en voladizo.	76
Figura 24. Detalle de un muro en voladizo.	79
Figura 25. Distribución de V_u en el muro.	92
Figura 26. Diagrama de iteración en sentido X diseño por el método T&C.	95
Figura 27. Resultados de deriva máxima del edificio de 10 pisos con espesor de 12 cm.	98
Figura 28. Características geométricas del muro más crítico de la edificación de 10 pisos.	99
Figura 29. Detalle del refuerzo a flexión de la sección transversal del muro nivel 1 edificio 10 <i>pisos</i>	99
Figura 30. Diagrama de interacción en dirección X nivel 1 edificio de 10 niveles	100
Figura 31. Detalle del refuerzo en la base del muro más crítico, edificio de 10 pisos.	100
Figura 32. (a) vista frontal, (b) vista lateral, Características geométricas del muro más importante de la edificación de 15 pisos.	101
Figura 33. Detalle del refuerzo a flexión de la sección transversal del muro diseño nivel 1 edificio de 15 pisos.	102
Figura 34. Diagrama de interacción en dirección X del nivel 1 edificio de 15 pisos.	102
Figura 35. Detalle del refuerzo en la base del muro más crítico, edificio de 15 pisos.	103

Figura 36. (a) vista frontal, (b) vista lateral, Características geométricas del muro.	103
Figura 37. Detalle del refuerzo por diseño a flexión y carga axial de la sección transversal del muro en el nivel 1 para el edificio de 20 pisos.	104
Figura 38. Diagrama de interacción dirección X nivel 1 edificio de 20 pisos.....	104
Figura 39. Detalle del refuerzo en la base del muro, edificio de 20 pisos.	105
Figura 40. Detalle de las dimensiones del muro en planta y altura por el método simplificado T&C en ETABS.	106
Figura 41. Muro con espesor uniforme	106
Figura 42. Muro con elementos de borde	107
Figura 43. Muro con elementos de borde desiguales.	107
Figura 44. Orientación del eje neutro del Pier para varios ángulos.....	108
Figura 45. Efectos de la distribución del refuerzo y la cuantía en la resistencia a flexión y la curvatura.	110
Figura 46. Número de pisos vs espesor mínimo en la base de los muros estructurales de una edificación en la ciudad de Bucaramanga, Santander por chequeo de deriva convencional.....	116
Figura 47. Número de pisos vs espesor mínimo en la base de los muros estructurales de una edificación en la ciudad de Bucaramanga, Santander por chequeo deriva tangente.	117
Figura 48. Número de pisos vs espesor mínimo en la base de los muros estructurales de una edificación en la ciudad de Bucaramanga, Santander por diseño según la NSR-10	118
Figura 49. Relación del peso del acero respecto al volumen del concreto en función del número de pisos.	120

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Cargas permanentes de las edificaciones.	33
Tabla 2. Cargas vivas de las edificaciones.	34
Tabla 3. Parámetros del espectro de diseño para las edificaciones según la NSR-10.....	34
Tabla 4. Periodo fundamental T_a de la edificación de 10 pisos.	35
Tabla 5. Valores del cortante estático en la base.	36
Tabla 6. Valores del cortante dinámico en la base.	37
Tabla 7. Periodo fundamental T_a de la edificación de 15 pisos.	39
Tabla 8. Valores del cortante estático en la base.	40
Tabla 9. Valores del cortante dinámico en la base.	40
Tabla 10. Periodo fundamental T_a de la edificación de 20 pisos.	43
Tabla 11. Valores del cortante estático en la base.	44
Tabla 12. Valores del cortante dinámico en la base.	44
Tabla 13. Valor de β_1 en función de f'_c	49
Tabla 14. Resumen general de los espesores mínimos de los muros estructurales de las edificaciones en estudio.	113
Tabla 15. Valores del diseño a flexión, carga axial y constante del muro con las mayores solicitaciones de las edificaciones de muros portantes con 10, 15 y 20 pisos en la ciudad de Bucaramanga.	120

RESUMEN

TÍTULO: RELACIÓN DEL ESPESOR DE LOS MUROS ESTRUCTURALES RESPECTO AL NÚMERO DE PISOS EN UNA EDIFICACIÓN TIPO TÚNEL

AUTORES: ASTRID VANESSA CARREÑO MOJICA
DEYBIS CAÑAS RIVERA

PALABRAS CLAVES: Muros portantes de concreto armado, sistemas constructivo tipo túnel, fuerzas sísmicas, diseño de muros portantes.

DESCRIPCIÓN:

Hoy en día cada vez más se construyen edificaciones con sistemas estructurales de muros portantes de concreto armado para uso de vivienda multifamiliar, sin embargo, se han presentado fallas en los principales elementos estructurales de este tipo de edificaciones durante el sismo de Chile del 2010 [1]. Una de las hipótesis de este comportamiento se debe a las características de este tipo de construcciones: bajos espesores en los muros y placas macizas [2]; por tal motivo, esta investigación se enfoca en realizar el estudio sismoresistente a tres edificaciones con muros estructurales de 10, 15 y 20 pisos ubicada en la ciudad de Bucaramanga para evaluar el espesor de los muros principales según criterios utilizados a nivel de análisis y diseño estructural considerando la resistencia del concreto de 28 *Mpa* y siguiendo los requerimientos de la NSR-10, con la idea de obtener un referente de los espesores mínimos que puede tener una edificación con características similares a los modelos estudiados.

ABSTRACT:

TITLE: RELATION OF THE THICKNESS OF THE STRUCTURAL WALLS TO THE NUMBER OF FLOORS IN A TYPE BUILDING TUNNEL

AUTHORS: ASTRID VANESSA CARREÑO MOJICA
DEYBIS CAÑAS RIVERA

KEYWORDS: Structural walls of reinforcing concrete, construction system thin wall, seismic forces, wall design.

DESCRIPTION:

Nowadays more and more buildings with tunnel type structural systems are being built for the use of multifamily housing, however, there have been faults in the main structural elements of this type of buildings (reinforced concrete walls). One of the hypotheses of this behavior is due to the characteristics of this type of construction (low thickness in the walls and solid plates), for this reason this research focuses on performing the seismic study to three buildings type tunnel of 10, 15 and 20 levels located in the city of Bucaramanga to evaluate the thicknesses of the structural walls at the level of analysis and design following the requirements of the NSR-10 with the idea of obtaining a reference of the minimum thicknesses that a building with similar characteristics can have to the models studied and compare these results with the structures built in Bucaramanga.

INTRODUCCIÓN

Recientes acontecimientos como el terremoto de Chile 2010, ha enmarcado los grandes vacíos que aún existen referente al comportamiento y diseño de los sistemas estructurales con muros de corte, debido a esto la norma ACI 318-08 ha tenido que modificarse en algunos requerimientos para muros estructurales [3]. Consecuente a ello se espera que la NSR-10, también estudie los lineamientos de diseño y contemple las actualizaciones hechas a la ACI 318-14. Por consiguiente, es de vital importancia centrar la atención en esta problemática debido al gran auge que posee este tipo de estructuras en las construcciones de Colombia y Latinoamérica.

Ahora bien, cada vez más se observa en la ciudad de Bucaramanga proyectos de edificaciones con sistema estructural de muros portantes de gran altura, caracterizados por los bajos espesores en sus principales elementos estructurales como muros y losas macizas, con lo cual surge la inquietud si dichos espesores corresponden a los de una estructura localizada en una zona altamente sísmica y cumple con los lineamientos de la NSR-10. Por tal motivo, este trabajo de investigación se enfoca en determinar la relación de espesores mínimos que puede tener una edificación con sistema estructural de muros a medida que aumenta el número de pisos, mediante el análisis y diseño de edificaciones con sistema de muros portantes, localizada en la ciudad de Bucaramanga-Santander, con iguales condiciones arquitectónicas en planta y alturas diferentes (10, 15 y 20 pisos) y cimentada sobre un suelo tipo C según la clasificación de la NSR-10.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos del análisis sismoresistente a las tres edificaciones en estudio por el método de Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) y el método Modal- Espectral mediante el control de la deriva máxima, para

obtener un primer referente del dimensionamiento de los muros de las edificaciones estudiados. En segunda instancia se presentan los resultados del diseño del muro con las mayores solicitaciones de cada una de las edificaciones, para obtener a nivel de diseño el espesor mínimo que puede tener una edificación con sistema estructural de muros portantes, en una zona de alta sismicidad como la ciudad de Bucaramanga, con una resistencia del concreto de 28 Mpa .

Como la literatura y la NSR-10 da la posibilidad de realizar el diseño de los muros estructurales a flexión y carga axial por dos alternativas diferentes en cuanto a la disposición del refuerzo vertical (método T&C y método del refuerzo uniformemente distribuido), se presenta un ejemplo ilustrativo del diseño de la sección transversal de uno de los muros en la base de la edificación de 10 pisos con el fin de elegir el método más conveniente para el diseño de los muros principales de las edificaciones de 10, 15 y 20 pisos. En el análisis y diseño de las edificaciones en este estudio se utilizó el software comercial de estructuras ETABS 2016.

1. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 OBJETIVO GENERAL

- Determinar el espesor mínimo requerido de los muros estructurales con respecto al número de pisos para una edificación tipo túnel ubicada en la ciudad de Bucaramanga; zona de alta sismicidad, basados en la norma colombiana (NSR-10).

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Diseñar una edificación de 10, 15 y 20 pisos con sistema estructural de muros portantes (tipo túnel) localizada en el área metropolitana de Bucaramanga, según la NSR-10.
- Determinar el espesor mínimo de diseño de una edificación de 10, 15 y 20 pisos con sistema estructural de muros portantes (tipo túnel) localizada en el área metropolitana de Bucaramanga.

2. CONCEPTOS GENERALES DE MUROS PORTANTES

Figura 1. Ilustración de una edificación con sistema estructural de muros portantes



Fuente: Habitissimo.

2.1 EDIFICACIONES DE MUROS POTANTES CON SISTEMA CONSTRUCTIVO TIPO TÚNEL

Los sistemas constructivos tipo túnel se conforman por los muros estructurales, los cuales son los principales elementos para soportar las solicitaciones laterales y verticales de la estructura, por lo tanto, si estos están bien diseñados y detallados permitirán ofrecer varias ventajas para su uso en zonas sísmicas, entre ellas[4]:

- Poseer una mayor rigidez que la de marcos de concreto reforzado.
- Dada su alta rigidez, exhiben un comportamiento adecuado ante sismos moderados.
- Poseer una buena capacidad de deformación (ductilidad) que les permite resistir sismos intensos.

Aunque es difícil satisfacer todos los requisitos de funcionamiento de un edificio, los muros estructurales deben colocarse de manera que la distribución de rigidez en planta sea simétrica y, que la configuración sea estable torsionalmente. Es preferible la colocación de un mayor número de muros estructurales en el perímetro como sea posible. Los sistemas estructurales tipo túnel son una alternativa de construcción gracias a innumerables ventajas como la disminución de tiempo constructivo y de la mano de obra, además de producir edificaciones de gran calidad al ser comparada con otros sistemas convencionales [5]. Un ejemplo de ello es el vaciado de un piso en veinticuatro horas, caso contrario de los demás sistemas que necesitan dejar que el concreto fragüe por más de una semana para que alcance su resistencia inicial y así soportar los esfuerzos a los que se encuentre sometido en construcción[5].

2.2 TIPOS DE MUROS ESTRUCTURALES

2.2.1 Según la forma de su sección transversal Los muros se pueden clasificar según la forma de su sección transversal:

- Muros planos: no presentan cambios de dirección ni bifurcación.
- Muros con elementos extremos: con incremento de sección transversal en los bordes.
- Muros quebrados: presentan cambios de direcciones y bifurcaciones en su proyección en planta[5].

Figura 2. Secciones transversales comunes de muros estructurales.



2.2.2 Según su forma en elevación La mayor parte de los muros son prismáticos, es decir, que no sufren cambios de dimensiones en elevación. Sin embargo, es frecuente que su espesor disminuya con la altura[4].

Dada su relación de aspecto altura del muro / longitud (h_w/l_w) se distinguen muros esbeltos con relaciones h/l mayores que dos, y muros robustos para relaciones menores o iguales a dos. Es importante señalar que los muros bajos (robustos) poseen una elevada resistencia a flexión, aun para refuerzo vertical mínimo, por lo que es necesario aplicar fuerzas cortantes muy altas para desarrollar dicha resistencia. [4].

2.2.3 Según su comportamiento Según su comportamiento, los muros estructurales de concreto se pueden dividir en:

- Muros de cortante, en los cuales el corte controla las deflexiones y la resistencia.
- Muros de flexión, en los que la flexión controla las deflexiones y la resistencia.
- Muros dúctiles (muro estructural "especial") que poseen buenas características de disipación de energía ante cargas cíclicas reversibles[4].

2.3 MUROS ESTRUCTURALES ESBELTOS

2.3.1 Modos de falla y criterio de diseño Un prerequisite para el diseño de muros estructurales dúctiles es que la fluencia del refuerzo de flexión en zonas de articulación plástica definidas controle la resistencia, las deformaciones inelásticas y la capacidad de deformación de toda la estructura. Se deben evitar los modos de falla debidos a la fractura de acero a flexión, a tensión diagonal o a compresión diagonal causados por cortante. Asimismo, se deben evitar fallas causadas por inestabilidad del alma del muro o del refuerzo principal a compresión, el deslizamiento por cortante a lo largo de juntas de construcción y la falla por cortante a lo largo de uniones de barras o de anclajes [4].

Puesto que el área bruta de la sección de un muro estructural es muy grande, las cargas axiales que obrarán sobre él estarán muy por debajo del punto balanceado; debido a lo anterior, una adecuada ductilidad de curvatura se lograra si:

- Se coloca el refuerzo por flexión en los extremos de muro, y
- Se confina estos extremos mediante estribos con bajas separaciones.

Para evitar problemas de corte, el diseño a flexión debe garantizar que:

- El agrietamiento diagonal del muro no ocurra aun ante los momentos máximos que puede producir el muro;
- Si ocurriese el agrietamiento diagonal, el cortante sería resistido por el refuerzo del muro, y
- Los esfuerzos nominales de corte deben mantenerse bajos para retrasar la falla por deslizamiento del muro y para prevenir el aplastamiento del concreto en el alma [4].

2.3.2 Resistencia a la flexión Para diferentes cargas axiales en los muros es factible calcular la relación momento- curvatura empleando un programa de computadora, este diagrama describe el comportamiento del elemento.

Es claro que se puede obtener una mayor resistencia a flexión si concentramos el refuerzo vertical en las fibras extremas de la sección transversal. Si colocamos el refuerzo por flexión en el muro en cantidad igual a la requerida por el momento flexionante obtenido del análisis de la estructura, es teóricamente posible la formación de la articulación plástica en cualquier parte de la altura del muro. Por tanto, si deseamos que la articulación se forme en la base del elemento es necesario diseñar por flexión el resto del muro por arriba del momento último (sobre-diseñar). Además, el refuerzo por flexión debe cortarse de manera que la articulación ocurra en la base [4].

2.3.3 Resistencia al cortante La resistencia al corte en muros estructurales esbeltos está proporcionada por el concreto y el acero horizontal. El componente de la resistencia debida al concreto depende de que hayan aparecido grietas diagonales en el alma del muro o que el muro exhiba fisuras por flexión cortante. En el primer caso, las grietas empiezan cerca del centro del alma y aparecen cuando los esfuerzos principales a tensión exceden a la resistencia a tensión del concreto [4].

La contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a fuerza cortante es calculada de manera similar al caso de vigas. La única diferencia está en el peralte efectivo d que, para el caso de muros se toma igual a $0.8l_w$ para una longitud de muro dada, el peralte dependerá de la cuantía y de la distribución del acero vertical.

Con objeto de garantizar la resistencia del muro al agrietamiento diagonal, es necesario colocar una cuantía mínima de refuerzo horizontal [4].

2.3.4 Confinamiento e inestabilidad Un adecuado confinamiento del concreto incrementa su resistencia a la compresión y su capacidad de deformación (ductilidad). Cuando fluye el refuerzo a flexión del muro, los esfuerzos a compresión en el concreto aumentan para equilibrar la tensión, pero si el concreto no está

confinado, puede alcanzar la falla rápidamente. En este caso la falla se caracterizaría por el aplastamiento y desconchamiento del concreto en una gran porción de los extremos del muro [4].

Para evitar una posible falla por inestabilidad de la zona a compresión del muro es recomendable que el espesor del muro sea mayor o igual a un décimo de la altura de la planta del edificio [4].

2.4 MUROS ESTRUCTURALES ROBUSTOS

2.4.1 Tipos de muros De acuerdo a su comportamiento se les puede clasificar en tres categorías:

- Muros elásticos. Es usual que la resistencia de muros bajos sea tan alta que respondan en el intervalo elástico ante sismos intensos. La mayoría de los muros corresponde a este tipo.
- Muros que pueden cabecear. Es el caso de muros que resisten la mayor parte de la carga lateral, aunque soportan una carga vertical relativamente baja. En este caso la capacidad del muro está limitada por la resistencia a volteo.
- Muros dúctiles. En algunas ocasiones no es posible diseñar la cimentación de manera que los muros permanezcan en el intervalo elástico.

Es común que la resistencia a flexión de estos muros sea tan alta que es difícil desarrollarla sin que fallen por corte antes [4].

2.4.2 Resistencia a la flexión Para resistir el momento flexionante, usualmente es suficiente colocar refuerzo mínimo distribuido uniformemente [4].

2.4.3 Resistencia al cortante En los primeros ensayos ante carga lateral realizados en muros bajos, se aplicó la fuerza concentrada en las esquinas de los tableros. Los

muros robustos, cargados de esta manera, pueden resistir cargas importantes debido a la formación de un puntal de compresión interno. Sin embargo, los muros robustos son generalmente cargados mediante cargas puntuales transmitidas por los diafragmas de piso en cada nivel. En estos casos el mecanismo resistente de puntuales de compresión no es tan eficiente como en el caso de carga concentrada [4].

Al igual que en los muros estructurales esbeltos, es indispensable la colocación del refuerzo horizontal para resistir parte del cortante, sin embargo, también es necesario colocar refuerzo vertical para tomar cortante. La cuantía mínima de refuerzo, tanto horizontal como vertical, será igual a 0.25% [4].

3. DESARROLLO DEL PROYECTO

Con el pasar del tiempo se han vuelto más usuales las edificaciones cada vez más altas y esbeltas por lo que para su buen comportamiento ante fuerzas sísmicas y cargas verticales, la estructura debe contar con un correcto análisis y una buena determinación de los parámetros sísmicos de los cuales depende el dimensionamiento de la estructura[10]. Por tal motivo la NSR-10 en el título A presenta los requisitos generales para realizar el análisis sismoresistente de las estructuras dependiendo de su sistema estructural, entre las que se encuentran el análisis estático (*FHE*) y el análisis dinámico (*Modal – Espectral*) [9].

El método de la Fuerza Horizontal Equivalente (*FHE*) es uno de los métodos obligatorios de la NSR-10, consiste en simplificar el comportamiento dinámico de la estructura a la consideración únicamente del modo de vibración fundamental, de esta forma se reemplaza la magnitud de la fuerza sísmica por un conjunto de fuerzas horizontales equivalentes aplicadas en los niveles de los pisos del edificio que equilibran el cortante en la base [11]. Por el contrario, el análisis dinámico da una mejor aproximación del comportamiento real de las estructuras, pues incorpora información ignorada o indirectamente considerada en el análisis estático, tomando en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, tales como su forma de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta, esto con la finalidad de reproducir con mayor aproximación el comportamiento estructural real ante acciones sísmicas[10].

A continuación, se presentan los resultados del análisis y diseño de las tres edificaciones con sistema estructural de muros portantes de 10, 15 y 20 pisos en la ciudad de Bucaramanga-Santander. El diseño se efectúa en base a los requerimientos de la NSR-10, los elementos estructurales a diseñar son los muros

de corte y se realizan por el método *T&C* según estudios de ALCOCER (1995) y se verifica el diseño mediante diagramas de interacción, regidos principalmente por el capítulo 11.9, 14 y 21.9 de la NSR-10 bajo el sistema de resistencia sísmica con grado de disipación de energía especial (DES). Los datos presentados en el documento son una simplificación de los resultados del diseño obtenidos en las memorias de cálculo y en el software comercial de estructuras ETABS, por lo tanto, se presenta el diseño del muro más crítico en el sistema estructural para cada uno de los edificios (10, 15 y 20) pisos.

Para contemplar todos los efectos de los movimientos sísmicos de diseño y todas las cargas a las que se encuentra sometida una edificación es necesario combinar los efectos de cargas, según lo especifica la NSR-10 en el título B.2. Además, el capítulo A.3 estipula para las zonas de amenaza sísmica alta considerar los efectos ortogonales suponiendo el 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular alternando los signos que produzcan el resultado más conservador al igual las cargas sísmicas con las cargas verticales. Por tanto, las combinaciones de carga con las cuales se diseñan las edificaciones de 10, 15 y 20 pisos son:

$$C1 = 1.4D$$

$$C2 = 0.9D + Ex$$

$$C3 = 0.9D - Ex$$

$$C4 = 0.9D + Ey$$

$$C5 = 0.9D - Ey$$

$$C6 = 1.2D + 1.6L$$

$$C7 = 1.2D + L + Ex$$

$$C8 = 1.2D + L - Ex$$

$$C9 = 1.2D + L + Ey$$

$$C10 = 1.2D + L - Ey$$

$$C11 = 1.2D + L + 0.3Ex + Ey$$

$$C12 = 1.2D + L - 0.3Ex - Ey$$

$$C13 = 1.2D + L + 0.3Ex - Ey$$

$$C14 = 1.2D + L - 0.3Ex + Ey$$

$$C15 = 1.2D + L + Ex + 0.3Ey$$

$$C16 = 1.2D + L - Ex - 0.3Ey$$

$$C17 = 1.2D + L + Ex - 0.3Ey$$

$$C18 = 1.2D + L - Ex + 0.3Ey$$

Donde:

D: Carga muerta.

L: Carga Viva.

Ex: Fuerza sísmica reducida de diseño en dirección *X*.

Ey: Fuerza sísmica reducida de diseño en dirección *Y*.

La fuerza sísmica reducida de diseño según lo define A.3.7.1 es:

$$E = \frac{FHE}{R}$$

Donde la *FHE* es la fuerza sísmica obtenida del análisis estático de la edificación y *R* es el coeficiente de capacidad de disipación de energía, correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica.

El coeficiente de disipación de energía *R* según A. 3.3.3 está definido como el valor de *R_o* definido en la tabla A. 3 – 1 y multiplicado por los factores de irregularidad en planta *φ_p*, en altura *φ_a* y ausencia de redundancia *φ_r*. Por tanto según consideraciones del análisis y la configuración estructural de la edificación la estructura en estudio es regular, con lo cual el coeficiente de disipación de energía es:

$$R = R_o$$

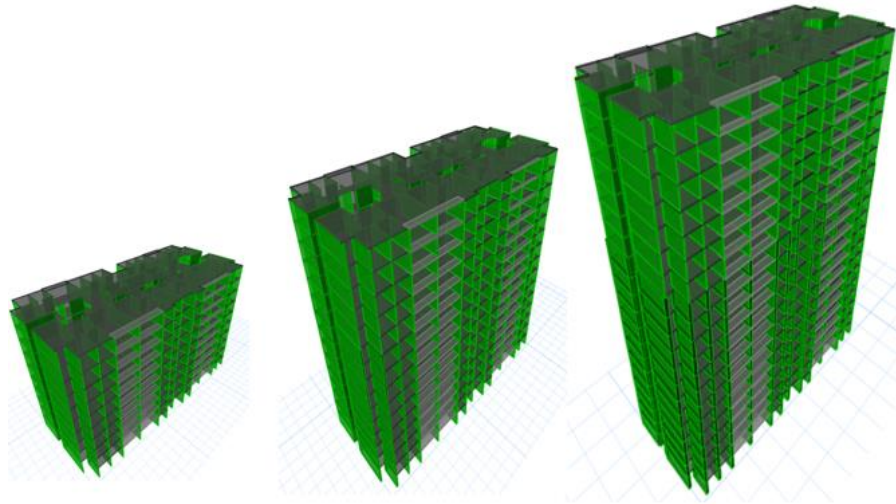
La tabla A.3 – 1 clasifica los valores de R_o en función del sistema de resistencia sísmica por fuerzas horizontales y cargas verticales, para lo cual en el sistema tipo túnel los muros estructurales de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES) resiste ambas sollicitaciones y $R_o = 5$.

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Las edificaciones en estudios son tres estructuras con sistema estructural de muros portantes de 10, 15 y 20 pisos, con idéntica distribución en planta, localizadas en la ciudad de Bucaramanga-Santander para uso residencial y cimentadas sobre suelo tipo C. La altura de entrepiso es de 2.5 m y se clasifican como estructuras regulares tanto en planta como altura según lo estipula la NSR-10, los parámetros sísmicos del espectro de diseño son: $A_a = 0.25$, $A_v = 0.25$, $F_a = 1.15$, $F_v = 1.55$, $I = 1$ y el módulo elástico es de $4700\sqrt{f'_c}$, usando una resistencia del concreto de 28 MPa (Fig.3).

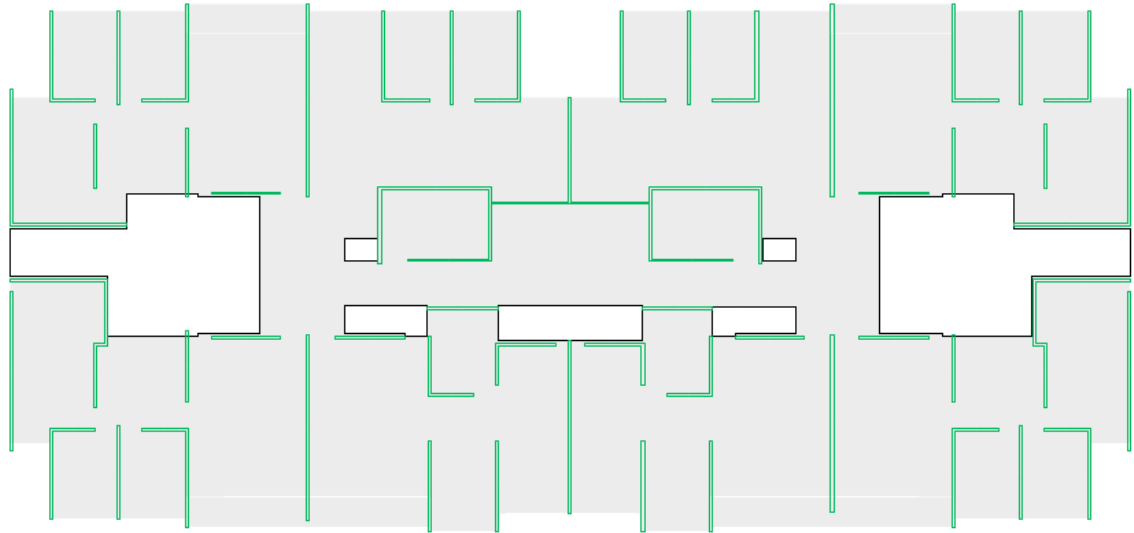
Los muros estructurales, se modelan como elementos tipo Shell considerando todos los efectos de cortante, carga axial y flexión (rigidez dentro y fuera del plano), mientras que la placa maciza se modela como un elemento tipo Shell considerando solo los efectos de membrana (100%) y cortante-flexión en un 1% (rigidez en su plano). El modelamiento, análisis y diseño es realizado mediante el software comercial de estructuras ETABS 2016.

Figura 3. Representación de las edificaciones de 10, 15 y 20 pisos con sistema estructural de muros portantes, usadas para el análisis y diseño del presente trabajo de investigación.



3.1.1 Planta arquitectónica de las edificaciones de 10, 15 y 20 pisos La planta del proyecto es una planta típica de la ciudad de Bucaramanga-Santander, tiene un área de $834 m^2$ y posee gran densidad de muros especialmente en dirección *Y* haciéndola más rígida en ese sentido. Respecto a los muros portantes presentan secciones transversales en L y rectas y las longitudes son variable entre $2.5 m$ y $7.43 m$.

Figura 4. Representación de la planta estructural de las edificaciones de 10, 15 y 20 pisos



3.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE 10, 15 Y 20 PISOS

3.2.1 Análisis estructural de la edificación de 10 pisos Los resultados presentados a continuación, corresponden a los obtenidos para el espesor mínimo requerido en una edificación de 10 pisos con muros portantes (10 *cm*) mediante el control de la deriva máxima, según lo exige la NSR-10.

3.2.1.1 Cargas sobre la estructura Las cargas sobre la estructura son fuerzas u otras sollicitaciones que actúan sobre el sistema estructural y provienen del peso de todos los elementos permanentes en la construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, asentamientos diferenciales y restricción de cambios dimensionales.

a. Cargas permanentes

Son las cargas muertas que mantienen su magnitud constante y posición durante toda la vida útil de una estructura, en esta clasificación se encuentra el peso de los elementos no estructurales que son permanentes en la estructura. Los valores de las cargas permanentes en la estructura se tomaron de las consideraciones de la tabla B.3.4.3-1 de la NSR-10 (valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales para ocupación residencial), donde estima un valor de 3 Kn/m^2 para muros de mampostería y 1.6 Kn/m^2 para acabados y afinado de piso, sin embargo, debido a que la estructura tipo túnel presenta gran densidad de muros en planta, los muros de mampostería son muy pocos y el peso que estima la norma es muy grande por lo que se optara por disminuir el valor a 2 Kn/m^2 (Tabla 1).

Tabla 1. Cargas permanentes de las edificaciones.

Peso muros de mampostería (Kn/m^2)	2
Otras cargas (Kn/m^2)	1.6

b. Cargas Variables

Son las también llamadas cargas vivas, constituyen las cargas de ocupación y uso de las edificaciones. No son constantes ni en magnitud ni en posición durante la vida útil de una edificación. Son muy difíciles de estimar con exactitud, debido a que en muchos de los casos se requieren de análisis estadísticos que determinen la influencia de este tipo de cargas, por tal motivo la NSR-10 en su título B establece las mínimas cargas variables que actúan sobre las estructuras dependiendo del uso de la edificación.

Los valores de la carga viva se tomaron de las consideraciones de la tabla B.4.2.1-1 de la NSR-10 (cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas para uso

residencial), donde se estimó un valor de 5 Kn/m^2 para carga viva en los balcones y 1.8 Kn/m^2 para carga viva en los alcobas y corredores (Tabla 2).

Tabla 2. Cargas vivas de las edificaciones.

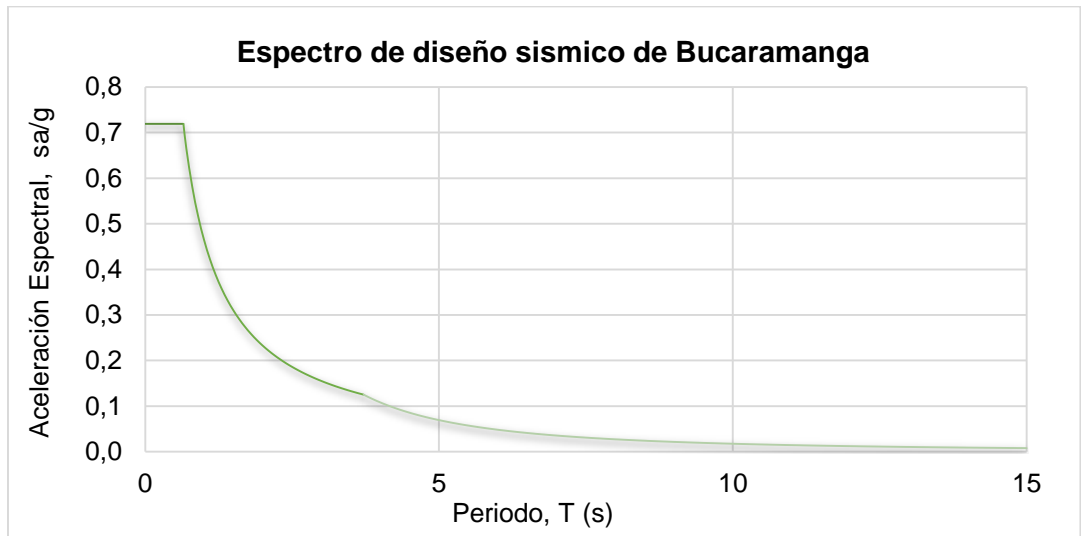
Alcobas y corredores (Kn/m^2)	1.8
Balcones (Kn/m^2)	5

3.2.1.2 Parámetros sísmicos

Tabla 3. Parámetros del espectro de diseño para las edificaciones según la NSR-10.

Parámetros del espectro		
Localización geográfica	Bucaramanga	
Zona de amenaza sísmica	Alta	A.2.3
Definición de los movimientos sísmicos de diseño		
Coefficiente de aceleración Aa	0.25	Tabla A.2.3-2
Coefficiente de velocidad Av	0.25	Tabla A.2.3-2
Tipo de perfil de suelo	C	Tabla A.2.4-1
Coefficiente de sitio Fa	1.15	Tabla A.2.4-3
Coefficiente de sitio Fv	1.55	Tabla A.2.4-4
Grupo de uso	I	Tabla A.2.5-1
Coefficiente de importancia	1	Tabla A.2.5-1

Figura 5. Espectro de diseño para el análisis de los edificios de 10, 15 y 20 pisos.



3.2.1.3 Período Fundamental Para el cálculo del valor del período fundamental de la edificación se tomó la ecuación A.4.2-3 de la NSR-10 (método alternativo) y se calcula a partir de las propiedades del sistema de resistencia sísmica, basados en lo estipulado en la norma sísmo resistente (NSR-10) siendo un sistema estructural caracterizado por tener muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería.

Dónde.

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Tabla 4. Período fundamental T_a de la edificación de 10 pisos.

Período fundamental T_a		
C_t	0.049	Tabla A.4.2.1
α	0.75	Tabla A.4.2.1
h	25.0	Altura del edificio
T_a	0.55	Período fundamental

3.2.1.4 Períodos de la estructura para los tres primeros modos de vibración

Para los resultados del análisis dinámico se tomaron todos los modos de vibración que tenían un aporte significativo en el resultado de la respuesta modal, es decir, más del 90 por ciento de la masa de la estructura participante, para esto se tomó en total 25 modos de vibración para la estructura de 10 pisos.

Primer modo de vibración de la edificación

Masa participante en dirección $z = 39\%$

Periodo $T_z = 0.60 \text{ s}$

Segundo modo de vibración de la edificación

Masa participante en dirección $Y = 66\%$

Periodo $T_y = 0.59 \text{ s}$

Tercer modo de vibración de la edificación

Masa participante en dirección $X = 42\%$

Periodo $T_x = 0.54 \text{ s}$

3.2.1.5 Cortante basal estático en la base V_s El cortante sísmico en la base equivale a la totalidad de las fuerzas inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos en las direcciones de estudio. Para la edificación de 10 pisos estos valores son (Tabla 5):

Tabla 5. Valores del cortante estático en la base.

Análisis estático por FHE			
Dirección X (Kn)		Dirección Y (Kn)	
V_x	48707.5	V_x	0.00
V_y	0.00E+00	V_y	48707.5

3.2.1.6 Cortante basal dinámico en la base El cortante dinámico en la base se calcula en las direcciones de análisis de la estructura mediante el análisis Modal-Espectral. Para la edificación de 10 pisos este valor es (Tabla 6):

Tabla 6. Valores del cortante dinámico en la base.

Análisis dinámico por Modal-Espectral			
Dirección X (Kn)		Dirección Y (Kn)	
V_x	30907.5	V_x	44.7
V_y	44.7	V_y	33765.0

3.2.1.7 Corrección del cortante dinámico en la base La corrección del cortante dinámico para estructuras regulares se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$0.80 \frac{V_s}{V_{tj}}$$

Donde, V_s es el cortante estático calculado por fuerza horizontal equivalente y V_{tj} es el cortante dinámico calculado por análisis Modal-Espectral.

Dirección X

$$\text{Cortante estático } (V_{sx}) = 48707.5$$

$$\text{Cortante dinámico } (V_x) = 30907.5$$

$$0.8 * (V_{sx}) = 38965.0$$

Como $0.8 * V_{sx} > V_x$, se aplica factor de corrección

$$0.80 \frac{V_{sx}}{V_x} = 1.3$$

Dirección Y

$$\text{Cortante estático } (V_{sy}) = 48707.5$$

$$\text{Cortante dinámico } (V_y) = 33765.0$$

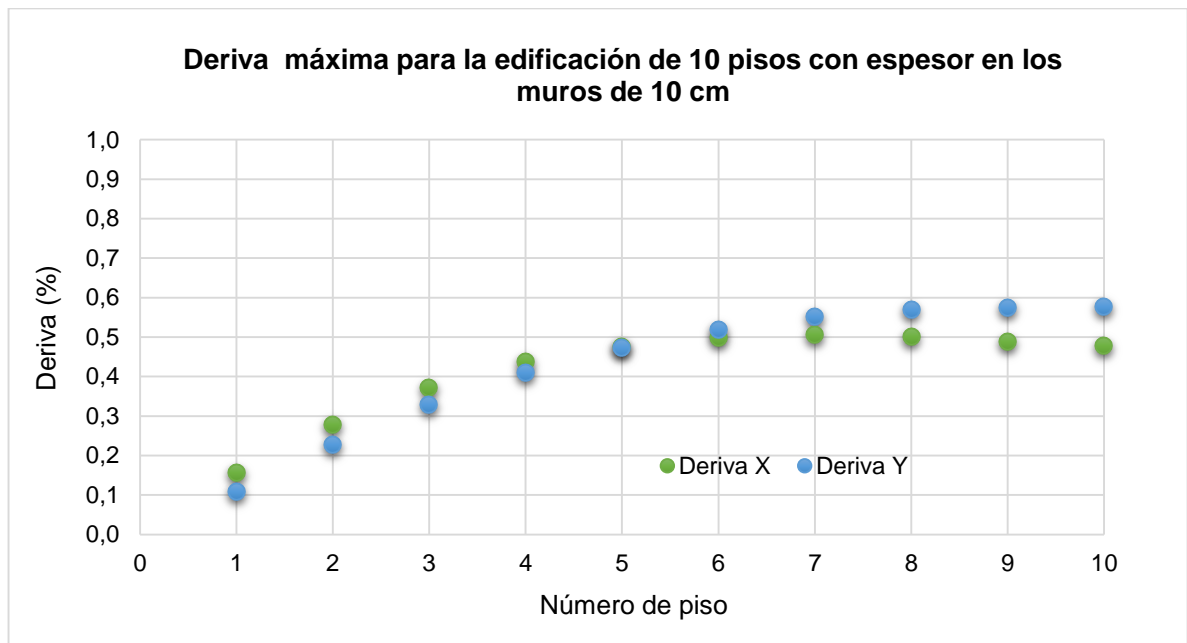
$$0.8 * V_{sy} = 38966$$

Como $0.8 * V_{sy} > V_y$, se aplica factor de corrección

$$0.80 \frac{V_{sy}}{V_y} = 1.2$$

3.2.1.8 Resultados de la deriva máxima para la edificación de 10 pisos Se presenta en la Fig. 6 los resultados de la deriva máxima a la edificación de muros portantes de 10 pisos con espesor de 10 cm (Mínimo espesor según la NSR-10) mediante el chequeo convencional. En la figura se observa que las derivas por piso son menores al límite de 1% exigido por la NSR-10, y los máximos valores se presentan en el análisis en dirección del eje Y.

Figura 6. Resultados de deriva máxima del edificio de 10 pisos.



3.2.2 Análisis estructural para la edificación de 15 pisos Los resultados presentados a continuación, corresponden a los obtenidos para el espesor mínimo requerido en una edificación de 15 pisos con muros portantes (17 cm) mediante el control de la deriva máxima, según lo exige la NSR-10.

3.2.2.1 Período Fundamental Para el cálculo del periodo fundamental se tomó la ecuación alternativa A.4.2-3 de la NSR-10, bajo las mismas consideraciones mencionadas en la estructura de 10 pisos.

Dónde:

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Tabla 7. Periodo fundamental T_a de la edificación de 15 pisos.

Periodo fundamental T_a		
C_t	0.049	Tabla A.4.2.1
α	0.75	Tabla A.4.2.1
h	37.5	Altura del edificio
T_a	0.75	Periodo fundamental

3.2.2.2 Períodos de la estructura en los tres primeros modos de vibración Para los resultados del análisis dinámico se tomaron todos los modos de vibración que tuvieran un aporte significativo en la respuesta Modal-Espectral, los cuales fueron 30 modos.

Primer modo de vibración de la edificación

Masa participante en dirección $Y = 62\%$

Periodo $T_y = 0.91 s$

Segundo modo de vibración de la edificación

Masa participante en dirección $Z = 51\%$

Periodo $T_z = 0.91 s$

Tercer modo de vibración de la edificación

Masa participante en dirección $X = 55\%$

Periodo $T_x = 0.77 s$

3.2.2.3 Cortante basal estático en la base V_s

Tabla 8. Valores del cortante estático en la base.

Análisis estático por FHE			
Dirección X (Kn)		Dirección Y (Kn)	
V_x	74684.9	V_x	0.00
V_y	1.51E-06	V_y	74684.9

3.2.2.4 Cortante basal dinámico en la base

Tabla 9. Valores del cortante dinámico en la base.

Análisis dinámico por Modal-Espectral			
Dirección X (Kn)		Dirección Y (Kn)	
V_x	45673.8	V_x	64
V_y	64	V_y	42698.6

3.2.2.5 Corrección del cortante dinámico en la base

Dirección X

Cortante estático (V_{sx}) = 74684.9

Cortante dinámico (V_x) = 45673.8

$0.8 * (V_{sx}) = 59747.9$

Como $0.8 * V_{sx} > V_x$, se aplica factor de corrección

$$0.80 \frac{V_{sx}}{V_x} = \mathbf{1.31}$$

Dirección Y

$$\text{Cortante estático } (V_{sy}) = 74684.9$$

$$\text{Cortante dinámico } (V_y) = 42698.6$$

$$0.8 * V_{sy} = 59747.9$$

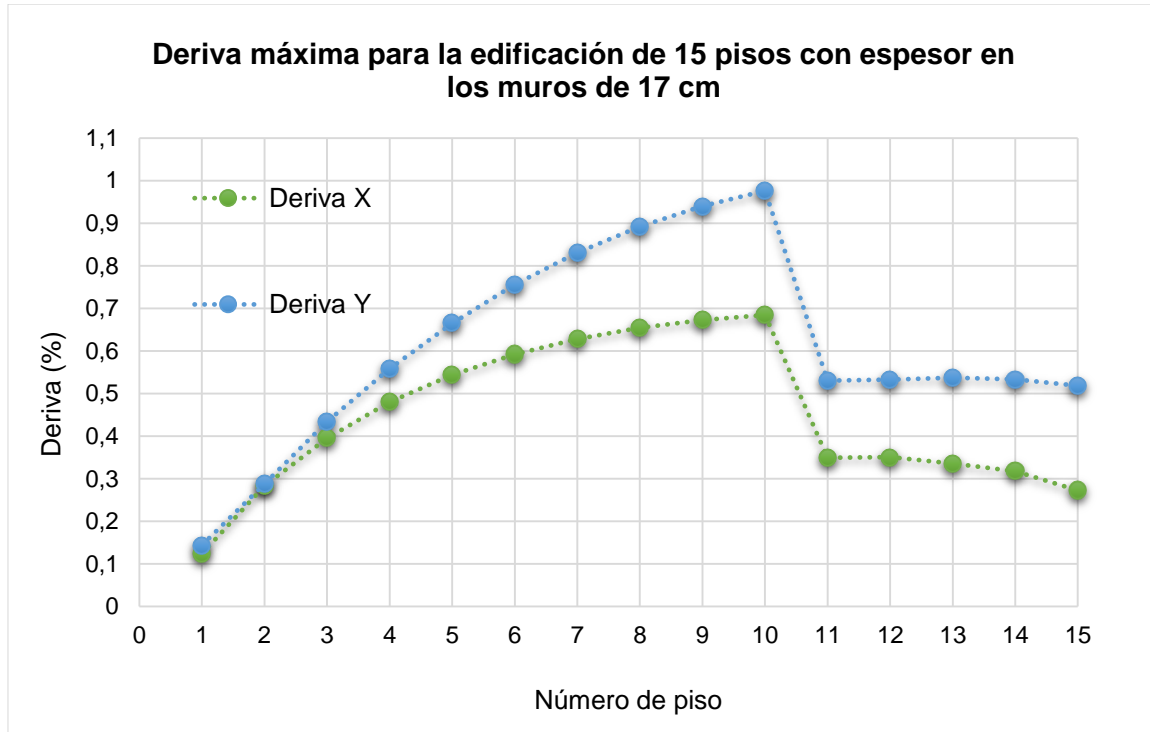
Como $0.8 * V_{sy} > V_y$, se aplica factor de corrección

$$0.80 \frac{V_{sy}}{V_y} = \mathbf{1.4}$$

3.2.2.6 Resultados de la deriva máxima para la edificación de 15 pisos De los resultados obtenidos mediante el control de la deriva convencional estipulada en A.3.6.1.1 de la NSR-10 se obtiene que el espesor mínimo requerido en la base de la edificación es de 20 cm. Sin embargo, en las actualizaciones técnicas del reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10) se introduce un procedimiento nuevo para edificaciones con muros estructurales, donde permite evaluar la deriva máxima en los pisos superiores utilizando la deriva tangente especificada en A.6.3.1.3, debido a que en este tipo de edificaciones mediante el chequeo de deriva convencional (A.6.3.1.1) obligaba a rigidizar exageradamente el sistema, con lo cual se requieren espesores de muros muy elevados [12]. Realizando el chequeo por deriva tangente a 2/3 de la altura total de la edificación, el espesor mínimo de los muros estructurales se reduce a 17 cm.

En la fig. 7 se presenta la deriva máxima de cada piso de la edificación con el mínimo espesor de los muros portantes encontrado (17 cm), mediante el chequeo de deriva tangente en el análisis Modal-Espectral.

Figura 7. Resultados de deriva máxima del edificio de 15 pisos.



3.2.3 Análisis estructural para la edificación de 20 pisos Los resultados presentados a continuación, corresponden a los obtenidos para el espesor mínimo requerido de los muros portantes en una edificación de 20 pisos (42 cm) mediante el control de la deriva máxima, según lo exige la NSR-10.

3.2.3.1 Período Fundamental Para el cálculo del periodo fundamental se tomó la ecuación alternativa A.4.2-3 de la NSR-10, bajo las mismas consideraciones mencionadas en la estructura de 10 niveles.

Donde

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Tabla 10. Periodo fundamental T_a de la edificación de 20 pisos.

Periodo fundamental T_a		
Ct	0.049	Tabla A.4.2.1
α	0.75	Tabla A.4.2.1
h	50.0	Altura del edificio
T_a	0.92	Periodo fundamental

3.2.3.2 Períodos de la estructura en los tres primeros modos de vibración Para los resultados del análisis dinámico se tomaron todos los modos de vibración que tienen un aporte significativo en la respuesta del modal espectral, para esto se tomó en total 35 modos de vibración para la estructura de 20 pisos.

Primer modo de vibración de la edificación

Masa participante en dirección $Y = 57\%$

Periodo $T_y = 1.07 s$

Segundo modo de vibración de la edificación

Masa participante en dirección $Z = 48\%$

Periodo $T_z = 1.05 s$

Tercer modo de vibración de la edificación

Masa participante en dirección $X = 50\%$

Periodo

$T_x = 0.87 s$

3.2.3.3 Cortante basal estático en la base V_s

Tabla 11. Valores del cortante estático en la base.

Análisis estático por FHE			
Dirección X (Kn)		Dirección Y (Kn)	
V_x	111484.0	V_x	0.00
V_y	2.32E-06	V_y	111484.0

3.2.3.4 Cortante basal dinámico en la base

Tabla 12. Valores del cortante dinámico en la base.

Análisis dinámico por Modal-Espectral			
Dirección X (Kn)		Dirección Y (Kn)	
V_x	70950.6	V_x	184.2
V_y	184.2	V_y	66019.7

3.2.3.5 Corrección del cortante dinámico en la base

Dirección X

$$\text{Cortante estático } (V_{sx}) = 111483.9$$

$$\text{Cortante dinámico } (V_x) = 70950.6$$

$$0.8 * (V_{sx}) = 89187.2$$

Como $0.8 * V_{sx} > V_x$, se aplica factor de corrección

$$0.80 \frac{V_{sx}}{V_x} = 1.26$$

Dirección Y

$$\text{Cortante estático } (V_{sy}) = 111484.0$$

$$\text{Cortante dinámico } (V_y) = 66019.7$$

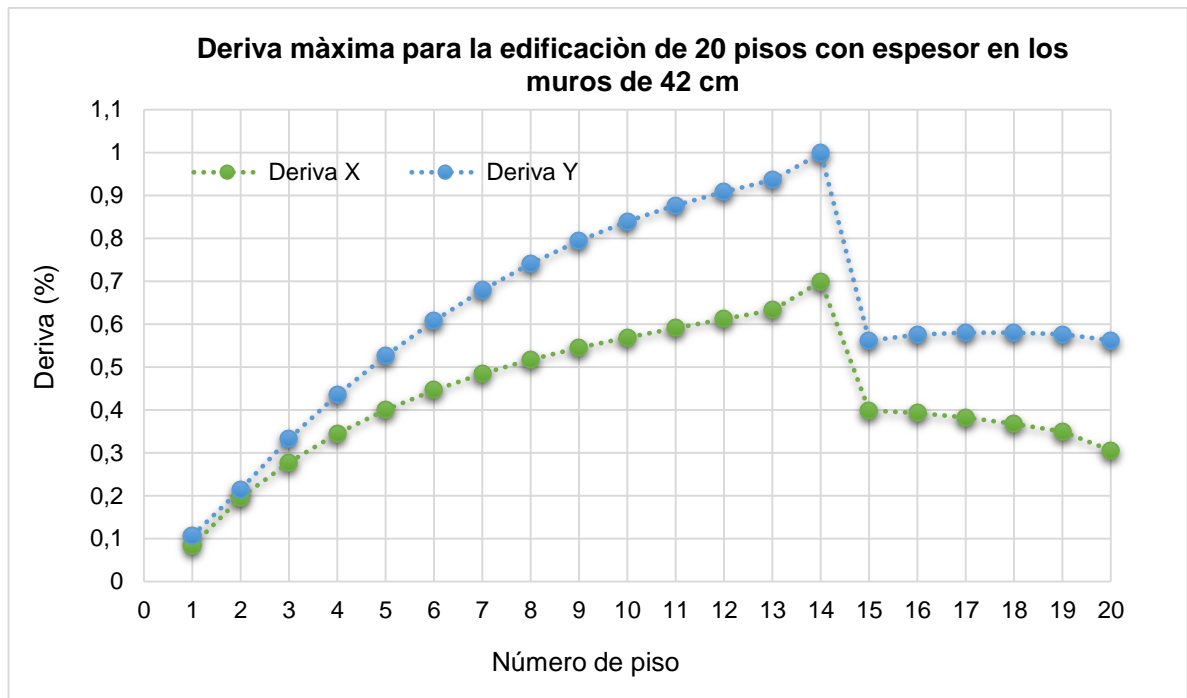
$$0.8 * V_{sy} = 89187.2$$

Como $0.8 * V_{sy} > V_y$, se aplica factor de corrección

$$0.80 \frac{V_{sy}}{V_y} = 1.35$$

3.2.3.6 Resultados de la deriva máxima para la edificación de 20 pisos En la fig. 8 se presenta la deriva máxima de la edificación de 20 pisos mediante el chequeo de la deriva tangente del análisis dinámico Modal-Espectral para el espesor de 42 cm.

Figura 8. Resultados de deriva máxima del edificio de 20 pisos.



3.3 GENERALIDADES DEL DISEÑO DE LOS MUROS ESTRUCTURALES

El diseño de los muros estructurales es uno de los principales objetivos de este trabajo de investigación, para obtener mediante el mismo, el espesor mínimo de los muros estructurales principales de las edificaciones de 10, 15 y 20 pisos. Las

alternativas de diseño presentadas a continuación son métodos antiguos que usan criterios de diseño con filosofías diferentes, consiguiendo resultados diversos en cuanto a la cantidad del refuerzo y disposición en la sección. Esto debido a que aún no se ha centrado totalmente la atención en estudiar el comportamiento de los muros estructurales adoptando los mismos métodos de diseño de columnas en el cual se puede estar obviando algunas consideraciones explícitas de los muros estructurales, incurriendo en el dilema de determinar por cuál método es mejor diseñar los muros estructurales aun cuando todos cumplan con los requisitos mínimos de la NSR-10 [3].

En consecuencia, se realiza un ejemplo ilustrativo de los dos procedimientos de diseño de los muros estructurales a flexión (Diseño por el método T&C y Diseño por el método de acero uniforme) para determinar la disposición de acero más conveniente a usar en la presente tesis. Las alternativas están basadas en consideraciones de diferentes autores como las del Dr. Luis B. Fagier, Cárdenas & Magura y el Ing. Antonio Blanco Blasco. Estos métodos son verificados mediante diagrama de interacción usando el software ETABS 2016.

3.3.1 Diseño a flexocompresión y carga axial de los muros estructurales El diseño de los muros estructurales varía dependiendo del método empleado y la forma como se quiera que estos trabajen, los muros dúctiles se diseñan para que la resistencia y las deformaciones de la estructura sean gobernadas por la cedencia del acero a flexión, localizándose en puntos especialmente detallados para la ocurrencia de la rótula plástica [2].

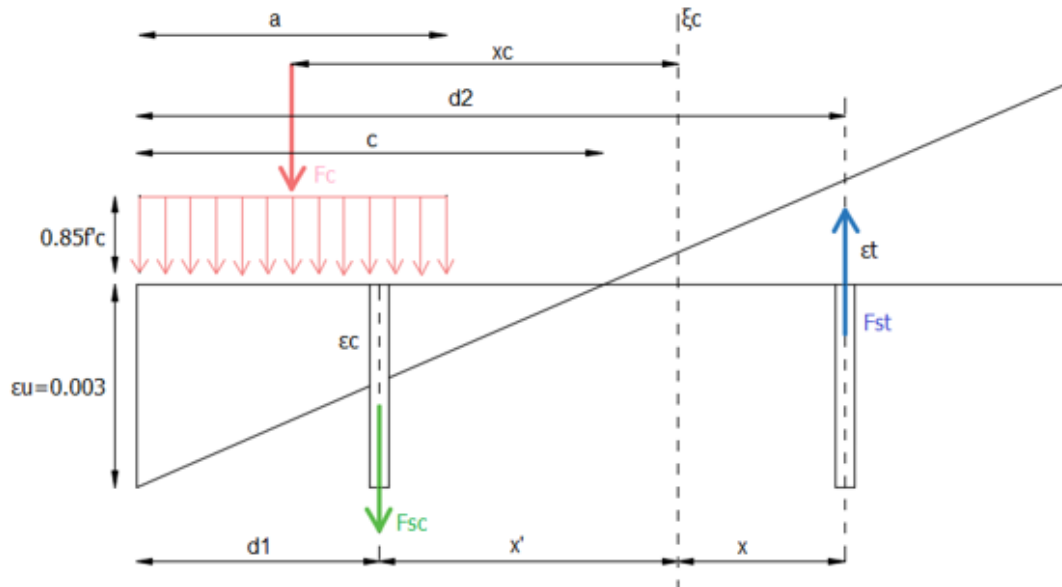
La forma como se distribuye el acero en el muro afecta significativamente su desempeño estructural, actualmente se conocen dos métodos de diseño: el primero, concentra el acero de flexocompresión en las fibras extremas del muro (Método de diseño T&C), mientras que el segundo lo distribuye uniformemente en toda su sección (Método con refuerzo uniformemente distribuido), propuesto por los autores

Cárdenas y Magura. En conclusión, ambos métodos mencionados son iterativos los cuales centran su principal atención en encontrar la profundidad del eje neutro “C” una de las mayores dificultades del diseño a flexión y carga axial en muros estructurales.

A continuación, se presentan las generalidades de las dos alternativas de diseño y se sustentan mediante un ejemplo ilustrativo a uno de los muros portantes de la edificación de 10 pisos, a fin de obtener un comparativo de ventajas y desventajas y decidir sobre la metodología de diseño empleada a las edificaciones en estudio de 10, 15 y 20 pisos.

3.3.1.1 Diseño por el método T & C El procedimiento del método presentado, se basa en lo contemplado por el Dr. Luis B Fagier (2010). Se asume que todo el acero a compresión y a tracción se concentra en los bordes del muro (Fig.9) y se ignora la contribución del acero vertical de refuerzo del alma. El método es un proceso iterativo donde se asume la distancia al eje neutro “C”, se calcula un P_u y se compara con el P_u resistente de la sección. Este método se basa en la teoría de flexocompresión del bloque de esfuerzos en el cual la NSR-10 en el capítulo C.10.2.7 permite el uso de una distribución rectangular a compresión como reemplazo de la distribución de esfuerzos reales en el concreto.

Figura 9. Distribución del refuerzo a flexión por el método T&C.



A Procedimiento de diseño

Para iniciar con el diseño del método T&C, se debe suponer la distancia del elemento de borde donde se va a colocar el refuerzo a flexión y carga axial, la distancia al eje neutro y se debe definir las propiedades del concreto y del acero estructural.

1. Distancia al eje neutro "C".

La distancia del eje neutro se asume para una primera iteración, según la consideración del diseñador. Algunos autores como Fagier (2010) suponen que el *C balanceado* $\approx 0.6d$

2. Determinar a:

"a" es el rectángulo de altura $a = \beta_1 c$ del bloque rectangular equivalente de esfuerzo promedio $0.85f'_c$.

β_1 esta en función de la resistencia del concreto y según C.10.2.7.3 de la NSR-10 es:

Tabla 13. Valor de β_1 en función de $f'c$

$F'c$ (Mpa)	β_1
< 28	0.85
35	0.8
42	0.75
49	0.7
> 56	0.65

3. Deformación unitaria del acero a tracción.

Teniendo en cuenta que según la NSR-10 en C.10.2.3 la máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003 y suponiendo d_2 como la longitud del elemento de borde en proyección horizontal donde se concentra el acero a tracción y conservando el mismo espesor del muro, se puede determinar la deformación unitaria a tracción como se indica a continuación:

$$\frac{\epsilon_u}{c} = \frac{\epsilon_t}{d_2 - c}$$

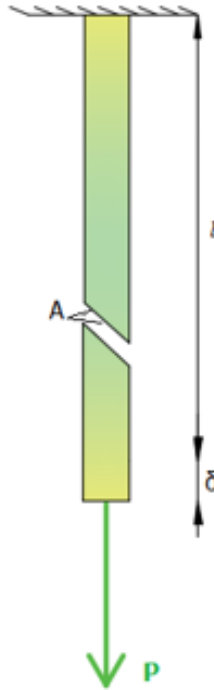
$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_u}{c} * (d_2 - c)$$

$$\epsilon_t = \frac{0.003}{c} * (d_2 - c)$$

4. Esfuerzo a tracción:

Mediante la teoría de la ley de Hooke se calcula el esfuerzo del acero a tracción en la sección del muro la cual relaciona fuerzas y deformaciones.

Figura 10. Cable de longitud l y sección transversal A



Según la ley de Hooke se tiene que

$$P = k\delta \quad (1)$$

La rigidez del cable es:

$$k = \frac{AE}{l} \quad (2)$$

La deformación unitaria en el acero producida por la fuerza P (Fig. 10) es:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{l} \quad (3)$$

Finalmente, sustituyendo 2 y 3 en 1

$$P = \frac{AE}{l} * \varepsilon l$$

$$P = \sigma A$$

$$\sigma A = \frac{AE}{l} * \varepsilon l$$

$$\sigma = E\varepsilon \quad (4)$$

La ecuación calculada representa la relación lineal de σ vs ε , donde E representa la pendiente de la relación.

De la ecuación 4 se obtiene el esfuerzo a tracción del acero.

$$\sigma t = E * \varepsilon t$$

5. Deformación unitaria del acero a compresión.

Al igual que como se determinó el acero a tracción, tomándose como 0.003 la máxima deformación unitaria de la fibra extrema a compresión y siendo $d1$ la proyección horizontal a compresión donde se concentrará dicho acero, se tiene que:

$$\frac{\varepsilon u}{c} = \frac{\varepsilon c}{c - d1}$$

$$\varepsilon c = \frac{\varepsilon u}{c} * (c - d1)$$

$$\varepsilon c = \frac{0.003}{c} * (c - d1)$$

6. Esfuerzo del acero a compresión.

El esfuerzo del acero a compresión se determina mediante la ley de Hooke especificada anteriormente.

$$\sigma_c = E * \epsilon_c$$

7. Sumatoria de momentos alrededor del eje neutro del muro.

$$M_u = F_c * X_c + F_{sc} * X' + F_{st} * X$$

Donde:

F_c : Fuerza del bloque de concreto rectangular a compresión definido por

$$F_c = 0.85 * f'_c * e * a$$

F_{sc} : Fuerza del acero a compresión.

$$F_{sc} = \sigma_c * A'_s$$

F_{st} : Fuerza del acero a tracción.

$$F_{st} = \sigma_t * A_s$$

X_c : Brazo de momento de la fuerza de concreto a compresión.

$$X_c = \frac{Lw}{2} - \frac{a}{2}$$

X' : Brazo de momento de la fuerza del acero a compresión.

$$X' = \frac{Lw}{2} - d_1$$

X : Brazo de momento de la fuerza del acero a tracción.

$$X = d_2 - \frac{Lw}{2}$$

Sustituyendo las fuerzas la sumatoria de momentos queda

$$M_u = F_c * X_c + \sigma_c * A'_s * X' + \sigma_t * A_s * X$$

De la sumatoria de momentos, se conoce $M_u, F_c, X_c, \sigma_c, \sigma_t, X', X$ pero no se conoce la cantidad de acero A_s y A'_s necesaria en las fibras a tracción y compresión. Por

tal motivo se supone que en los bordes del muro se va a poner la misma cantidad de acero.

$$A_s = A'_s$$

8. Finalmente, para cerrar el diseño y poder asegurar el diseño a flexión y carga axial se calcula el P_u , haciendo sumatoria de fuerzas actuantes en el muro.

$$P_u = F_c + \sigma_c * A'_s - \sigma_t * A_s$$

El diseño a flexocompresión por el método T y C propuesto por el Ing. Fagier es válido cuando el P_u resistente del muro sea igual al P_u calculado.

B. Ejemplo del diseño de un muro por el método T & C

Se presenta el ejemplo ilustrativo del diseño estructural por el método $T \& C$ a la sección transversal en la base de un muro en la edificación de 10 pisos, para una de las combinaciones de carga más desfavorables (la combinación que requirió gran resistencia del elemento). Los datos necesarios del análisis para iniciar con el diseño son obtenidos mediante el software ETABS 2016.

$$l_w = 3.4 \text{ m}$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$h_{\text{piso}} = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Combinación} = 1.2D + L + 0.3E_x + E_y$$

$$M_u = 1676.6 \text{ K}_n - \text{m}$$

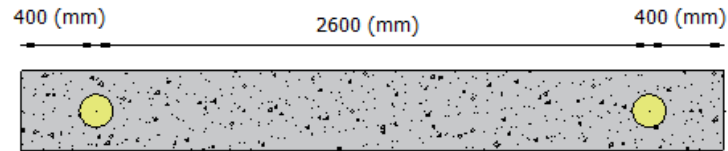
$$P_u = 1575.1 \text{ K}_n$$

Se va a suponer que el acero del diseño a flexocompresión se va a concentrar en los extremos del muro a 400 mm (Fig. 11)

$$d1 = 400 \text{ (mm)}$$

$$d2 = 3000 \text{ (mm)}$$

Figura 11. Detalle del refuerzo por el método T&C.



Determinar ϕ :

Resistencia axial de la sección transversal.

$$\phi P_n = 0.1 f'_c l_w e$$

$$\phi P_n = 0.1 * 28 \text{ (N/mm}^2\text{)} * 3400 \text{ (mm)} * 120 \text{ (mm)}$$

$$\phi P_n = 1142.4 \text{ (N)}$$

Resistencia axial en condición de deformación balanceada.

$$\phi P_b = \phi 0.43 f'_c * (0.8 l_w) e$$

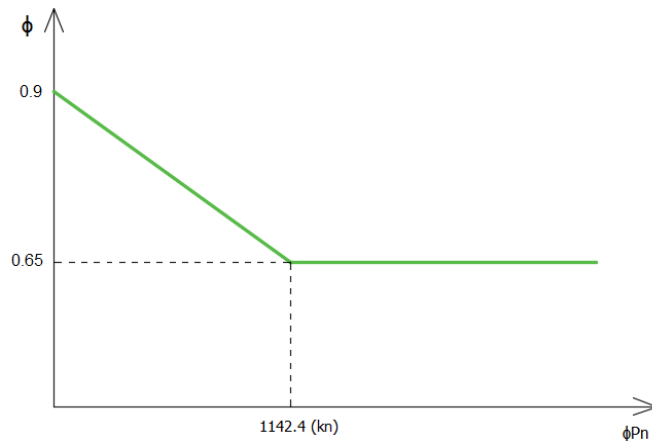
$$\phi P_b = 0.65 * 0.43 * 28 \text{ (N/mm}^2\text{)} * (0.8 * 3400 \text{ (mm)}) * 120 \text{ (mm)}$$

$$\phi P_b = 2554.4 \text{ (N)}$$

Mínimo valor entre ϕP_n y ϕP_b

$$\phi P_n = 1142.4 \text{ (N)}$$

Figura 12. Grafica de ϕP_n Vs ϕ



$$\phi = -\left(\frac{0.9 - 0.65}{1142.4}\right) * 1575.1 + 0.9$$

$$\phi = 0.55 < 0.65$$

$$\phi = 0.65$$

Capacidad de la sección:

$$M_u/\phi = \frac{1676.6}{0.65}$$

$$M_u/\phi = 2579.37 (k_n - m)$$

$$P_u/\phi = \frac{1575.1}{0.65}$$

$$P_u/\phi = 2423.3 (k_n)$$

Asumir C:

Para mayor facilidad se presentan los resultados de la última iteración realizada en el software EXCEL, por tanto, el C asumido que cumple con la condición de diseño es:

$$c = 1102.6 (mm)$$

Determinar a:

$$a = \beta_1 c$$

$$\beta_1(f'_c) = 0.85$$

$$a = 0.85 * 1102.6 \text{ (mm)}$$

$$a = 937.2 \text{ (mm)}$$

Deformación unitaria del acero a tracción:

$$\epsilon_t = \frac{0.003}{1102.6 \text{ (mm)}} * (3000 \text{ (mm)} - 1102.6 \text{ (mm)})$$

$$\epsilon_t = 0.005 \text{ (mm/mm)}$$

Esfuerzo a tracción:

$$\sigma_t = E * \epsilon_t$$

$$E = 4700\sqrt{f'_c} \quad \text{Según NSR-10 C.8.5}$$

$$E = 4700\sqrt{28 \text{ (N/mm}^2\text{)}} = 24870.1 \text{ (Mpa)}$$

$$\sigma_t = 24870.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} * 0.005 \text{ (mm/mm)}$$

$$\sigma_t = 128.4 \text{ (Mpa)}$$

Deformación unitaria del acero a compresión:

$$\epsilon_c = \frac{0.003}{1102.6 \text{ (mm)}} * (1102.6 \text{ (mm)} - 400 \text{ (mm)})$$

$$\epsilon_c = 0.002 \text{ (mm/mm)}$$

Esfuerzo a compresión:

$$\sigma_c = E * \epsilon_c$$

$$\sigma_c = 24870.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} * 0.002 \text{ (mm/mm)}$$

$$\sigma_c = 47.5 \text{ (Mpa)}$$

Fuera del concreto a compresión:

$$F_c = 0.85 * f'_c * e * a$$
$$F_c = 0.85 * 28 (N/mm^2) * 120(mm) * 937.2 (mm)$$
$$F_c = 2677 (k_n)$$

Brazo de palanca para fuerza de concreto a compresión:

$$X_c = \frac{Lw}{2} - \frac{a}{2}$$
$$X_c = \frac{3400 (mm)}{2} - \frac{937.2 (mm)}{2}$$
$$X_c = 1231 (mm)$$

Brazo de palanca de la fuerza del acero a compresión:

$$X' = \frac{Lw}{2} - d1$$
$$X' = \frac{3400 (mm)}{2} - 400 (mm)$$
$$X' = 1300 (mm)$$

Brazo de palanca de la fuerza del acero a tracción:

$$X = d2 - \frac{Lw}{2}$$
$$X = 3000 - \frac{3400}{2}$$
$$X = 1300 (mm)$$

Acero requerido:

$$A_s = \frac{|M_u/\phi - F_c * X_c|}{\sigma_c * X' + \sigma_t * X}$$

$$A_s = \frac{|2579.37 * 1000000(N - mm) - 2677 * 1000(N) * 1231 (mm)|}{47.5 (Mpa) * 1300 (mm) + 128.4 (Mpa) * 1300 (mm)}$$

$$A_s = A'_s = 3133 (mm^2)$$

Determinar P_u/ϕ calc:

$$P_u/\phi \text{ calc} = F_c + \sigma_c * A'_s - \sigma_t * A_s$$

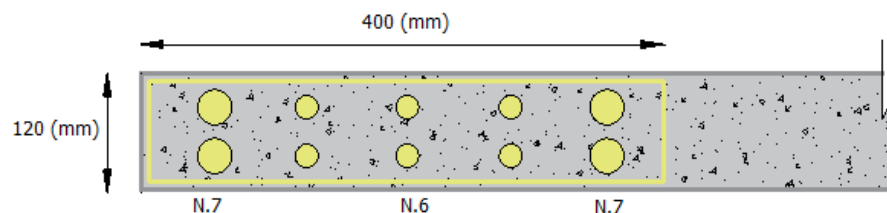
$$PuCalc = 2677 * 1000 (N) + 47.5 (Mpa) * 3133 (mm^2) - 128.4 (Mpa) * 3133 (mm^2)$$

$$P_u/\phi \text{ calc} = 2423 (K_n)$$

Como $P_u \cong PuCalc$ el diseño por T y C es correcto con un error de 0.02%

El refuerzo requerido es de 3133 (mm^2) en cada extremo del muro, se distribuye en 6 barras N°6 + 4 barras N°7 = 6 * 284(mm^2) + 4 * 387(mm^2) = 3252 (mm^2), con un recubrimiento de 25 (mm).

Figura 13. Detalle del refuerzo en las fibras extremas del muro.



3.3.1.2 Diseño con refuerzo distribuido uniformemente en toda la sección El método de diseño se fundamenta en colocar el acero vertical a flexocompresión y carga axial distribuido uniformemente en toda la sección transversal del muro, sin incorporar un elemento de borde que cause aumentar su espesor. Es una metodología antigua usada especialmente para el diseño de los sistemas estructurales de muros portantes de bajo espesor, se basa en las fórmulas planteadas por Cárdenas y Magura (1973).

a. Procedimiento de diseño

1. Determinar el espesor (e) y longitud del muro (l_w).
2. Definir las combinaciones de carga
3. Determinar la capacidad P_u y M_u crítica.
4. Determinar f'_c y f_y .
5. Suponer una cuantía vertical para el análisis a flexocompresión.
6. Determinar el factor ϕ de reducción.

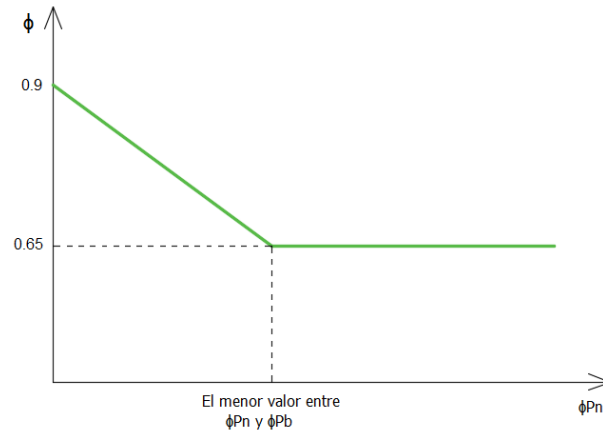
Para determinar la resistencia de diseño de un elemento sometido a flexión y carga axial, se multiplica la resistencia nominal por un factor ϕ de reducción que siempre es menor que uno.

El propósito del factor ϕ de reducción según la NSR-10 es:

- Tomar en consideración la probabilidad de presencia de elementos con una menor resistencia, debida a variaciones en la resistencia de los materiales y en las dimensiones.
- Tomar en consideración las inexactitudes de las ecuaciones de diseño.
- Reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad requerida para el elemento bajo los efectos de la carga sometida a consideración.
- Reflejar la importancia del elemento en la estructura.

El factor ϕ de reducción según la NSR-10 en el capítulo C.9.3 es (Fig. 14).

Figura 14. Grafica de ϕP_n Vs ϕ



Donde:

$$\phi P_n = 0.1 f'_c A_g$$

$$A_g = l_w * e$$

P_n : Resistencia axial nominal de la sección transversal

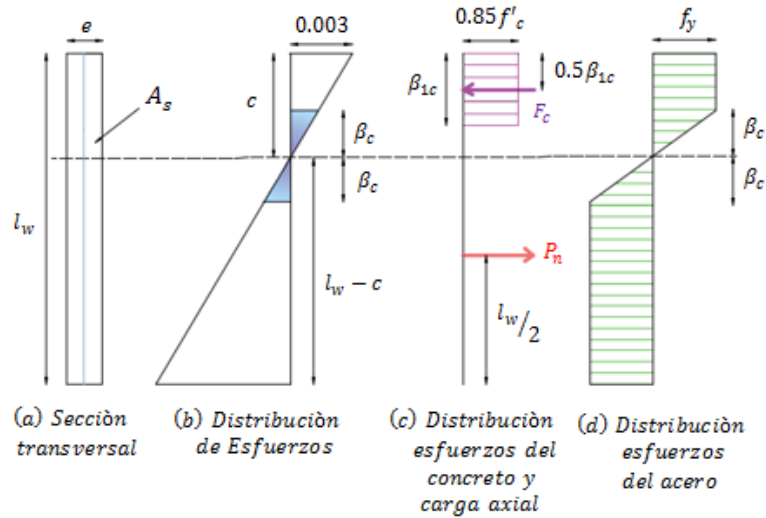
$$\phi P_b = \phi * 0.43 * f'_c * d * e$$

$$d = 0.8 * l_w \text{ Según C. 11.9.4 de la NSR-10}$$

P_b : Resistencia axial nominal en condición de deformación unitaria balanceada.

7. Definir c/l_w

Figura 15. Representación de los esfuerzos en el muro con refuerzo uniformemente distribuido.



Para determinar c/l_w , se siguen las consideraciones de Cárdenas y Magura (Fig.15).

Se supone que $P < P_{balanceado}$

Se realiza sumatoria de las fuerzas actuantes en la sección del muro en equilibrio.

$$\begin{aligned}
 P_n + F_{st} - F_c - F_{sc} &= 0 \\
 P_n &= -F_{st} + F_c + F_{sc} \\
 P_n &= -f_y * A_s + F_c + f_y * A'_s \quad (1)
 \end{aligned}$$

Donde:

P_n : Resistencia axial nominal.

F_{st} : Fuerza del acero a tracción

F_{sc} : Fuerza del acero a compresión

F_c : Fuerza del bloque rectangular de concreto a compresión.

El boque de concreto rectangular en compresión definido por la NSR-10 en C.10.2.7 como:

$$F_c = 0.85 * f'_c * a * e \quad (2)$$

$$a = \beta_1 * c$$

El área de acero a tensión y compresión A_s y A'_s están definidas como:

$$A_s = \rho * l_{ac} * e = \rho * (c - \beta c/2) * e \quad (3)$$

$$A'_s = \rho * l_{at} * e = \rho * (l_w - c - \beta c/2) * e \quad (4)$$

βc : Porción de acero no fluido.

Sustituyendo 2, 3 y 4 en 1:

$$P_n = -f_y * \rho * (l_w - c - \beta c/2) * e + 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * e + f_y * \rho * (c - \beta c/2) * e$$

$$P_n = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * e + f_y * e * \rho * c - f_y * e * \rho * \beta c/2 - f_y * e * \rho * l_w$$

$$+ f_y * e * \rho * c + f_y * e * \rho * \beta c / 2$$

$$P_n = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * e + 2 * f_y * e * \rho * c - f_y * e * \rho * l_w \quad (5)$$

Dividiendo (5) entre $l_w * e * f'_c$:

$$\frac{P_n}{l_w * e * f'_c} = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1 * c * e}{l_w * e * f'_c} + \frac{2 * f_y * e * \rho * c}{l_w * e * f'_c} - \frac{f_y * e * \rho * l_w}{l_w * e * f'_c}$$

Suponiendo que:

$$\alpha = \frac{P_n}{l_w * e * f'_c}$$

$$\omega = \rho * \left(\frac{f_y}{f'_c} \right)$$

Se tiene que:

$$\alpha = \frac{0.85 * \beta_1 * c}{l_w} + \frac{2 * \omega * c}{l_w} - \omega$$

$$\omega + \alpha = \frac{0.85 * \beta_1 * c}{l_w} + \frac{2 * \omega * c}{l_w}$$

$$\omega + \alpha = \frac{c}{l_w} * (2\omega + 0.85 * \beta_1)$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85 * \beta_1}$$

Finalmente se tiene que c/l_w es:

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\rho * \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) + \left(\frac{P_n}{l_w * e * f'_c} \right)}{2\rho * \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) + 0.85 * \beta_1}$$

Donde:

β_1 : Esta en función de f'_c según la NSR-10, tabla 2-13 definida en la sección anterior.

C : Distancia al eje neutro

ρ : Cuantía.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

f'_c : Resistencia del concreto.

P_n : Resistencia axial nominal

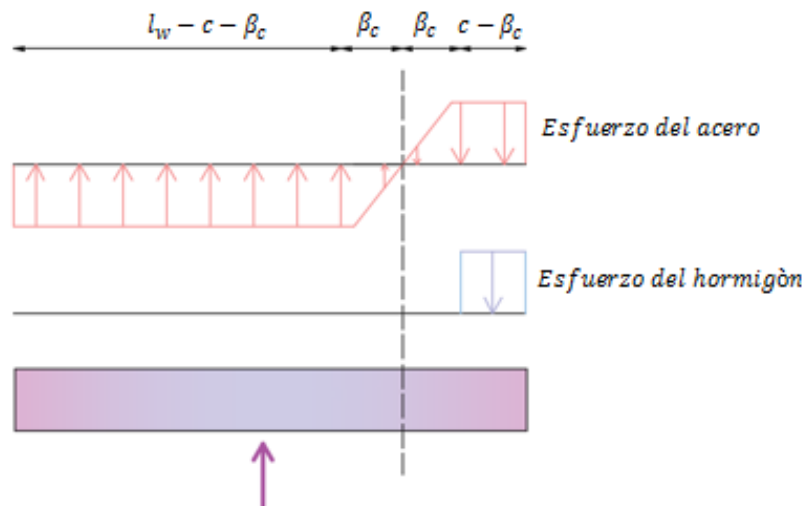
$$P_n = P_u / \phi$$

8. Determinar cantidad de acero requerido.

$$A_s = \rho * l_w * e$$

9. Determinar $M_u = \phi M_n$

Figura 16. Representación de las fuerzas actuantes en la sección



Se realiza sumatoria de momentos alrededor del eje neutro.

$$\begin{aligned}
M_n = & \left[\frac{A_s f_y}{l_w} * (l_w - c - \beta_c) * \left(\frac{l_w}{2} - \frac{l_w - c - \beta_c}{2} \right) \right] \\
& - \left[\frac{A_s f_y}{l_w} * \left(\frac{\beta_c}{2} \right) * \left(l_w - \frac{2\beta_c}{3} - c - \frac{l_w}{2} \right) \right] \\
& + \left[\frac{A_s f_y}{l_w} * \left(\frac{\beta_c}{2} \right) * \left(l_w - (c - \beta_c) - \frac{\beta_c}{3} - \frac{l_w}{2} \right) \right] + \left[\frac{A_s f_y}{l_w} * (c - \beta_c) * \left(\frac{l_w}{2} - \frac{c - \beta_c}{2} \right) \right] \\
& + 0.85 * f'_c * e * \beta_1 * c * \left(\frac{l_w}{2} - \frac{\beta_1 * c}{2} \right)
\end{aligned}$$

Se realiza sumatoria de fuerzas para expresar el momento del concreto en términos del acero de la sección:

$$P_n = C - T$$

$$P_n = 0.85 * f'_c * e * \beta_1 * c + \frac{A_s f_y}{l_w} * (c - \beta_c) - \frac{A_s f_y}{l_w} * (l_w - c - \beta_c)$$

$$0.85 * f'_c * e * \beta_1 * c = P_n + \frac{A_s f_y}{l_w} * (l_w - c - \beta_c) - \frac{A_s f_y}{l_w} * (c - \beta_c)$$

$$0.85 * f'_c * e * \beta_1 * c = P_n + \frac{A_s f_y}{l_w} * (l_w - c - \beta_c - c + \beta_c)$$

$$0.85 * f'_c * e * \beta_1 * c = P_n + \frac{A_s f_y}{l_w} * (l_w - 2c) \quad (6)$$

Sustituyendo (6) en la ecuación del momento:

$$\begin{aligned}
M_n = & \left[\frac{A_s f_y}{l_w} * (l_w - c - \beta_c) * \left(\frac{l_w}{2} - \frac{l_w - c - \beta_c}{2} \right) \right] \\
& - \left[\frac{A_s f_y}{l_w} * \left(\frac{\beta_c}{2} \right) * \left(l_w - \frac{2\beta_c}{3} - c - \frac{l_w}{2} \right) \right]
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \left[\frac{A_s f_y}{l_w} * \left(\frac{\beta_c}{2} \right) * \left(l_w - (c - \beta_c) - \frac{\beta_c}{3} - \frac{l_w}{2} \right) \right] + \left[\frac{A_s f_y}{l_w} * (c - \beta_c) * \left(\frac{l_w}{2} - \frac{c - \beta_c}{2} \right) \right] \\
& + \left[\left(P_n + \frac{A_s f_y}{l_w} * (l_w - 2c) \right) * \left(\frac{l_w}{2} - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) \right]
\end{aligned}$$

Simplificando la expresión de M_n

$$\begin{aligned}
M_n = \frac{A_s f_y}{l_w} * & \left[(l_w - c - \beta_c) * \left(\frac{c}{2} + \frac{\beta_c}{2} \right) - \left(\frac{\beta_c}{2} \right) * \left(\frac{l_w}{2} - \frac{2\beta_c}{3} - c \right) + \left(\frac{\beta_c}{2} \right) \right. \\
& * \left. \left(\frac{l_w}{2} + \frac{2\beta_c}{3} - c \right) + (c - \beta_c) * \left(\frac{l_w}{2} - \frac{c - \beta_c}{2} \right) \right] \\
& + \left[\left(P_n + \frac{A_s f_y}{l_w} * (l_w - 2c) \right) * \left(\frac{l_w}{2} - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) \right]
\end{aligned}$$

Finalmente, la expresión de M_n reducida es:

$$\begin{aligned}
M_n = \frac{A_s f_y}{l_w} * & \left(l_w^2 - 2c^2 - \frac{2}{3} * \beta^2 * c^2 - \beta_1 * c * l_w + 2 * \beta_1 * c^2 + P_n * \left(\frac{l_w}{2} - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) \right. \\
& * \left. \frac{2 * l_w}{A_s f_y} \right) \\
M_n = A_s f_y l_w * & \left[\left(1 + \frac{P_n}{A_s f_y} \right) * \left(\frac{1 - \beta_1 * c / l_w}{2} \right) - \frac{c^2}{l_w^2} * \left(1 + \frac{\beta^2}{3} - \beta_1 \right) \right]
\end{aligned}$$

Donde:

$$\left(1 + \frac{\beta^2}{3} - \beta_1 \right) \approx 1; \quad \left(\frac{c}{l_w} \right)^2 \ll 1$$

$$M_n = 0.5 A_s f_y l_w * \left[\left(1 + \frac{P_n}{A_s f_y} \right) * \left(1 - \frac{\beta_1 * c}{l_w} \right) \right]$$

Puesto que:

$$\frac{\beta_1 * c}{l_w} \approx \frac{c}{l_w}$$

$$M_n = 0.5A_s f_y l_w * \left[\left(1 + \frac{P_n}{A_s f_y} \right) * \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right]$$

En conclusión, el momento ϕM_n es:

$$\phi M_n = \phi 0.5 A_s f_y l_w * \left[\left(1 + \frac{P_u / \phi}{A_s f_y} \right) * \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right]$$

10. El último paso de diseño de flexocompresión del método propuesto por Cárdenas y Magura (1973) es verificar que $\phi M_n > M_u$ resistente de la sección, si esto se cumple la cuantía asumida es correcta. En caso que no se cumpla se supone otra cuantía mayor a la asumida inicialmente hasta lograr el resultado deseado.

11. Luego de tener la cantidad de acero necesaria A_s , se define que clase de refuerzo se quiere poner (barras o malla electrosoldada).

b. Ejemplo del diseño de un muro, por el método con refuerzo uniformemente distribuido en toda su sección transversal

Tomando el mismo ejemplo del diseño del muro de la edificación de 10 pisos presentado en 2.3.1.1.2, se presenta el diseño de la sección transversal en la base mediante la metodología del refuerzo uniformemente distribuido.

$$l_w = 3.4 \text{ m}$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$h_{\text{piso}} = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Combinación} = 1.2D + L + 0.3E_x + E_y$$

$$M_u = 1676.6 K_n - m$$

$$P_u = 1575.1 K_n$$

Suponer cuantía ρ :

Se debe suponer una cuantía para iniciar con el proceso de iteración, esta va ser la cuantía mínima.

$$\rho = 0.0025$$

Determinar ϕ :

Resistencia axial de la sección transversal.

$$\phi P_n = 0.1 f'_c l_w e$$

$$\phi P_n = 0.1 * 28 (N/mm^2) * 3400 (mm) * 120(mm)$$

$$\phi P_n = 1142.4 (Kn)$$

Resistencia axial en condición de deformación balanceada.

$$\phi P_b = \phi 0.43 f'_c * (0.8 l_w) e$$

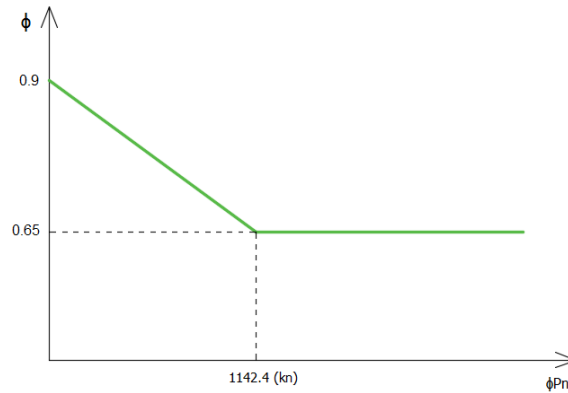
$$\phi P_b = 0.65 * 0.43 * 28 (N/mm^2) * (0.8 * 3400 (mm)) * 120(mm)$$

$$\phi P_b = 2554.4 (Kn)$$

Mínimo valor entre ϕP_n y ϕP_b

$$\phi P_n = 1142.4 (Kn)$$

Figura 17. Grafica de ϕP_n Vs ϕ



$$\phi = -\left(\frac{0.9 - 0.65}{1142.4}\right) * 1575.1 + 0.9$$

$$\phi = 0.55 < 0.65$$

$$\phi = 0.65$$

Capacidad de la sección:

$$M_u/\phi = \frac{1676.6}{0.65}$$

$$M_u/\phi = 2579.37 (k_n - m)$$

$$P_u/\phi = \frac{1575.1}{0.65}$$

$$P_u/\phi = 2423.3 (k_n)$$

Definir c/l_w

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\rho * \left(\frac{f_y}{f'_c}\right) + \left(\frac{P_n}{l_w * e * f'_c}\right)}{2\rho * \left(\frac{f_y}{f'_c}\right) + 0.85 * \beta_1}$$

Se define el esfuerzo de fluencia f_y y la resistencia del concreto f'_c como:

$$f'_c = 28 \text{ (MPa)}$$

$$f_y = 420 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{0.0025 * \left(\frac{420 \text{ (MPa)}}{28 \text{ (MPa)}}\right) + \left(\frac{2423.3 * 1000 \text{ (N)}}{3400 \text{ (mm)} * 120 \text{ (mm)} * 28 \text{ (MPa)}}\right)}{2 * 0.0025 * \left(\frac{420 \text{ (MPa)}}{28 \text{ (MPa)}}\right) + 0.85 * 0.85}$$

$$\frac{c}{l_w} = 0.313 \text{ (mm/mm)}$$

Refuerzo requerido:

Según la cuantía estimada, el refuerzo requerido en la sección es:

$$A_s = \rho * l_w * e$$

$$A_s = 0.0025 * 3400 \text{ (mm)} * 120 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 1020 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Determinar $M_u \text{ calc} = \phi M_n$

$$\phi M_n = \phi 0.5 A_s f_y l_w * \left[\left(1 + \frac{P_n / \phi}{A_s f_y} \right) * \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right]$$

$$\phi M_n = 0.65 * 0.5 * 1020 \text{ (mm}^2\text{)} * 420 \text{ (MPa)} * 3400 \text{ (mm)} * \left[\left(1 + \frac{2423.3 * 1000 \text{ (N)}}{1020 \text{ (mm}^2\text{)} * 420 \text{ (MPa)}} \right) * 0.313 \text{ (mm/mm)} \right]$$

$$\phi M_n = 2164825280 \text{ (N} \cdot \text{mm)} / 1000000$$

$$\phi M_n = 2164.8 \text{ (K} \cdot \text{m)}$$

Comprobar que $M_{u_{calc}} > M_u$

$$M_u = 1676.6 (K_n - m)$$

$$M_{u_{calc}} = 2164.8 (K_n - m)$$

Como $M_{u_{calc}} > M_u$ la cuantía asumida es suficiente para resistir los requerimientos a flexocompresión, finalmente el refuerzo necesario es:

$$A_{s-Requrida} = 1020 (mm^2)$$

EL refuerzo longitudinal en el muro se distribuirá uniformemente de la siguiente manera:

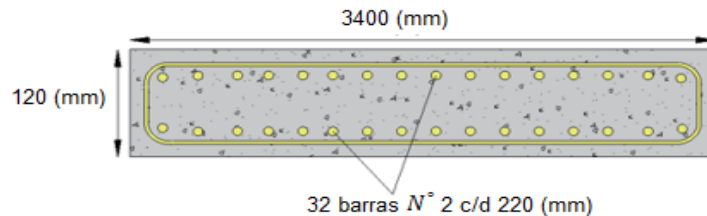
32 barras N° 2

$$A_s = 32 * 32 (mm^2)$$

$$A_{s-Actuante} = 1024 (mm^2)$$

Con un recubrimiento de 25 mm, espaciadas cada 220 mm en dos capas.

Figura 18. Detalle del refuerzo uniformemente distribuido en el muro.



3.3.1.3 Diagrama de interacción Un diagrama de interacción para flexión y carga axial es la representación gráfica de todas las combinaciones de carga y momento flexionante en una dirección principal que causan la falla de una sección. Para un material elástico cualquiera, con una resistencia a compresión f'_c y a tensión f_y ,

puede obtenerse fácilmente el diagrama de interacción utilizando la siguiente ecuación:

$$F = \frac{MC}{I}$$

Sin embargo, este procedimiento no es aplicable al concreto reforzado, por tratarse de un material no elástico y heterogéneo. En este caso, las combinaciones P_u y M_u de falla se obtienen a partir del análisis plástico de la sección.

Este método es muy usado en el diseño de muros portantes, debido a que permiten predecir la resistencia a flexocompresión de un miembro, o una sección, a las fallas estructurales. Para la obtención de estos diagramas se debe determinar el refuerzo en la sección y la forma como está distribuido. Por tal motivo, mediante este método es posible verificar el comportamiento de los muros y su capacidad flexural realizando el diseño por cualquiera de los dos métodos mencionados anteriormente: método de diseño $T&C$ y método de diseño con refuerzo uniformemente distribuido en toda la sección transversal del muro. Se puede considerar que el diseño es aceptable, cuando el par P_u , M_u originado por la combinación de carga más crítica en el muro, se encuentren dentro del diagrama de interacción.

Además de los métodos $T&C$ y refuerzo uniformemente distribuido, otros autores como BLANCO BLASCO (1990) propone realizar el diseño de los muros de cortante suponiendo un refuerzo vertical concentrado principalmente en los extremos del muro y una porción mucho menor distribuida a lo largo de él. Para realizar una primera aproximación del refuerzo requerido lo hace mediante la siguiente ecuación[1]:

$$M_u = \phi 0.9 A_s f_y l_w$$

Luego construye el diagrama de interacción y verifica que el par P_u, M_u actuante la sección del muro este dentro de él, si no es así, sigue iterando hasta conseguir el resultado deseado.

a. Verificación del diseño de la sección transversal en la base por el método T&C, especificada en 2.3.1.1.2 mediante diagrama de interacción

En las figuras 19 y 20 se presentan los diagramas de interacción del diseño por el método T & C en sentido X y Y.

Diagrama de interacción en dirección X:

$$M_{u2} = 1676.6 (k_n - m)$$

$$P_{u2} = 1575.1 (k_n)$$

Figura 19. Diagrama de iteración del muro en dirección X a 0° y 180° por el método de diseño T&C

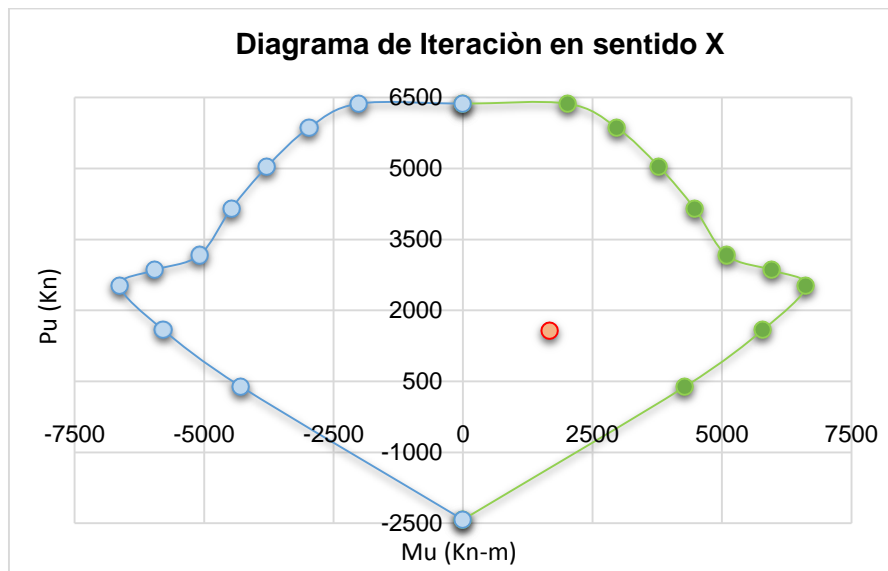


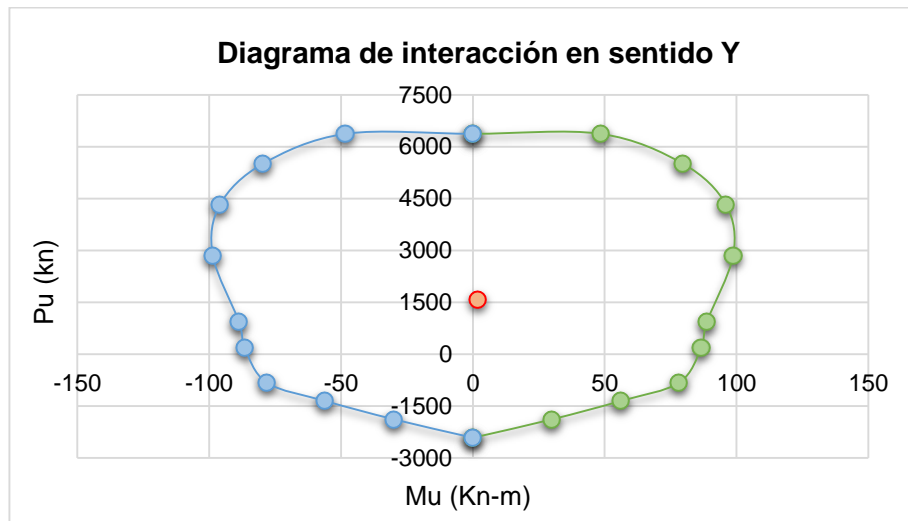
Diagrama de interacción en dirección Y:

El diagrama de interacción en dirección Y aunque resulte irrelevante siempre es bueno realizarlo para garantizar un diseño seguro.

$$M_{u1} = 1.71 (k_n - m)$$

$$P_{u1} = 1575.1 (k_n)$$

Figura 20. Diagrama de iteración del muro en dirección Y a 90° y 270° por el método de diseño T&C



b. Verificación del diseño de la sección transversal en la base por el método con refuerzo uniformemente distribuido, especificada en 2.3.1.2.2 mediante diagrama de interacción

Diagrama de interacción en dirección X:

$$M_{u2} = 1676.6 (k_n - m)$$

$$P_{u2} = 1575.1 (k_n)$$

Figura 21. Diagrama de interacción del muro en dirección X a 0° y 180° por el método con refuerzo uniformemente distribuido.

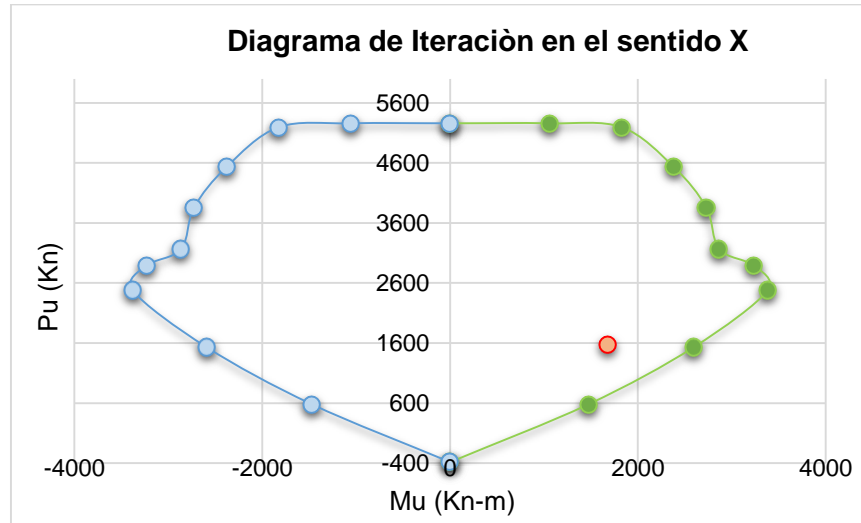
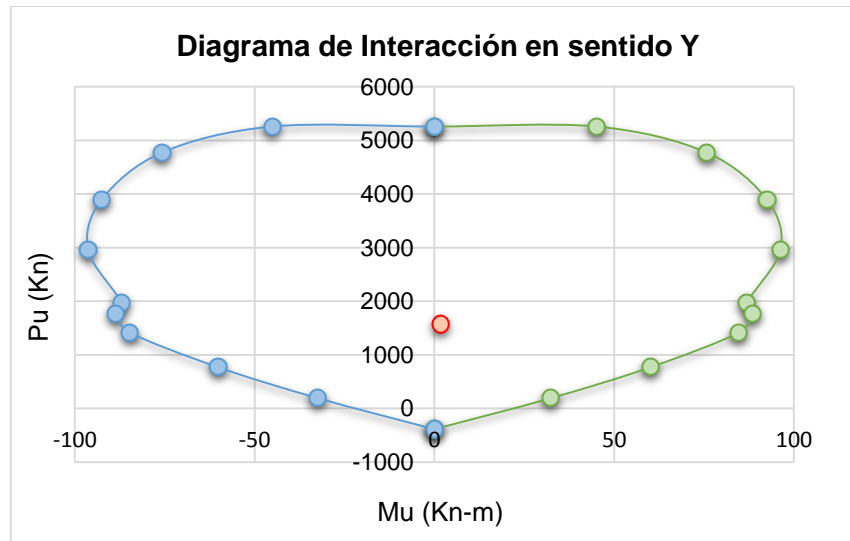


Diagrama de interacción en dirección Y:

$$M_{u1} = 1.71 (k_n - m)$$

$$P_{u1} = 1575.1 (k_n)$$

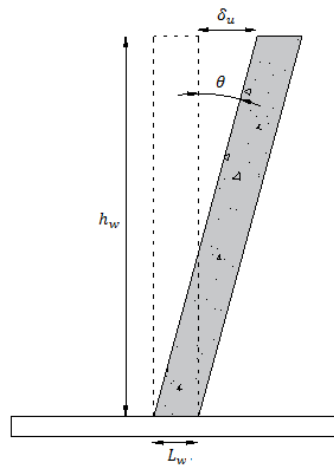
Figura 22. Diagrama de interacción del muro en dirección X a 90° y 270° por el método con refuerzo uniformemente distribuido.



3.3.1.4 Elementos de borde Las fibras extremas de un muro pueden estar sujetas a grandes deformaciones unitarias originadas por los efectos de flexión y carga axial, por tal motivo es necesario reforzarlos con el acero longitudinal concentrado en los extremos y de confinamiento. Por tanto, el área del muro donde se pone el acero principal puede estar contenido dentro del espesor del muro, como sucede generalmente en los edificios de muros portantes o puede colocarse aumentando la sección en los bordes [1].

Según la NSR-10 en el capítulo 21 la zona de compresión debe ser reforzada con elementos especiales de borde donde el desplazamiento de un muro producido por la rotación plástica de la articulación en su base es (Fig. 23).

Figura 23. Muro en voladizo.



$$\delta_u = \theta * h_w$$

Donde:

θ = Rotación plástica

$$\theta = \varphi * L_p$$

φ = Curvatura

L_p = Longitud de la articulación, asumiendo una longitud de la articulación de $\frac{L_w}{2}$ en el instante en que la fibra de compresión alcanza la deformación unitaria de 0.003.

$$\theta = \frac{0.003}{c} * \frac{L_w}{2}$$

$$\theta = \frac{L_w}{667 * c}$$

$$\delta_u = \frac{L_w}{667 * c} * h_w \quad \text{ec. 2 - 1}$$

Despejando c' de la ec.2-1 se obtiene aproximadamente la ec. C.21.11 de la NSR-10.

$$c \cong \frac{L_w}{600 * (\delta u / h_w)} \quad \text{ec. 2. -2}$$

Donde c en la ec. 2 - 2 corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δu . El cociente $\delta u / h_w$ en la ec. 2 - 2 no puede tomarse menor que 0.007 [6].

3.3.1.5 Refuerzo transversal de los elementos de borde El refuerzo transversal de los elementos especiales de borde debe disponerse mediante espirales sencillos o traslapadas, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos con o sin ganchos suplementarios, estos pueden ser del mismo diámetro de la barra o con un diámetro menor y con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal espaciados no mayor de 350 mm centro a centro [9].

Además, la separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor entre: la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento y así garantizar un confinamiento adecuado, seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor para evitar el pandeo del refuerzo longitudinal después del descascaramiento y s_o [9].

Donde:

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 + hx}{3} \right)$$

hx : Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento.

La cuantía volumétrica no debe ser menor que $0.12 * (f'_c / f_{yt})$ y $0.45 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$.

Donde el esfuerzo de fluencia del acero transversal no debe ser mayor de 700 *mpa* y cuando sobrepase de 420 *mpa* no es necesario usarse empalmes por traslapo.

A_g : Área bruta de la sección de concreto.

A_{ch} : Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida desde los bordes exteriores del refuerzo transversal.

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh} , no debe ser menor que:

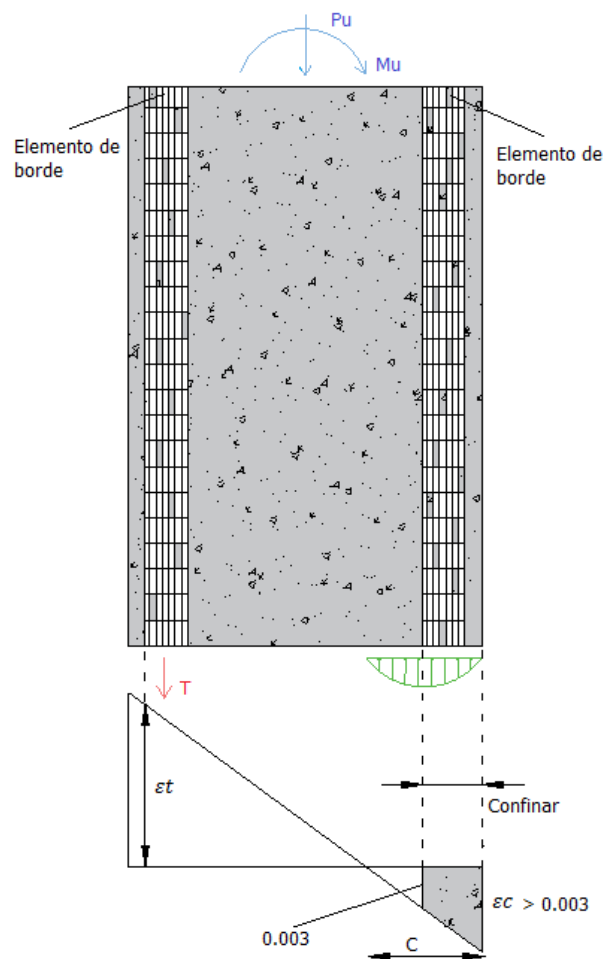
$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_b f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \text{ y } A_{sh} = 0.09 \frac{s_b f'_c}{f_{yt}}$$

Donde:

b_c : Dimensión del núcleo perpendicular a las ramas de la amarra.

Es importante que el refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro se extienda dentro del apoyo a menos que los elementos especiales de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, en donde el refuerzo se debe extender a lo menos 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación. Así como también el refuerzo horizontal en el alma del muro debe ser anclado dentro del núcleo confinado del elemento de borde [9].

Figura 24. Detalle de un muro en voladizo.



Cuando

$$c \geq \frac{L_w}{600 * (\delta u / h_w)}$$

La zona de compresión debe ser reforzada con elementos especiales de borde. Este refuerzo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica por una distancia no menor que la mayor entre (l_w , $M_u/4V_u$). De igual manera se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $c - 0.1l_w$ y [9].

Determinar el valor de δu acertadamente no es una tarea fácil debido a que este corresponde al máximo desplazamiento inelástico de la estructura y para ello es necesario realizar su respectivo análisis e incursionar en dicho rango. Por tal motivo (Sozen 1989) propone la siguiente ecuación para determinar el valor del máximo desplazamiento lateral obtenido al incluir la combinación del sismo [6].

$$\frac{\delta u}{h_s} = 0.2 * S_a * \left(\frac{h_w}{l_w}\right) * \sqrt{\frac{w * g}{E * \rho * h_s}}$$

Donde:

S_a : Aceleración espectral 1 seg.

δ_u : Deriva esperada.

h_w : Altura del muro.

w : Peso del edificio por unidad de área.

E : Módulo de elasticidad del concreto.

ρ : Densidad del muro = Área del muro en la dirección de estudio (x o y) / Área total medida en planta.

h_s : Altura del entrepiso.

l_w : Longitud del muro.

g: Aceleración de la gravedad.

3.3.1.6 Diseño a cortante en el alma de un muro estructural La resistencia a cortante se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva ed proporcionada por el concreto y el acero horizontal [9], ahora bien, el comportamiento de los muros estructurales frente a las grietas diagonales cerca del centro del alma ocasionadas cuando los esfuerzos principales a tensión exceden la resistencia a la tensión del concreto, han incurrido en la necesidad de reforzar el alma de los muros [4]. Según la NSR-10 el diseño a cortante en su plano es importante principalmente para muros de cortante con una pequeña relación de altura/longitud, en cambio para los muros altos, en particular de aquellos que tienen refuerzo uniformemente distribuido, probablemente va a estar controlado por consideraciones de flexión. Generalmente dicho refuerzo consiste en disposiciones verticales y horizontales en toda la sección efectiva, aunque para muros bajos datos de ensayo han indicado que el refuerzo para cortante vertical se vuelve menos efectivo, haciéndose más efectivo el refuerzo horizontal. A continuación, se presentan dos alternativas de diseño a cortante ambas basadas en los requerimientos de la NSR-10 y guiados por aportes importantes de Blanco (1990) y Fagier (2010).

A, Diseño a cortante de los muros estructurales por el método 1

El método 1 se basa en las disposiciones de la NSR-10 y de las consideraciones de Blanco (1990), dicho procedimiento se presenta a continuación:

1. Definir esfuerzo de fluencia, resistencia del concreto y las combinaciones de carga de diseño las cuales son las mismas para el diseño a flexión.
2. Suponer cuantía horizontal y vertical.

Para ello se debe tener en cuenta según la NSR-10 capítulo C.21.9.2.1 que la cuantía mínima para el diseño de los muros estructurales no debe ser menor de 0.0025. Si V_u resistente del muro es menor de $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$, la cuantía horizontal ρ_t y la cuantía longitudinal ρ_l se pueden reducir de la siguiente manera:

- La cuantía mínima del refuerzo vertical para barras corrugadas no mayores que No. 5 con f_y no menor que 420 (MPa) según el capítulo C.14.3 de la NSR-10 es $\rho_l = 0.0012$
- La cuantía mínima del refuerzo vertical para las demás barras corrugadas según el capítulo C.14.3 de la NSR-10 es $\rho_l = 0.0015$
- La cuantía mínima del refuerzo horizontal para barras corrugadas no mayores que No. 5 con f_y no menor que 420 (MPa) según el capítulo C.14.3 de la NSR-10 es $\rho_t = 0.002$
- La cuantía mínima del refuerzo horizontal para las demás barras corrugadas según el capítulo C.14.3 de la NSR-10 es $\rho_t = 0.0025$

Donde:

$$A_{cv} = l_w * e$$

$$\lambda = 1 \rightarrow \text{Segun C. 8. 6 de la NSR} - 10$$

3. Determinar capas de refuerzo.

El capítulo C.21.9.2.3 permite determinar la necesidad de emplear más de una malla de refuerzo de la siguiente manera:

$$V_u > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c} \rightarrow \text{Se deben emplear al menos dos capas de refuerzo}$$

4. Determinar resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto (V_c).

Las ecuaciones de V_c se usan para determinar la resistencia al agrietamiento inclinado en cualquier sección a través de un muro de cortante. Según la NSR-10 V_c debe ser la menor entre:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{P_u}{14l_w e} \right) \lambda (\sqrt{f'_c}) ed \rightarrow \mathbf{C. 11. 2. 12 NSR - 10}$$

$$V_c = 0.27 \lambda (\sqrt{f'_c}) ed + \frac{P_u d}{4l_w} \rightarrow \mathbf{C. 11. 9. 6 NSR - 10}$$

$$V_c = \left[0.05 \lambda (\sqrt{f'_c}) + \frac{l_w (0.1 \lambda (\sqrt{f'_c}) + 0.2 (P_u / l_w e))}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] ed \rightarrow \mathbf{C. 11. 9. 6 NSR - 10}$$

Donde:

e : Espesor del muro.

l_w : Longitud del muro.

f'_c : Resistencia del concreto.

P_u : Fuerza axial resistente de la sección.

V_u : Fuerza cortante resistente de la sección.

M_u : Momento resistente de la sección.

λ : Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas del concreto.

$$d = 0.8l_w; \quad \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} > 0$$

5. Comprobar si requiere refuerzo de cortante:

Se requiere realizar diseño a cortante cuando.

$$V_u > \phi V_c$$

De lo contrario se requiere refuerzo mínimo distribuido según separación (s) mínima.

6. Determinar V_s

Según C.11.1 de la NSR-10, V_s es:

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

7. Determinar $\frac{A_v}{s}$

Según C.11.9.1 de la NSR-10, $\frac{A_v}{s}$ es:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{5V_s}{4 * f_y * l_w}$$

8. Se determina A_v según el tipo de barras a usar.

9. Calcular el espaciamiento (s)

$$s = \frac{4 * f_y * l_w * A_v}{5V_s}$$

El espaciamiento (s) no puede sobrepasar el espaciamiento máximo estipulado por la $NSR - 10$.

El espaciamiento del refuerzo vertical para cortante según $C.11.9.9.5$ no debe exceder el menor de:

$$\left[\frac{l_w}{3}, \quad 3e, \quad 450 \text{ (mm)} \right]$$

El espaciamiento del refuerzo horizontal para cortante según $C.11.9.9.5$ no debe exceder el menor de:

$$\left[\frac{l_w}{5}, \quad 3e, \quad 450 \text{ (mm)} \right]$$

10. Se determina la cantidad de barras en el alma del muro.

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{l + s - 2(\text{Recubrimiento})}{\phi \text{ barra} + s}$$

11. Se determina la cantidad de acero dispuesta en el alma del muro.

$$A_s = N^{\circ} \text{ barras} * A_v$$

12. Para chequear el diseño a cortante se calcula la cuantía y esta debe ser mayor que la supuesta inicialmente.

$$\rho_t = \frac{A_s}{e * l_w}$$

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{e}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025)$$

b. Ejemplo diseño a cortante por método 1

Se realiza el diseño a cortante del alma al muro que tiene el refuerzo a flexión concentrado a 40 *cm* en las fibras extremas de la sección transversal.

$$l_w = 3.4 \text{ m}$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$h_{\text{piso}} = 2.5 \text{ m}$$

$$f_y = 420 \text{ (MPa)}$$

$$f'_c = 28 \text{ (MPa)}$$

El diseño se va a realizar para la misma combinación de carga del diseño a flexión:

$$\text{Combinación} = 1.2D + L + 0.3E_x + E_y$$

$$M_u = 1676.6 \text{ K}_n - \text{m}$$

$$P_u = 1575.1 \text{ K}_n$$

$$V_u = 219.9 \text{ K}_n$$

Suponer cuantía horizontal y vertical.

La cuantía a suponer será la mínima permitida por la NSR-10.

Primero se verifica la condición de C.21.9.2.1

$$v_v = 0.083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$$

$$A_{cv} = l_w * e$$

$$v_v = 0.0083 * l_w * e * \lambda * \sqrt{f'_c}$$

$$v_v = 0.083 * 3400(\text{mm}) * 120(\text{mm}) * 1 * \sqrt{28(\text{MPa})}$$

$$V_v = 179.2 \text{ (Kn)}$$

$$V_u = 219.9 \text{ Kn}$$

$$V_u > V_v$$

Como $V_u > 0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ la cuantía mínima a cortante es:

$$\rho_t = 0.0025$$

$$\rho_l = 0.0025$$

Determinar cantidad de capas de refuerzo:

La necesidad de usar más de una capa de refuerzo en el alma está definida según C.21.9.2.3 de la NSR-10.

$$v_a = 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$$

$$A_{cv} = l_w * e$$

$$v_v = 0.17 * l_w * e * \lambda * \sqrt{f'_c}$$

$$v_v = 0.17 * 3400(\text{mm}) * 120(\text{mm}) * 1 * \sqrt{28(\text{mpa})}$$

$$V_v = 367(\text{Kn})$$

$$V_u = 219.9 \text{ Kn}$$

$$V_u < V_a$$

Como $V_u < 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ requiere solo una capa de refuerzo.

Determinar resistencia nominal a cortante (V_c):

La resistencia nominal a cortante, según la NSR-10 es la menor entre:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{P_u}{14l_w e} \right) \lambda (\sqrt{f'_c}) ed$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{1575.1 * 1000 (N)}{14 * 3400(mm) * 120(mm)} \right) * 1 * (\sqrt{28(MPa)}) * 120 (mm) * (0.8 * 3400)$$

$$V_c = 374.6 (Kn)$$

$$V_c = 0.27\lambda (\sqrt{f'_c}) ed + \frac{P_u d}{4l_w}$$

$$V_c = 0.27 * 1 * \sqrt{28(MPa)} * 120 (mm) * 0.8 * 3400 (mm) + \frac{1575.1 * 1000 (N) * 0.8 * 3400 (mm)}{4 * 3400 (mm)}$$

$$V_c = 781.3 (Kn)$$

$$V_c = \left[0.05 \lambda (\sqrt{f'_c}) + \frac{l_w \left(0.1\lambda (\sqrt{f'_c}) + 0.2(P_u/l_w e) \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] ed$$

$$V_c = \left[0.05 * 1 * \sqrt{28(MPa)} + \frac{2600(mm) * \left(0.1 * 1 * \sqrt{28(MPa)} + 0.2 \frac{1575.1 * 1000 (N)}{120 * 2600 (mm^2)} \right)}{\left(\frac{1676.6 Kn - m}{219.9 Kn} \right) * 1000 - \left(\frac{2600(mm)}{2} \right)} \right]$$

$$* 120 (mm) * 0.8 * 2600(mm)$$

$$V_c = 330.1 (Kn)$$

Finalmente, la resistencia nominal a cortante V_c para el diseño a cortante es:

$$V_c = 330.1 (Kn)$$

La resistencia V_c determinada por esa ecuación corresponde aproximadamente a la existencia de un esfuerzo de tracción por flexión de $0.5\lambda\sqrt{f'_c}$ en una sección $l_w/2$

Determinar si la sección requiere refuerzo a cortante:

Se requiere determinar ϕV_c . El valor de ϕ según C.9.3.2.3 para cortante y torsión es de 0.75.

$$\phi V_c = 0.75 * 330.1 (Kn)$$

$$\phi V_c = 247.6 (Kn)$$

$$V_u = 219.9 Kn$$

Como $V_u < \phi V_c$ No requiere refuerzo a cortante.

Como la sección no requiere refuerzo a cortante se reforzada con el mínimo refuerzo longitudinal y transversal en el alma del muro según la NSR-10, con la separación máxima.

Espaciamiento del refuerzo vertical para cortante

$$\left[\frac{l_w}{3}, \quad 3e, \quad 450 (mm) \right]$$

$$\left[\frac{2600}{3} = 887 (mm), \quad 3 * 120 = 360 (mm), \quad 450 (mm) \right]$$

$$sl = 360 (mm)$$

Espaciamiento del refuerzo horizontal para cortante

$$\left[\frac{l_w}{5}, \quad 3e, \quad 450 (mm) \right]$$

$$\left[\frac{2600}{5} = 520 (mm), \quad 3 * 120 = 360 (mm), \quad 450 (mm) \right]$$

$$st = 360 (mm)$$

La cantidad de acero mínimo que necesita la sección es:

$$A_{sl} = A_{st} = \rho * d * e$$

$$A_s = \rho * (0.8l_w) * e$$

$$A_s = 0.0025 * (0.8 * 3400(mm)) * 120(mm)$$

$$A_s = 816 \text{ mm}^2$$

Se van a unas barras de acero corrugadas $N^\circ 3$, la cantidad de barras son:

$$N^\circ \text{ barras verticales} = \frac{3400 (mm) + 360(mm) - 2(25 (mm))}{9.5 (mm) + 360(mm)}$$

$$N^\circ \text{ barras verticales} = 10$$

Como las 10 barras $N^\circ 3$, no cumplen con el refuerzo mínimo por cortante, se reducirá el espaciamiento a 290 (mm), por tanto, en la sección caben 12 barras $N^\circ 3$, el $A_{s \text{ final}} = 852 \text{ mm}^2$, distribuidos en una capa, con un recubrimiento de 25 (mm)

$$N^\circ \text{ barras horizontales} = \frac{2500 (mm) + 210(mm) - 2(25 (mm))}{9.5 (mm) + 210(mm)}$$

$$N^\circ \text{ barras horizontales} = 12$$

Para el refuerzo horizontal se dispondrán 12 barras $N^\circ 3$, espaciadas cada 210 mm, el $A_{s \text{ final}} = 852 \text{ mm}^2$, distribuidos en una capa, con un recubrimiento de 25 (mm)

c. Diseño a cortante de los muros estructurales por el método 2

El método 2 se basa en las disposiciones de la NSR-10 y de las consideraciones de Fagier (2010), dicho procedimiento emplea el diagrama de iteración determinado en el diseño a flexión de la sección del muro.

Procedimiento de diseño

1. Al igual que el método anterior es necesario suponer una cuantía horizontal y vertical, esta es la misma enunciada anteriormente por diseño a cortante del alma del muro.
2. Se requiere determinar la resistencia a cortante V_n según C.21.9.4.1 de la NSR-10, la cual reconoce la mayor resistencia al cortante y momento.

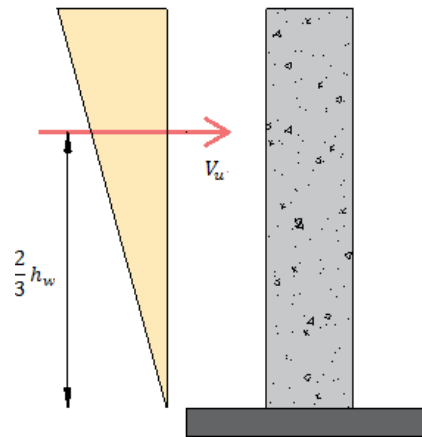
$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$\text{Si } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5 \rightarrow \alpha_c = 0.25$$

$$\text{Si } \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \rightarrow \alpha_c = 0.17$$

3. Determinar mediante el diagrama de iteración entrando con P_u más desfavorable el M_u máximo que puede soportar la sección.
4. La máxima resistencia a flexión encontrada en el diagrama de iteración se debe multiplicar por 1.25 para considerar el endurecimiento del acero de refuerzo durante su incursión en el rango inelástico.
5. Para determinar el cortante ultimo probable V_u se considera que este está actuando a $\frac{2}{3}$ de la altura total del muro (Fig. 2-16)

Figura 25. Distribución de V_u en el muro.



Haciendo sumatoria de momentos en la base del muro:

$$M_u = \frac{2}{3} h_w * V_u$$

Por tanto:

$$V_u = \frac{M_u}{\frac{2}{3} h_w} = \frac{3M_u}{2h_w}$$

Se debe verificar que $\frac{V_u}{\phi} < V_n$, si es así la cuantía asumida es correcta, de no cumplirse la condición la cuantía debe ser aumentada hasta lograr la condición de diseño.

- Después de verificar la condición anterior se determina la cantidad de refuerzo requerido por cortante.

$$A_s = \rho * d * e$$

$$A_s = \rho * (0.8l_w) * e$$

7. Se determina el tipo de barra a usar y con ello el número de barras necesarias.

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{sbarras}}$$

8. Con el número de barras se determina el espaciamiento y se verifica que cumpla con el máximo estipulado por norma.

$$s = \frac{l_w - 2\text{recubrimiento} - N^{\circ} \text{Barras} * \phi_{barras}}{N^{\circ} \text{Barras} - 1}$$

d. Ejemplo de diseño a cortante por el método 2

Se realiza el diseño a cortante del alma al muro que tiene el refuerzo a flexión concentrado a 40 cm en las fibras extremas de su sección transversal.

$$l_w = 3.4 \text{ m}$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$h_{piso} = 2.5 \text{ m}$$

$$f_y = 420 \text{ (MPa)}$$

$$f'_c = 28 \text{ (MPa)}$$

El diseño se va a realizar para la misma combinación de carga del diseño a flexión:

$$\text{Combinación} = 1.2D + L + 0.3E_x + E_y$$

$$M_u = 1676.6 \text{ K}_n - m$$

$$P_u = 1575.1 \text{ K}_n$$

$$V_u = 219.9 \text{ K}_n$$

Suponer cuantía horizontal y vertical.

La cuantía a suponer será la mínima permitida por la NSR-10.

Primero se verifica la condición de C.21.9.2.1

$$v_v = 0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$$

$$A_{cv} = l_w * e$$

$$v_v = 0.0083 * l_w * e * \lambda * \sqrt{f'_c}$$

$$v_v = 0.083 * 3400(mm) * 120(mm) * 1 * \sqrt{28(MPa)}$$

$$V_v = 179.2 (Kn)$$

$$V_u = 219.9 Kn$$

$$V_u > V_v$$

Como $V_u > 0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ la cuantía mínima a cortante es:

$$\rho_t = 0.0025$$

$$\rho_l = 0.0025$$

Resistencia a cortante V_n :

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5 \rightarrow \alpha_c = 0.25$$

$$\text{Si } \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \rightarrow \alpha_c = 0.17$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{10 * (2500)(mm)}{3400 (mm)}$$

$$\frac{h_w}{l_w} = 7.35 (mm/mm) > 2$$

$$\alpha_c = 0.17$$

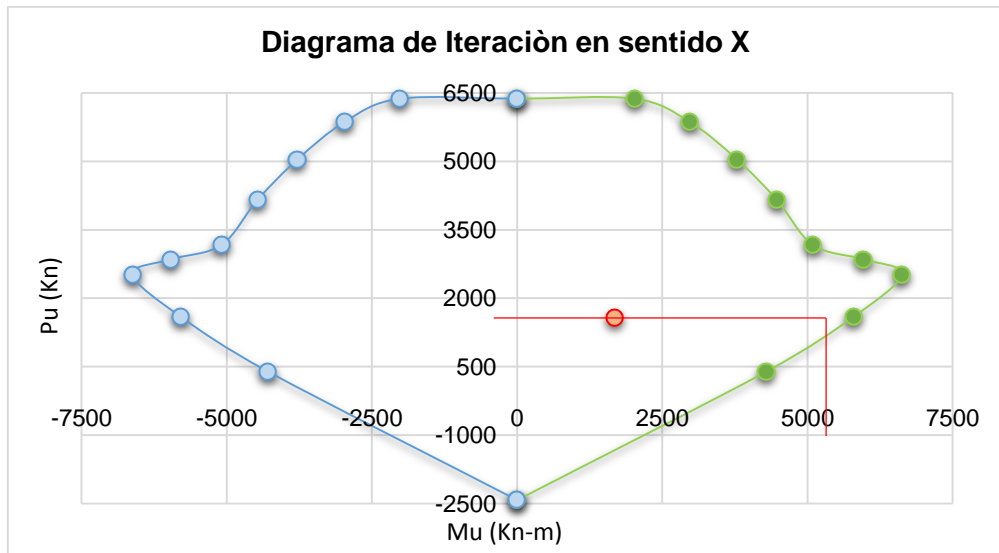
$$V_n = 3400 (mm) * 120 (mm) * \left(0.17 * \sqrt{28(MPa)} + 0.0025 * 420 (MPa) \right)$$

$$V_n = 795.4 (Kn)$$

Determinar M_u máximo que soporta la sección:

Del diagrama de iteración del diseño a flexión (Fig. 26) se tiene que:

Figura 26. Diagrama de iteración en sentido X diseño por el método T&C.



Se entra al diagrama de iteración con $P_u = 1575.1 \text{ Kn}$ el momento máximo M_u que resisten la sección según el diseño a flexión es aproximadamente $M_u = 5500 \text{ (kn - m)}$.

El momento M_u se debe multiplicar por 1.25

$$M_u = 1.25 * 5500 \text{ (Kn - m)}$$

$$M_u = 6875 \text{ (Kn - m)}$$

Determinar cortante ultimo probable:

$$V_u = \frac{M_u}{\frac{2}{3}h_w} = \frac{3M_u}{2h_w}$$

$$V_u = \frac{3 * 6875 * 1000 \text{ (Kn. mm)}}{2 * 2500 * 10 \text{ (mm)}}$$

$$V_u = 412.5 \text{ (Kn)}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{412.5 \text{ (Kn)}}{0.75}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = 550 \text{ (Kn)}$$

$$V_n = 795.4 \text{ (Kn)}$$

Como $\frac{V_u}{\phi} < V_n$ la cuantía asumida es correcta para soportar los esfuerzos de cortante en el muro.

Determina la cantidad de refuerzo requerido por cortante:

$$A_s = \rho * (0.8l_w) * e$$

$$A_s = 0.0025 * (0.8 * 3400 \text{ (mm)}) * 120 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 816 \text{ mm}^2$$

Determina el tipo de barra a usar y número de barras necesarias.

Se van a usar barras N°3, área del refuerzo $A_{sbarras} = 71 \text{ mm}^2$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{816}{71}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 11.4 \approx 12$$

Determina el espaciamiento y se verifica que cumpla con el máximo estipulado por norma:

$$sl = \frac{3400 - 2 * 25 - 12 * 9.5 \text{ (mm)}}{12 - 1}$$

$$sl = 294 \text{ (mm)} < S_{max}$$

$$st = \frac{2500 - 2 * 25 - 12 * 9.5 \text{ (mm)}}{12 - 1}$$

$$st = 212 \text{ (mm)} < S_{max}$$

Se usarán 12 barras N°3 espaciadas longitudinalmente a 294 (mm) y transversalmente a 212 (mm) con un recubrimiento de 25 (mm) en una sola capa.

3.4 RESULTADOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO MÁS IMPORTANTES DE LAS EDIFICACIONES DE 10, 15 Y 20 PISOS

3.4.1 Resultados del diseño estructural del muro más crítico edificio de 10 pisos Se presenta el diseño del muro más crítico de la edificación de 10 pisos (Fig. 27), el diseño a flexión se realiza tomando las consideraciones del Dr. Luis B. Fagier concentrando el acero en los extremos del muro y verificando el diseño por

diagrama de interacción, el refuerzo del alma a cortante se realiza basado en el método propuesto por el Ing. Antonio Blanco. Se debe tener en cuenta que el diseño debe cumplir para todas las combinaciones de carga estipuladas en el título B de la NSR-10.

El espesor del muro para diseño elegido es el mismo de análisis que cumplió con los requisitos de deriva del capítulo A.6 de la NSR-10, $e = 10 \text{ (cm)}$, sin embargo, dicho espesor es insuficiente para poner el refuerzo vertical en los extremos del muro, por lo tanto, es necesario aumentar el espesor a 12 (cm) .

Las derivas máximas del edificio de 10 pisos correspondientes al cambio de espesores en los muros estructurales ($e = 12 \text{ cm}$) es:

Figura 27. Resultados de deriva máxima del edificio de 10 pisos con espesor de 12 cm.

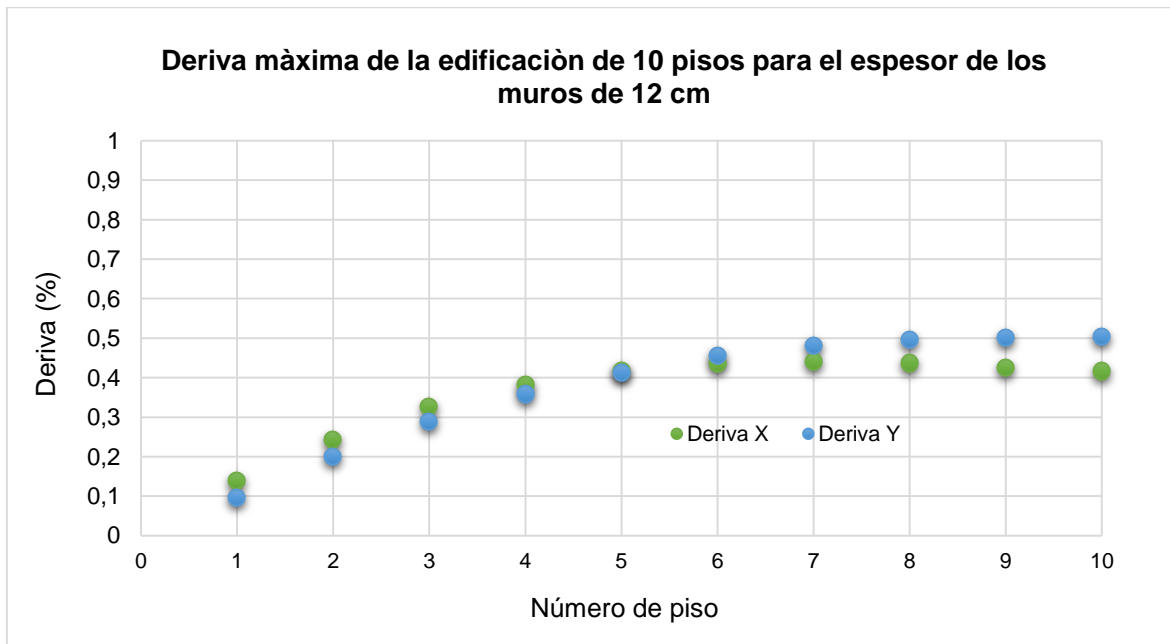
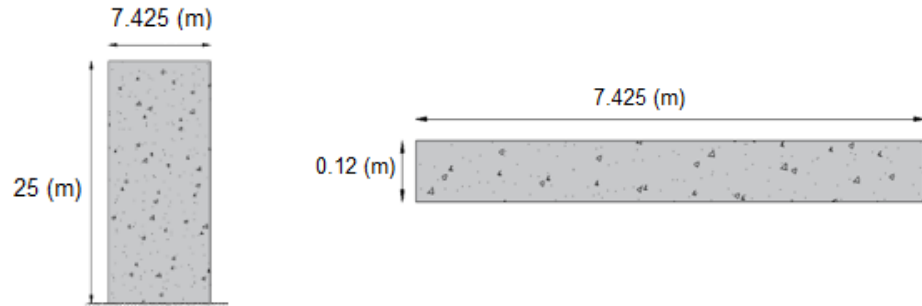


Figura 28. Características geométricas del muro más crítico de la edificación de 10 pisos.



(a). Muro en altura.

(b) Sección transversal.

El diseño a flexión del muro comienza en el Nivel N° 1, debido a que la base controla el diseño y debe ir cambiando en cada piso, la altura y la cantidad de refuerzo va disminuyendo, lo que resulta muy ineficiente sobre reforzar la sección en los pisos con menos solicitaciones.

El diseño del muro se realiza por el método *T&C* para cada una de las combinaciones estipuladas por la NSR-10, se obtiene que la mayor área requerida en los extremos del muro es de $A_{s-requerida} = 3200 \text{ (mm}^2\text{)}$ concentrados a 80 (cm) proyección horizontal y 12 (cm) proyección vertical de la sección del muro. Para el refuerzo se usan barras N° 6 espaciadas cada 15 (cm), el refuerzo de los bordes es simétrico y en total el $A_{sActuante} = 3408 \text{ (mm}^2\text{)}$, (Fig. 2-27) con cuantía de 0.036, se procede a realizar el diagrama de iteración para verificar la capacidad a flexión, los resultados obtenidos se presentan en la (Fig. 2-28).

Figura 29. Detalle del refuerzo a flexión de la sección transversal del muro nivel 1 edificio 10 pisos

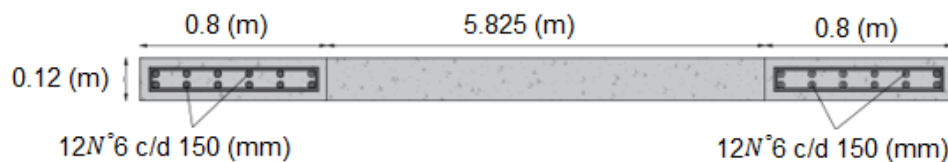
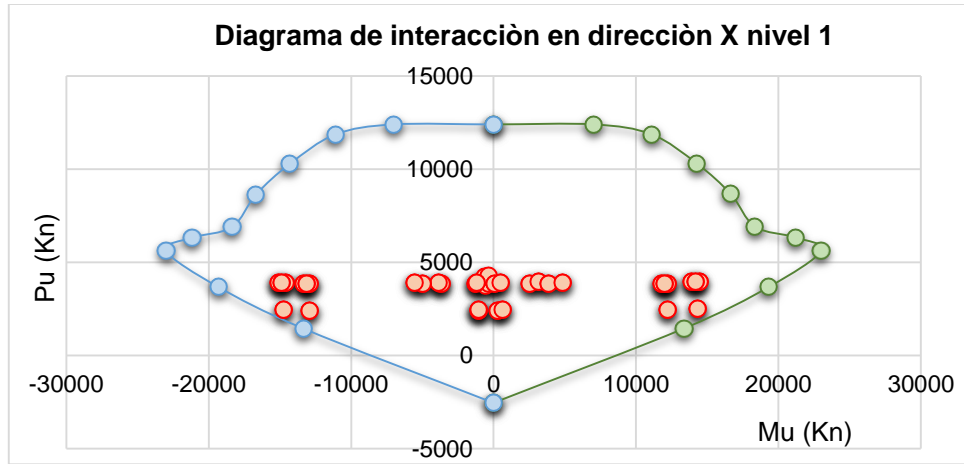
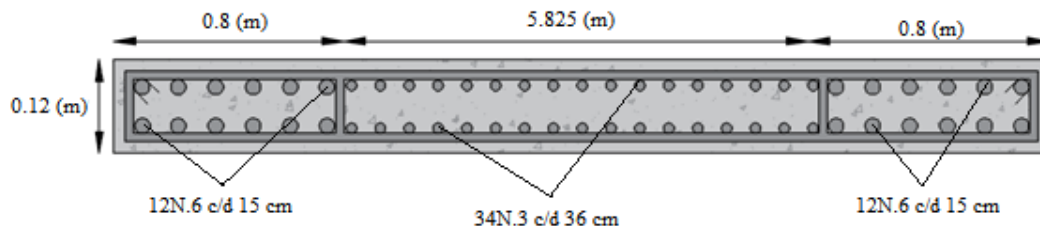


Figura 30. Diagrama de interacción en dirección X nivel 1 edificio de 10 niveles



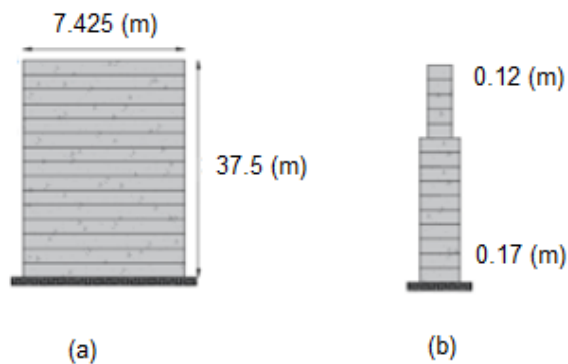
El refuerzo propuesto por el método T&C es suficiente para suplir los requerimientos (M_u , P_u) actuante para los esfuerzos a flexión generados en los bordes del muro. Se procede a realizar el diseño en las demás secciones del muro, sin embargo, mirando el momento y carga axial resistentes a flexocompresión de los primeros niveles (1 – 4), estos son muy parecidos al del primer nivel y por ende los requerimientos del refuerzo vertical en la sección, en consecuencia, el acero a flexión del muro será prolongado desde la base hasta el nivel cuatro con la misma cantidad de barras. Los resultados del diseño a cortante en el alma del muro corresponden al refuerzo mínimo $A_{sReq} = 1782 \text{ mm}^2$, para el refuerzo se usan 34 barras $N^\circ 3$ distribuidas en dos capas espaciadas longitudinal y transversalmente cada 360 (mm) (espaciamiento máximo).

Figura 31. Detalle del refuerzo en la base del muro más crítico, edificio de 10 pisos.



3.4.2 Resultados del diseño estructural del muro más crítico edificio de 15 pisos El diseño a flexión del muro más importante de la edificación de 15 pisos se realiza para el mínimo espesor obtenido del control de deriva de la edificación (17 cm), como se puede observar en la figura 32 el espesor varia con su altura, consecuentemente, es necesario realizar el diseño por tramos, los resultados del diseño serán resumido mostrando el detalle de la sección transversal del muro en la base (Fig. 34).

Figura 32. (a) vista frontal, (b) vista lateral, Características geométricas del muro más importante de la edificación de 15 pisos.

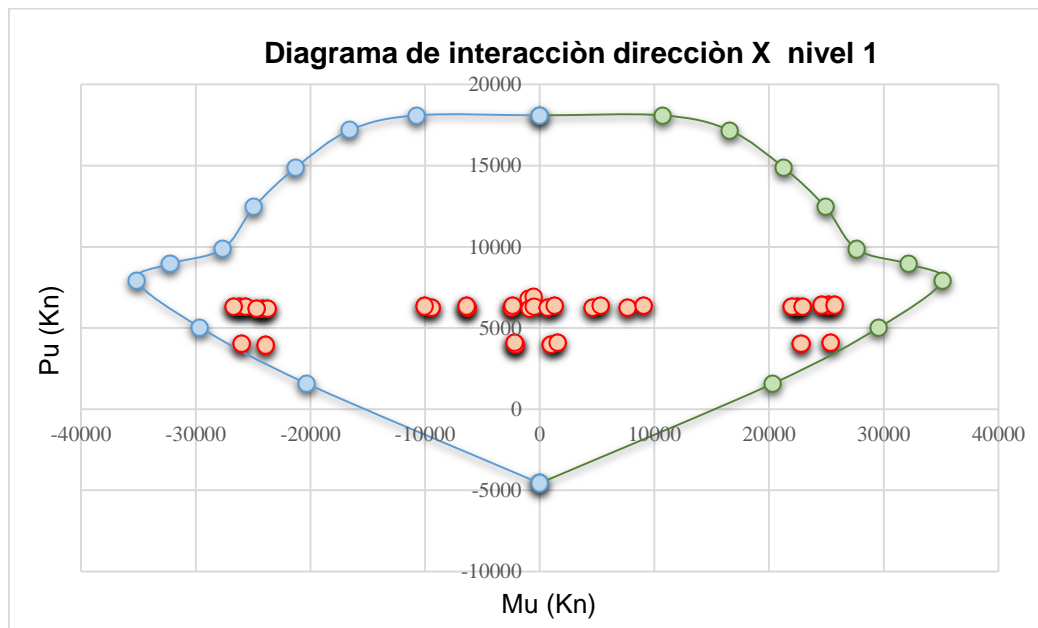


El diseño parte en la base del muro (*Nivel 1*) donde presenta las mayores solicitaciones a flexión, se realiza para todas las combinaciones estipuladas en la NSR-10 por el método T&C, obteniéndose que el refuerzo vertical requerido en cada extremo es $A_{s\text{requerido}} = 5800 \text{ (mm}^2\text{)}$ concentrados a 100 (cm) proyección horizontal y 17 (cm) proyección vertical. Para el refuerzo se usan 12 barras $N^\circ 8$ espaciadas cada 18 (cm), el refuerzo de los bordes es simétrico y en total el $A_{s\text{Actuante}} = 6120 \text{ (mm}^2\text{)}$ con cuantía de 0.036.

Figura 33. Detalle del refuerzo a flexión de la sección transversal del muro diseño nivel 1 edificio de 15 pisos.

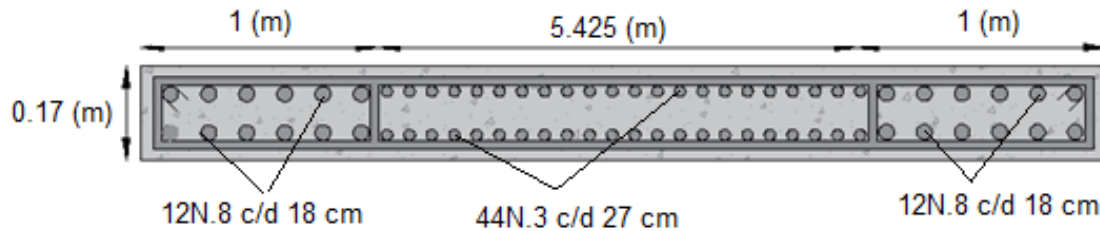


Figura 34. Diagrama de interacción en dirección X del nivel 1 edificio de 15 pisos.



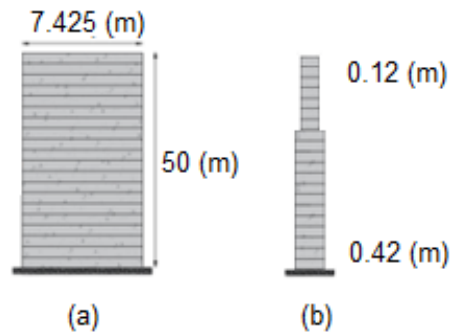
El diseño a cortante en el alma del muro requiere la cuántica mínima A_s requerido = 3119 mm^2 , distribuida a dos capas, se usan 44 barras N°3 espaciadas longitudinalmente y transversalmente cada 273 (mm).

Figura 35. Detalle del refuerzo en la base del muro más crítico, edificio de 15 pisos.



3.4.3 Resultados del diseño estructural del muro más crítico edificio de 20 pisos El diseño a flexión del muro más importante del edificio de 20 pisos parte del resultado del análisis estructural, donde se obtuvo que el espesor mínimo que cumple el requisito de deriva del capítulo A-6 es 42 cm, en la figura 36 se representa las características geométricas del muro en estudio, donde se observa la variación del espesor con su altura.

Figura 36. (a) vista frontal, (b) vista lateral, Características geométricas del muro.



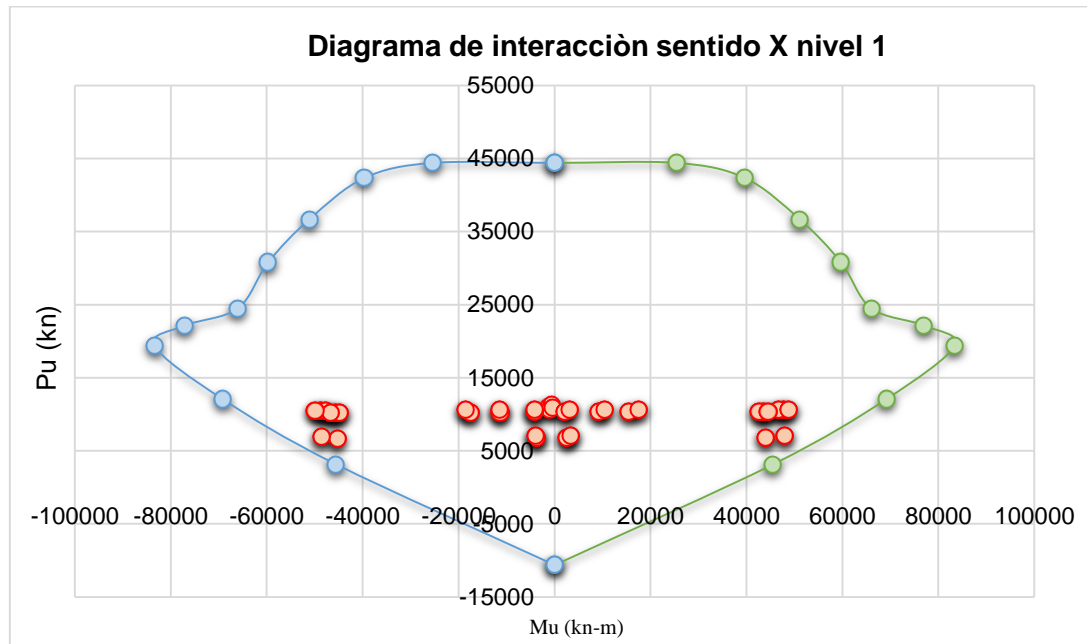
El diseño parte en la base del muro (*Nivel 1*) donde presenta las mayores solicitaciones a flexión y carga axial, se realiza para todas las combinaciones de carga especificadas en la NSR-10 por el método *T&C*, obteniéndose que el refuerzo vertical requerido es $A_{s\text{requerido}} = 14000 \text{ (mm}^2\text{)}$ concentrados a 1200 (cm) proyección horizontal y 42 (cm) proyección vertical de la sección del muro. Para el

refuerzo se usan 28 barras $N^{\circ}8$ espaciadas cada 11 (cm), el refuerzo de los bordes es simétrico y en total el $A_{sActuante} = 14280 (mm^2)$ con cuantía de 0.028.

Figura 37. Detalle del refuerzo por diseño a flexión y carga axial de la sección transversal del muro en el nivel 1 para el edificio de 20 pisos.

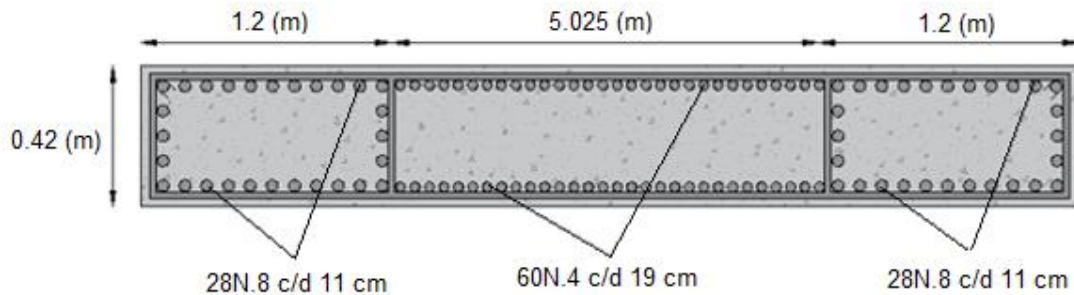


Figura 38. Diagrama de interacción dirección X nivel 1 edificio de 20 pisos.



El refuerzo del diseño a cortante requerido en el alma del muro es el mínimo estipulado por la NSR-10 7722 (mm^2) distribuidos en dos capas, para el refuerzo se usan 60 barras $N^{\circ}4$, espaciadas verticalmente y horizontalmente cada 192 (mm).

Figura 39. Detalle del refuerzo en la base del muro, edificio de 20 pisos.



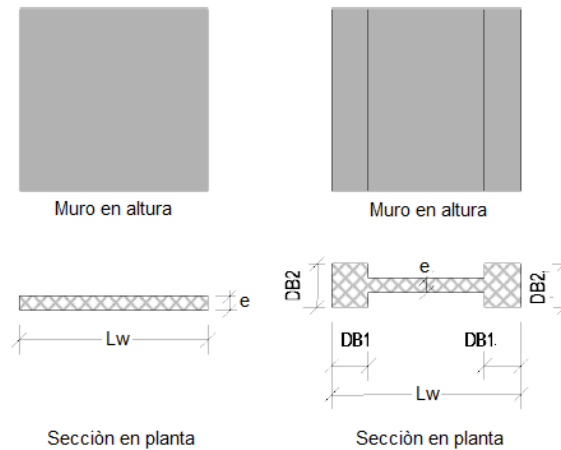
3.5 ALTERNATIVAS DE DISEÑO MEDIANTE EL SOFTWARE COMERCIAL DE ESTRUCTURAS ETABS

El uso de herramientas computacionales para el diseño de muros estructurales indiscutiblemente es una gran opción para poner a prueba la validez de la teoría presente en la literatura y como herramienta de precisión, sin embargo, es importante saber cómo se fundamenta el software para darle un manejo adecuado.

Una de las alternativas para el chequeo del diseño de los muros estructurales de este trabajo de investigación se realizó mediante el software ETABS, debido a que este presenta varias herramientas de diseño y permite chequear las estructuras ya diseñadas. Entre las posibles formas de diseño a flexión y carga axial mediante el software ETABS se encuentran:

3.5.1 Método simplificado T&C La suposición del método es que la fuerza ejercida por la componente del momento flector y carga axial se traducen en fuerzas concentradas en los extremos del muro (Fig. 40), este método permite que el usuario le ingrese al programa las dimensiones del elemento de borde ($DB1, DB2$), o que el mismo las calcule, para lo cual el software presenta las siguientes tres alternativas.

Figura 40. Detalle de las dimensiones del muro en planta y altura por el método simplificado T&C en ETABS.



Fuente: Manual ETABS 2016.

3.5.1.1 Alternativa 1 Cuando el usuario especifique en las dimensiones de ($DB1, DB2$) el valor de cero, el programa calcula la dimensión en proyección horizontal del elemento de borde, en este caso el diseño lo realiza con espesor uniforme en toda la sección sin aumentar el área en los extremos (Fig. 41)

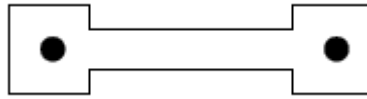
Figura 41. Muro con espesor uniforme



Fuente: Manual ETABS 2016.

3.5.1.2 Alternativa 2 Para la segunda alternativa de diseño por el método T&C el programa le pide al usuario que ingrese las dimensiones del elemento de borde y con base a ello el método calcula el refuerzo requerido a flexión (Fig. 42)

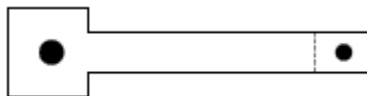
Figura 42. Muro con elementos de borde



Fuente: Manual ETABS 2016.

3.5.1.3 Alternativa 3 Para la tercera alternativa que presenta el programa en el diseño del acero vertical en los extremos del muro, el programa calcula la dimensión de uno de los elementos de borde y el refuerzo requerido cuando el usuario le ingresa la dimensión del elemento de borde del extremo opuesto de la sección.

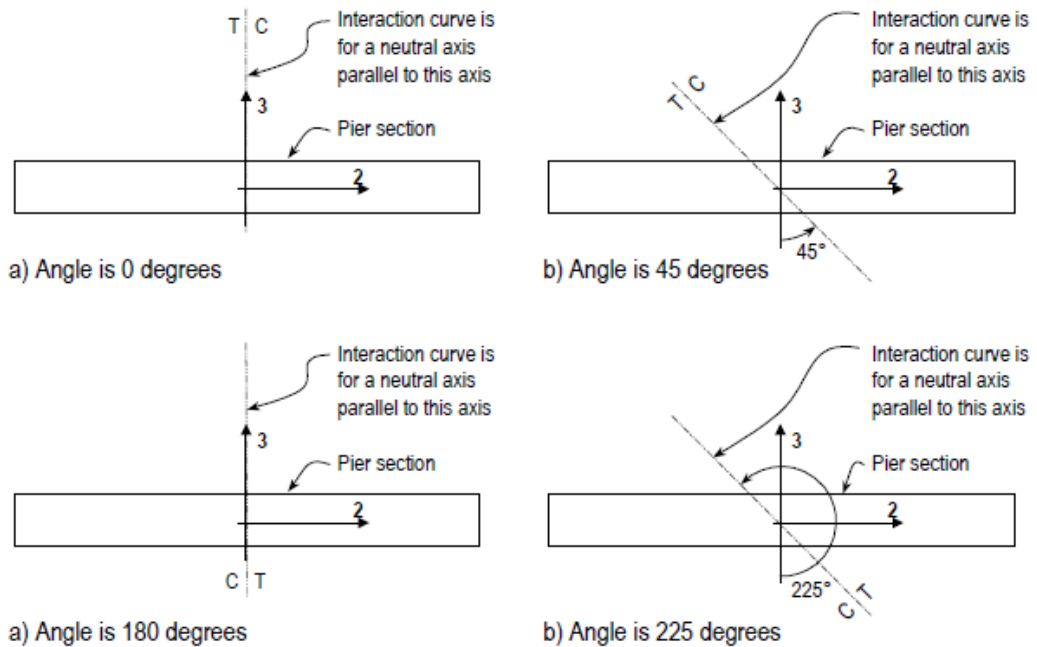
Figura 43. Muro con elementos de borde desiguales.



Fuente: Manual ETABS 2016.

3.5.2 Chequeo de una sección con un refuerzo uniformemente distribuido Para este segundo método de diseño por medio del software de estructuras ETABS, el usuario dibuja la sección, le ingresa la cantidad de acero y separación y el programa genera la curva de iteración mediante 24 curvas, iniciando en cero grados a tracción y compresión hasta finalizar con el diagrama de iteración (Fig. 44)

Figura 44. Orientación del eje neutro del Pier para varios ángulos.



Fuente: Manual ETABS 2016.

3.5.3 Diseño del muro con refuerzo uniforme El ultimo método de diseño permitido por ETABS para realizar el diseño a flexión y carga axial es mediante el diseño uniformemente distribuido, cuando se diseña por este método el programa crea una serie de superficies de iteración en función de:

- El tamaño de la sección (Pier).
- La ubicación del refuerzo especificado.
- El tipo de barra especificada.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

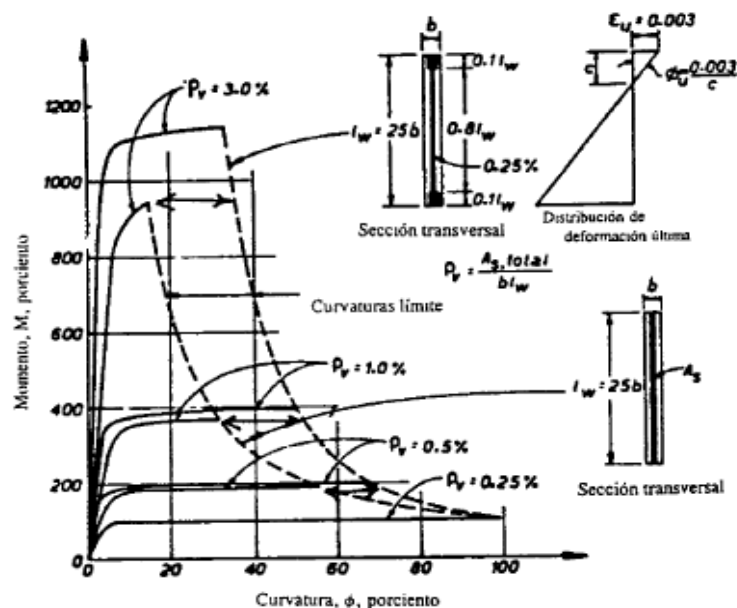
Se analizan los resultados del ejemplo realizado sobre el diseño de uno de los muros del edificio de 10 niveles en la ciudad de Bucaramanga (Sección 3.3) para comparar las respuestas de los dos métodos de diseño a flexión de muros estructurales (Método de diseño T&C, Fagier (2010); y método de diseño con refuerzo uniforme distribuido, Cárdenas y Magura (1973)). Se observa que los resultados obtenidos en cuanto a la cantidad del refuerzo vertical por flexocompresión y carga axial presenta diferencias significativas en cuanto a la cantidad del acero y su disposición en el muro. Por el método T&C, el refuerzo se concentró en los bordes del muro en 40 cm y la cantidad de acero requerido en cada extremo fue de 1348 mm^2 (Fig. 13); en cambio, por el método de las fórmulas propuestas por Cárdenas y Magura donde el refuerzo a flexión se dispone uniformemente distribuido en toda la sección del muro, el acero requerido fue de 1020 mm^2 (Fig. 18), en otras palabras el muro requirió el refuerzo mínimo a flexión. Por otra parte, al realizar los diagramas de iteración de las dos alternativas de diseño, ambos métodos cumplen con la condición de diseño, y el par carga axial (P_u) - momento flexural (M_u) se encuentran dentro del área resistente de la sección (diagrama de interacción), sin embargo, el método T&C sobreestima un poco más el diseño a flexión en comparación con el método con refuerzo uniformemente distribuido.

Con base en los resultados obtenidos surgen interrogantes sobre qué metodología es la más conveniente usar, pues si bien las dos filosofías cumplen con los requerimientos de la NSR-10 las diferencias en las disposiciones del acero implican que el muro trabaje bajo dos condiciones totalmente diferentes [4]. Alcocer (1995) afirma, que se puede obtener mayor resistencia a flexión al concentrar el refuerzo vertical en las fibras extremas de la sección transversal. En la Fig. 45 se observa la comparación del comportamiento de dos muros esbeltos con la misma cantidad de

refuerzo por flexión, pero donde el refuerzo de uno de los muros está distribuido uniformemente en la longitud del muro y el otro se ha concentrado en los extremos, manteniendo solamente refuerzo mínimo en el alma del muro, concluyéndose que los muros con refuerzo concentrado en los extremos son en comparación con los muros con refuerzo uniformemente distribuido más resistentes y dúctiles.

En cambio, en cuanto a las alternativas de diseño a cortante (Método 1, Fagier [2010] y Método 2, Blanco [1973]) presentaron resultados similares (Sección 2.3.1.6). En general para el muro en estudio la sollicitación de refuerzo en el alma es la mínima estipulada por la NSR-10 distribuida en una capa. Si embargo, a pesar que la norma permite el requisito de distribuir el refuerzo en el alma en una o varias capas según el espesor del muro (C.21.9.2.3) algunos diseñadores sugieren colocar siempre doble capa de refuerzo en el alma [3].

Figura 45. Efectos de la distribución del refuerzo y la cuantía en la resistencia a flexión y la curvatura.



Fuente: Alcocer (1995)

En cuanto a los espesores obtenidos referente al análisis de las edificaciones de 10, 15 y 20 pisos se observa que para el edificio de 10 pisos el espesor de los muros estructurales es constante desde la base hasta el último piso y con espesores relativamente bajos 10 *cm*, cumpliendo sin ningún problema el requisito de deriva, sin embargo, para edificaciones con más de 10 pisos este tipo de sistemas estructurales al tener gran densidad de muros en planta se vuelven muy pesados, haciendo muy crítico el control de deriva máxima (debido a que la rigidez que le aportan los elementos estructurales es menor que el peso de la edificación), de ahí que se hace necesario quitarle peso en los últimos niveles donde tienen menores solicitaciones a cortante y flexión, además se utiliza el método alternativo de deriva tangente a las edificaciones de 15 y 20 pisos obteniéndose los mínimos espesores en la base de las edificaciones correspondientes a 17 y 42 *cm*. Los resultados encontrados son un referente de los espesores mínimos en la base de edificaciones con muros portantes, ubicadas en la ciudad de Bucaramanga, con plantas similares a la estudiada y localizadas en un suelo tipo “C”.

La deriva máxima para todas las edificaciones estudiadas 10, 15 y 20 pisos presentan un comportamiento más crítico en dirección *Y*, lo anterior debido a la configuración de la planta estructural en estudio. Según la literatura una de las mayores dificultades de este tipo de proyectos con muros estructurales es la ubicación de dichos elementos, ya que desde el punto de vista sísmico, las cargas en los sistemas de muros portantes son absorbidas por los muros; por tal razón deben diseñarse suficientes elementos en cada sentido ortogonal de la edificación, con lo que se hace necesario que haya suficiente cantidad de muros en planta similar en dirección *X* y *Y*, esto reduce significativamente los esfuerzos de torsión de la estructura y por lo tanto la cantidad de refuerzo requerida [4], a pesar de ello, una de las mayores dificultades encontradas en el proyecto fue obtener una notoria diferencia de rigideces en las direcciones principales (*X,Y*) y en los modos principales de vibración una torsión bastante significativa debido a que hay más muros en dirección *Y* que en dirección *X*, y la mayoría de los muros están en el

interior de la planta de la estructura, con muy pocos muros externos que ayuden a disminuir los efectos de torsión, y con longitudes pequeñas.

Otra de las características encontradas en las edificaciones estudiadas, es que, en comparación con otros sistemas estructurales, los periodos de vibración de la estructura son mucho más pequeños. Según la NSR-10 el periodo de vibración de una edificación aporticada debe aproximarse a 0.1 el número de pisos ($N < 12$) de la edificación, es decir, que para una edificación aporticada de 10 pisos el periodo debe estar oscilando en 1 segundo, comparando este periodo con la edificación de muros portantes de 10 pisos se obtuvo que el periodo de vibración es de $0.547 s$ en dirección Y y $0.475 s$ en dirección X , casi la mitad del periodo de vibración del sistema con pórticos resistentes a momentos, lo anterior ocurre fundamentalmente por el aumento de rigidez del sistema que le aportan los muros de corte.

El diseño del muro más importante de las tres edificaciones tipo túnel estudiadas se realizan por el método $T\&C$ debido al comportamiento dúctil que presentan los muros estructurales al concentrar el refuerzo a flexocompresión en los extremos del muro, Alcocer (1995), aunque no es una alternativa muy usada para diseñar las edificaciones de muros portantes. Es usual ver en el medio realizar el diseño de los muros estructurales de los edificios de muros portantes por el método de Cárdenas y Magura, distribuyendo el refuerzo vertical a flexión uniformemente en toda la sección mediante mallas electrosoldadas en una o dos capas a fin de obtener espesores más bajos a los convencionales. Aun así, mediante el diseño por el método $T\&C$ tampoco no fue necesario aumentar la sección del muro a excepción del edificio de 10 pisos que contaba con un espesor muy bajo.

A nivel de diseño partiendo de los espesores obtenidos del análisis, para la edificación de 10 pisos el espesor de 10 cm era insuficiente para colocar el refuerzo vertical a flexión en los bordes del muro con recubrimiento de 25 mm , por lo tanto, se hace necesario aumentar el espesor a 12 cm . En cambio, para las edificaciones

de 15 y 20 pisos los espesores de análisis fueron suficientes para colocar el refuerzo de flexión en los bordes del muro, esto es, no hubo necesidad de aumentar la sección para que los muros pudieran soportar los esfuerzos a momento y carga axial, ello debido a que principalmente se optó por incorporar el elemento de borde en el muro, prolongando la dimensión horizontal (en sentido de la longitud del muro) y dejando constante el espesor (las dimensiones del elemento de borde la NSR-10 no las limita). En el diseño del refuerzo a cortante en el alma del muro, todos los muros requirieron refuerzo mínimo para suplir los esfuerzos de cortante, por lo que tampoco fue necesario aumentar la sección del muro.

En la tabla 14 se ilustran los espesores mínimos finales de los muros portantes obtenidos a nivel de análisis y diseño en las edificaciones estudiadas de 10, 15 y 20 pisos.

Tabla 14. Resumen general de los espesores mínimos de los muros estructurales de las edificaciones en estudio.

Número de pisos	Espesor mínimo De los muros en la base (<i>cm</i>)
10	12
15	17
20	42

Los resultados de los espesores en los muros estructurales de las edificaciones de 10, 15 y 20 pisos localizadas en la ciudad de Bucaramanga obtenidos mediante el análisis y diseño estructural sísmoresistente según la NSR-10 son muy similares a la investigación realizada por el Ingeniero Antonio Blanco sobre algunas particularidades de las edificaciones con sistemas estructural de muros portantes donde expresa que para las edificaciones con número de pisos menores a 7 *cm* es posible tener espesores en los muros de 10 *cm*, y para edificaciones entre 14 y 15 pisos es necesario tener espesores variables con la altura comenzando con espesores entre 15 – 20 *cm* entre los primeros niveles y 10 – 12 *cm* en los últimos

niveles. Además, en el documento el ingeniero Blanco expresa la importancia de las plantas arquitectónicas en las edificaciones con muros portantes para el comportamiento de la estructura y su dimensionamiento debido a que este parámetro depende de la disposición de los muros en planta y de la rigidez en la dirección X y Y , aspectos mencionados anteriormente en este documento [19].

Respecto al “software” utilizado (ETABS 2016) para el análisis y diseño de las estructuras estudiadas se puede decir que es una herramienta útil y fácil. Se compararon los resultados calculados en forma manual para el edificio de 10 pisos con los obtenidos mediante el programa de análisis estructural ETABS, encontrándose diferencias menores al 2%, por lo cual se valida los resultados del “software” para seguir utilizándolos en las demás estructuras estudiadas, de 15 y 20 pisos. Respecto al diseño, se permite tres alternativas a usar para realizar el diseño de los muros estructurales: método simplificado T&C, diagrama de iteración y refuerzo uniformemente distribuido, permitiéndole al usuario hacer el diseño de una edificación de manera más rápida a los métodos manuales.

5. CONCLUSIONES

Las figuras 46 y 47 presentadas a continuación representan la tendencia del espesor mínimo en la base de los muros estructurales en una edificación con sistema estructural de muros portantes en la ciudad de Bucaramanga a nivel de análisis estructural. Los resultados cumplen con los requisitos de la NSR-10 dependiendo del método empleado para el chequeo de la deriva máxima (método convencional según NSR-10. A.6.3.1.1. ó método alternativo – deriva tangente según NSR-10. A.6.3.1.3). En ambas gráficas se observa como aumenta en forma aproximadamente parabólica el espesor del muro a medida que aumenta el número de pisos de la edificación, y al comparar ambas gráficas, se observa que se obtienen espesores más pequeños con el método de cálculo de la deriva tangente.

Figura 46. Número de pisos vs espesor mínimo en la base de los muros estructurales de una edificación en la ciudad de Bucaramanga, Santander por chequeo de deriva convencional

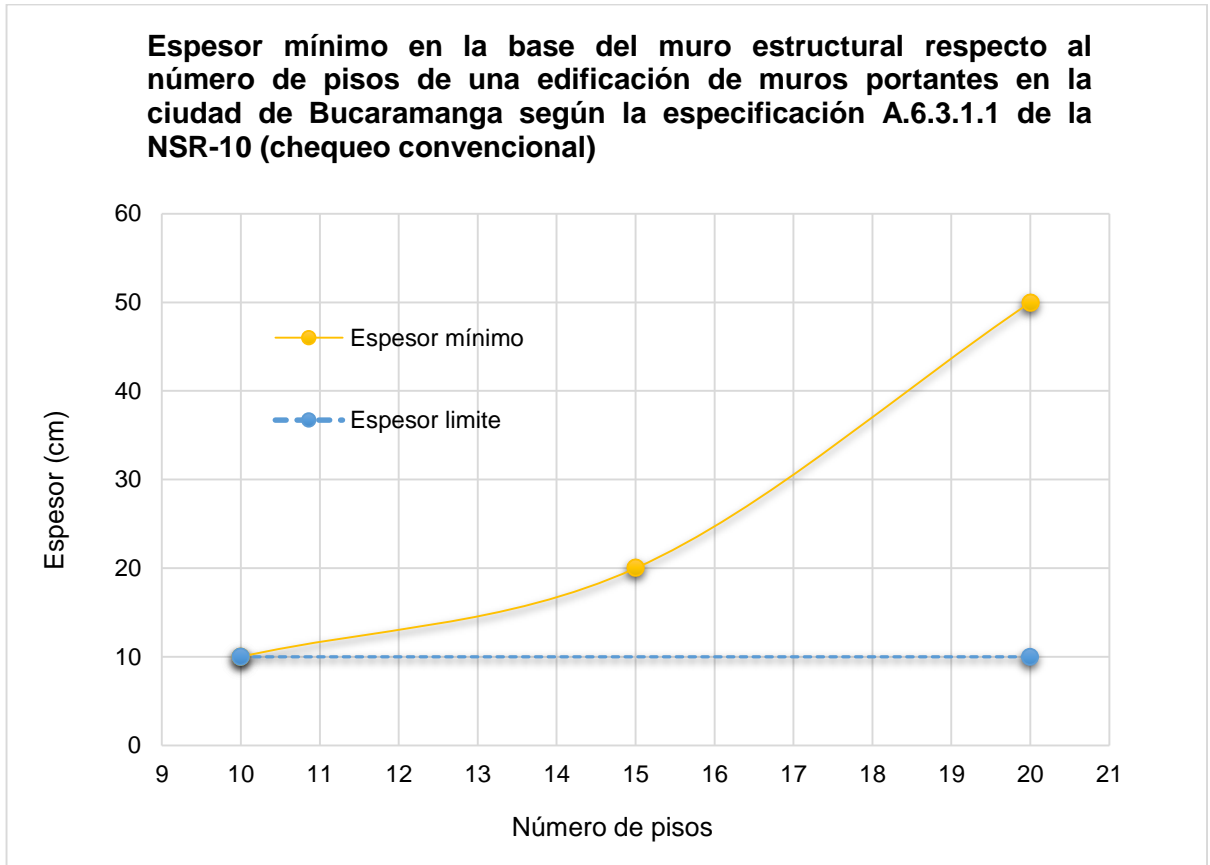
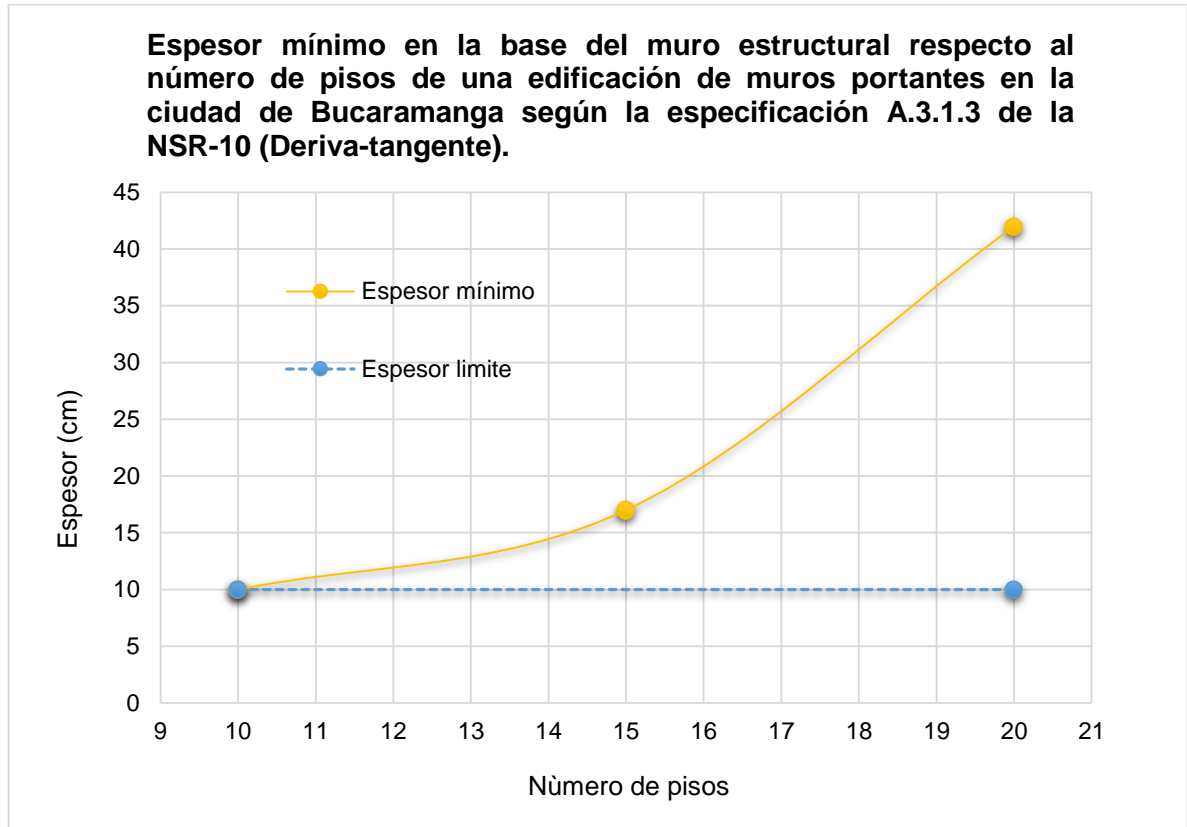


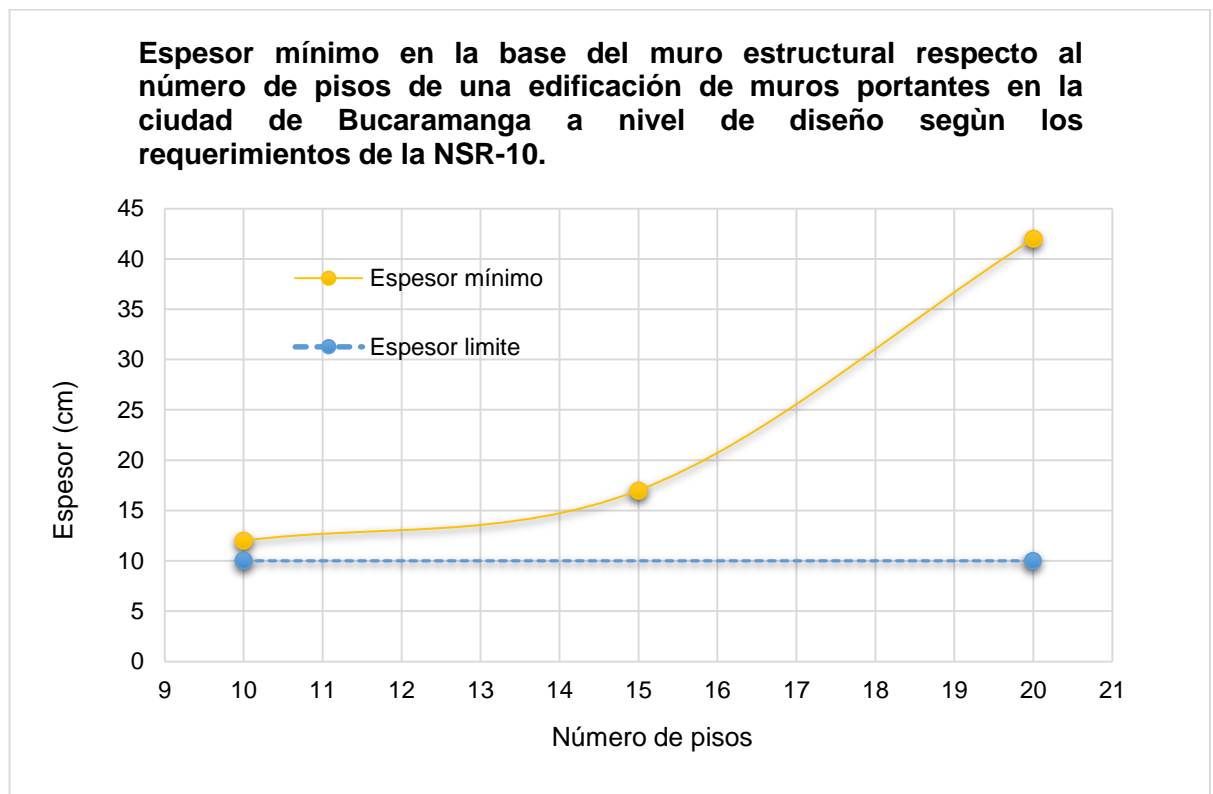
Figura 47. Número de pisos vs espesor mínimo en la base de los muros estructurales de una edificación en la ciudad de Bucaramanga, Santander por chequeo deriva tangente.



En la gráfica de la figura 48 se presenta los resultados del espesor mínimo requerido en los muros estructurales por los requisitos de diseño estructural contemplados en la NSR-10. En la gráfica se ilustra el espesor mínimo exigido por el reglamento de la NSR-10 (espesor límite), el cual solo limita el espesor de los muros estructurales cuando el diseño de dichos elementos se realiza por el método empírico (C.14.3), que debe ser el menor de $(h/25, Lw/25, 10\text{ cm})$. En la gráfica se observa el incremento del espesor mínimo requerido en la base de los muros estructurales a medida que aumenta el número de pisos en edificaciones de muros portantes en la ciudad de Bucaramanga según los requisitos de diseño de la NSR-10; en general no hubo necesidad de aumentar el espesor del muro para las edificaciones de 15 y

20 pisos, obtenido del control de la deriva, pero si para la edificación de 10 pisos, debido a que el espesor mínimo obtenido por control de la deriva máxima es de 10 (cm), el cual no era suficiente para colocar el refuerzo requerido por diseño en los bordes del muro.

Figura 48. Número de pisos vs espesor mínimo en la base de los muros estructurales de una edificación en la ciudad de Bucaramanga, Santander por diseño según la NSR-10



La construcción de las Figuras 46, 47 dan cumplimiento al objetivo general y al segundo objetivo específico del plan de proyecto de grado de la presente tesis.

En las figuras 31, 35, y 39 de este documento se ilustra el detalle del refuerzo requerido para las secciones transversales más críticas de los muros estructurales de los edificios diseñados según los requerimientos de la NSR-10. En la tabla 15 se

resume los resultados más importantes del diseño a flexión y carga axial del muro de cada edificio (10, 15 y 20 pisos). De su análisis podemos concluir:

- El muro estructural para una edificación de muros portantes en la ciudad de Bucaramanga requiere elementos de borde para resistir las cargas sísmicas exigidas por la NSR-10.
- En el diseño se calcula la longitud del elemento de borde para mantener el espesor del muro y la cuantía de refuerzo a flexión y carga axial, por lo cual, la longitud del elemento de borde para un edificio de 10 pisos es de 0.8 m, de 15 pisos es 1 m y de 20 pisos es 1.2 m con cuantías cerca al 0.03.
- En la figura 49 se observa que la relación de peso de acero respecto al volumen de concreto se mantiene relativamente constante debido al criterio de diseño de variar la longitud del elemento de borde.

Figura 49. Relación del peso del acero respecto al volumen del concreto en función del número de pisos.

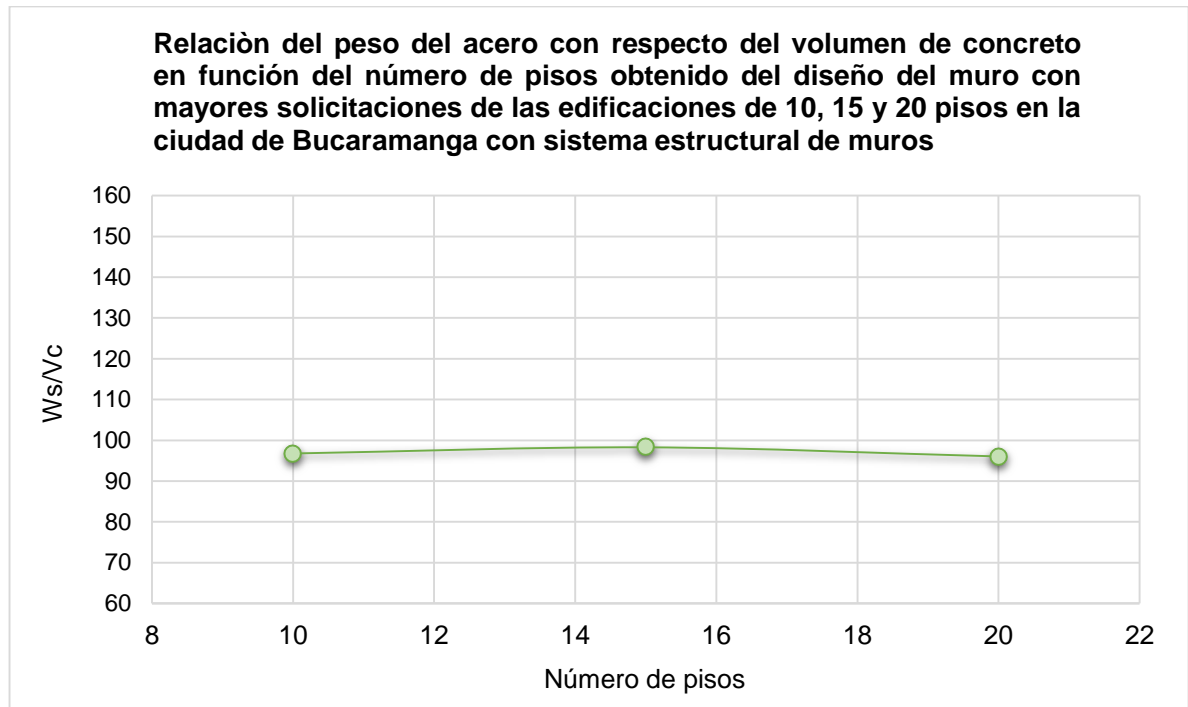


Tabla 15. Valores del diseño a flexión, carga axial y constante del muro con las mayores solicitaciones de las edificaciones de muros portantes con 10, 15 y 20 pisos en la ciudad de Bucaramanga.

Número de pisos	Espesor mínimo del muro en la base (cm)	Longitud del muro (m)	Longitud del elemento de borde (m)	Refuerzo a flexión (mm^2)	Cuantía del elemento de borde a flexión	Refuerzo a cortante (mm^2)	Cuantía en el alma del muro a cortante
10	12	7.425	0.8	6816	0.036	2414	0.0025
15	17	7.425	1	12240	0.036	3119	0.0025
20	42	7.425	1.2	28560	0.028	7722	0.0025

El diseño de las secciones transversales principales de los muros estructurales presentadas en la sección 3 y en las figuras 31, 35, 39 y 15 dan cumplimiento al primer objetivo específico del plan de proyecto de grado de la presente tesis.

CITAS BIBLIOGRAFICAS

- [1] Blanco, A., & Terry, J. A. (2010). El sismo de Chile del 27 de febrero del 2010 y sus enseñanzas para el diseño estructural. Perú. Abb Ingenieros Eirl.
- [2] Blanco, A. (1990-1991). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, libro 2 de la colección del ingeniero civil. Lima, Perú.
- [3] Briceño, A., & Carreras, N. (2013). Análisis y diseño de muros estructurales de concreto, considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011 (Tesis de pregrado). Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.
- [4] Alcocer, S. (1995). Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado. México D. F, México.
- [5] Monsalve, J. (2005). Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales (Tesis de Maestría). Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela.
- [6] Fargier, L. B., & Fargier L. E. (2013). Concreto armado comportamiento y diseño. Mérida, Venezuela.
- [7] Delgado, A. (2013). Diseño de diafragma. Recuperado de https://issuu.com/gustavochochongalcivar/docs/dise_o_de_diafragmas_completo.
- [8] Dirección general de reglamentos y sistemas. (1986). Diseño a flexocompresión de muros de hormigón armado (PT-2).

[9] Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (2010).

[10] Ruiz, S. E. (2007). Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía (Tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.

[11] Calderón, J. D. (2012). Desarrollo de una herramienta informática para la obtención de las fuerzas sísmicas de piso por medio del método de la fuerza horizontal equivalente en estructuras de concreto (Tesis de pregrado). Universidad Francisco de Paula Santander, Ocaña, Colombia.

[12] Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes. Actualización Reglamento técnico de construcción sismo resistente (NSR-10).

[13] Rondón, A. E. (2011). Sistema estructural tipo túnel: análisis de su comportamiento bajo acciones sísmicas (Tesis de pregrado). Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.

[14] Acosta, J. (2010). Comportamiento de edificios con muros de corte de placas de acero (Tesis de pregrado). Universidad de Chile, Santiago de Chile, Chile.

[15] Fratelli, M. G. (1999). Diseño estructural en concreto armado. Autores editores.

[16] Bravo, D., Rincón R., Gutiérrez G (2015, enero-junio). Evaluación del uso de muros estructurales de corte como elementos sismorresistentes en edificaciones aporticadas de concreto armado. estudiantil URU.

[17] Nilson, A. H. (2001). Diseño de estructuras de concreto (Duodécima edición). Estados Unidos. Mc Graw Hill.

[18] Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Estados Unidos. Wiley-Interscience.

[19] Blanco (2010). Los edificios de muros delgados de concreto y las nuevas normas para su diseño. Perú. Abb Ingenieros Eirl.

BIBLIOGRAFÍA

ACOSTA, J. Comportamiento de edificios con muros de corte de placas de acero (Tesis de pregrado). Universidad de Chile, Santiago de Chile, Chile. 2010

ALCOCER, S. Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado. México D. F, México. 1995

BLANCO Los edificios de muros delgados de concreto y las nuevas normas para su diseño. Perú. Abb Ingenieros Eirl. 2010

BLANCO, A. Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, libro 2 de la colección del ingeniero civil. Lima, Perú. 1990-1991

BLANCO, A., & TERRY, J. A. El sismo de Chile del 27 de febrero del 2010 y sus enseñanzas para el diseño estructural. Perú. Abb Ingenieros Eirl. 2010

BRAVO, D., RINCÓN R., GUTIÉRREZ G Evaluación del uso de muros estructurales de corte como elementos sismorresistentes en edificaciones aporticadas de concreto armado. estudiantil URU. 2015

BRICEÑO, A., & CARRERAS, N. Análisis y diseño de muros estructurales de concreto, considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011(Tesis de pregrado). Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela. 2013

CALDERÓN, J. D. Desarrollo de una herramienta informática para la obtención de las fuerzas sísmicas de piso por medio del método de la fuerza horizontal

equivalente en estructuras de concreto (Tesis de pregrado). Universidad Francisco de Paula Santander, Ocaña, Colombia. 2012

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. Actualización Reglamento técnico de construcción sismo resistente (NSR-10).

DELGADO, A. Diseño de diafragma. Recuperado de https://issuu.com/gustavochoonlongalcivar/docs/dise_o_de_diafragmas_completo.

DIRECCIÓN GENERAL DE REGLAMENTOS Y SISTEMAS. Diseño a flexocompresión de muros de hormigón armado (PT-2). 1986

FARGIER, L. B., & FARGIER L. E. Concreto armado comportamiento y diseño. Mérida, Venezuela. 2013

FRATELLI, M. G. Diseño estructural en concreto armado. Autores editores. 1999

MONSALVE, J. Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales (Tesis de Maestría). Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela. 2005

NILSON, A. H. Diseño de estructuras de concreto (Duodécima edición). Estados Unidos. Mc Graw Hill. 2001

PAULAY, T., & PRIESTLEY, M. J. N. seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Estados Unidos. Wiley-Interscience. 1992

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES 2010.

RONDÓN, A. E. Sistema estructural tipo túnel: análisis de su comportamiento bajo acciones sísmicas (Tesis de pregrado). Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela. 2011

RUIZ, S. E. Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía (Tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México. 2007