UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
VICERECTORIA INVESTIGACION Y DESARROLLO
DIRECCION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
MAESTRIA INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SISMICA

Tesis para la obtención del grado de

Máster en

Ingeniería Estructural y Sísmica

ANALISIS SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS EN COLOMBIA DE ALTURA INTERMEDIA CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Autor de tesis: Víctor Hugo Narváez Goyes.

Tutor de tesis: PhD. Francesc López Almansa.

Managua Nicaragua, mayo 2024

Agradecimientos:

Por supuesto, principalmente al creador, Jehová Dios, de quien vienen todas las bendiciones en la vida, *nuestro futuro solo depende de él,* a mi amada esposa Mayra Alejandra quien siempre me apoya y me anima a alcanzar mis metas, a mi madre Martha Lucia quién gracias a su esfuerzo inagotable, ante circunstancias muy adversas me ayudo a ser una mejor persona, por supuesto a toda mi familia, y a los que se fueron……pronto nos volveremos a ver (Juan 5:28,29).

Gracias al Dr. Francisco López Almansa, quien durante un buen tiempo puntualmente semana a semana, pacientemente, me dedicó de su tiempo y amistad para enseñarme y ayudarme a culminar este escrito. ¡Dios los bendiga!

INDICE GENERAL

INDICE GENERAL i
INDICE DE FIGURAS. v
INDICE DE TABLAS. viii
INDICE DE ECUACIONES.....ix
RESUMEN DE LA TESIS. x
INTRODUCCIÓN. 1
ANTECEDENTES. 3
PLANTEAMIENTO SITUACIONAL. 8
OBJETIVO GENERAL. 9
OBJETIVOS ESPECÍFICOS. 9
JUSTIFICACIÓN. 10
1. CAPITULO I. MARCO TEÓRICO Y REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE. 11
2. Filosofía de diseño sismorresistente en la NSR-10. 13
2.1. Análisis lineal. 14
2.2. Diseño de muros bajo la NSR-10. 15
2.3. Análisis no lineal 17
2.4. Análisis estático no lineal “push-over”. 18
2.5. Diseño por desempeño sísmico de una edificación. 20
3. Diseño Metodológico de la tesis. 22
3.1. Selección del Edificio Representativo. 22
4. Antecedentes del Comportamiento de Muros Estructurales. 26
5. Factores que condicionan el comportamiento de los edificios con muros delgados. 27
5.1. Estabilidad lateral de muros de concreto reforzado y pandeo del refuerzo longitudinal. 27
5.2. Criterios y recomendaciones para evitar la inestabilidad lateral. 28
5.3. Influencia del nivel de carga axial (ALR). 30
5.4. Influencia del tipo de refuerzo. 32
5.5. Influencia de la cuantía y de la disposición del refuerzo longitudinal. ... 32
5.6. Degradación de rigidez. 34
5.7. Configuración en planta. 35

5.8. Influencia de la relación de aspecto y de la altura de la edificación. 36
6. Evaluación preliminar del desempeño de edificios con muros delgados. 39
6.1. Cortante sísmico de cada muro. 39
6.2. Densidad de muros. 40
6.3. Esbeltez. 41
6.4. Relación de aspecto. 41
6.5. Nivel de carga axial. 42
6.6. Malla electrosoldada. 43
6.7. Detallado del refuerzo y confinamiento. 43
6.8. Indicadores y umbrales de daño. 44
7. CAPITULO II. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CASO DE ESTUDIO SEGÚN LA NSR-10. 45
7.1. Procedimiento de diseño estructural. 45
8. Características arquitectónicas del proyecto. 46
9. Modelo matemático de la estructura. 47
10. Evaluación de las solicitaciones definitivas. 48
10.1. Peso propio. 48
10.2. Sobrecarga permanente (SCP). 48
10.3. Carga viva. 48
11. Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de A_a y A_v. 49
11.1. Movimientos sísmicos de diseño. 50
12. Características de la estructuración y del material estructural empleado. 52
13. Grado de irregularidad de la estructura. 54
13.1. Configuración estructural de la edificación. 54
13.2. Revisión del diafragma. 54
13.3. Irregularidades en planta. 55
13.4. Irregularidades en altura. 57
13.5. Grado de redundancia. 58
14. Coeficiente de capacidad de disipación (*R*). 58
15. Método de análisis sísmico. 58
15.1. Determinación de las fuerzas sísmicas. 59

15.2. El modelo matemático empleado..... 60
15.3. Masa de la edificación. 60
15.4. Respuesta máxima probable. 60
15.5. Modos de vibración..... 61
15.6. Porcentaje de participación de la masa. 63
15.7. Cortante basal en las direcciones principales..... 63
15.8. Corrección del cortante..... 64
15.9. Verificación de las derivas. 65
16. Diseño de Muros de Concreto bajo la NSR-10. 67
16.1. Aspectos generales. 67
16.2. Muros delgados en Colombia. 69
16.3. Comportamiento según su esbeltez. 70
16.4. Requisitos de diseño para muros de concreto según la NSR-10. 71
17. Método simplificado T = C..... 79
18. CAPITULO III. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN EL DESEMPEÑO..... 83
18.1. Objetivos de desempeño. 84
18.2. Nivel de desempeño de la edificación. 85
18.3. Objetivos de desempeño. Propuesta ASCE 41-13..... 86
18.4. Objetivo de disempeño, operacional..... 86
18.5. Objetivo de desempeño, ocupación inmediata. 87
18.6. Objetivo de desempeño, Seguridad..... 87
18.7. Objetivo de Desempeño, Prevención de Colapso. 87
18.8. Niveles de amenaza sísmica. 87
18.9. Sismo de servicio..... 89
18.10. Sismo de diseño. 89
18.11. Sismo máximo. 89
19. Cálculo de la curva de capacidad de la estructura..... 90
19.1. Análisis sísmico y respuesta de edificios inelásticos. 90
19.2. Análisis estático no lineal “push-over”. 91
19.3. Procedimiento general del análisis estático no lineal..... 92
19.4. Definición del patrón de cargas laterales..... 93

19.5. Nodo control. 94
19.6. Configuración del análisis estático no lineal. 95
19.7. Organización de la construcción del modelo. 96
19.8. Organización del análisis. 97
19.9. Comportamiento de los materiales. 97
19.10. Comportamiento del concreto. 98
19.11. Comportamiento del acero de refuerzo. 101
19.12. Propiedades mecánicas de la malla electrosoldada. 103
19.13. Modelización del comportamiento no lineal: modelos de plasticidad distribuida. 106
19.14. Elementos verticales tipo línea (MVELM). 107
19.15. Curva de capacidad obtenida en el OpenSees. 109
19.16. Cálculo de la demanda. 109
20. Determinación de los puntos de desempeño. 110
21. Procedimiento general para obtener el punto de desempeño según ATC-40. 112
21.1. Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad. ... 113
21.2. Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda. ... 113
21.3. Construcción de la representación bilineal del espectro de capacidad. 113
21.4. Reducción de la demanda por efectos no lineales. 114
22. Aplicación del método de los desplazamientos–espectro de capacidad al caso de estudio. 123
23. Análisis de los resultados. 134
24. CONCLUSIONES. 135
25. Apéndice A. Respuestas a las observaciones de los jurados (predefensa 03-04-2024) 138
BIBLIOGRAFÍA. 148

INDICE DE FIGURAS.

Figura 1. Distribución de edificios según su forma en planta 24
Figura 2. Porcentaje de edificios en zonas de amenaza sísmica alta. 24
Figura 3. Porcentaje de edificios vs número de pisos 25
Figura 4. Edificio caso de estudio..... 25
Figura 5. Inestabilidad lateral. 26
Figura 6. Mecanismo inestabilidad lateral tracción (a), compresión (b)..... 28
Figura 7. Diagrama de interacción P-M..... 31
Figura 8. Aplastamiento del concreto en muros. 31
Figura 9. Recomendaciones para muros ACI 318-19 34
Figura 10. Curva Momento - Curvatura, muros en T..... 36
Figura 11. Identificación de variables para ecuaciones de análisis. 39
Figura 12. Densidad de los muros en la dirección i..... 41
Figura 13. Planta arquitectónica tipo. 46
Figura 14. Configuración de las losas de entrepiso..... 47
Figura 15. Discretización de las losas. 47
Figura 16. Cargas en las losas de entrepiso. 49
Figura 17. Mapa de amenaza sísmica de Colombia NSR-10..... 49
Figura 18. Espectro elástico normativo. 51
Figura 19. Espectro para el caso de estudio. 51
Figura 20. Definición del sismo en Etabs. 52
Figura 21. Definición del diafragma como rígido o flexible. 55
Figura 22. Irregularidades torsional y extrema. 55
Figura 23. Irregularidades en planta..... 56
Figura 24. Irregularidades en altura. 57
Figura 25. Modo 1 - Traslacional en X. 61
Figura 26. Modo 3 - Traslacional en Y. 62
Figura 27. Cortante en la base. 64
Figura 28. Derivas de piso en las dos direcciones. 66
Figura 29. Modos de falla en muros. 68
Figura 30. Diagrama de histéresis, muro falla por flexión. 68
Figura 31. Diagrama de histéresis, muro falla por corte. 69
Figura 32. Variables de interés para el estudio de mecánica de muros, (a) perfil idealizado de curvatura en altura del muro; (b) modelo de articulación plástica; (c) geometría de la selección de la longitud efectiva. 72
Figura 33. Extensión vertical de los elementos de borde en los muros de concreto. 73
Figura 34. Extensión horizontal de los elementos de borde en los muros de concreto. 75
Figura 35. Ganchos suplementarios..... 75

Figura 36. Anclaje del refuerzo horizontal dentro de elemento de borde. 76
Figura 37. Ubicación muro de estudio eje 7. 77
Figura 38. Diagrama de momentos(a), (b) Fuerza axial, (c) cortante. 77
Figura 39. Acero requerido en cm2 78
Figura 40. Método simplificado T=C. 79
Figura 41. Detalle del muro analizado según planos estructurales. 81
Figura 42. Detalle de los elementos de borde. 81
Figura 43. Objetivos de desempeño visión 2000. 84
Figura 44. Niveles de desempeño. 86
Figura 45. Niveles de desempeño. propuesta del ASCE 41-13. 86
Figura 46. Curva de capacidad. 92
Figura 47. Aplicación e cargas según el modo fundamental de vibración en cada dirección. 93
Figura 48. Distribución de acuerdo al cortante de piso. 94
Figura 49. Nodo control de desplazamiento. 94
Figura 50. Construcción del modelo en OpenSees. 96
Figura 51. Construcción del modelo para el análisis. 97
Figura 52. Modelo de Kent y Park para el concreto. 99
Figura 53. Modelo de Mander para el concreto. 99
Figura 54. Modelo constituyente histerético ConcreteCM – OpenSees. 100
Figura 55. Modelo Mander ConcreteCM – OpenSees. 100
Figura 56. Curva esfuerzo deformación para el acero. 101
Figura 57. Modelo constitutivo del acero (Menegotto y Pinto). 102
Figura 58. Curvas típicas tensión deformación para diferentes aceros. 105
Figura 59. Curva esfuerzo deformación para mallas electrosoldadas. 105
Figura 60. Modelos de plasticidad concentrada y distribuida. 106
Figura 61. Elemento MVLEM 108
Figura 62. Curva de capacidad muro en estudio. 109
Figura 63. Método del espectro de capacidad del ATC-40. 110
Figura 64. Identificación del nivel de desempeño. 111
Figura 65. Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad. 112
Figura 66. Conversión del espectro elástico a formato ADRS. 112
Figura 67. Representación bilineal. 114
Figura 68. Amortiguamiento debido a la respuesta inelástica de la estructura. .. 115
Figura 69. Determinación de aceleraciones y desplazamientos espectrales. 116
Figura 70. Reducción de la demanda en el proceso de iteración. 120
Figura 71. Determinación del punto de desempeño. 121
Figura 72. Deriva del tope. 122
Figura 73. Espectro normativo. 126
Figura 74. Espectro normativo en formato ADRS. 126
Figura 75. Curva de capacidad en formato ADRS. 127

Figura 76. Curvas de demanda y capacidad en formato ADRS. 127
Figura 77. Cálculo del punto de desempeño para sismo de diseño. 129
Figura 78. Cálculo del punto de desempeño para el sismo de servicio. 131
Figura 79. Cálculo del punto de desempeño para el sismo máximo. 132

INDICE DE TABLAS.

Tabla 1. Deformaciones admisibles y derivas asociadas. 29
Tabla 2. Coeficientes Ro para muros de carga. 53
Tabla 3. Cálculo de desplazamientos máximos y promedios. 55
Tabla 4. Cálculo de derivas máxima y promedio. 56
Tabla 5. Tabla de periodos y frecuencias de la estructura. 62
Tabla 6. Cálculo de porcentaje de participación de la masa. 63
Tabla 7. Factores de corrección de cortante. 65
Tabla 8. Requisitos normativos para muros. 71
Tabla 9. Verificación de parámetros para establecer necesidad de elementos de borde. 78
Tabla 10. Diseño de elementos de borde. 81
Tabla 11. Valores para factor de modificación de amortiguamiento. ATC-40. 118
Tabla 12. Tipo de desempeño estructural. ATC-40. 119
Tabla 13. Valores mínimos. 119
Tabla 14. Deformaciones límite ATC-40. 122

INDICE DE ECUACIONES.

Ecuación 1. Teoría del pandeo. 29
Ecuación 2. Cortante asumido para cada muro. 40
Ecuación 3. Densidad de los muros. 40
Ecuación 4. Esbeltez 41
Ecuación 5. Relación de aspecto. 42
Ecuación 6. Nivel de carga axial. 42
Ecuación 7. Coeficiente de disipación de energía. 54
Ecuación 8. Cortante basal. 59
Ecuación 9. Profundidad del eje neutro en muros. 71
Ecuación 10. Área total de sección transversal confinado. 73
Ecuación 11. Cargas axiales para los elementos de borde. 80
Ecuación 12. Acero a tracción en el elemento de borde. 80
Ecuación 13. Acero a compresión en el elemento de borde. 80
Ecuación 14. Periodo de retorno. 88
Ecuación 15. Factores de escala. 89
Ecuación 16. Amortiguamiento viscoso equivalente. 115
Ecuación 17. Amortiguamiento histerético. 115
Ecuación 18. Energía disipada. 116
Ecuación 19, Máxima energía de deformación. 116
Ecuación 20. Amortiguamiento viscoso equivalente. 117
Ecuación 21. Amortiguamiento efectivo. 118
Ecuación 22. Factores de reducción. 119
Ecuación 23. Factor de participación modal. 124
Ecuación 24. Masa modal. 124

RESUMEN DE LA TESIS.

La presente tesis versa sobre el diseño sismorresistente de edificios de altura intermedia con muros delgados de concreto. Como caso de estudio se ha tomado un edificio prototipo (representativo) real de 16 pisos de altura y destinado a viviendas; éste está ubicado en la ciudad de Pasto (zona de amenaza sísmica alta en Colombia), se cimenta sobre un suelo deficiente y fue diseñado de acuerdo a la normativa Colombiana NSR-10. En las plantas inferiores los espesores de los muros están entre 10 y 15 cm y en las plantas superiores son de 10 cm.

Hay muchas dudas por parte de diseñadores estructurales, constructores y comunidad en general con respecto al comportamiento real de estos edificios ante solicitaciones sísmicas elevadas; por esta razón, se decidió estudiar el desempeño sísmico del edificio prototipo mediante métodos estáticos basados en desplazamientos y comparar su respuesta con los métodos (basados en fuerzas) utilizados para su diseño. Este estudio permite identificar de manera más aproximada que con los métodos convencionales los daños presentados ante diferentes niveles de demanda sísmica.

En este estudio se analiza el comportamiento sísmico del edificio prototipo considerando un eje de la estructura que contiene los muros más importantes de ésta. Efectuando un análisis estático no lineal (“push-over”) se obtiene la curva de capacidad utilizando el software científico OpenSees. En esta curva, mediante el método del espectro de capacidad del documento americano ATC-40 se determinan los puntos de desempeño de la estructura ante los sismos de servicio, de diseño y máximo (para períodos de retorno de 75, 475 y 1225 años, respectivamente). Una vez identificados estos puntos, es posible decidir (en función del nivel de desempeño exigido para cada nivel de sismicidad considerado), la aceptabilidad de la edificación o la necesidad de intervenir en ésta.

INTRODUCCIÓN.

El objetivo de trabajo consiste en analizar el desempeño sísmico de un pórtico de un edificio representativo con muros delgados de altura intermedia. Debido a sus ventajas económicas, a su rapidez constructiva, así como a la mayor estandarización de formaletas, la construcción de los edificios de muros delgados de concreto reforzado se ha masificado en algunos países de Latinoamérica para uso de vivienda, para el caso particular de Colombia durante las últimas dos décadas, estos edificios se emplean en todo tipo de alturas (hasta 25 pisos) y en todas las zonas de amenaza sísmica del país (Alta, Intermedia y Baja), se construyen en cualquier estrato económico. Los muros de este tipo de edificios son delgados, con un espesor (t_w) que puede ser tan bajo como 80 mm, con un rango típico entre 100 y 150 mm. Tal espesor puede ser especificado libremente por los diseñadores, ya que la norma sismo resistente NSR-10 no indica un valor mínimo; las losas de entrepiso tienen comúnmente 10 cm de espesor con refuerzo de doble malla electro-soldada.

Para este trabajo hemos elegido un proyecto real de 16 pisos con muros delgados, diseñado y construido en una zona de amenaza sísmica alta ubicado en la ciudad de Pasto-Colombia; para este proyecto se obtuvo memorias de cálculo estructural, planos estructurales, mediante la utilización del software Etabs de la casa CSI se desarrolla el modelo matemático y alimentaremos nuestros elementos estructurales con la información consignada en la memoria de cálculo y en los planos estructurales. También se ha utilizado OpenSees para modelar los muros y determinar las curvas de capacidad de estos elementos.

Se busca en literatura especializada y de investigación experimental los principales factores que llevan a un mal comportamiento de estas estructuras con muros delgados.

Se identificará el desempeño sísmico de la estructura en estudio bajo sismos de servicio, de diseño y máximo utilizando análisis estático no lineal (“push-over”).

La solución a nuestro caso de estudio consiste en utilizar análisis estático no lineal y el espectro de capacidad formulada en el ATC 40, este análisis nos permitirá evidenciar el punto de desempeño bajo diferentes demandas.

El lector encontrara en este trabajo comentarios sobre el diseño de estas estructuras bajo la norma colombiana NSR-10, como segunda parte la obtención de la curva de capacidad mediante análisis estático no lineal “push-over” utilizado OpenSees, una tercera parte es la utilización del método del espectro de capacidad para obtener el punto de desempeño y finalmente una discusión de los resultados obtenidos, conclusiones y recomendaciones.

ANTECEDENTES.

Recientemente se han realizado diferentes campañas de investigación experimental y estudios numéricos los cuales son la base científica del presente trabajo, citamos las más relevantes conclusiones:

El artículo investigativo *respuesta de muros delgados en concreto ligeramente reforzados bajos cargas cíclicas concluye lo siguiente*: “Se construyeron y probaron cuatro muros de hormigón reforzado a escala completa para evaluar su desempeño bajo carga lateral cíclica. Las curvas de degradación de la rigidez demostraron que los muros delgados experimentaron un rápido deterioro, ya que la pérdida de la rigidez inicial fue aproximadamente equivalente al 50%, 85%, 90% para relaciones de deriva cercanas al 0.1%, 0.5% y 0.7%, respectivamente, por tanto, se deben usar límites de deriva de diseño más bajos para este tipo de estructuras que se incluirán como parte del sistema de resistencia lateral del edificio [1].

El articulo Comportamiento sísmico de edificios con muros delgados de hormigón. Aplicación a zonas de Alta sismicidad del Perú, dice lo siguiente: “Los resultados de este estudio permiten concluir que los edificios con muros delgados de hormigón armado proyectados con la versión anterior del código sísmico peruano [E.030, 2003], podrían presentar un comportamiento inadecuado; por otra parte, la consideración de la última versión del código [E.030, 2006], podría ser insuficiente. Se formulan las siguientes recomendaciones preliminares de proyecto para estos edificios: La densidad de muros en ambas direcciones debe ser, por lo menos, aproximadamente igual a 4%, además, los momentos de inercia de los muros incluyendo la contribución de las alas, debe ser, por lo menos, 4% respecto del momento de inercia del área total en planta, las vigas de acoplamiento deben proyectarse siguiendo las disposiciones sísmicas habituales, aun manteniendo el ancho de la viga igual al espesor de los muros, los beneficios para el

comportamiento global de la estructura son significativos. La interacción suelo-estructura es relevante y debe tenerse en cuenta en el proyecto sismo resistente de estos edificios [2].

Otro artículo científico denominado Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales aporta la siguiente información con respecto al comportamiento de este tipo de edificios, “El sistema basado en muro delgados se caracteriza por presentar *condiciones que limitan de forma significativa la capacidad de deformación inelástica*, los ensayos realizados en esta investigación *demostraron que el comportamiento del muro depende significativamente de la restricción lateral*, *dado que al restringir la capacidad de desplazamiento fuera del plano es posible alcanzar altos niveles de deformación,* muros con espesores reducidos más gran altura o gran longitud, es decir muros esbeltos llevan a problemas graves que obedecen a un comportamiento frágil y súbito que no es adecuado para ningún tipo de estructura y mucho menos para aquellas localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia o alta, los resultados de los muros ensayados muestra un comportamiento histérico relativamente estrecho lo que indican *baja capacidad de disipación de energía*, *seguramente explicable por la inexistencia de confinamiento del concreto,* esto último coincide también con la apreciación de la ductilidad limitada que parecen ofrecer los muros, llegando la mayoría solo al 1% o 1.5% de la deriva, valor bastante pesimista teniendo en cuenta que se trata de ensayos reales de elementos estructurales típicamente diseñados con factores de capacidad de disipación de energía de 4 y 5. En cuanto a la degradación de la rigidez puede notarse como la rigidez de una estructura cae muy rápidamente, presumiblemente por el hecho que desde el mismo inicio de la carga no existe ningún confinamiento que restrinja en algo el agrietamiento de la sección, al punto que solo un 0.5% de deriva, la rigidez ya se ha reducido hasta cerca de la mitad de la rigidez elástica y para un 1% apenas subsiste alrededor del 20% de la rigidez inicial, esta observación resulta de especial atención, si se tiene en cuenta que los métodos de análisis típicamente usados en el medio

para estimar las demandas con las cuales diseñar las estructuras, mayoritariamente se basan en suposiciones de comportamiento elástico a partir de la rigidez bruta de la sección de concreto [3].

El artículo “Ensayos cuasi-estáticos cíclicos de muros delgados de concreto reforzado en edificios colombianos” menciona como conclusión: “Se realizó el ensayo cíclico de un muro de concreto reforzado con una sola capa de refuerzo de acero convencional representativo de una base de datos de edificaciones levantadas en una zona de amenaza sísmica alta en Colombia. Los resultados de este ensayo indican que el muro tuvo un comportamiento caracterizado por una capacidad limitada de disipación de energía debido a los ciclos histeréticos relativamente estrangulados, alcanzando una deriva máxima de 0.63% antes de la ruptura del acero en el alma. Esto se asocia a la concentración de deformaciones de tracción (o concentración de plasticidad) en el acero, en los niveles (alturas) en el que éste cruza las dos grietas inferiores, *lo cual es a su vez provocado por la falta de acero suficiente en el borde del alma*. La distribución de plasticidad en la zona de la aleta fue más uniforme a lo largo de la altura del muro gracias a su mayor cuantía de refuerzo longitudinal. La degradación de resistencia del muro se incrementó rápidamente comenzando en niveles de deriva bajos, llegando solo al 15% de la rigidez inicial para el desplazamiento de falla. Estos resultados que complementan los pocos estudios existentes, indican que el comportamiento de muros delgados de concreto reforzado pueden no satisfacer las expectativas de desempeño propuestas en la normativa vigente. La falta de capacidad de rotación podría verse más afectada al usar refuerzo de malla electrosoldada, que es intrínsecamente frágil. Estos resultados preliminares sugieren que es necesario realizar ajustes al proceso de análisis y diseño para asegurar que, al utilizar muros delgados de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica alta, se puedan cumplir con los objetivos de desempeño esperados para edificaciones diseñadas de acuerdo a filosofías contemporáneas de comportamiento sismo resistente [4].

En el artículo denominado Modelo analítico para la estimación de la respuesta histerética de muros delgados de concreto reforzado, los resultados de su estudio concluyen “A pesar de que los muros estudiados tienen diferentes tipos de refuerzo acero convencional, consistente en barras de acero dúctil y otro con malla electrosoldada, su respuesta inelástica es muy similar, tanto en términos de resistencia y desplazamientos máximos obtenidos como en energía disipada, así que la respuesta inelástica de muros delgados esbeltos con falla primordialmente a flexión no es muy sensible al tipo de refuerzo, ya sea que se use malla electrosoldada o refuerzo convencional [5].

Por otro lado al evaluar los elementos de borde el articulo comportamiento de elementos de borde de muros con capacidad de disipación de energía especial concluye: “que al evaluar la ductilidad en compresión de los elementos de borde delgados con capacidad de disipación de energía especial su comportamiento sugiere que no es factible lograr un comportamiento dúctil de secciones rectangulares delgadas en compresión, si sólo se siguen los requisitos mínimos de diseño exigidos por la NSR-10, para elementos especiales de borde, se presume que el comportamiento global de los especímenes es comandado por la respuesta de un núcleo delgado cuya integridad se ve comprometida debido al aplastamiento y desprendimiento del recubrimiento, el pandeo de las barras longitudinales y la estabilidad fuera del plano. Este comportamiento frágil de los elementos de borde repercute en la capacidad de desplazamiento lateral del muro, los resultados de esta investigación sugieren que los requisitos para elementos de borde especial, expresados en los códigos de construcción vigente, no necesariamente protegen a las secciones frente a fallas frágiles [6].

En el artículo capacidad de disipación de energía de muros delgados de concreto reforzado: consideraciones y caso de estudio concluye: “la normativa colombiana no presenta prescripciones específicas para el diseño sismo resistente de muros delgados de concreto reforzado, por lo cual es común que en Colombia los edificios

con muros delgados sean diseñados con los mismos lineamientos y ductilidad supuesta de los edificios con muros gruesos. Sin embargo, los edificios de muros delgados tienes características que afectan su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, tales como ausencia de confinamiento, susceptibilidad a la inestabilidad lateral y refuerzo frágil (malla electrosoldada) dispuesto usualmente en bajas cuantías y en una sola capa, por ello se considera relevante que la normativa colombiana establezca unas prescripciones particulares para el diseño de edificios de muros delgados de concreto reforzado [7].

PLANTEAMIENTO SITUACIONAL.

Esta configuración estructural está utilizándose ampliamente como solución de vivienda en Colombia, no se tiene evidencia de su comportamiento real ante solicitaciones sísmicas importantes, además bajo la NSR-10 se utiliza coeficientes de disipación de energía que hacen *presumir* que la estructura tendrá un comportamiento en el rango inelástico estable, cuando la realidad de estas estructuras se caracteriza por su ductilidad limitada.

Por las características de este tipo de edificios, varios ingenieros diseñadores e investigadores han manifestado preocupaciones sobre el comportamiento real ante una eventualidad sísmica importante, pues temen que la susceptibilidad a fallas frágiles, tales como pandeo fuera del plano, rotura del refuerzo y aplastamiento del concreto, entre otras, no les permitan a estos edificios desarrollar la capacidad de desplazamiento y ductilidad supuesta en el diseño.

Buscamos conocer el desempeño o respuesta sísmica de una estructura de una manera más real, este debe ser la meta del diseño sismo resistente actual; diseñar estructuras mediante análisis lineal se debe ver como una etapa del diseño, debemos comprobar si las estructuras diseñadas tienen una incursión en el rango inelástico aceptable. Por lo tanto, mediante métodos basados en el desplazamiento y diseño basado en prestaciones buscamos determinar de una manera más aproximada a la real el comportamiento de estos edificios con muros delgados teniendo en cuenta las características de este tipo de estructuras tal como se diseñan actualmente. Finalmente adoptar criterios de los estudios realizados en pruebas experimentales para verificar que tanto mejora la respuesta sísmica de este tipo de estructuras con muros delgados.

OBJETIVO GENERAL.

Análisis sismorresistente utilizando métodos basados en fuerza, el desplazamiento y diseño basado en el desempeño de una estructura representativa con muros de ductilidad limitada (Delgados) para edificios de altura intermedia diseñado bajo la norma colombiana de diseño sismo resistente NSR-10.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

Investigación en literatura especializada de características de estos edificios con muros delgados que tienen un mayor impacto en la respuesta sísmica de la estructura.

Diseño sismorresistente mediante métodos basados en la fuerza.

Encontrar la curva de capacidad mediante análisis estático no lineal “push-over”.

Utilizar métodos basados en el desplazamiento como el espectro de capacidad en el diseño de la estructura.

Evidenciar el punto de desempeño de la estructura para diferentes niveles de demanda sísmica.

Establecer el daño que sufrirá la estructura para el sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

JUSTIFICACIÓN.

Los edificios con muros de ductilidad limitada se utilizan para satisfacer la gran necesidad de vivienda económica en Colombia, razón por la cual es apremiante identificar el comportamiento o desempeño de este tipo de estructuras ante solicitaciones sísmicas importantes; si queremos disminuir la vulnerabilidad de estas edificaciones debemos mejorar su diseño estructural e identificar aquellas características de diseño que puedan afectar a su desempeño. Debe subrayarse que el colapso de estas edificaciones puede generar grandes pérdidas económicas y, más importantes, pérdida de vidas humanas. Por tal razón, la identificación de criterios que mejoren la respuesta sísmica de estos edificios puede aportar un gran beneficio a la comunidad, especialmente a las personas de estrato bajo e intermedio, donde se ha utilizado más frecuentemente este tipo de configuración estructural, aquí radica la importancia de este estudio la protección de la vida de los seres humanos y la protección de su patrimonio económico.

Las empresas dedicadas a la construcción que utilizan este tipo de edificios se beneficiaran al tener en el mercado inmuebles más seguros ante solicitaciones sísmicas a disposición de sus clientes, lo que aporta un crecimiento económico en el país.

1. CAPITULO I. MARCO TEÓRICO Y REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE.

Debido principalmente a sus ventajas económicas, los edificios de muros delgados de concreto reforzado (espesores entre 8 y 15 cm) se han popularizado en Colombia y son empleados en zonas de amenaza sísmica baja, intermedia y alta en todo rango de alturas. La normativa colombiana NSR-10 no contiene prescripciones específicas para este tipo de edificios con muros delgados, es común que se diseñen con los mismos lineamientos y con la misma ductilidad supuesta de los edificios con muros gruesos. Las características propias del sistema constructivo con muros delgados inciden en la capacidad de disipación de energía del mismo. Por ejemplo, la susceptibilidad a la inestabilidad lateral de los muros de concreto reforzado aumenta con el incremento de sus relaciones geométricas de esbeltez (tanto la relación de la altura de entrepiso al espesor, como la relación de la longitud del muro a su espesor) y con el incremento de la incursión en el rango inelástico. Por lo tanto, los muros delgados y más largos son más propensos a experimentar este tipo de falla. Además, la susceptibilidad aumenta si los muros sólo tienen una capa de refuerzo [8].

En segundo lugar, la ausencia de confinamiento de los muros disminuye significativamente su capacidad de disipación de energía. Incluso en aquellos casos en que se colocan estribos en los extremos de los muros delgados, pretendiendo conformar elementos de borde, el efecto real es nulo o muy pequeño. *De hecho, investigaciones muestran la inefectividad de elementos de borde de espesores inferiores a 30 cm* [9].

La malla electrosoldada tiene un comportamiento frágil que impacta directamente la capacidad de desplazamiento y de ductilidad de los muros, como lo han verificado campañas experimentales [10,11].

Las bajas cuantías de refuerzo longitudinal, características del sistema constructivo con muros delgados, conducen a una baja capacidad última de rotación de los muros, tal como ha sido verificado experimentalmente en muros con características típicas colombianas [12].

La gran degradación de rigidez encontrada en diversas investigaciones experimentales en muros delgados desde valores pequeños de deriva sugiere que ciertos edificios de muros delgados podrían presentar altos desplazamientos laterales por sismo (por ejemplo, los situados en suelos blandos en zonas de amenaza sísmica alta o intermedia), lo cual implicaría altas demandas de ductilidad sobre los muros más largos [11].

Finalmente, los muros delgados son más susceptibles que los más gruesos a fallas frágiles, tales como las de cortante o por rotura del anclaje con los diafragmas de piso, entre otros. Estas fallas, en caso de presentarse, impedirían el desarrollo del mecanismo deseado de fluencia dúctil a flexión.

2. Filosofía de diseño sismorresistente en la NSR-10.

Colombia está localizada dentro de una de las zonas sísmicamente más activas de la tierra, la cual se denomina Anillo Circum-Pacífico y corresponde a los bordes del océano pacifico, el emplazamiento tectónico de Colombia es complejo, en nuestro territorio convergen la placa de Nazca, la placa Suramericana y la placa Caribe, por lo tanto, dado su riesgo sísmico alto, es muy importante diseñar estructuras de manera apropiada para resistir las fuerzas inducidas por los terremotos.

La filosofía de diseño sismo resistente de la norma colombiana está basada en los siguientes criterios, aceptados ampliamente por la comunidad internacional:

Las estructuras deben resistir, en el rango lineal elástico, todos aquellos sismos de intensidad reducida que ocurran durante su vida útil. Las estructuras deben resistir, sin daños significativos, aunque admitiendo que se podría comportar en el rango no lineal, todos aquellos sismos de intensidad moderada que ocurran durante su vida útil, permitiendo la ocurrencia de daños menores como fisuración a flexión en el concreto y pequeñas incursiones de fluencia del acero de vigas y losas, o fallas en elementos no estructurales los cuales se puedan reparar sin mayores costos económicos.

Las estructuras deben resistir, en el rango no lineal, un sismo severo que ocurra una vez durante su vida útil. Bajo estas circunstancias se aceptan daños significativos en los elementos estructurales, aunque no el colapsó de la estructura. En la NSR-10 el nivel permitido de daños depende de la importancia de la edificación, las edificaciones importantes como hospitales, centros de salud, bomberos, servicios públicos, estaciones de ley y orden, etc., el nivel permitido de daños es mínimo, por tal razón su coeficiente de importancia es alto, de esta manera

se busca garantizar su funcionamiento después de la ocurrencia de sismos destructivos.

La norma colombiana, en el parágrafo 1 expresa lo siguiente: “Una edificación diseñada siguiendo los requisitos consagrados en las normas que regulen las construcciones Sismo Resistentes, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que impones su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño en elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales, pero sin colapso”.

Lastimosamente para los edificios con muros delgados la norma NSR-10 tiene un vacío, generalmente lo que hacen los diseñadores es utilizar la metodología de diseño de muros gruesos y aplicarla al diseño de muros delgados sin razonar en si los fundamentos o principios que se aplican en los muros gruesos se pueden aplicar en los muros delgados.

2.1. Análisis lineal.

El efecto de la fuerzas sísmicas sobre la estructura debe evaluarse por medio del análisis de un modelo matemático idealizado que represente los más cercanamente posible las características de la estructura real, este modelo matemático debe estar basado en los principios de la mecánica estructural que tenga en cuenta factores como las condiciones de apoyo de la estructura, que considere los efectos del diafragma para definir si se comporta de manera flexible o rígida, las cargas de uso, combinaciones de carga normativas, la fuente de masa, el espectro elástico de diseño el cual es una herramienta que nos permite diseñar estructuras teniendo en cuenta las condiciones sismo-tectónicas regionales y las condiciones locales de la

respuesta del subsuelo de fundación, la variaciones de las fuerzas axiales en los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica causados por la fuerzas laterales, efectos torsionales, los efectos de la dirección de aplicación de la fuerza sísmica, como resultado de este tipo de análisis obtenemos información muy importante como los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo efectos torsionales con los cuales evaluamos si la estructura tiene la suficiente rigidez para cumplir con la deriva límite impuesta por la norma, la distribución de cortantes de piso, los cortes en la base, propiedades de la estructura como son los periodos de vibración, porcentajes de participación de masa, información para evaluar irregularidades mecánicas en planta y en altura y así definir nuestro coeficiente de disipación de energía en el rango inelástico, los efectos de la fuerza sísmica en la cimentación, las fuerzas internas, momentos flectores, momentos torsores, fuerzas cortantes y fuerza axiales para todos los elementos del sistema de resistencia sísmica. Los métodos de análisis reconocidos por la NSR-10 en un análisis lineal son el método de la fuerza horizontal equivalente y método de análisis dinámico elástico o modal espectral. [14]

2.2. Diseño de muros bajo la NSR-10.

Una estrategia de diseño sismo resistente para mejorar la respuesta o desempeño de los edificios ante cargas laterales es utilizar de manera estratégica muros estructurales, permiten rigidizar las estructuras de una manera importante con la cual se logran controlar los desplazamientos laterales y cumplir los requisitos de deriva.

Son conocidos típicamente como muros de corte (Shear Wall), ya que resisten importantes fuerzas cortantes debido a la acción lateral del sismo o viento, actuando en dirección paralela a su plano. Sin embargo, es de destacar que su comportamiento no se limita solamente a deformaciones por corte, sino que,

siempre hay una contribución considerable de flexión. Se diseñan para resistir la variación del cortante, y la interacción de la carga axial con el momento actuante, el cual, a su vez, genera resultantes de compresión y tracción de magnitud considerables en sus extremos, definiendo zonas conocidas como elementos de borde. El comportamiento de un muro ante cargas laterales nos permite identificar los pasos necesarios para diseñarlos correctamente identificando además el nivel de detallado que es necesario, en algunos países por no cumplir dicho nivel de detallado estos muros ante cargas sísmicas importantes han tenido un comportamiento frágil.

Los modos de falla que se pueden presentar en un muro ante cargas laterales son la falla por flexión, falla por corte, falla por deslizamiento, falla por deslizamiento y flexión, buscamos diseñar los muros de manera dúctil para que se presente un mecanismo de disipación de energía por medio de la cedencia del refuerzo debido a la flexión en la parte inferior generada por las fuerzas de gran magnitud, esto es justamente el caso de falla a flexión y falla por deslizamiento y flexión. Es claro que este tipo de falla debe definir la rótula plástica en el muro, la deformación inelástica y la disipación de energía en todo el sistema estructural. En los muros la cedencia del acero por flexión sucede en la base, por lo que se diseña una sección crítica en esta zona. Buscamos evitar las fallas frágiles como son la falla por corte y falla por deslizamiento que presentan muy baja capacidad de resistir solicitaciones cíclicas.

Un factor importante *en el comportamiento de un muro y el tipo de falla que tendrá* es la geometría principalmente la relación entre la altura h_w y la longitud l_w, en la tabla CR21.9.1 de la NSR-10 se encuentra los requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muros [13].

Los requerimientos de la norma para espesores mínimos en muros, no tiene vinculación con la demanda de ductilidad ni la capacidad resistente a sismo

esperada, sino que los mismos se disponen por condiciones de esbeltez, practica constructiva y otras variables. En la sección C.14.5.3 de la NSR-10 se presenta algunas recomendaciones.

Para el caso de edificios de muros estructurales, las derivas evaluadas para las fuerzas sísmicas sin reducir, no debe exceder el límite prescrito por la NSR-10 de 1% de la altura de entrepiso. Los requerimientos de los elementos de borde son similares a los definidos por el ACI 318-14 utilizando bien sea la evaluación de esfuerzos de compresión en las fibras extremas o la estimación de la profundidad del eje neutro. Las cuantías mínimas dependen de las fuerzas cortantes a resistir, variando entre 0.0012 a 0.0025 para el refuerzo vertical, y entre 0.002 y 0.0025 para el refuerzo horizontal [13].

2.3. Análisis no lineal

Los procedimientos de diseño estructural están en constante desarrollo esto con el objetivo de disminuir la vulnerabilidad de los edificios ante la acción sísmica, esta condición se puede lograr mediante la incorporación de procedimientos no lineales que permiten considerar en nuestros modelos matemáticos las propiedades inelásticas de los materiales, conocer los efectos que sufren las estructuras durante la acción del sismo, como puede ser la degradación de la rigidez, resistencia, lo que cambia de manera drástica la respuesta de la estructura, estos procedimientos permiten evaluar y determinar posibles modos de falla de estructuras nuevas o existentes ante diferentes niveles de demanda, conocer la ductilidad y hasta el daño que sufrirá la estructura lo que es de gran importancia en el desempeño sísmico de las edificaciones [15].

Se esperará que la mayoría de los edificios se deforme más allá del límite del comportamiento elástico lineal cuando se somete a un fuerte movimiento del terreno. Por lo tanto, la respuesta sísmica de los edificios que se deforman en su intervalo inelástico es de vital importancia en la ingeniería sísmica.

Cuando se realiza el diseño de una edificación se define la acción sísmica a través de un “Espectro de Diseño Inelástico”, el cual considera un factor de reducción de respuesta conocido como “*R*” que depende del sistema estructural y un factor asociado a la importancia de la edificación. Al aplicar el factor *R* se asume que la estructura superará su rango elástico y disipará energía de forma estable, para lo cual se requerirá que sea suficientemente dúctil. La ductilidad precisamente va a depender del sistema estructural que se defina, ya que estará sujeta a la capacidad de deformación, del control que se establezca de los posibles mecanismos frágiles que pudieran presentarse y también de las irregularidades presentes de tipo horizontal o vertical. Al aplicar entonces el análisis no lineal se obtiene la curva de capacidad expresada en términos del desplazamiento del tope vs el corte basal.

2.4. Análisis estático no lineal “push-over”.

El método de proyecto sismo resistente basado en los desplazamientos consiste básicamente en comparar la capacidad de la estructura que representa su comportamiento bajo fuerzas incrementales, con el efecto del sismo de proyecto, caracterizado mediante una curva de solicitación. Se interceptan ambas curvas (Método del espectro de capacidad), su intersección entre ambas es el denominado punto (o desplazamiento) objetivo o “performance point” (conocido también más recientemente como “target drift”), es decir un punto que señala el efecto que produce el sismo en la estructura. La curva de capacidad se expresa habitualmente representando en ordenadas la fuerza de interacción *F* entre el edificio y el terreno y en abscisas el desplazamiento de la planta superior o punto control.

El análisis que permite generar esta curva es estático y, obviamente, no lineal; se conoce habitualmente en lengua inglesa como “push-over”, habiéndose traducido en castellano como “empuje incremental” o “empuje progresivo” [16].

Los análisis “push-over” se efectúan a partir de la distribución de la fuerza F entre las distintas plantas; ésta se puede realizar según distintos criterios, el más aceptado consiste en efectuar este reparto de acuerdo con la amplitud del vector modal del primer modo y con la masa de cada planta. En algunas ocasiones se utilizan otros criterios como reparto lineal (proporcional a la altura de cada planta respecto del terreno) o uniforme. Los análisis “push-over” se efectúan de forma incremental, es decir, los valores de las fuerzas laterales se van incrementando progresivamente [2].

Durante el proceso de análisis, la estructura comienza con una respuesta elástica asociada a una rigidez inicial, pero luego, con el incremento de las fuerzas los elementos superan su cedencia, se produce una reducción de la rigidez y con ello, dicha estructura consigue incursionar en el rango inelástico en proporción a su ductilidad.

A cada elemento estructural se le asignan rótulas plásticas en función a su tipo de falla, que indican cuál es su capacidad cedente y última en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamientos. Con el incremento de las cargas laterales se observa cómo van apareciendo las rótulas en cada uno de los elementos dejando en evidencia el mecanismo de falla que se produce (dúctil o frágil), el cual puede conducir finalmente al colapso. La estructura se puede seguir deformando en el rango inelástico mientras los mecanismos frágiles no comprometan la estabilidad, o bien, los elementos tengan suficiente ductilidad.

Algunos investigadores han propuesto técnicas para modificar la distribución de fuerzas laterales entre las distintas plantas para tener en cuenta la variación de propiedades modales (básicamente el vector modal del primer modo) al aumentar la degradación de la estructura. En otros trabajos se ha propuesto tener en cuenta la contribución de los modos superiores y posteriormente se ha propuesto una nueva formulación conocida como “Modal Push-Over Analysis” [2].

Los métodos más utilizados para determinar los desplazamientos objetivos son el método del espectro de capacidad (ATC 40) y el método de los coeficientes (ASCE 41-13) [2].

En este trabajo se aplicará el método del espectro de capacidad del ATC -40.

2.5. Diseño por desempeño sísmico de una edificación.

Se basa en el adecuado control de daños de la misma en su vida útil, referido a sus componentes estructurales y no estructurales, no solo orientado a la prevención del colapso de la estructura para evitar la pérdida de vidas, tal como ha si do el enfoque típico de las normas, sino considerando criterios de funcionalidad, conforme a las actividades que se desarrollan en dicha edificación. Esto implica fijar unos objetivos específicos de desempeño que apunten a la optimización de costos de construcción, pero también a las necesidades propias del cliente.

Un objetivo de desempeño que requiera que el edificio permanezca operacional incluso en el evento más fuerte, resultaría en costos extraordinariamente altos, pero, por el contrario, si solo se considera fundamental la seguridad de vidas, probablemente no se protejan adecuadamente los intereses económicos de los inversionistas.

En determinadas situaciones, el costo asociado a detener la actividad profesional de una edificación, debido al daño provocado por un sismo, puede ser más relevante que la inversión inicial de la estructura, por lo que es necesario analizar muy bien con el cliente su condición operativa posterior al evento sísmico. En el caso de edificaciones esenciales como hospitales, centros de bomberos, entre otros, se requiere que las mismas mantengan en todo momento sus actividades, por lo que es necesario minimizar el daño, incluso de los componentes no estructurales que podrían obstaculizar su funcionamiento

Un objetivo de desempeño está referido al tipo de comportamiento esperado de la estructura, tomando en consideración también el comportamiento de elementos no estructurales. Especifica el comportamiento sísmico deseado de la estructura, y se define al combinar el máximo estado de daño admisible (nivel de desempeño) con una amenaza sísmica identificada (movimiento sísmico).

En el caso de cada edificación, debe seleccionarse el desempeño aceptable para diferentes niveles de amenaza sísmica, teniendo en cuenta factores tales como: ocupación, importancia, y consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior.

3. Diseño Metodológico de la tesis.

La metodología utilizada son los métodos de consenso y empíricos, en nuestro trabajo de tesis utilizamos la primera metodología para buscar evaluar el desempeño de una estructura representativa del sistema estructural con muros de ductilidad limitada de altura intermedia, observar su funcionamiento al someterla a diferentes niveles de sismos y poder así medir su comportamiento teniendo en cuenta la forma como se construyen actualmente estos edificios. Los pasos a seguir para evaluar dicha respuesta de nuestra estructura consisten en realizar el modelo matemático que represente a nuestra estructura real alimentando a nuestro modelo con las características propuestas por el diseñador como calidades de concreto y acero. El modelo idealizado tiene las mismas características de detallado de acero propuesto por el diseñador, los mismos espesores y anchos de muros tal como sea construido en la realidad. Aquí llegamos a la etapa de utilizar los procedimientos no lineales para evaluar el comportamiento de la estructura.

Una vez se conoce la respuesta de nuestra estructura se sacan conclusiones sobre la respuesta alcanzada, analizando la ductilidad del sistema y midiendo los daños al comparar las derivas obtenidas con las derivas limites normativas. Ahora utilizamos como paso más importante la metodología empírica para analizar las soluciones que diferentes investigadores han postulado para observar el comportamiento de nuestra estructura ante estos postulados y poder así sacar nuestras propias conclusiones y recomendaciones.

3.1. Selección del Edificio Representativo.

En Colombia se viene adelantando estudios bastante detallados de este tipo de edificaciones, tomamos como ejemplo lo realizado por el instituto CEER “Colombian Earthquake Engineering Research Network” quien ha realizado una base de datos

de edificios de muros delgados, seleccionado cuatro ciudades principales las cuales se escogen por su nivel de desarrollo e importancia en el país, el número de habitantes, el nivel de amenaza sísmica, estas ciudades son Bogotá, Medellín, Cali y Armenia, la clasificación realizada por el CEER nos sirve como punto de partida para seleccionar nuestro caso de estudio, cabe resaltar que la ciudad escogida para nuestro estudio es la Ciudad de San Juan de Pasto ubicada al sur del país, la cual tiene características muy similares a la ciudad de Armenia, tanto en su nivel de desarrollo, importancia y niveles de amenaza sísmica, agregando que la ciudad de Pasto tiene una variable adicional como es la amenaza volcánica, frecuentemente presenta sismos de origen volcánico; en el estudio realizado por el CEER la clasificación de los edificios se hizo en base a tres parámetros: la forma de la planta del edificio (cuadrada, rectangular), el nivel de amenaza sísmica y la altura total del edificio [6].

Para definir la forma de la planta, el CEER utilizó el factor de forma ("SR") definido como la relación entre la dimensión longitudinal (i.e. dimensión mayor en planta) y la dimensión transversal ($SR = B_l / B_t$). Para valores de SR menores o iguales a 1.5, se definió la planta como cuadrada y para relaciones mayores a 1.5, la planta se considera rectangular. Para clasificar los edificios de acuerdo con su altura, el CEER definió tres categorías con base en la práctica constructiva local: edificios bajos para los que tienen 5 o menos niveles, intermedios para los que tienen entre 6 y 12 pisos, y finalmente, los edificios altos corresponden a edificios con 13 o más pisos.

En la siguiente imagen se muestra la distribución de los edificios de acuerdo con la forma de la planta, el nivel de amenaza sísmica y el número de pisos. En la Figura se puede observar que el 73.4% y el 26.59% de los edificios tienen plantas rectangular y cuadrada, respectivamente.

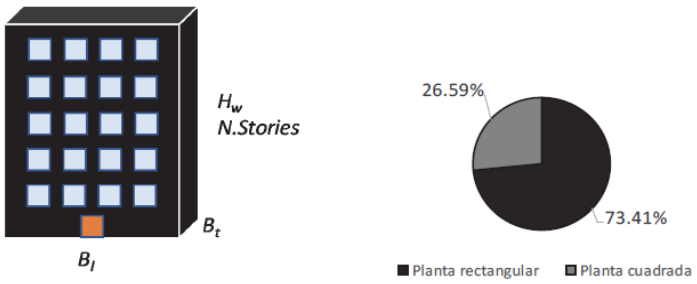


Figura 1. Distribución de edificios según su forma en planta

En la Figura siguiente se observa que el 90% de los edificios de la base de datos se encuentran localizados en una zona de amenaza sísmica alta (68.9% y 21.7% para plantas rectangulares y cuadradas).

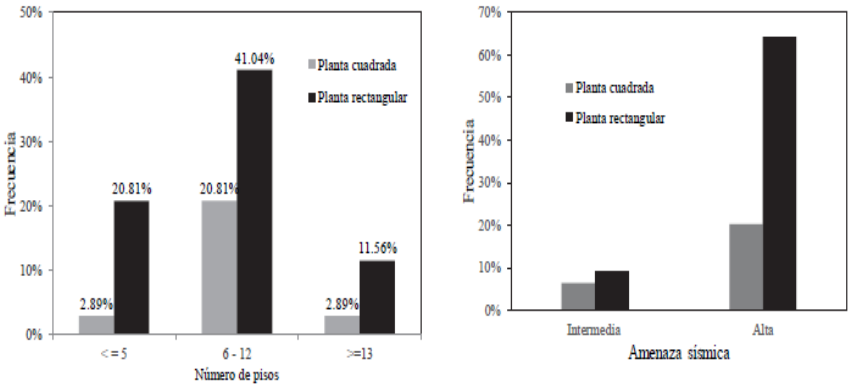


Figura 2. Porcentaje de edificios en zonas de amenaza sísmica alta.

En la Figura siguiente se observa que el 85% de los edificios tienen menos de 12 pisos y la mayoría de ellos son de altura intermedia según la clasificación del CEER, es decir, entre 6 y 12 pisos, y que muy pocos edificios tienen más de 20 pisos. Se concluye que los edificios más representativos corresponden a los que tienen 5, 8 y 10 pisos.

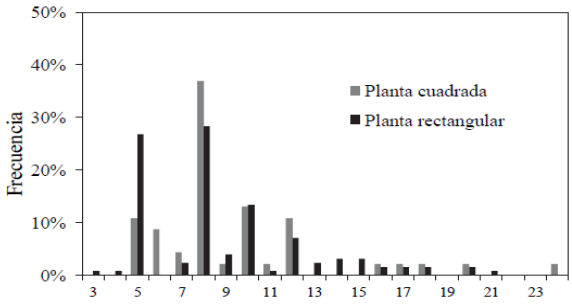


Figura 3. Porcentaje de edificios vs número de pisos

El proyecto elegido está ubicado en la ciudad de Pasto, es similar a los edificios utilizados para construir la base de datos del "CEER", este proyecto es construido en una zona de amenaza sísmica alta, con 16 pisos, según la relación de forma en planta es cuadrada, B_l = 20.6m, B_t = 17.16 m por lo tanto SR = 1.2.

El edificio se caracteriza por tener muros cuyo espesor esta entre 10 y 15 cm, las losas de entrepiso tienen un espesor de 10cm.

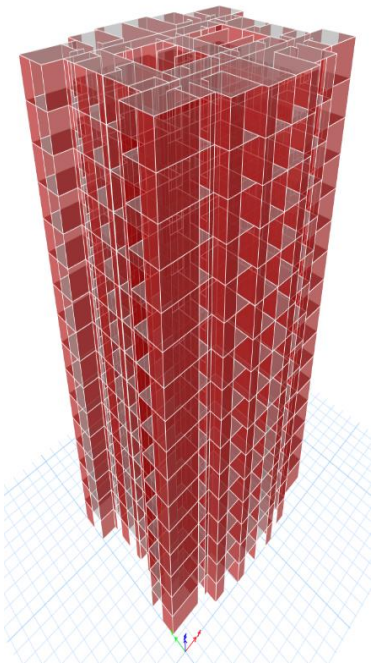


Figura 4. Edificio caso de estudio.

4. Antecedentes del Comportamiento de Muros Estructurales.

Eventos sísmicos como el ocurrido en Chile en el año 2010 mostraron que los muros estructurales sometidos a deformaciones altas de compresión en los extremos no se comportan de manera dúctil, especialmente si su geometría y su detallado de acero es pobre. Factores como falta de confinamiento del concreto, pandeo de las barras longitudinales por falta de estribos, inestabilidad lateral global del elemento luego de hacer excursiones de tracción moderada llevan a los muros a tener un comportamiento frágil. Es muy importante evaluar la inestabilidad fuera del plano, ya que la probabilidad de que se presente inestabilidad lateral a lo largo de la altura de la zona de compresión de muros aumenta con el incremento de la relación h_u / t_w donde h_u es la altura libre entre losas y t_w es el espesor del muro; si esta relación aumenta la falla por inestabilidad también crece, tal como se muestra en la siguiente imagen.

Figura 5. Inestabilidad lateral.

5. Factores que condicionan el comportamiento de los edificios con muros delgados.

En cumplimiento del primer objetivo de este trabajo es identificar en documentación especializada, en investigaciones realizadas y experimentales los factores que afectan la respuesta en este tipo de edificios, se describen continuación los principales.

5.1. Estabilidad lateral de muros de concreto reforzado y pandeo del refuerzo longitudinal.

En los terremotos ocurridos en Chile en el 2010 y en Nueva Zelanda en 2011, edificios con muros de espesores comprendidos entre 150 mm – 250 mm se presentaron daños significativos, un comportamiento frágil. Debemos pensar que los muros que fallaron en los terremotos citados eran muros gruesos y en Colombia el sistema estructural en estudio está constituido por muros delgados con espesores entre (80 mm y 150 mm).

El mecanismo de falla por inestabilidad lateral de un muro intacto con doble capa de refuerzo sometido a cargas horizontales en su plano requiere que se presenten en el borde traccionado grandes deformaciones unitarias de tracción que generen grietas amplias casi horizontales y fluencia en tracción del refuerzo longitudinal (Figura 7(a)), de modo que al invertir el sentido de la carga las grietas no alcancen a cerrarse y se produzca el pandeo una vez que han fluido a compresión las dos capas de refuerzo vertical (Figura 7(b)).

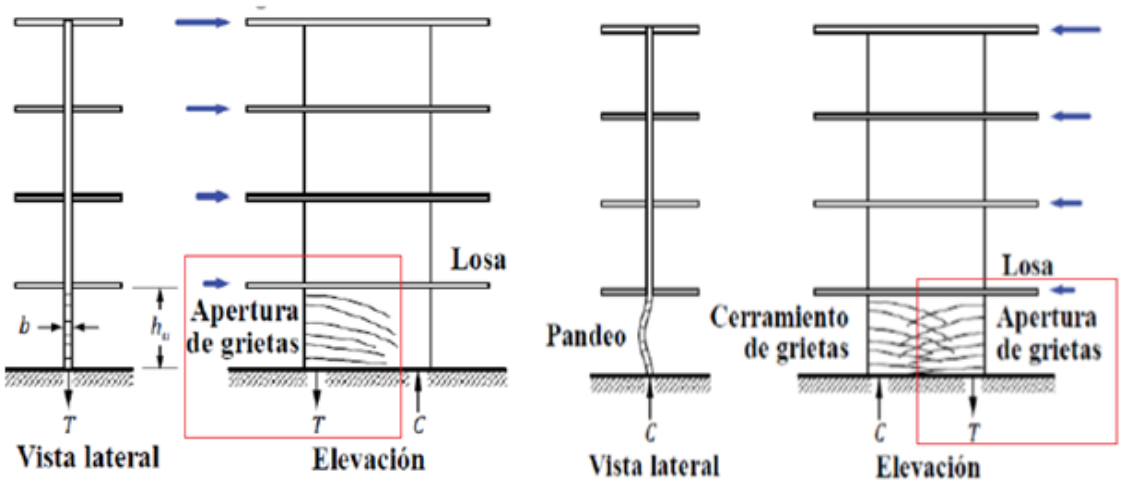


Figura 6. Mecanismo inestabilidad lateral tracción (a), compresión (b).

Puesto que la susceptibilidad a la inestabilidad lateral crece con el aumento de las deformaciones unitarias de tracción, se puede deducir que los muros más largos de los edificios son los más susceptibles a dicha inestabilidad, puesto que ellos fluyen primero que los más cortos, presentan mayores deformaciones unitarias de tracción.

Para los muros delgados con una sola capa de refuerzo, tan pronto como uno de los extremos experimenta cargas de compresión, el refuerzo en la grieta actúa como un punto de pivote alrededor del cual las partes del miembro arriba y abajo puede rotar, pudiéndose desarrollar grandes desplazamientos fuera del plano sin necesidad de que el refuerzo haya fluido a compresión.

5.2. Criterios y recomendaciones para evitar la inestabilidad lateral.

Se ha desarrollado una teoría del pandeo y se dedujo una expresión que permite revisar condiciones de estabilidad en muros de concreto reforzado con una o dos capas de refuerzo.

$$\frac{b}{Khu} = \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\varepsilon_{sm} - 0.005}{\kappa\xi}}$$

Ecuación 1. Teoría del pandeo.

b: Espesor del muro.

h_u: Altura libre del muro.

ε_{sm}: Máxima deformación unitaria a tracción en el refuerzo longitudinal.

K: Coeficiente de longitud efectiva propuesto como 0.5 por los autores.

ξ: Esta relacionado con la cuantía mecánica del refuerzo cuyos valores prácticos están entre 0.16 y 0.36.

κ: Parámetro dependiente del número de capas. (Se puede tomar como 0.5 para muros con una capa y 0.8 para muros con dos capas).

La siguiente tabla presenta, para un valor *ξ* promedio de 0.25, los valores máximos de ε_{sm} (y sus derivas asociadas) con base en la ecuación anterior.

Deformaciones de tracción admisibles ε_{sm} y derivas asociadas para prevenir pandeo en muros de CR de una y dos capas de refuerzo, h_u = 2.30 m.

Espesor *b*	ε_{sm} (una capa)	Deriva (una capa)	ε_{sm} (dos capas)	Deriva (dos capas)
80 mm	1.10%	0.55%	1.46%	0.73%
100 mm	1.43%	0.72%	1.99%	1.00%
120 mm	1.84%	0.92%	2.65%	1.32%
150 mm	2.60%	1.30%	3.86%	1.93%

Tabla 1. Deformaciones admisibles y derivas asociadas.

Por ejemplo, en la tabla anterior, para el caso de muros de 80 mm de espesor, una h_u de 2.3 m típica de estos sistemas y una sola capa de refuerzo, los valores máximos admisibles de deformación unitaria de tracción para prevenir el pandeo son de apenas 1.10%.

Por su parte, diversos códigos internacionales han incorporado recientemente especificaciones que ayudan a prevenir directa o indirectamente la inestabilidad lateral. Por ejemplo, el ACI 318-14 estipula que cuando se requieran elementos especiales de borde, el espesor b_b de dichos elementos debe ser al menos 300 mm cuando c / L_w ≥ 3 / 8, pero en ningún caso inferior a h_u / 16.

Finalmente, en cuanto a recomendaciones de predimensionamiento, Pujol y Puranam sugieren, que para sistemas estructurales con muros delgados se considere preliminarmente el empleo de muros de al menos 150 y 200 mm de espesor en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, respectivamente.

5.3. Influencia del nivel de carga axial (ALR).

El nivel de carga axial (ALR), definido como la carga axial dividida entre el área bruta de la sección A_g y la resistencia máxima a compresión del concreto f_c', tiene una influencia notable en la ductilidad de los muros de CR.

Con el fin de lograr un comportamiento dúctil en estos elementos, la ALR debe mantenerse lo más baja posible de la ALR balanceada.

Por tal motivo, el código chileno [79], después del terremoto de 2010, limitó la ALR a 0.35. También el código UBC-1997 limitó la carga axial a un máximo de 0.35 P_0 (P_0 es la resistencia nominal a cargas axiales con excentricidad nula), que corresponde aproximadamente a la carga axial balanceada para un muro simétrico.

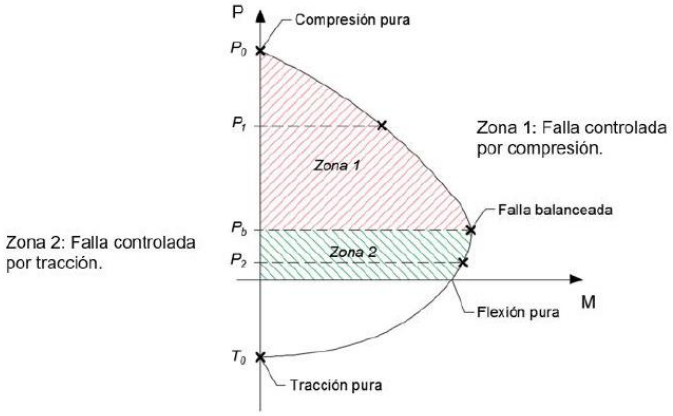


Figura 7. Diagrama de interacción P-M

Aunque la NSR-98 adoptó el valor del UBC-1997 para los muros DES, la NSR-10 y el ACI 318-14 no tienen límites similares.

Es común en Colombia diseñar los muros con las cargas axiales generadas únicamente por las cargas muertas y vivas. Sin embargo, las cargas axiales debidas a sismo pueden llegar a ser muy significativas y los códigos deben tomar provisiones para su evaluación.

En el terremoto de Chile de 2010, por ejemplo, un número significativo de muros pobremente confinados de espesores usuales entre 150 y 200 mm de edificios de más de nueve pisos se comportaron esencialmente elásticos hasta que fallaron frágilmente por aplastamiento del concreto como se muestra en la siguiente imagen:

Figura 8. Aplastamiento del concreto en muros.

5.4. Influencia del tipo de refuerzo.

Debido a la facilidad de instalación en el proceso constructivo y a las bajas cuantías de refuerzo normalmente especificadas en los diseños, la malla electrosoldada se emplea comúnmente como refuerzo a flexión y cortante en el alma de muros delgados de edificios de uso residencial en países latinoamericanos tales como Colombia, Ecuador, Perú, Bolivia y México.

Dicha malla está conformada por alambres soldados de acero estirados en frío, los cuales tienen un comportamiento frágil, caracterizada por su baja deformación unitaria de ruptura y su falta de endurecimiento por deformación.

Ensayos experimentales han corroborado que: a) la falta de endurecimiento por deformación bajo cargas de flexión puede desencadenar que la localización de la demanda plástica se concentre en una sola grieta, una vez la sección alcance su punto de fluencia y b) la baja deformación unitaria de ruptura puede invalidar la suposición clásica de diseño de elementos a flexión, que establece que la fibra extrema a compresión alcanza la deformación última del concreto de 0.003, mientras que la fibra extrema de acero en el lado opuesto a fluido pero no ha alcanzado la ruptura.

La baja ductilidad de las mallas electrosoldadas ha originado que diversas normativas las prohíban o restrinjan

5.5. Influencia de la cuantía y de la disposición del refuerzo longitudinal.

Una consecuencia de las bajas cuantías del refuerzo longitudinal de los muros delgados es que podrían facilitar una falla frágil por flexo-tracción elástica en caso de que el momento de fluencia *My* sea inferior al momento de agrietamiento *Mcr*, porque si el acero del extremo llegare a fluir antes de alcanzar *Mcr*, la sección perdería su capacidad de resistir carga para deformaciones mayores a la del

agrietamiento. Con el fin de evitar este tipo de falla, se debe revisar que se cumpla M_y / M_{cr} ≥ 1, lo cual puede facilitarse adicionando acero en los extremos de los muros.

De igual manera, experimentos sobre muros típicos colombianos demostraron que la baja cuantía de refuerzo longitudinal repercute en una baja capacidad última de rotación de los muros, pues pocas porciones a lo largo del acero del extremo concentran en muy pocas grietas toda la demanda por flexo-tracción y son propensos a fracturarse bajo poca deriva.

El caso se agrava cuando el acero utilizado no endurece por deformación, sino que exhibe una pendiente post-fluencia plana, lo cual es típico de las mallas electrosoldadas. Para promover una distribución uniforme de plasticidad en el extremo del alma, es aconsejable adicionar barras de acero dúctil concentradas en los extremos.

Con el fin de promover la formación de grietas de flexión secundarias bien distribuidas en la región de la articulación plástica, de modo que se obtenga la capacidad de deformación requerida en caso de eventos sísmicos (lo que a su vez también facilita el cumplimiento de la relación M_y / M_{cr} ≥ 1), el ACI 318-19 especifica que en los extremos de los segmentos verticales de muros de categoría especial debe emplearse refuerzo longitudinal que satisfaga los siguientes requisitos: a) la cuantía de dicho refuerzo dentro de una longitud 0.15lw medida desde el extremo de un segmento vertical de muro debe ser de al menos 0.51√f'c / fy (con f'c en MPa), b) dicha cantidad de refuerzo debe extenderse verticalmente arriba y debajo de la sección crítica (por ejemplo, el nivel superior de la viga de fundación) al menos lw ó Mu / 3Vu, lo mayor, c) máximo el 50% de dicho refuerzo puede terminar en una misma sección

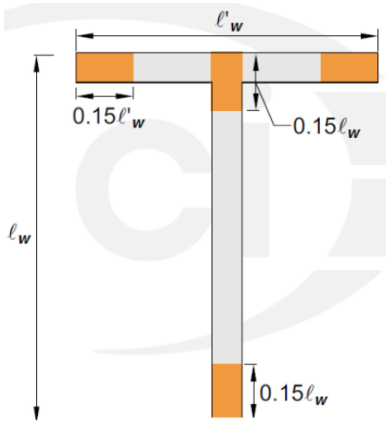


Figura 9. Recomendaciones para muros ACI 318-19

5.6. Degradación de rigidez.

La degradación de rigidez en los elementos de concreto reforzado suele ser el resultado de la formación de grietas y pérdida de la interacción entre el concreto y el acero a causa del grandes esfuerzos cortantes o axiales. El nivel de degradación depende de varios factores, siendo muy significativos la cuantía de refuerzo y el nivel de carga axial.

La NSR-10 indica que la rigidez de los elementos estructurales debe seleccionarse cuidadosamente con el fin de que sea representativa de la condición cuando estos se vean sometidos a los movimientos sísmicos de diseño.

El reglamento deja a criterio del ingeniero diseñador el grado de fisuración a considerar, aunque sugiere dos alternativas para el caso de los análisis lineales en estructuras de CR. Sin embargo, y a pesar también de que diversas investigaciones experimentales en muros delgados han encontrado degradaciones de rigidez muy altas desde valores pequeños de deriva (por ejemplo, pérdidas de rigidez de más del 50% a derivas tan bajas como 0.10% [13]), debe anotarse que son frecuentes en el país los análisis con secciones brutas.

A pesar de que la NSR-10 deja a criterio del ingeniero diseñador el grado de fisuración a considerar, existen referencias que recomiendan siempre el empleo de secciones fisuradas en el análisis elástico de edificaciones de CR.

A nivel normativo, el ACI 318-14, por ejemplo, prescribe que en los análisis elásticos deben emplearse para muros de CR agrietados y no agrietados momentos de inercia equivalentes al 35% y al 70%, respectivamente, de los correspondientes a los de las secciones brutas, a menos que se realice un análisis más riguroso.

5.7. Configuración en planta.

En cuanto a la sección transversal, los muros rectangulares son más fáciles de diseñar y construir, pero pueden tener problemas de estabilidad lateral, sobre todo cuando son largos, delgados y presentan incursiones amplias en el rango no lineal.

Los muros con aletas en sus dos extremos, como por ejemplo las secciones en forma de I, son más estables para cargas laterales paralelas al alma.

Para el caso de muros convencionales con aleta en un solo extremo, como los de sección en T, L ó C, se presentan a nivel seccional (por ejemplo, relaciones momento-curvatura) comportamientos asimétricos según la dirección de aplicación de la demanda, cuando se comprime el alma, el comportamiento muestra mayor resistencia, pero poca ductilidad por la posibilidad de inestabilidad lateral y aplastamiento del extremo del alma; mientras que cuando se comprime la aleta, el comportamiento tiende a ser dúctil, dominado por la fluencia del acero del alma.

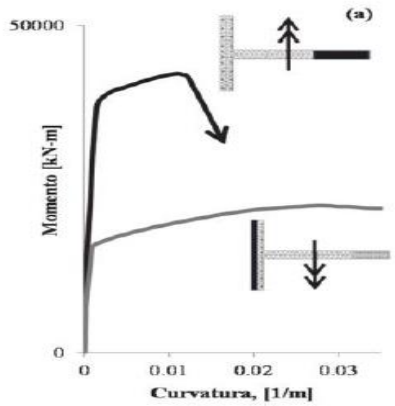


Figura 10. Curva Momento - Curvatura, muros en T.

Este tipo de comportamiento en general es también válido para los muros delgados típicos colombianos con aleta en un solo extremo, con la diferencia de que la baja ductilidad no solo se presenta para el caso de alma comprimida sino también para el de aleta comprimida, debido a los efectos adversos en la ductilidad de las bajas cuantías y de la baja deformación unitaria de ruptura de las mallas electrosoldadas.

Para diseñar muros con sección transversal no plana se debe considerar el trabajo en conjunto de todas las partes -aletas y alma- pero sin exceder los anchos efectivos de las aletas. Además, no solamente se debe diseñar para las direcciones del sismo paralelas a las respectivas partes, pues por ejemplo las demandas a compresión sobre las esquinas de una sección en C pueden ser mayores para un sismo en dirección diagonal.

5.8. Influencia de la relación de aspecto y de la altura de la edificación.

A pesar de que la NSR-10, coincidente con las metodologías diseño basado en fuerzas, supone que todos los elementos estructurales de una edificación experimentan la misma demanda de ductilidad durante un sismo (razón por la que todos se diseñan para un mismo valor de R), es sabido, tal como lo reconocen las metodologías basadas en el desempeño, que cada elemento experimenta una

demanda de ductilidad diferente, la cual depende esencialmente de su relación de aspecto.

Para el caso de los edificios de muros, los más largos (es decir, con menores relaciones de aspecto) son los más demandados, mientras que los muros más cortos lo son menos.

Esto significa que diseñar todos los muros para el mismo valor de *R* no es adecuado, sobre todo en el caso de edificios con las tipologías colombianas que tienden a tener unos muros muy largos y otros muy cortos.

Los cuestionamientos sobre el empleo de un solo valor de R para todos los muros cobran más relevancia en edificios de altura intermedia (entre 5 y 15 pisos) localizados en sitios con desplazamiento espectral grande, como por ejemplo en suelos tipo D y sobre todo E y F, de municipios colombianos de amenaza sísmica intermedia o alta, donde los muros cortos tenderían a permanecer elásticos para el sismo de diseño, mientras que en los muros más largos se esperarían amplias incursiones en el rango no lineal.

Esto implicaría para los muros más largos altas demandas de ductilidad, que podrían generar inestabilidad lateral o falla frágil por aplastamiento del borde comprimido de los muros delgados (en especial en aquellos muros con aleta en un solo extremo, como los tipos T ó L).

Una situación contraria se presentaría para los edificios altos (de más de 15 ó 20 pisos) situados en zonas con desplazamientos espectrales moderados, donde no solamente los muros cortos permanecerían elásticos, sino que los más largos también podrían permanecer en dicho régimen o con bajas demandas de ductilidad. Esto se debe a que sus desplazamientos de fluencia en el nivel superior pueden ser

mayores que los desplazamientos máximos permitidos por las normativas o pueden ser mayores que los valores máximos de los espectros de desplazamiento. Aunque la permanencia de los muros en el rango elástico contribuye a que disminuyan los riesgos por inestabilidad lateral asociados a grandes incursiones en el rango no lineal y a que se reduzcan o eliminen las necesidades de confinamiento, también implica que se deben diseñar para R = 1.0, lo que conduce a un aumento muy significativo del refuerzo longitudinal y transversal.

Adicionalmente, deben tomarse en cuenta otros problemas derivados de la altura de la edificación, tales como las mayores cargas axiales estáticas y sísmicas, y la mayor influencia de los efectos P-delta, entre otros.

Un aspecto adicional, relacionado con la altura del edificio, son los efectos de acoplamiento generados por la interacción de los muros y las losas de entrepiso, la cual impone una compatibilidad de desplazamientos en cada piso que genera que los perfiles de desplazamiento en altura de los muros presenten doble curvatura y sean diferentes a los que experimentaría cada muro si actuara independientemente. Este tipo de acoplamiento es diferente al que implica demanda de carga axial sísmica (del cual ya se hizo referencia), se produce, aunque la rigidez a flexión de la losa sea despreciable y ha sido evaluado en edificios colombianos de muros delgados; es necesario tenerlo en cuenta, y es obviado frecuentemente por aquellos ingenieros que no realizan un modelo tridimensional del edificio, sino que analizan cada muro independientemente.

6. Evaluación preliminar del desempeño de edificios con muros delgados.

Sin recurrir a un modelo numérico se ha establecido parámetros geométricos y mecánicos que permiten conocer de forma aproximada el desempeño de este tipo de estructuras, los estudios y criterios de análisis preliminar de la respuesta fueron propuestos en sus investigaciones por el CEER. Los siguientes parámetros a analizar no se tienen en cuenta dentro de las metodologías de diseño convencionales, pero hay evidencia de que estos parámetros controlan la repuesta elástica e inelástica de los muros delgados.

La siguiente imagen nos permite identificar las diferentes variables que interviene en las ecuaciones:

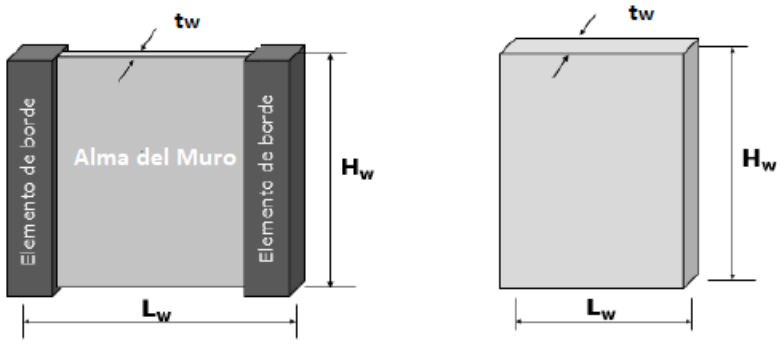


Figura 11. Identificación de variables para ecuaciones de análisis.

L_w: Longitud del muro.

H_w: Altura total del muro.

t_w: espesor del muro.

6.1. Cortante sísmico de cada muro.

De forma aproximada podemos determinar que muros son los más importantes o principales referidos al esfuerzo cortante que ellos asumen, de esta manera

podemos centrarnos en estos muros parta determinar de forma aproximada el comportamiento de la estructura.

$$\%Vi = \frac{t_{w,i} {L_{w,i}}^2}{\sum_{i=1}^{n} t_{w,i} {L_{w,i}}^2}$$

Ecuación 2. Cortante asumido para cada muro.

Naturalmente aquellos muros más largos (L_w) y de mayor espesor (t_w) son los que mayor cortante sísmico asumirán.

6.2. Densidad de muros.

La densidad de los muros es un parámetro que relaciona el área total de los muros en la dirección que soporta la demanda de cortante, con respecto al área total en planta del edificio. Es muy importante evaluar este parámetro ya que se relaciona estrechamente con el nivel de carga axial de los muros, entre mayor porcentaje de muros menor carga axial, por lo tanto, mayor ductilidad, por otro lado, entre mayor porcentaje de muros, mayor rigidez y mejor control de desplazamientos y derivas. De acuerdo con la experiencia recogida tras sismos importantes ocurridos, un valor mínimo de densidad de muros en cada dirección debería ser mínimo de 3%, al tener edificaciones cuadradas en planta, es mucho más fácil cumplir con este criterio. Las edificaciones con este sistema usualmente tienen alta densidad de muros en una dirección y baja en la dirección transversal. Este aspecto está directamente relacionado con el factor de disipación de energía “R”. En edificaciones con esta característica se pueden tener factores distintos de R en cada dirección.

$$D = \frac{Area\ muros\ dirección\ i}{Area\ en\ planta\ del\ edificio}$$

Ecuación 3. Densidad de los muros.

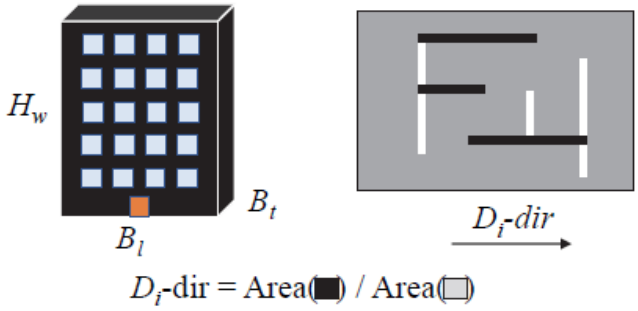


Figura 12. Densidad de los muros en la dirección i.

6.3. Esbeltez.

La esbeltez es la relación entre la altura libre de entre piso (hu) y el espesor del muro (tw). Este parámetro se relaciona directamente con la estabilidad lateral del elemento en la zona de compresión, se recomienda como limite una relación menor a 16. Esto nos lleva que para alturas típica de entrepiso en el medio colombiano el espesor mínimo del muro sea de 15cm.

$$D = \frac{hu}{tw}$$

Ecuación 4. Esbeltez

6.4. Relación de aspecto.

La relación de aspecto se define como la relación entre la altura total del muro y su longitud, este parámetro se relaciona con la capacidad de rotación del muro, por consiguiente, con el nivel de desplazamiento no lineal que puede desarrollar el muro antes de presentarse la falla. En este sentido, la relación de aspecto influye considerablemente en el nivel de ductilidad del muro y del edificio. Por lo general, para obtener factores de capacidad de disipación de energía (*R*) entre 4 y 6, se recomienda como límite superior para la relación de aspecto un valor igual a 6. Elementos con relaciones de aspecto mayores a esto no alcanzan a salir del rango elástico de comportamiento por lo que deberían diseñarse sin considerar el factor de reducción *R*.

Mantener la relación de aspecto en valores adecuados en edificaciones de altura considerable, impacta la distribución arquitectónica notablemente, por tal razón la recomendación consiste en seleccionar algunos muros que controlan la respuesta sísmica de la estructura, y buscar que la relación de aspecto de dichos muros importantes tenga una relación de aspecto apropiada.

$$Ar = \frac{Hw}{Lw}$$

Ecuación 5. Relación de aspecto.

6.5. Nivel de carga axial.

Este parámetro relaciona la carga axial (*P*) actuando sobre el muro y la resistencia máxima a la compresión del concreto. Por teoría de la mecánica del concreto reforzado se puede demostrar que, aunque el incremento de la carga axial aumenta la resistencia a la flexión de los muros, también disminuye la capacidad de desplazamiento lateral, como la capacidad de disipación de energía. Las ultimas recomendaciones de ACI 318-14 señalan que el nivel de esfuerzo axial debe ser inferior al 35% de la resistencia a la compresión del elemento.

$$ALR = \frac{P}{Ag * f'c}$$

Ecuación 6. Nivel de carga axial.

En un diseño convencional se contempla un factor de disipación "*R*", orientado básicamente al tipo de sistema. Sin embargo, está demostrado que cada elemento, dependiendo del nivel de carga axial, detallado y de su configuración geométrica, varia su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, por esta razón las recomendaciones son que muros delgados sin confinamiento y espesores menores a 12 cm su nivel de carga axial sea inferior al 10%, para muros delgados confinados el nivel de carga axial debe ser menor al 30%.

6.6. Malla electrosoldada.

Usualmente la práctica es proporcionar mallas electrosoldadas, supliendo la cuantía mínima horizontal p_t y la cuantía mínima vertical p_l. en base a las fichas técnicas proporcionadas por lo fabricantes de acero, la resistencia de las mallas es fy = 490 MPa, un 15% mayor del refuerzo convencional fy = 420 MPa, pero no se puede ocultar la capacidad de deformación de las mallas el cual es mínimo por el trabajo en frio realizado del material base para alcanzar los diámetros requeridos, por lo tanto, la falla de la malla electrosoldada es frágil en comparación con el acero dúctil convencional. Es muy importante decir que las mallas electrosoldadas tienen una capacidad de deformación muy limitada, al mismo tiempo se presentan fallas en las uniones del refuerzo vertical y refuerzo horizontal de la malla. Se evidencia una localización de plastificación en una sola grieta por ausencia del endurecimiento por deformación en los alambres de las mallas, está limitada deformación lleva al incumplimiento de las hipótesis de diseño, ε_s de la malla electrosoldada es muy diferente al ε_s del acero dúctil, no tiene capacidad de deformación, se rompe antes que el concreto llegue al aplastamiento ε_{cu} = 0.0033, por lo tanto, invalida las hipótesis de diseño.

6.7. Detallado del refuerzo y confinamiento.

Una característica adicional en el detallado de los muros es la ausencia de confinamiento en los bordes. Normativamente, de acuerdo con el Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, se emplea una metodología orientada a las deformaciones unitarias del concreto en el numeral C.21.9.6.2, que consiste en encontrar la deformación unitaria en compresión solicitada al muro cuando la estructura está respondiendo con los desplazamientos máximos esperados. En este punto se supone que el muro ha entrado en el rango inelástico de respuesta y que se ha presentado una articulación plástica en su base. Dicho procedimiento es válido para muros donde su comportamiento sea continuo desde

la base hasta el nivel de cubierta, sin presentarse zonas de doble curvatura, sino que, por el contrario, el muro se comporte como un elemento en voladizo. No obstante, para que este comportamiento se vea reflejado en la respuesta inelástica de los elementos, se debe asignar un espesor de muro adecuado, que permita garantizar una correcta compatibilidad de deformaciones entre el concreto y el acero (Paulay y Priestley, 1992). Además, se debe suministrar el refuerzo transversal necesario para evitar el pandeo de las barras verticales y que, de esta forma, no se degrade la capacidad resistente a la compresión y también disminuir la posibilidad de aplastamiento del concreto (Bonett, 2018a).

6.8. Indicadores y umbrales de daño.

Con todos los parámetros antes enunciados podemos predecir de forma aproximada sin necesidad de un modelo numérico el comportamiento de estos edificios ante cargas laterales; es muy recomendable que la densidad de los muros en las dos direcciones sea superior al 3% esto ayudara a reducir el nivel de carga axial que demanda a cada muro además de aportar rigidez lateral; de acuerdo con la relación de aspecto si son muros de gran longitud ($2<A_r<4$) la capacidad de disipación de energía es reducida, si son muros de longitud intermedia ($4<A_r<8$) los muros tiene una mayor capacidad de disipación de energía, pero si son muros de poca longitud o cortos ($A_r>9$) tienen una respuesta elástica R = 1.0, generalmente los edificios altos son muros de poca longitud o cortos, con A_r mayor a 9, se debe recordar que si las respuesta de los muros es elástica estos no disipan energía convirtiéndose en un gran problema; así mismo, el nivel de carga axial para muros sin confinamiento no debe ser mayor al 10% ya que a mayor carga axial la ductilidad se ve disminuida, si se confina los muros podemos tener un mayor nivel de carga axial llegando a valores inferiores al 30%; si el refuerzo principal del alma es malla electrosoldada la ductilidad es muy baja debido a las características de este material.

7. CAPITULO II. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CASO DE ESTUDIO SEGÚN LA NSR-10.

Como una primera etapa, en nuestro estudio realizamos el diseño de la estructura escogida utilizando análisis lineal mediante el método modal espectral, seguimos las recomendaciones realizadas por la norma colombiana utilizando lo reglamentado en el titulo A, el diseño estructural de los elementos que componen el edificio se detalla estructuralmente según lo exigido en el titulo C, una vez obtenidos los resultados realizamos una comparación entre nuestro diseño y el diseño original. Para la modelación, respuesta sísmica y diseño de la estructura se utilizó el software Etabs 2018 Ultimate Versión 18.1.1 de “Computers and Structures Incorporated” (CSI).

7.1. Procedimiento de diseño estructural.

En la Norma Colombia de Diseño Sismo resistente NSR-10, se presenta un procedimiento de diseño contenido en la tabla A.1.3-1, en él se especifican las etapas que deben llevarse a cabo dentro del alcance de este Reglamento. Para realizar el análisis estructural se ha seguido el orden del procedimiento de diseño de edificaciones nuevas que especifica en la tabla. Así:

Paso 1 — Predimensionamiento y coordinación con los otros profesionales.

Paso 2 — Evaluación de las solicitaciones definitivas.

Paso 3 — Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de A_a y A_v

Paso 4 — Movimientos sísmicos de diseño

Paso 5 — Características de la estructuración y del material estructural empleado

Paso 6 — Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis

Paso 7 — Determinación de las fuerzas sísmicas

Paso 8 — Análisis sísmico de la estructura

Paso 9 — Desplazamientos horizontales

Paso 10 — Verificación de derivas

Paso 11 — Combinación de las diferentes solicitaciones

Paso 12 — Diseño de los elementos estructurales

8. Características arquitectónicas del proyecto.

El diseño arquitectónico suministrado es la base del proyecto estructural, de él obtenemos la configuración estructural, las cargas gravitacionales del proyecto según el uso indicado. Los muros en su mayor parte están distribuidos de manera simétrica. Para el diseño de este proyecto los espesores del muro son iguales al diseño original, con el objetivo de realizar una comparación.

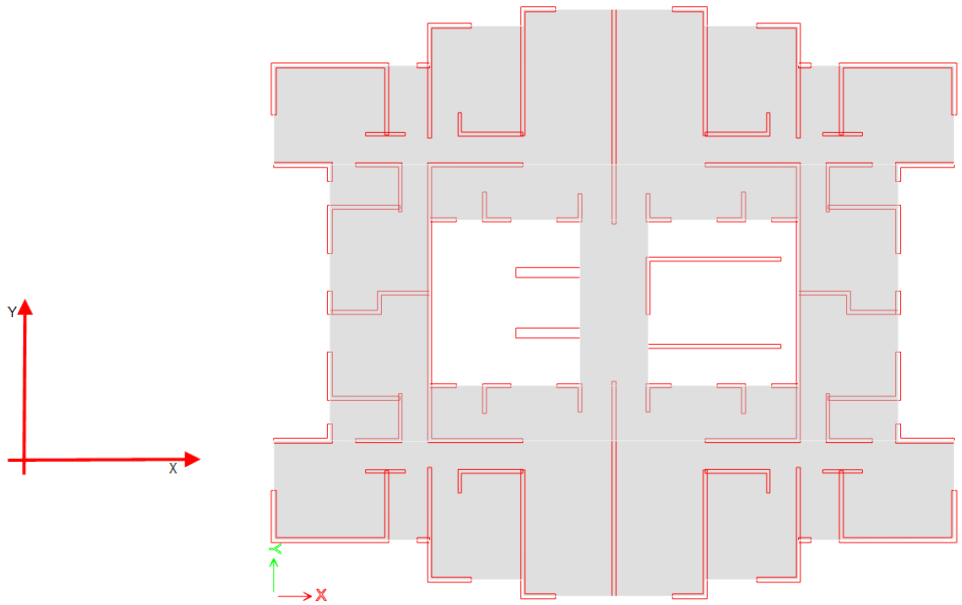


Figura 13. Planta arquitectónica tipo.

9. Modelo matemático de la estructura.

El modelo matemático se configuró con la ayuda del software Etabs 2018 ultimate 18.1.1, de Computers and Structures, (CSI), tiene 3 grados de libertad por planta, 1 rotacional y 2 traslacionales, los muros y losas se modelaron como elementos finitos tipo membrana para no considerar la rigidez a flexión de las losas, solo transmite cargas.

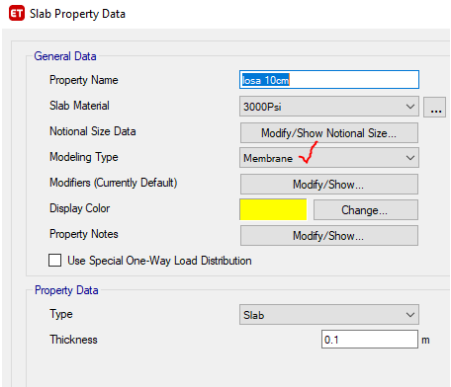


Figura 14. Configuración de las losas de entrepiso.

Por otro lado, la losa se ha discretizado en elementos finitos de 50cm.

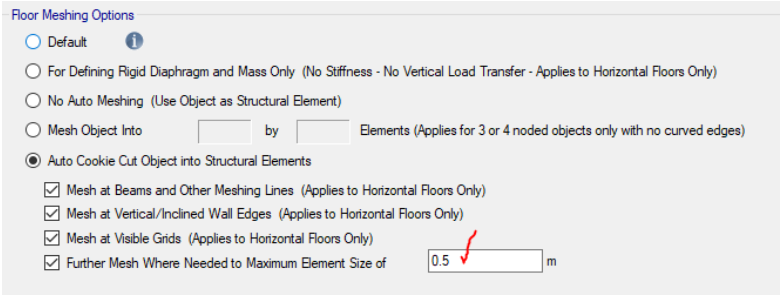


Figura 15. Discretización de las losas.

10. Evaluación de las solicitaciones definitivas.

Con las dimensiones de los elementos de la estructura, se evalúan todas las solicitaciones que afectan la edificación de acuerdo con los requisitos del título B del reglamento NSR-10. Estas incluyen:

Peso Propio.

Sobrecarga Permanente (SCP).

Carga Viva (CV).

10.1. Peso propio.

El peso propio de la estructura es calculado por el software de diseño, en “load pattern” (Patrón de carga), la carga muerta D con su multiplicador de peso propio (“self weight multiplier”) se toma como igual a 1 para incluir el peso de los elementos estructurales. Así queda calculado el peso de muros, escaleras y losa de entrepiso en el modelo matemático.

10.2. Sobrecarga permanente (SCP).

Se incluyen la sobre carga permanente (SCP) para la losa de entrepiso y la losa de Cubierta, según lo indicado en el título B de la NSR-10, 280 kgf/cm^2.

10.3. Carga viva.

La carga viva se toma según lo dispuesto en la NSR-10 título B, esto según el uso de la edificación.

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m²)
scp	280
cv	180

Figura 16. Cargas en las losas de entrepiso.

11. Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de A_a y A_v.

Localizamos el lugar donde se construirá la edificación, utilizamos los mapas de zonificación sísmica dados en el Capítulo A.2 del Reglamento, determinamos el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con los valores de los parámetros A_a y A_v obtenidos en los mapas de zonificación sísmica del Capítulo A.2. El nivel de amenaza sísmica se clasificará como alta, intermedia o baja. En el Apéndice A-4 se presenta una enumeración de los municipios colombianos, con su definición de la zona de amenaza sísmica, y los valores de los parámetros A_a y A_v, entre otros.

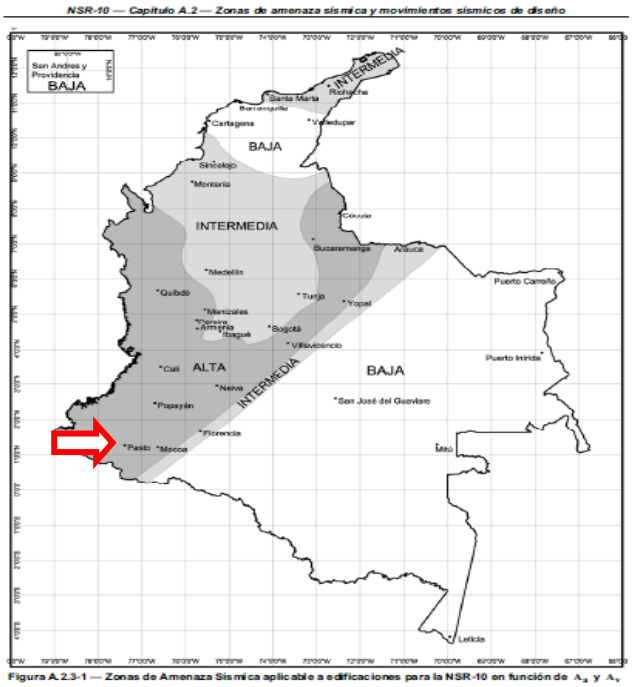


Figura 17. Mapa de amenaza sísmica de Colombia NSR-10.

Localización del proyecto: Pasto - Nariño.

Zona de Amenaza sísmica: Alta.

Región: 5; A_a = 0.25; A_v = 0.25.

11.1. Movimientos sísmicos de diseño.

Definimos los movimientos sísmicos de diseño, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2 del Reglamento y, en el caso de Edificaciones cubiertas por A.1.2.3.3, con los requisitos del Capítulo A.12 del Reglamento, tomando en cuenta:

La amenaza sísmica queda expresada a través de los parámetros A_a y A_v, o A_d, según sea el caso, los cuales representan la aceleración horizontal pico efectiva y la velocidad horizontal pico efectiva expresada en términos de aceleración del sismo de diseño.

Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de unos coeficientes de sitio F_a y F_v.

Coeficiente de importancia, mide la importancia de la edificación para la comunidad, y de los niveles de seguridad y funcionalidad requeridos. Es una clara indicación del reconocimiento de que, en el caso de un desastre, la destrucción de unos edificios causa más daños y problemas que la de otros.

Tipo de suelo: D (Según estudio de suelos)

Coeficientes de amplificación.		Coeficiente de Importancia.
F_a = 1.3	A_e = 0.15	Para vivienda el grupo de uso es: I.
F_v = 1.9	A_d = 0.08	Coeficiente de Importancia I = 1.

La NSR-10 propone para Colombia el espectro de diseño elástico mostrado en la siguiente imagen, el cual es calculado a nivel de fundación:

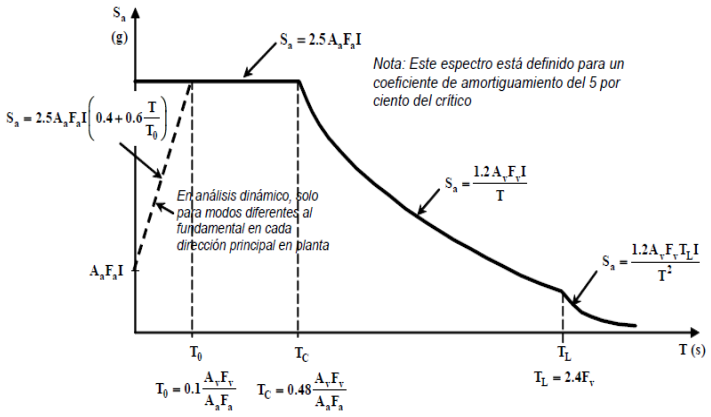


Figura 18. Espectro elástico normativo.

Sa es el valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado, máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración *T*.

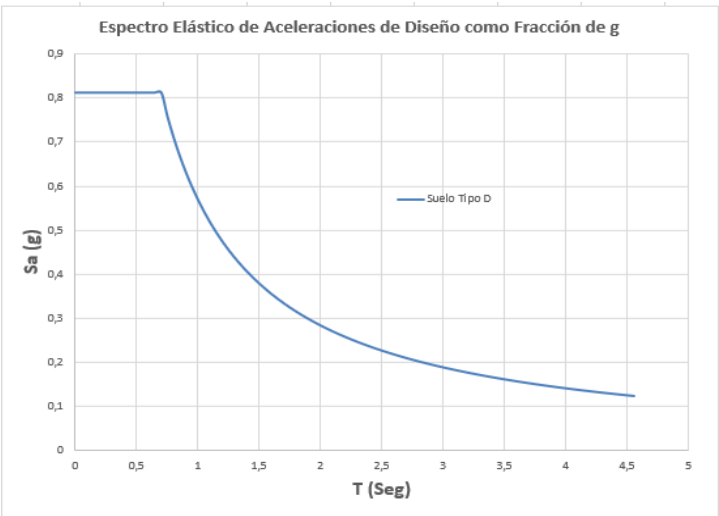


Figura 19. Espectro para el caso de estudio.

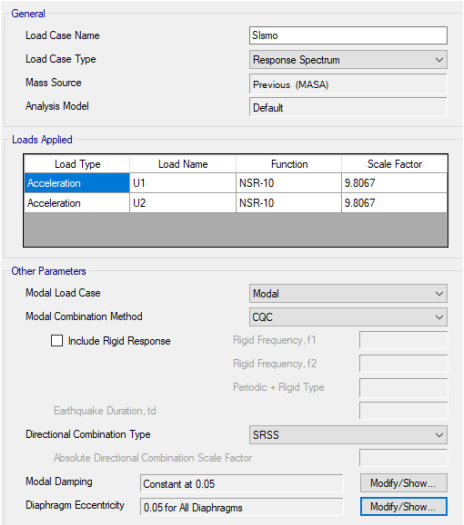


Figura 20. Definición del sismo en Etabs.

12. Características de la estructuración y del material estructural empleado.

El coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0, es uno de los parámetros de mayor importancia en el cálculo de las cargas sísmicas inelásticas utilizada en el proceso de diseño o evaluación estructural de un edificio. El factor R_0 se utiliza para reducir las fuerzas sísmicas desde un nivel elástico usadas para diseño a nivel inelástico.

Durante la respuesta inelástica a la acción de las cargas dinámicas, las estructuras disipan energía y hay tres factores esenciales en su comportamiento, como son la ductilidad, la sobre resistencia y la redundancia que afectan al coeficiente de capacidad de disipación de energía básico.

La NSR-10 recomienda valores del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0, este se lo puede encontrar en las tablas A.3-1 a Tabla A.3-4. Este coeficiente depende del sistema estructural, por lo tanto, el sistema estructural de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales prescritos en el Capítulo A.3: sistema de muros de carga, sistema combinado, sistema de pórtico, o sistema dual.

La cuantificación de las fuerzas sísmicas, según las normas actuales, no calculan con suficiente claridad el verdadero valor de Ro, que debe ser asignado a una estructura en particular, sino que generaliza los valores correspondientes por grupos de sistemas estructurales. Los coeficientes que se sugieren provienen exclusivamente de la experiencia y poseen muy poco rigor cuantitativo, razón por la cual gravemente pueden llevar a sobreestimar o reducir excesivamente las cargas sísmicas de diseño.

Dependiendo del tipo de material estructural y de la característica del sistema de resistencia sísmica se establecen los grados de capacidad de disipación de energía mínimos (DES, DMO, DMI) que deben cumplir el material en las diferentes zonas de amenaza sísmica.

Tipo de Sistema Estructural utilizado para el caso de estudio: Sistema estructural de Muros de Carga.

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	Altura máx.
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	3.0	2.5	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	5.0	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite

Tabla 2. Coeficientes Ro para muros de carga.

El coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_0, es una medida de la capacidad del sistema para disipar energía en el rango inelástico y está asociada a la aceptación de daños en la edificación.

Para el caso de estudio, el coeficiente de capacidad de disipación de energía R_0, es:

$$R_0 = 5.$$

Para nuestro caso de estudio el material estructural empleado es concreto reforzado con acero dúctil y malla electrosoldada, la estructura tiene las siguientes características:

Muros estructurales: f_c' = 28 MPa, losa de entrepiso: f_c' = 21 MPa. El Acero utilizado en el modelo y el cual se utilizó en obra es:

Acero dúctil; Esfuerzo de Cedencia f_y = 420 MPa

Módulo de elasticidad E = 2039340 kgf/cm^2

Malla Electrosoldada, f_y = 490 MPa.

13. Grado de irregularidad de la estructura.

13.1. Configuración estructural de la edificación.

De la configuración de la edificación podemos evaluar la irregularidad en planta(ϕ_p), irregularidad en altura (ϕ_a) y ausencia de redundancia(ϕ_r), y así podemos determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía *R* que se utilizará para el diseño de los elementos estructurales.

$$R = \phi_p \, \phi_a \, \phi_r \, R_0$$

Ecuación 7. Coeficiente de disipación de energía.

13.2. Revisión del diafragma.

En una primera instancia, el modelo matemático considera que el diafragma es flexible, se revisa está condición para garantizar que el comportamiento del diafragma sí es rígido.

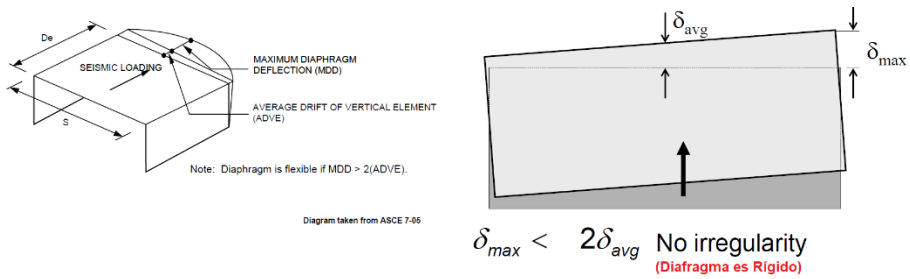


Figura 21. Definición del diafragma como rígido o flexible.

TABLE: Story Max Over Avg Displacements											
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Maximum	Average	Ratio	Direction	Maximum	Average	Ratio
					cm	cm			cm	cm	
Story16	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	27.0861	25.9741	1.043	Y	24.0783	20.0533	1.201
Story15	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	24.817	23.7977	1.043	Y	22.7408	18.7284	1.214
Story14	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	22.5422	21.614	1.043	Y	20.9627	17.1817	1.22
Story13	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	20.2702	19.432	1.043	Y	18.9798	15.5322	1.222
Story12	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	18.0124	17.2639	1.043	Y	16.9236	13.8481	1.222
Story11	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	15.7843	15.1246	1.044	Y	14.8777	12.1751	1.222
Story10	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	13.6041	13.0319	1.044	Y	12.8981	10.5465	1.223
Story9	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	11.4929	11.0059	1.044	Y	11.0307	8.9913	1.227
Story8	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	9.4736	9.0688	1.045	Y	9.3051	7.5312	1.236
Story7	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	7.5716	7.2447	1.045	Y	7.7284	6.1771	1.251
Story6	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	5.8131	5.559	1.046	Y	6.2949	4.9342	1.276
Story5	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	4.2264	4.0388	1.046	Y	4.9909	3.8044	1.312
Story4	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	2.8416	2.7129	1.047	Y	3.7889	2.7831	1.361
Story3	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	1.6908	1.6092	1.051	Y	2.6488	1.8601	1.424
Story2	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.8063	0.7602	1.061	Y	1.5422	1.0319	1.494
Story1	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.2341	0.2114	1.108	Y	0.5309	0.3385	1.569

Tabla 3. Cálculo de desplazamientos máximos y promedios.

13.3. Irregularidades en planta.

La norma colombiana exige la verificación de las siguientes irregularidades en planta.

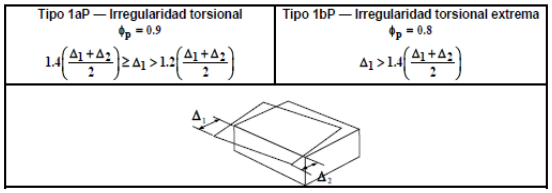


Figura 22. Irregularidades torsional y extrema.

TABLE: Story Max Over Avg Drifts															
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio			Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio		
					m	m		1ap	1bp		m	m		1ap	1bp
Story16	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.024633	0.023731	1.038	NO	NO	Y	0.014636	0.013801	1.061	NO	NO
Story15	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.024683	0.023775	1.038	NO	NO	Y	0.01472	0.01388	1.061	NO	NO
Story14	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.024665	0.023752	1.038	NO	NO	Y	0.014774	0.013931	1.061	NO	NO
Story13	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.024518	0.023606	1.039	NO	NO	Y	0.014753	0.01391	1.061	NO	NO
Story12	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.024201	0.023295	1.039	NO	NO	Y	0.014629	0.013793	1.061	NO	NO
Story11	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.02368	0.022788	1.039	NO	NO	Y	0.014381	0.013559	1.061	NO	NO
Story10	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.02293	0.02206	1.039	NO	NO	Y	0.013991	0.01319	1.061	NO	NO
Story9	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.021927	0.021089	1.04	NO	NO	Y	0.013444	0.012673	1.061	NO	NO
Story8	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.020653	0.019857	1.04	NO	NO	Y	0.012727	0.011996	1.061	NO	NO
Story7	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.019089	0.018347	1.04	NO	NO	Y	0.011829	0.011149	1.061	NO	NO
Story6	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.01722	0.016544	1.041	NO	NO	Y	0.01074	0.010121	1.061	NO	NO
Story5	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.015027	0.01443	1.041	NO	NO	Y	0.009447	0.008902	1.061	NO	NO
Story4	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.012493	0.01199	1.042	NO	NO	Y	0.00794	0.007482	1.061	NO	NO
Story3	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.009589	0.009196	1.043	NO	NO	Y	0.006193	0.005836	1.061	NO	NO
Story2	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.006292	0.006027	1.044	NO	NO	Y	0.004197	0.003956	1.061	NO	NO
Story1	SIsmo	LinRespSpec	Max	X	0.002417	0.00231	1.046	NO	NO	Y	0.00177	0.001671	1.059	NO	NO

Tabla 4. Cálculo de derivas máxima y promedio.

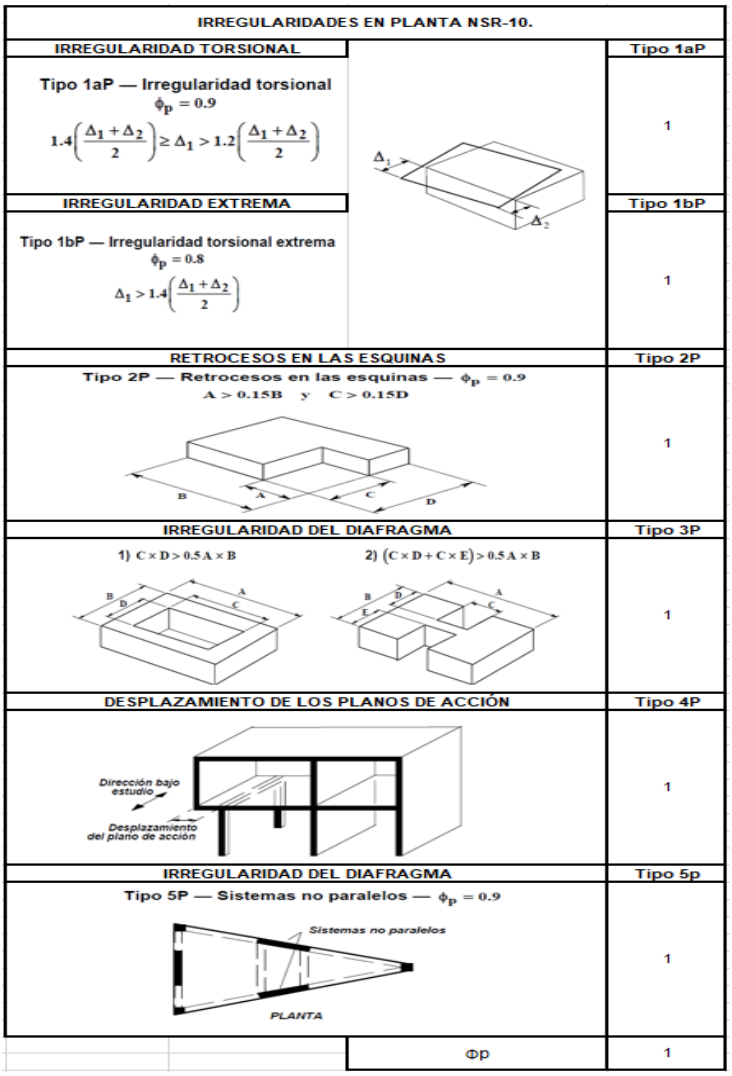


Figura 23. Irregularidades en planta.

13.4. Irregularidades en altura.

Así mismo, se debe verificar las siguientes irregularidades en altura.

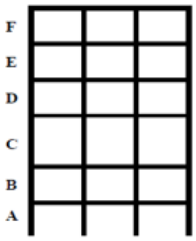
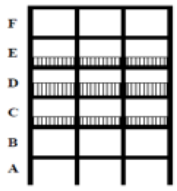
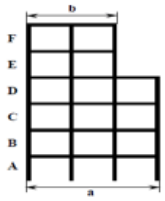
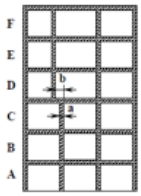
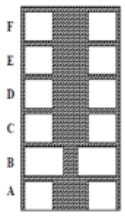
IRREGULARIDADES EN ALTURA NSR-10.		
PISO FLEXIBLE		Tipo 1aA
Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ 0.60 Rigidez $K_D \leq$ Rigidez $K_C <$ 0.70 Rigidez K_D o 0.70 $(K_D+K_E+K_F)/3 \leq$ Rigidez $K_C <$ 0.80 $(K_D+K_E+K_F)/3$		1
PISO FLEXIBLE EXTREMO		Tipo 1bP
Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ Rigidez $K_C <$ 0.60 Rigidez K_D o Rigidez $K_C <$ 0.70 $(K_D+K_E+K_F)/3$		1
DISTRIBUCIÓN MASA		Tipo 2A
$m_D > 1.50\ m_E$ o $m_D > 1.50\ m_C$		1
GEOMÉTRICA		Tipo 3A
Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30\ b$		1
DESPLAZAMIENTO DENTRO DEL PLANO DE ACCIÓN		Tipo 4A
$b > a$		1
PISO FLEXIBLE		
0.65 Resist. Piso C $\leq$ Resist. Piso B < 0.80 Resist. Piso C		1
PISO FLEXIBLE EXTREMO		
Resistencia Piso B < 0.65 Resistencia Piso C		
	Φa	1

Figura 24. Irregularidades en altura.

13.5. Grado de redundancia.

En sistemas con muros estructurales de hormigón estructural, la falla de un muro estructural o de una porción del que tenga una relación de la altura de piso a su longitud horizontal mayor a la unidad, o de los elementos colectores que lo conectan al diafragma, no resultan en una reducción de más del 33% de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso, ni produce una irregularidad torsional en planta tipo 1bp.

La redundancia, al tener una estructura hiperestática en las dos direcciones se puede tomar como:

$$\Phi_r = 1.0$$

14. Coeficiente de capacidad de disipación (*R*).

Por lo tanto, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía *R*, depende del coeficiente básico de disipación de energía y de las irregularidades en planta, en altura y del grado de redundancia.

$$R = \phi_p \, \phi_a \, \phi_r \, R_o$$

$$R = 5*1*1*1 = 5.$$

15. Método de análisis sísmico.

La NSR-10, reconoce los siguientes métodos de análisis, fuerza horizontal equivalente, método de análisis dinámico elástico. El efecto de las fuerzas sísmicas sobre la estructura debe evaluarse por medio del análisis de un modelo matemático de la estructura que represente adecuadamente las características del sistema

estructural empleado. El análisis realizado de acuerdo con los principios de la mecánica estructural debe tener en cuenta como mínimo las siguientes características: Las condiciones de apoyo de la estructura, identificar si el diafragma se comporta como rígido o flexible, fuerzas axiales en los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica causados por las fuerzas sísmicas, efectos torsionales, efectos de la dirección de aplicación de la fuerza sísmica.

El procedimiento para el análisis sísmico de la estructura utilizado es el método de análisis dinámico elástico, realizado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5 página A-67 de la NSR-10, el diseño original de la estructura fue realizado por medio del análisis de la fuerza horizontal equivalente. El análisis sísmico de la estructura se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos de diseño prescritos al modelo matemático de la estructura. Este análisis se realiza para los movimientos sísmicos de diseño sin ser divididos por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, *R.*

15.1. Determinación de las fuerzas sísmicas.

Con los datos de los movimientos sísmicos de diseño obtenemos el Espectro elástico de diseño el cual nos permite obtener las fuerzas sísmicas (F_s), que deben aplicarse a la estructura, recordando que al obtener el S_a podemos obtener el cortante basal:

$$V = S_a \, M \, g$$

Ecuación 8. Cortante basal.

Esta fuerza se distribuye a cada piso en el centro de masa de la edificación.

15.2. El modelo matemático empleado.

El modelo matemático se debe definir como diafragma rígido después de haber verificado que el comportamiento del diafragma es efectivamente rígido. Los grados de libertad dinámicos de la estructura a 3 por cada piso dos traslacionales y uno rotacional. La losa maciza y los muros de concreto se deben discretizar mediante elementos finitos tipo “shell thin”; está muy claro que la solución por aproximación numérica tiende a la real en la medida que se aplica una discretización mucho más refinada, con lo cual se reduce el error.

15.3. Masa de la edificación.

Las masas de la edificación que se utilizan en este análisis multi modal son representativas de las masas que existirán en la edificación cuando ésta se vea sometida a los movimientos sísmicos de diseño. La NSR-10, en las definiciones contempla la masa (*M*) como la masa total de la edificación, la cual debe ser igual a la masa total de la estructura (elementos estructurales), más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso.

15.4. Respuesta máxima probable.

Para la combinación de los modos, esto es las respuestas máximas obtenidas para cada modo, *m*, de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, se combinan utilizando métodos apropiados en este caso el método CQC cumpliendo de esta manera lo exigido en

A.5.4.4 de la NSR-10 y para la combinación direccional el método SRSS cumpliendo A.5.4.6.

Como resultado del análisis de la estructura se obtiene los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales, cortante basal, periodos, masas participativas, derivas.

15.5. Modos de vibración.

El modo de vibración obtenido es utilizado para aplicar las cargas horizontales en el análisis estático no lineal “push-over”, el modo 1 que corresponde a un modo traslacional en la dirección de estudio se utilizó para encontrar la curva de capacidad.

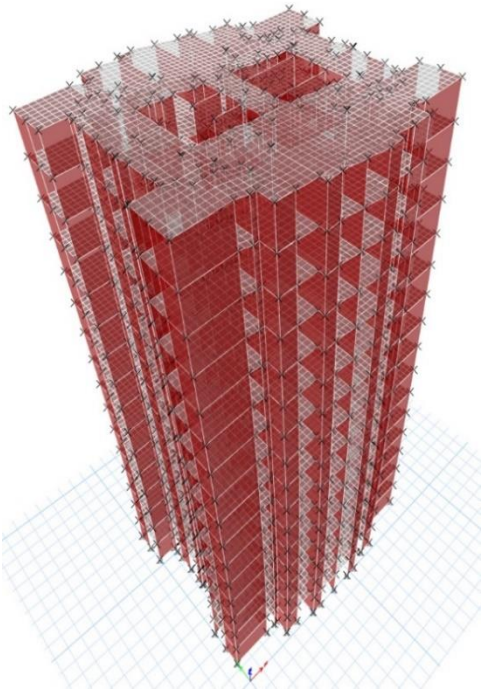


Figura 25. Modo 1 - Traslacional en X.

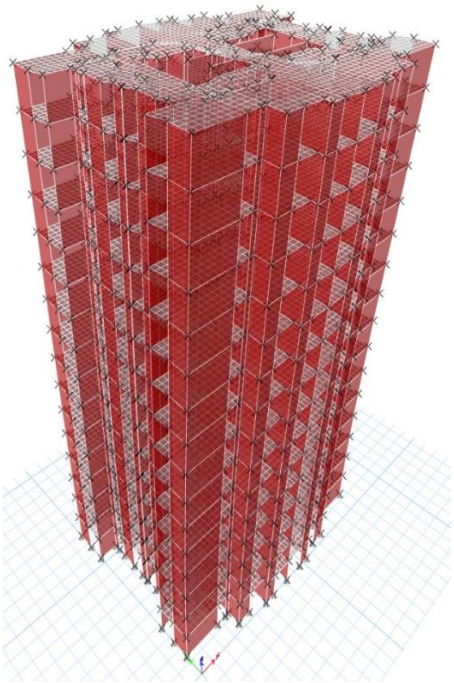


Figura 26. Modo 3 - Traslacional en Y.

TABLE: Modal Periods And Frequencies			
Case	Mode	Period	Frequency
		sec	cyc/sec
Modal	1	1.13	0.885
Modal	2	0.851	1.175
Modal	3	0.737	1.356
Modal	4	0.201	4.975
Modal	5	0.165	6.059
Modal	6	0.143	6.974
Modal	7	0.08	12.489
Modal	8	0.069	14.398
Modal	9	0.061	16.407
Modal	10	0.046	21.877
Modal	11	0.041	24.243
Modal	12	0.037	27.271
Modal	13	0.031	32.546
Modal	14	0.028	35.155
Modal	15	0.026	39.02
Modal	16	0.023	44.001
Modal	17	0.021	46.633
Modal	18	0.02	51.101
Modal	19	0.018	55.884
Modal	20	0.017	58.341
Modal	21	0.016	63.209
Modal	22	0.015	67.876
Modal	23	0.014	69.963
Modal	24	0.013	75.075
Modal	25	0.013	79.689

Tabla 5. Tabla de periodos y frecuencias de la estructura.

15.6. Porcentaje de participación de la masa.

Las masas de la edificación según A.5.2.2 de la NSR-10, que se utilizan en el análisis dinámico debe ser representativas de las masas que existirán en la edificación cuando está se vea sometida a los movimientos sísmicos de diseño.

Para cumplir con A.5.4.2 (Número de Modos de Vibración) se debe incluir en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. La NSR-10 considera que se ha cumplido con este requisito cuando se demuestra que, con el número de modos empleados, se ha incluido en el cálculo de la respuesta, de cada una de las direcciones horizontales de análisis, por lo menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	1.13	0.64	0.0000378	0	0.64	0.0000378	0	0.00002167	0.3817	0.0003	0.00002167	0.3817	0.0003
Modal	2	0.851	0.0003	0.0001	0	0.6403	0.0001	0	0.00003553	0.0002	0.6485	0.0001	0.3819	0.6488
Modal	3	0.737	0.00003818	0.6492	0	0.6403	0.6493	0	0.3738	0.0000243	0.0001	0.3739	0.3819	0.6488
Modal	4	0.201	0.201	0.00002435	0	0.8414	0.6493	0	0.00003576	0.2486	0.0003	0.3739	0.6305	0.6491
Modal	5	0.165	0.0003	0.00002388	0	0.8417	0.6493	0	0.00003233	0.0004	0.202	0.374	0.6309	0.8511
Modal	6	0.143	0.00002615	0.205	0	0.8417	0.8544	0	0.2757	0.00003153	0.00002217	0.6496	0.6309	0.8512
Modal	7	0.08	0.0665	0.00001149	0	0.9082	0.8544	0	0.00002433	0.1305	0.0002	0.6497	0.7614	0.8514
Modal	8	0.069	0.0002	0.000009106	0	0.9085	0.8544	0	0.00001871	0.0004	0.0633	0.6497	0.7618	0.9146
Modal	9	0.061	0.0000154	0.064	0	0.9085	0.9184	0	0.1318	0.00003029	0.000008264	0.7815	0.7619	0.9147
Modal	10	0.046	0.0328	0.000008564	0	0.9413	0.9184	0	0.0000213	0.0771	0.0002	0.7815	0.839	0.9148
Modal	11	0.041	0.0002	0.000005485	0	0.9414	0.9184	0	0.0000134	0.0004	0.031	0.7815	0.8394	0.9458
Modal	12	0.037	0.00001209	0.0309	0	0.9414	0.9493	0	0.0759	0.00002878	0.00000469	0.8575	0.8394	0.9458

Tabla 6. Cálculo de porcentaje de participación de la masa.

15.7. Cortante basal en las direcciones principales.

Estos valores de cortantes corresponden a la combinación de todos los modos utilizando el método CQC empleados en el análisis.

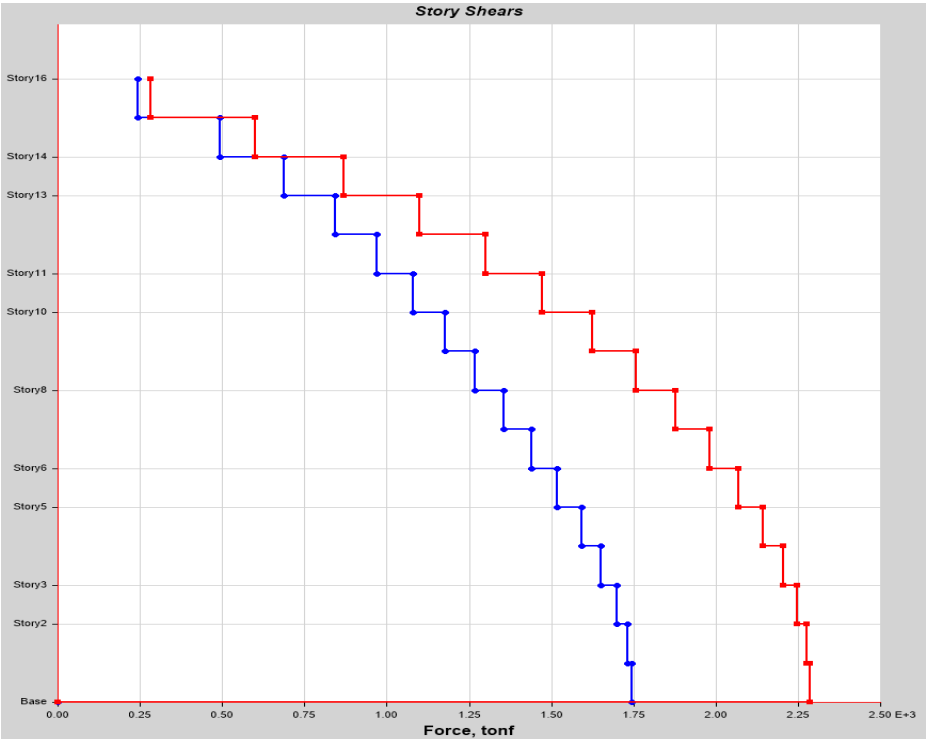


Figura 27. Cortante en la base.

15.8. Corrección del cortante.

El valor del cortante dinámico total en la base (V_{tj}), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, no puede ser menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructuras irregulares, del cortante sísmico en la base (V_s), calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente. Es importante utilizar los factores de corrección en cada dirección para ajustar los resultados y todos los parámetros de respuesta tal como se indica en A.5.4.5 (b) de la NSR-10.

Correción del Cortante Basal.

Nombre del Proyecto:		**Vivienda Multifamiliar**
Ubicación:		**Pasto - Nariño - Colombia**

Tomado de la NSR-10, sec A.4.2.1.

T=	1.13	seg	Período característico de la edificación obtenido del análisis

Apendice A-4

Aa =	0.25	Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva
Av =	0.25	Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva

Coeficientes de Amplificación. A.2.4.5.4 - A.2.4.5.6

Fa =	1.3	Coeficiente para la zona de períodos cortos del espectro
Fv =	1.9	Coeficiente para la zona de períodos intermedi
Cu =	1.75-1.2Av*Fv	Cu, coeficiente utilizado para calcular el período máximo permisible de la estructura, no debe ser menor de 1.2
Cu =	1.2	
h=	36.8 m	Altura total de la estructura
Ct =	0.047	Factores para definir el periodo fundamental estimado
α =	0.9	
Ta =	$Ct\,h^{\alpha}$	
Ta =	1.206 seg	Período fundamental estimado
CuTa =	1.44725 seg	
T =	1.13 seg	Período para el cálculo de Vs Estático
Sa =	**0.510** g	Aceleración para el cálculo de Vs Estático
M =	436 401.0 $Kgfs^2/m$	Masa de la Edificación
w =	4281.1 tonf	Peso de la edificación

Vs Estático	¿Estructura regular(1) o irregular(2)?	Vtx -Dinámico	Vty-Dinámico	Fcx	Fcy
tonf		tonf	tonf	%	%
2 183.4	1	1 586.00	2 287.00	1.101	0.764

Fcx =	**1.10**	Factor de correción de cortante Basal en la dirección X
Fcy =	**1.00**	Factor de correción de cortante Basal en la dirección Y

Tabla 7. Factores de corrección de cortante.

15.9. Verificación de las derivas.

Según la exigencia de la NSR-10 la deriva máxima para cualquier piso no puede exceder, en estructuras de hormigón el 1% de la altura de entrepiso, h_p.

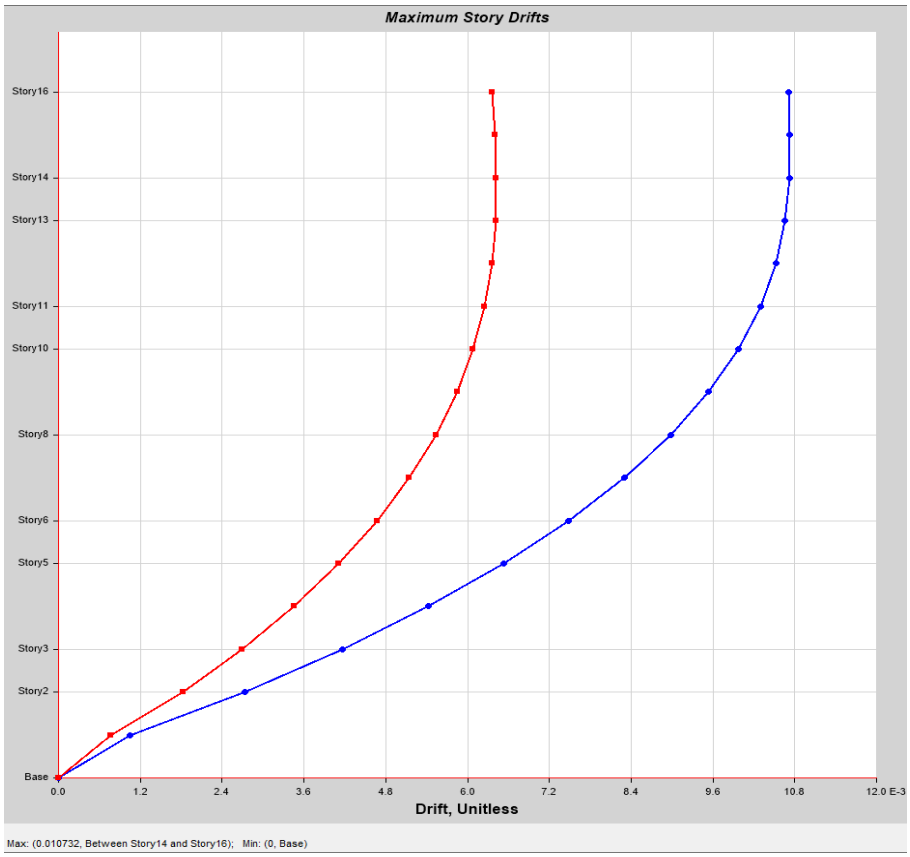


Figura 28. Derivas de piso en las dos direcciones.

Se puede observar que en la dirección “Y” la deriva obtenida aproximadamente del 0.5% y en la dirección “X” de 1.07%.

16. Diseño de Muros de Concreto bajo la NSR-10.

16.1. Aspectos generales.

El uso de muros estructurales ha tenido una gran aplicación en muchos proyectos de edificaciones, los muros aportan un sistema adecuado para resistir acciones laterales impuestas por los terremotos, estos muros generan una importante rigidez que permite controlar los desplazamientos laterales dentro de los rangos permitidos por la normas, son conocidos como muros de corte, ya que resisten importantes fuerzas cortantes debido a la acción lateral del sismo, sin embargo debemos destacar que su comportamiento no se limita solo a deformaciones por corte, también existe una contribución bastante alta a flexión, estos muros se diseñan para resistir la variación de cortante, y la interacción de la carga axial con el momento actuante, el cual, a su vez, genera resultantes de compresión y tracción de magnitud considerables en sus extremos, definiendo zonas conocidas como elementos de borde.

Debemos entender el comportamiento de un muro ante cargas laterales, esto nos ayudara a definir los pasos necesarios para el diseño y armado de aceros correcto de los muros estructurales. Existen diferentes modos de falla en un muro, algunas de ellas son deseables debido a sus características de disipación de energía ya que nos llevan a una falla dúctil, otras no deseables debido a su poca capacidad de resistir cargas cíclicas lo que representa una falla frágil.

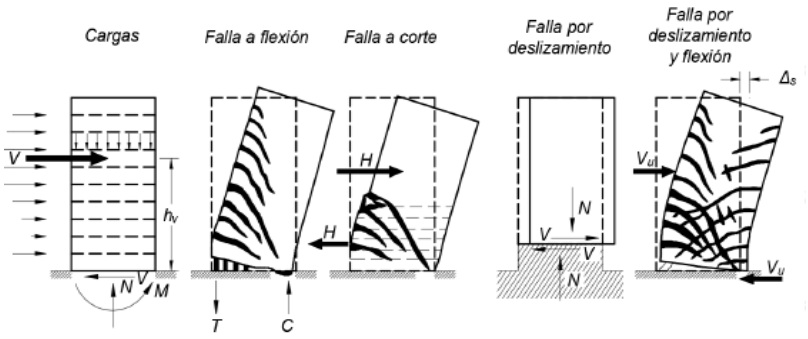


Figura 29. Modos de falla en muros.

El muro estructural en cantiléver, diseñado de manera dúctil, presenta un mecanismo de disipación de energía por medio de la cedencia del refuerzo debido a la flexión en la parte inferior generada por las fuerzas laterales de gran magnitud. Esto es justamente el caso de falla a flexión y falla por deslizamiento y flexión. Es claro, que este tipo de falla debe definir la rótula plástica en el muro, la deformación inelástica, y la disipación de energía en todo el sistema estructural. En estos muros en cantiléver, la cedencia del acero por flexión sucede en la base, por lo que se acostumbra a solo diseñarse una sección critica en esta zona.

La siguiente imagen nos muestra que cuando se tiene una falla por flexión se produce un diagrama de histéresis mucho más estable con mayor capacidad de disipación de energía.

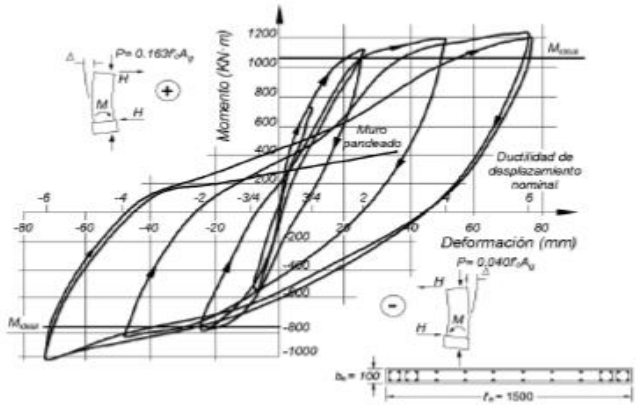


Figura 30. Diagrama de histéresis, muro falla por flexión.

En los muros estructurales donde se presenta falla por corte, se generan grietas diagonales en los muros por tracción o compresión, la falla por deslizamiento también es una falla por corte a los largo de las juntas de construcción, estos dos modos de falla son comportamientos frágiles debido a su baja capacidad de disipación de energía al resistir solicitaciones cíclicas, la falla por corte y la falla por deslizamiento deben ser controlados en el diseño estructural de un muro, indicamos a continuación una imagen que nos indica el diagrama de histéresis de un muro que falla por corte, se observa su mal comportamiento, su baja capacidad de disipación de energía ante cargas cíclicas comparado con un muro que falla a flexión.

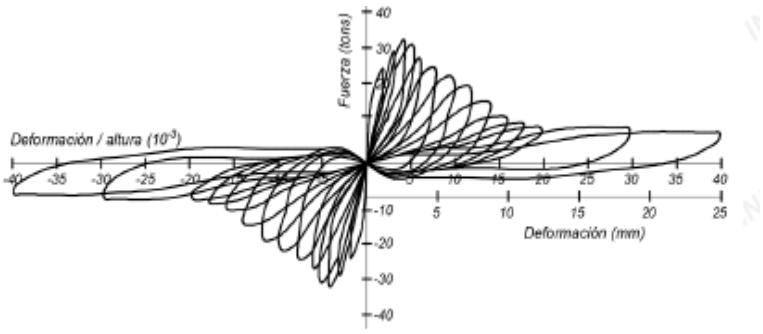


Figura 31. Diagrama de histéresis, muro falla por corte.

16.2. Muros delgados en Colombia.

Debemos reconocer que la norma colombiana no contiene prescripciones específicas para este tipo de edificios, es muy común que se diseñen con los mismos lineamientos y con la misma capacidad de disipación de energía supuesta de los edificios con muros gruesos.

Los muros de este sistema se caracterizan por sus bajos espesores (entre 8 cm y 15 cm), el refuerzo usualmente es malla electrosoldada ubicada en el alma del muro y elementos de borde con acero dúctil confinado.

Por las características de este tipo de edificios, por la carencia de una norma específica para su diseño, susceptibilidad a fallas frágiles, pandeo fuera del plano, rotura del refuerzo y aplastamiento del concreto, el desempeño de este tipo de edificios frente a cargas sísmicas de gran intensidad está aún por demostrarse.

En la NSR-10 se define a los muros de concreto reforzado como sistemas competentes para resistir cargas combinadas gravitacionales y sísmicas. Sin embargo, dicha reglamentación está basada en la normativa ACI 318-08, cuyos requisitos se basan en la experiencia constructiva y una base de datos que no es representativa de la técnica usada en Colombia.

16.3. Comportamiento según su esbeltez.

Un factor importante en el comportamiento de un muro y el tipo de falla que tendrá es la geometría, principalmente la relación entre la altura (h_w) y la longitud (l_w). La NSR-10, en CR21.9.1 con los límites de las relaciones dimensionales, busca que la fluencia del refuerzo vertical debida a la flexión en el muro limite la demanda a cortante.

Los muros que se comportan a flexión tienen una relación h_w / l_w mayor a 2, en estos muros se suele incluir miembros de borde en los extremos, a fin de cumplir la relación demanda entre capacidad a tracción y compresión. Los muros a corte tienen una relación h_w / l_w menor a 2, en estos muros debe disponerse de una cuantía de refuerzo horizontal igual a la cuantía de refuerzo vertical para controlar la tensión diagonal.

Por otro lado, la deformación por flexión de dos muros ante fuerzas laterales, unidos por vigas de acople, origina un desplazamiento relativo entre los extremos de las vigas. Mientras más altas sean las vigas, generan mayor rigidez en todo el conjunto, y si, por el contrario, las vigas tienen poca altura, estas terminan produciendo un comportamiento del muro como cuando el muro es asilado.

16.4. Requisitos de diseño para muros de concreto según la NSR-10.

En la sección C.21.9 se encuentra la normativa para muros estructurales especiales con capacidad de disipación de energía especial (DES), el número de capas a utilizar depende de la demanda de corte más crítico (V_u), el cual está en la base, el ACI recomienda que se coloquen dos capas si el muro tiene un comportamiento a flexión.

Los requisitos generales de diseño de muros en concreto, como son cuantías mínimas horizontales (ρ_t) y verticales (ρ_l), espaciamiento máximo (S_x, S_y) del refuerzo se indican en la siguiente tabla:

Requisitos Mínimos de Reforzamiento		Valor	Norma
Cuantía mínima de refuerzo vertical	$\rho_l \geq$	0,0025	C.21.9.2.1
Cuantía mínima de refuerzo horizontal	$\rho_t \geq$	0,0025	C.21.9.2.1
Número mínimo de capas de refuerzo	$N_{capas} \geq$	2 sí $Vu \geq 0{,}17A_{cv}f'^{0,5}_c$	C.21.9.2.3
Ancho efectivo del alma de muros con aletas	$l_{f,eff} \geq$	$\min[(L_2+t_w+L_1/2); (1/4\ hw)]$	CR21.9.5.2
Espaciamiento vertical	$Sx \leq$	$\min(3t_w; 450mm)$	C.14.3.5
Espaciamiento horizontal	$Sy \leq$	$\min(3t_w; 450mm)$	C.14.3.5

Tabla 8. Requisitos normativos para muros.

Los criterios de diseño DES buscan garantizar el comportamiento dúctil de las estructuras cuando sus elementos hagan excursiones dentro del rango inelástico de desempeño. En el caso de muros los requisitos exigen la utilización de elementos de borde cuando se estime que la demanda por flexo compresión va a ser alta. Para muros de concreto reforzado continuos desde la base, concebidos para tener una sola sección critica, la NSR-10 estipula que se requieren elementos de borde especiales si la profundidad del eje neutro (c), en la zona de compresión, satisface la siguiente ecuación:

$$c \geq \frac{\ell_w}{600(\delta_u/h_w)}$$

Ecuación 9. Profundidad del eje neutro en muros.

Donde l_w es la longitud del muro, h_w es su altura total desde la base hasta la cubierta, δ_u es el desplazamiento de diseño. El valor de c se calcula utilizando el momento nominal de la sección crítica en la dirección de desplazamiento δ_u y la carga axial mayorada usada para el cálculo de dicho desplazamiento, la deriva de la cubierta δ_u / h_w no debe tomarse menor a 0.007, la ecuación anterior asume que el desplazamiento en el extremo del muro es debido, en su totalidad, a la rotación plástica en una articulación centrada en la base el muro con longitud igual a l_w / 2.

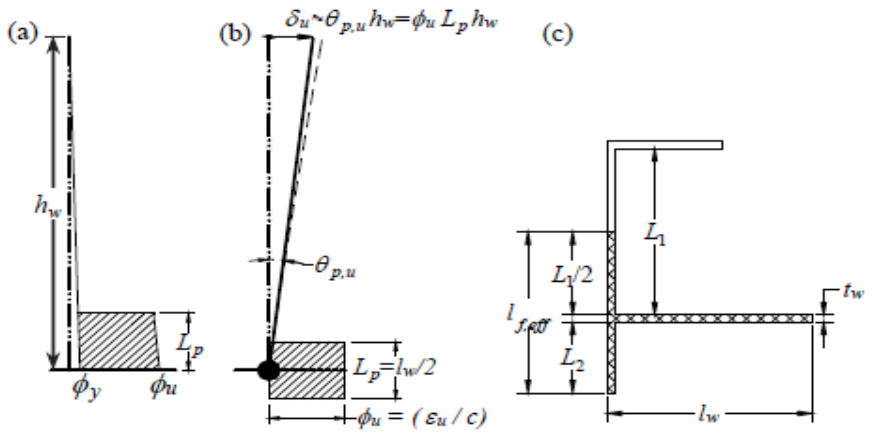


Figura 32. Variables de interés para el estudio de mecánica de muros, (a) perfil idealizado de curvatura en altura del muro; (b) modelo de articulación plástica; (c) geometría de la selección de la longitud efectiva.

La NSR-10, exige que, si se requiere elementos de borde por el método de la ecuación anterior, el refuerzo del elemento especial de borde debe extenderse verticalmente desde la sección critica por una distancia no menor que la mayor entre l_w y M_u / 4 V_u.

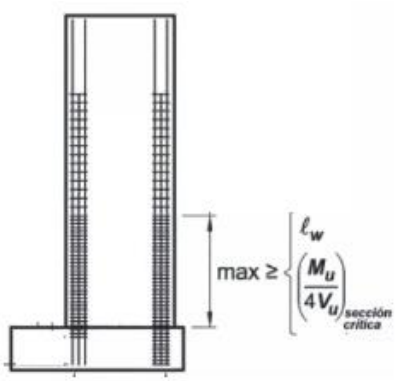


Figura 33. Extensión vertical de los elementos de borde en los muros de concreto.

La NSR-10, alternativamente permite que la verificación de la necesidad de elementos de borde se realice a partir de los esfuerzos en el extremo en compresión del muro. Se requieren elementos de borde si el esfuerzo último en el extremo del muro, bajo solicitaciones que incluyan fuerzas símicas y cargas gravitacionales, supera 0.2 f_c'.

De requerirse elementos de borde, en la NSR-10 en C.21.9.6.4(c) son similares a las exigencias para columnas, exige que el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangular, A_{sh}, no debe ser menor que la requerida por las siguientes ecuaciones:

$$A_{sh} = 0.3\frac{sb_c f_c'}{f_{yt}}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$

$$A_{sh} = 0.09\frac{sb_c f_c'}{f_{yt}}$$

Ecuación 10. Área total de sección transversal confinado.

Donde s es el espaciamiento centro a centro del acero horizontal, b_c es la dimensión del núcleo del elemento de borde medida entre los bordes externos del estribo, A_{sh} es el área total del acero transversal provisto dentro del espaciamiento s y perpendicular a la dimensión b_c, A_g es el área bruta de la sección, A_{ch} es el área de la sección del núcleo medida hasta la parte más externa del estribo. El área de acero

transversal debe ser colocada en la porción del muro donde se espere plastificación por flexo compresión. El objetivo de esto es garantizar el confinamiento del concreto del núcleo y que se prevenga o al menos retrase el pandeo de las barras longitudinales, de tal manera que el comportamiento del elemento de borde sea dúctil y estable cuando se vea sometido a deformaciones de tracción y compresión por efectos sísmicos.

La intención del reglamento con estas recomendaciones es evitar la localización del daño en una pequeña porción del elemento luego de que este pierda el recubrimiento por aplastamiento, y que además se propague el daño en la altura del muro.

Otras consideraciones de diseño de muros como el ancho efectivo del alma de muros con aletas están contenidas en la tabla anterior, la NSR-10 indica que, para muros en forma de L, T y C, se debe considerar la influencia del acero del ala al estudiar las demandas de flexo compresión sobre el extremo delgado del alma. De no tenerse en cuenta, esta recomendación afecta a los edificios cuyos muros se diseñen con secciones prismáticas rectangulares, pero que se construyan acoplados a otros muros perpendiculares en sus extremos, formando muros con aletas. Junto con la carga axial, la cantidad de acero de la aleta define en gran medida la profundidad del eje neutro y el nivel de deformación unitaria de compresión en el extremo del alma. Se debe seleccionar adecuadamente el ancho efectivo de la aleta.

En donde se requieran elementos especiales de borde, la NSR-10 en C.21.9.6.4, determina que se cumplan los siguientes requisitos en cuanto al detallado del acero:

El elemento de borde debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta el mayor valor entre $c - 0.1\, l_w$ y $c / 2$, donde c es la mayor profundidad del eje neutro. El valor de $c / 2$ tiene como propósito determinar la longitud mínima del elemento especial de borde.

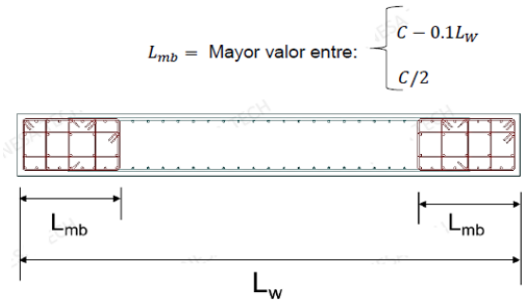


Figura 34. Extensión horizontal de los elementos de borde en los muros de concreto.

Los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se debe extender más de 300 mm dentro del alma, con el fin de evitar una falladle aplastamiento del elemento, debido al caso en el cual las alas se sometan a esfuerzos altos en compresión.

Con respecto al espaciamiento de los ganchos suplementarios, (h_x), dentro de una sección del elemento de borde no debe ser mayor a 350mm. Donde h_x es el espaciamiento máximo, medido centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento.

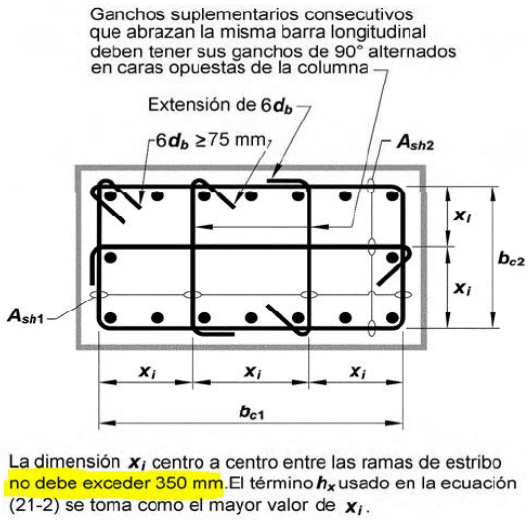


Figura 35. Ganchos suplementarios.

El refuerzo horizontal en el alma del muro debe extenderse hasta al menos 150mm del borde del muro. El refuerzo debe anclarse para desarrollar fy dentro del núcleo confinado del elemento de borde usando ganchos estándar o cabezas. Cuando el elemento de borde confinado tiene una dimensión suficiente para desarrollar el refuerzo horizontal del alma del muro y el valor de A_vF_y / s del refuerzo horizontal del alma del muro no es mayor que el valor de $A_{sh}f_{yt}$ / s del refuerzo transversal del elemento de borde paralelo al refuerzo del alma, se permite terminar el refuerzo del alma sin gancho estándar o una cabeza.

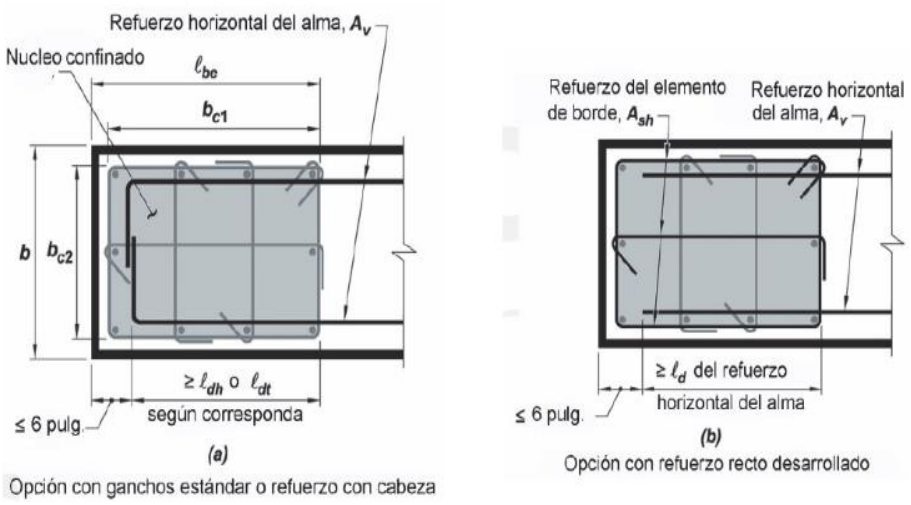


Figura 36. Anclaje del refuerzo horizontal dentro de elemento de borde.

Revisamos el diseño del muro que está ubicado en el eje 7 del caso de estudio, por supuesto que en el programa Etabs hay que utilizar el “pier labels” para integrar todo el muro y poder posteriormente diseñar bajo las combinaciones de carga normativas.

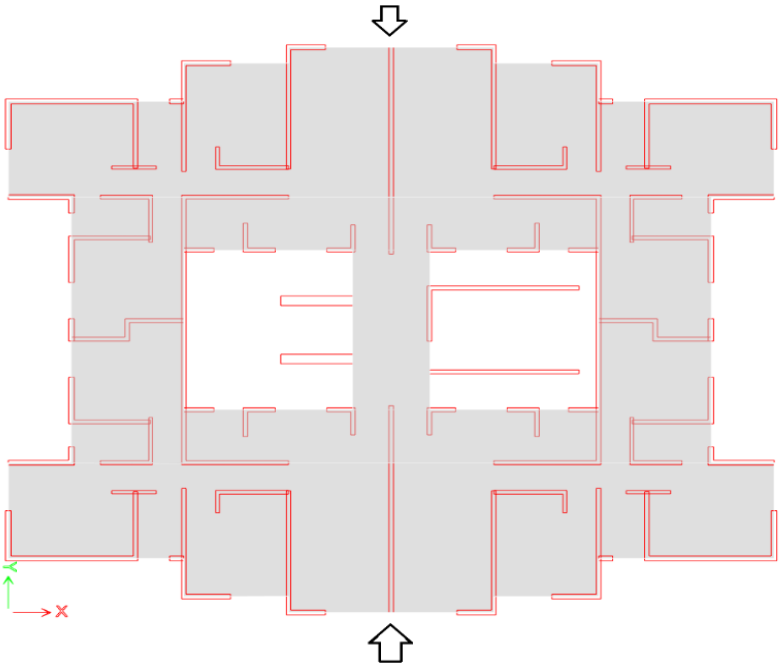


Figura 37. Ubicación muro de estudio eje 7.

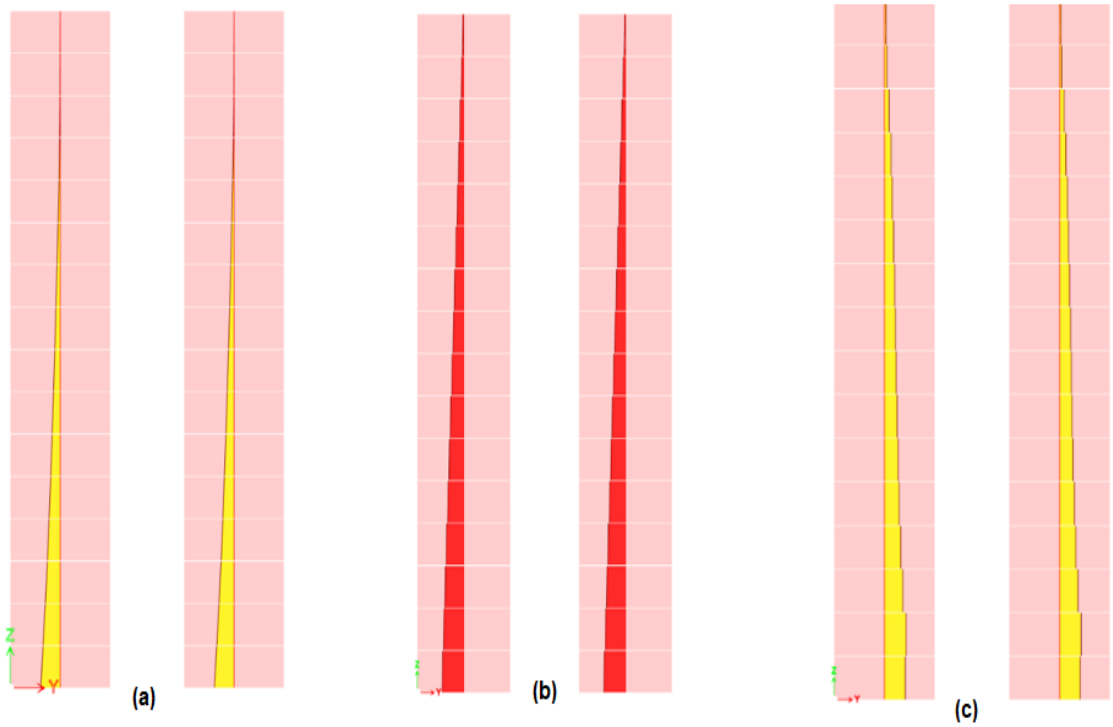
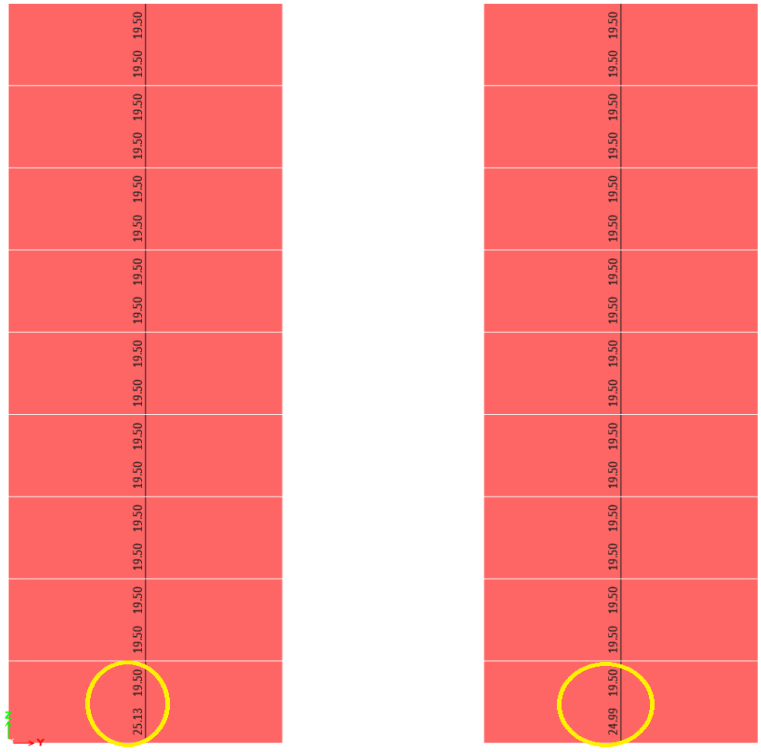


Figura 38. Diagrama de momentos(a), (b) Fuerza axial, (c) cortante.

En la siguiente imagen se puede observar el acero que requiere el muro, antes de proseguir debemos revisar si el muro necesita elementos de borde recordando que hay dos criterios que son importantes según la normativa uno de ellos como ya se mencionó es determinar la profundidad del eje neutro y su profundidad limite y el segundo criterio es revisar que el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema, correspondiente a las fuerzas mayoradas incluyendo los efectos sísmicos no sobrepase 0.2f´c.


19.50
19.50
19.50

17. Método simplificado T = C.

Para obtener los requerimientos de acero en los elementos de borde en un muro estructural, se ha generado una práctica común utilizar una metodología simplificada que convierte todas las solicitaciones que le llegan al muro, en fuerzas equivalentes axiales de compresión y tracción, aplicadas en el centro de los elementos de borde.

De esa manera, se genera toda la resistencia ante las fuerzas sísmicas en los elementos de borde, se coloca todo el acero que se requiere para resistir la tracción y compresión generada por la fuerzas laterales y gravitacionales y, en la zona del alma del muro, solo se aplica un armado que considera las cargas gravitacionales que corresponden a dicha zona y que tiende a ser un acero mínimo.

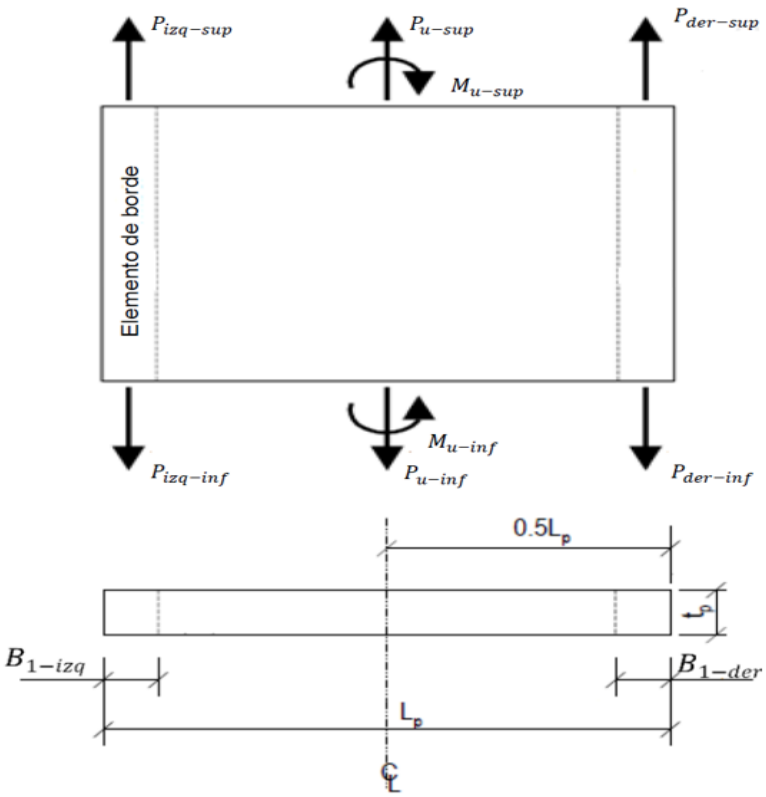


Figura 40. Método simplificado T=C.

Por medio de las siguientes ecuaciones se llevan las cargas axiales y momentos a las dos cargas concentradas en los elementos de borde:

$$P_{izq-sup} = \frac{P_{u-sup}}{2} + \frac{M_{u-sup}}{\left(L_p - 0.5B_{1-izq} - 0.5B_{1-der}\right)}$$

$$P_{der-sup} = \frac{P_{u-sup}}{2} - \frac{M_{u-sup}}{\left(L_p - 0.5B_{1-izq} - 0.5B_{1-der}\right)}$$

Ecuación 11. Cargas axiales para los elementos de borde.

En el elemento de borde que recibe la fuerza de tracción se calcula el acero con la siguiente ecuación:

$$A_{st} = \frac{P_{izq-sup}}{\phi_t f_y}$$

Ecuación 12. Acero a tracción en el elemento de borde.

En el elemento de borde que recibe la compresión el acero se debe calcular de la siguiente manera:

$$A_{sc} = \frac{\frac{P_{der-sup}}{P_{cf}\phi_c} - 0.85 f_c' A_g}{f_y - 0.85 f_c'}$$

Ecuación 13. Acero a compresión en el elemento de borde.

Entre las dos áreas de acero calculadas anteriormente, se utilizará el mayor valor para generar el detallado en los dos miembros de borde, entendiendo que, la fuerza sísmica puede generar una inversión de signos y el elemento comprimido puede pasar a tracción.

Flexural Design for P and M_3 —Tension Reinforcement

Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm²	Tension Combo	P_u kgf	M_{u3} kgf-cm
Left Top	102	7.71	UDWal4	150439.53	57188491.32
Right Top	102	7.83	UDWal4	150439.53	-57434974.45
Left Bot	108	11.26	UDWal4	153887.99	64763291.09
Right Bot	108	11.39	UDWal4	153887.99	-65028896.97

Flexural Design for P and M_3 —Compression Reinforcement

Station Location	Edge Length cm	Rebar Area cm²	Compression Combo	P_u kgf	M_{u3} kgf-cm
Left Top	102	47.15	UDWal3	287153.73	-57565297.71
Right Top	102	46.7	UDWal3	287153.73	57058168.06
Left Bot	108	51.56	UDWal3	292757.47	-65169331.03
Right Bot	108	51.07	UDWal3	292757.47	64622857.03

Tabla 10. Diseño de elementos de borde.

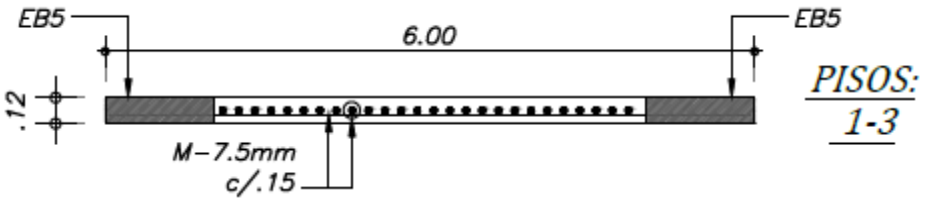


Figura 41. Detalle del muro analizado según planos estructurales.

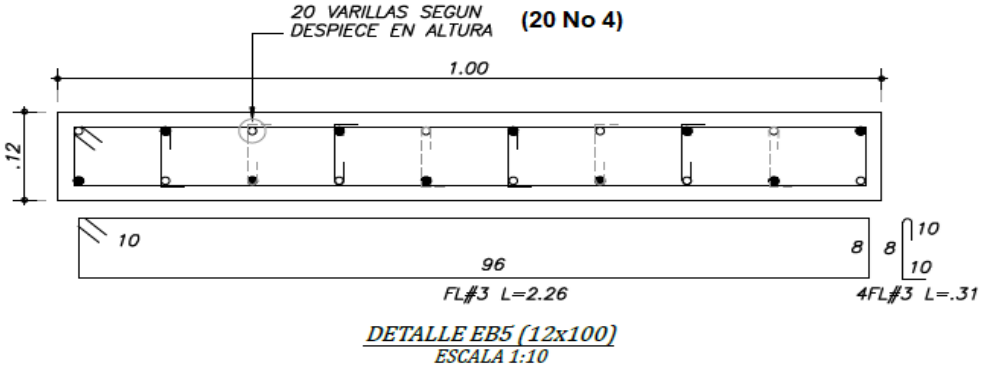


Figura 42. Detalle de los elementos de borde.

Se puede observar diferencias en el acero de refuerzo entre lo calculado en esta investigación y el plano de detalles de la construcción; al parecer el diseñador simplemente pudo haber tomado el acero requerido originalmente y lo utilizó para los elementos de borde.

18. CAPITULO III. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN EL DESEMPEÑO.

Esta metodología buscar predecir no solo el comportamiento de la estructura ante sismos de diseño si no también ante sismos inferiores y superiores.

El diseño basado en el desempeño sísmico de una edificación se basa en el adecuado control de daños de la estructura durante su vida útil, referido a sus componentes estructurales y no estructurales, no solo orientado a la prevención del colapso de la estructura para evitar pérdidas de vidas, tal como ha sido el enfoque típico de las normas, sino considerando criterios de funcionalidad, conforme a las actividades que se desarrollan en dicha edificación. Esto implica fijar unos objetivos específicos de desempeño que apunten a la optimización de costos de construcción, pero también a las necesidades propias del cliente.

Un objetivo de desempeño que requiera que el edificio permanezca operacional incluso ante el evento más fuerte, resultaría en costos extraordinariamente altos, pero, por el contrario, si solo se considera fundamental la seguridad de vidas, probablemente no se protejan adecuadamente los intereses económicos de los inversionistas.

En determinadas situaciones, el costo asociado a detener la actividad profesional de una edificación, debido al daño provocado por un sismo, puede ser más relevante que la inversión inicial de la estructura, por lo que es necesario analizar muy bien con el cliente su condición operativa posterior al evento sísmico. En el caso de edificaciones esenciales como hospitales, centro de bomberos, entre otros, se requiere que las mismas mantengan en todo momento sus actividades, por lo que es necesario minimizar el daño, incluso de los componentes no estructurales que podrían obstaculizar su funcionamiento.

18.1. Objetivos de desempeño.

En la Figura expuesta a continuación, se puede observar una gráfica que representa el tipo de desempeño de una estructura en el eje horizontal (con incremento de daño hacia la derecha) y en el eje vertical, la severidad del sismo (en términos de frecuencia). Cada recuadro representa un objetivo de desempeño, un estado de desempeño para una intensidad de sismo dada.

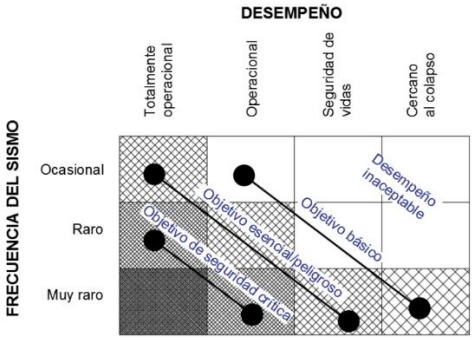


Figura 43. Objetivos de desempeño visión 2000.

Las líneas diagonales representan los criterios de diseño que el cliente o dueño del proyecto podrá imponer sobre la estructura.

Generalmente a los proyectos de vivienda como el caso de estudio, el nivel de desempeño mínimo impuesto por la norma colombiana es un objetivo básico, a manera de ejemplo un fabricante de alta tecnología podría querer reducir el riesgo mediante el criterio “esencial/peligroso”. La norma colombiana, como la mayoría de las normas requiere para estructuras esenciales un objetivo de desempeño más alto como por ejemplo “seguridad critica”.

Un objetivo de desempeño está referido al tipo de comportamiento esperado de la estructura, tomando en consideración también el comportamiento de elementos no estructurales. Especifica el comportamiento sísmico deseado de la estructura, y se

define al combinar el máximo estado de daño admisible (nivel de desempeño) con una amenaza sísmica identificada (movimiento sísmico).

En el caso de cada edificación, debe seleccionarse el desempeño aceptable para diferentes niveles de amenaza sísmica, teniendo en cuenta factores tales como: ocupación, importancia, y consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior.

En general, los objetivos de desempeño que esperan bajo niveles de daño para eventos sísmicos relativamente poco frecuentes, resultaran en un mayor trabajo y costo de adecuación, comparados con los objetivos seleccionados con metas más modestas de control de daño.

18.2. Nivel de desempeño de la edificación.

Un nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto, representa una condición limite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales, como son los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños, y la funcionalidad de la edificación posterior al sismo. Está compuesto por la combinación de un nivel seleccionado de desempeño estructural y un nivel seleccionado de desempeño no estructural.

El nivel de desempeño estructural describe el estado límite de daño del sistema estructural principal, mientras que el nivel de desempeño No estructural, describe el estado límite de daño de componentes no estructurales donde se incluyen los muros divisorios.

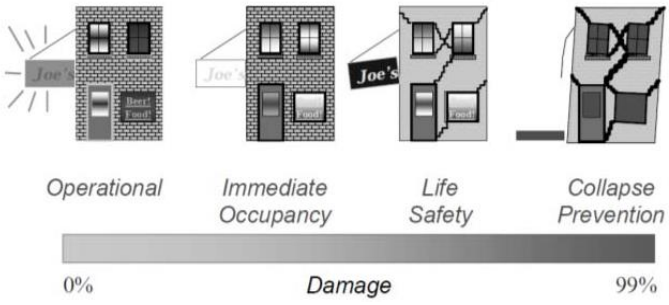


Figura 44. Niveles de desempeño.

18.3. Objetivos de desempeño. Propuesta ASCE 41-13.

El ASCE 41-13 establece una tabla de aplicación del objetivo de desempeño en función al nivel de amenaza sísmica y el nivel de daño esperado.

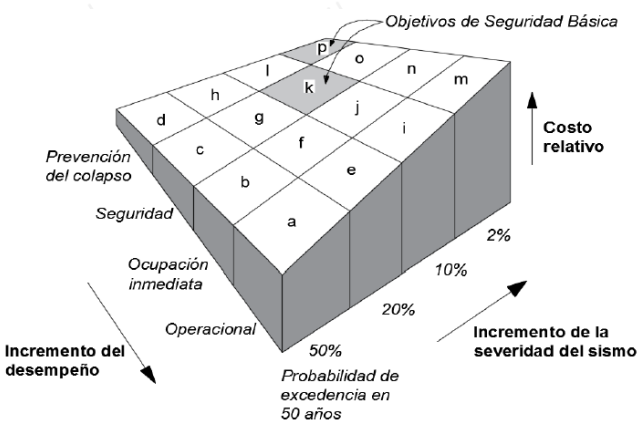


Figura 45. Niveles de desempeño. propuesta del ASCE 41-13.

18.4. Objetivo de disempeño, operacional

Corresponde a un nivel donde se presentan daños muy leves en los elementos estructurales, por lo que la edificación se encuentra prácticamente en sus condiciones originales.

18.5. Objetivo de desempeño, ocupación inmediata.

Corresponde a un nivel donde se presentan daños leves en los elementos estructurales (daños reparables), por lo que se mantiene la funcionalidad de la edificación posterior al sismo, sin riesgo para sus ocupantes.

18.6. Objetivo de desempeño, Seguridad.

Corresponde a un nivel donde se presentan daños moderados en los elementos estructurales, por lo que se compromete la posibilidad de funcionamiento de la edificación posterior al sismo, requiriendo de una evaluación y adecuación estructural para su uso.

18.7. Objetivo de Desempeño, Prevención de Colapso.

Corresponde a un nivel donde se presentan daños severos en los elementos estructurales, por lo que la edificación está en riesgo de colapso.

18.8. Niveles de amenaza sísmica.

La amenaza sísmica debida al movimiento del terreno debe contemplar la ubicación del edificio con respecto a las fallas que existan, y las características geológicas regionales y en sitio. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de ruptura de la falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado.

Para permitir aplicaciones prácticas del diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseado. Estos eventos sísmicos discretos, se denominan movimientos sísmicos de diseño, y su definición varia de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en el cual está localizada la estructura, como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras.

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del periodo promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, de 10% en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un periodo de tiempo determinado expresado en años. El periodo de retorno Tr (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia (P_e) para un numero especifico de "*t*" años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1-Pe)} \qquad \text{o} \qquad T_R = \frac{1}{1-(1-Pe)^{1/t}}$$

Ecuación 14. Periodo de retorno.

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para diseño de estructuras, como son el sismo de servicio, el sismo de diseño y el sismo máximo.

18.9. Sismo de servicio.

Nivel de Movimiento del terreno con 50% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años. Este se considera como un sismo frecuente, ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida útil de la estructura.

18.10. Sismo de diseño.

Nivel de movimiento del terreno con 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años, con periodo de retorno de 475 años. Este sismo representa un movimiento sísmico poco frecuente, de intensidad entre moderada y severa, se considera que puede ocurrir al menos una vez durante la vida útil de la estructura.

18.11. Sismo máximo.

Nivel de movimiento del terreno entre 2% y 5% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años, con periodo de retorno de entre 975 y 2475 años respectivamente. Corresponde al movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales.

Por otra parte, conocido el periodo de retorno y aceleración correspondiente a un nivel de sismo, por ejemplo, T_{R1} y a_1 se puede definir otro periodo de retorno T_{R2}, con ello calculamos la aceleración esperada correspondiente a_2. Esto permitiría pasar de un sismo de diseño a uno de servicio y máximo.

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)^{0.4} \qquad a_2 = \left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)^{0.4} * a_1$$

Ecuación 15. Factores de escala.

19. Cálculo de la curva de capacidad de la estructura.

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar análisis no lineal.

La curva de capacidad se construye para representar principalmente la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basado en la hipótesis de que dicho modo corresponde a la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con periodos menores a un segundo. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos superiores, donde el patrón de carga lateral se puede estimar conforme al método CQC.

Al realizar un análisis estático no lineal, se establece la aplicación de un patrón de carga lateral monotonicamente creciente, hasta alcanzar un desplazamiento máximo definido en el tope, o bien, el colapso de la estructura. El modelo matemático debe incorporar los efectos de la respuesta inelástica de los materiales, por lo que, las fuerzas calculadas serán aproximaciones razonables a las fuerzas esperadas durante el sismo de diseño.

19.1. Análisis sísmico y respuesta de edificios inelásticos.

Se espera que la mayoría de los edificios se deformen más allá del límite del comportamiento elástico lineal cuando se somete a un fuerte movimiento del terreno. Por lo tanto, la respuesta sísmica de los edificios que se deforman en su intervalo elástico es de vital importancia en la ingeniera sísmica.

Dentro de los tipos de análisis sísmicos en el rango no lineal que se realizan a las estructuras tenemos el análisis estático no lineal dentro de los cuales existe el análisis estático no lineal ordinario, el análisis push-over multimodal y el análisis

push-over adaptativo, generalmente el más utilizado es el análisis estático no lineal ordinario.

19.2. Análisis estático no lineal “push-over”.

El análisis estático no lineal push-over de una construcción (edificio o puente) consiste en la investigación de su comportamiento de la estructura bajo cargas de gravedad constantes y cargas laterales crecientes.

El resultado del análisis push-over es presentado mediante la curva de capacidad, la cual indica la ecuación constitutiva de todo el edificio.

En la curva hay dos puntos que son relevantes o característicos, el primer punto es aquel en el cual la curva deja de ser lineal la rigidez empieza a disminuir (cedencia), el segundo punto en el cual la rigidez es nula se considera el punto de colapso (ultimo).

Se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando hasta alcanzar un desplazamiento objetivo, referido típicamente al tope de la estructura.

Durante el proceso de análisis, la estructura comienza con una respuesta en el rango elástico asociada a una rigidez inicial, pero luego, con el incremento de las fuerzas los elementos superan la cedencia, se produce una reducción de la rigidez y con ella, dicha estructura consigue incursionar en el rango inelástico en proporción a su ductilidad.

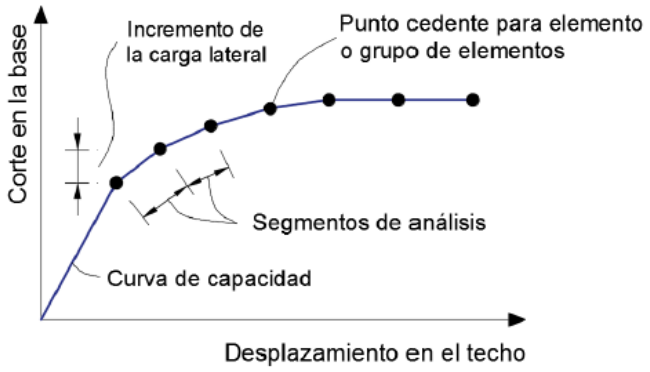


Figura 46. Curva de capacidad.

A cada elemento se le asigna rotulas plásticas en función a su tipo de falla, que indican cuál es su capacidad cedente y ultima en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamientos. Con el incremento de las cargas laterales se observa cómo se van formando las rotulas en cada uno de los elementos dejando en evidencia el mecanismo de falla que se produce (dúctil o frágil), el cual puede conducir finalmente al colapso.

La estructura se puede seguir deformando en el rango inelástico mientras los mecanismos frágiles no comprometan su estabilidad, o bien, los elementos tengan suficiente ductilidad.

19.3. Procedimiento general del análisis estático no lineal.

A la estructura en estudio, se le debe aplicar un análisis sísmico para la determinación de la distribución de fuerzas y desplazamientos inducidos por el movimiento del terreno. Debe incluir la demanda sísmica y la capacidad para resistir dicha demanda mediante todos los elementos que la conforman, entre ellos, elementos para la estabilidad lateral (elementos primarios), para la integridad de la capacidad de carga vertical de la estructura.

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del

límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo el análisis estático no lineal.

El procedimiento “push-over” utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para generar una gráfica conocida como la curva de capacidad. Dicha curva, relaciona las fuerzas en la base o cortante basal (V) y los desplazamientos en el nivel superior de la estructura.

19.4. Definición del patrón de cargas laterales.

La distribución vertical de dichas fuerzas se realiza de varias formas, el caso uno debe ser proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

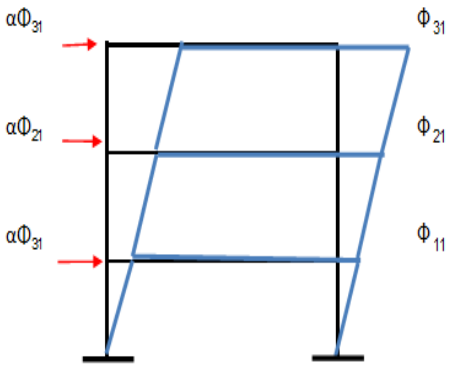


Figura 47. Aplicación e cargas según el modo fundamental de vibración en cada dirección.

En un caso dos, la distribución de fuerza laterales en cada nivel, se realiza proporcional a la masa total de cada nivel.

El tercer caso, la distribución vertical debe ser proporcional a la distribución de fuerza de piso, calculadas al combinar respuestas modales de un análisis espectral de la estructura, incluyendo suficientes modos que sumen al menos el 90% de la masa total del edificio, y utilizando el espectro apropiado.

Esta distribución debe ser utilizada cuando el periodo del modo fundamental excede a 1 segundo.

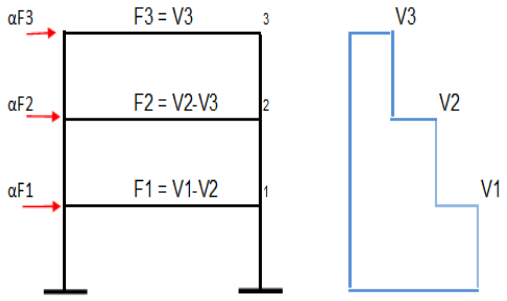


Figura 48. Distribución de acuerdo al cortante de piso.

19.5. Nodo control.

El nodo control es el elemento a ser monitoreado para el estudio del comportamiento de la estructura sometida a carga lateral. Se debe seleccionar un nodo representativo en el modo de análisis y registrar los valores de fuerza en la base contra su desplazamiento, para construir la curva de capacidad de la estructura. Dicho nodo debe estar situado en el tope o techo de la edificación.

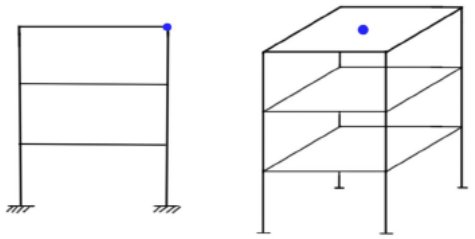


Figura 49. Nodo control de desplazamiento.

La relación entre el corte en la base y desplazamiento lateral del nodo control (curva de capacidad) debe establecerse para desplazamientos del nodo control en un

rango entre 0% y 150% del desplazamiento objetivo, así se estudia el comportamiento probable de la estructura bajo condiciones extremas de carga que exceden los valores de la amenaza sísmica en consideración. Se debe tener presente que el desplazamiento objetivo representa un valor medio de desplazamiento, y que existe una dispersión considerable sobre dicha media.

19.6. Configuración del análisis estático no lineal.

A cada elemento estructural de nuestro modelo matemático se le asignan rotulas plásticas en función a su tipo de falla, que indican cuál es su capacidad cedente y ultima en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamientos. Con el incremento de las cargas laterales se observa cómo van apareciendo las rotulas en cada uno de los elementos dejando en evidencia el mecanismo de falla que se produce (dúctil o frágil), el cual puede conducir finalmente al colapso.

La estructura se puede seguir deformando en el rango inelástico mientras los mecanismos frágiles no comprometan la estabilidad, o bien, los elementos tengan suficiente ductilidad.

La fuente de masa para el análisis no lineal contempla el peso propio de los materiales y la sobrecarga permanente esto debe ser consistente con la fuente de masa utilizada en un análisis lineal.

El especto elástico utilizado en el caso de estudio corresponde al espectro normativo considerando un coeficiente de importancia I = 1.0 para estructuras correspondientes a vivienda.

Debemos definir además un primer caso no lineal asociado a la carga gravitacional incluyendo la acción permanente y variable.

Un segundo caso no lineal asociado al patrón de carga lateral, de tal manera que algunos elementos (o grupo de ellos) estén bajo esfuerzos alrededor del 10% de su resistencia. Este segundo caso inicia al final de caso gravitacional.

Para obtener la curva de capacidad de la estructura se ha empleado el programa OpenSees de Francis Thomas McKenna, es un programa que emplea elementos finitos, es un software de código abierto escrito en C++, usa el intérprete del lenguaje de TCL, el cual tiene como ventajas que realiza simulaciones realistas con no linealidad.

19.7. Organización de la construcción del modelo.

El código utilizado en OpenSees para la creación del modelo de análisis se organizó de la siguiente manera:

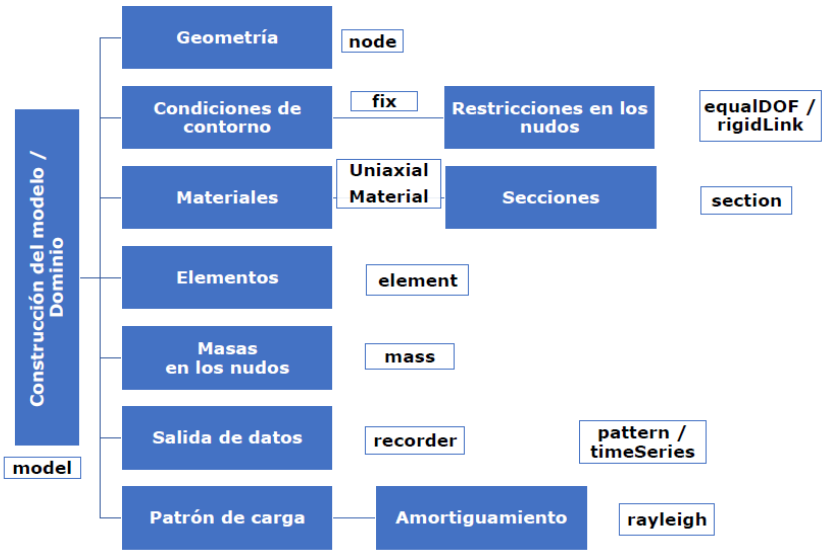


Figura 50. Construcción del modelo en OpenSees.

19.8. Organización del análisis.

En el código de análisis se siguió la siguiente estructura:

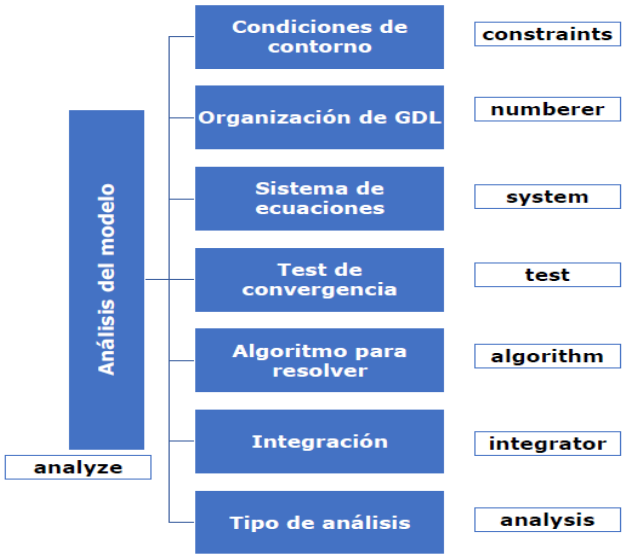


Figura 51. Construcción del modelo para el análisis.

No centraremos ahora en algunos puntos importantes a considerar para la creación del código en OpenSees.

19.9. Comportamiento de los materiales.

Los materiales ya sea el concreto o el acero tienen un comportamiento mecánico el cual se describe mediante una curva de elasticidad, el cual está en función a la gráfica esfuerzo – deformación, la pendiente de la misma indica el valor del módulo de elasticidad. Partiendo de que las estructuras frecuentemente son sometidas a movimientos oscilatorios con deformación cíclica, se han llevado a cabo, a través del tiempo, pruebas analíticas y experimentales que simulan esta condición sobre elementos estructurales, modelos de estructuras a escala reducida y pequeñas estructuras a escala real. Los resultados de este tipo de pruebas han indicado que

el comportamiento fuerza-deformación cíclica para una estructura depende del material y del sistema estructural. Por tal motivo, existen actualmente diversos modelos constitutivos y modelos de histéresis definidos por parámetros que rigen el comportamiento lineal y no lineal del material.

19.10. Comportamiento del concreto.

Se han propuesto numerosas ecuaciones o modelos para describir analíticamente la curva esfuerzo–deformación del concreto en compresión.

El problema es complejo ya que intervienen varias variables, entre ellas la presencia de confinamiento mediante estribos de acero.

El comportamiento del concreto se caracteriza por presentar resistencia a la tracción bajas y buen desempeño para soportar esfuerzos a compresión. Por lo que, en elementos estructurales, es necesario reforzar con acero, de tal manera que este resista las fuerzas de tensión inducidas por las fuerzas de diseño.

Para fines de análisis, modelado y diseño de estructuras de concreto reforzado, además de la resistencia máxima a esfuerzos de compresión del concreto, es necesario definir propiedades mecánicas como las deformaciones unitarias máximas y últimas del material, para esto debe construirse la curva esfuerzo-deformación.

Existen diversos modelos analíticos que describen las curvas esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado, entre los más aceptados se encuentran: modelo de Hognestad (1951) para concreto no confinado, modelo de Kent y Park (1971), modelo de Park modificado (1982) y modelo de Mander et al. (1984) para concreto confinado y no confinado.

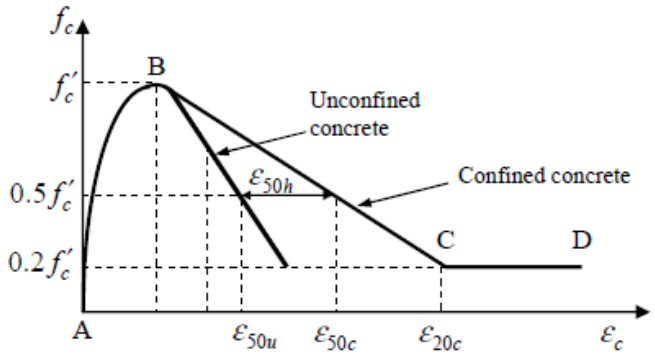


Figura 52. Modelo de Kent y Park para el concreto.

Uno de los más utilizados para definir las curvas de esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado es el propuesto por Mander et al., (1988) que se indica en la siguiente imagen:

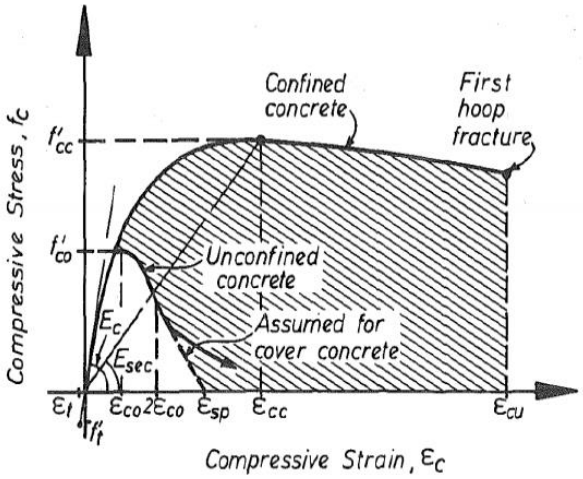


Figura 53. Modelo de Mander para el concreto.

El Modelo de Mander es actualmente uno de los más utilizados para la investigación del comportamiento de secciones de concreto en flexión y flexo-compresión. Es posible modificar la curva correspondiente al concreto no confinado, para incluir el estudio del confinamiento (estribos o espirales) tanto en el valor de f'c como en la deformación máxima" (Ottazzi, 2011).

En OpenSees se presenta el modelo para el comportamiento del concreto bajo la opción uniaxialMaterial Concrete01 y Concrete02, ConcreteCM, en este proyecto se utilizó la opción ConcreteCM.

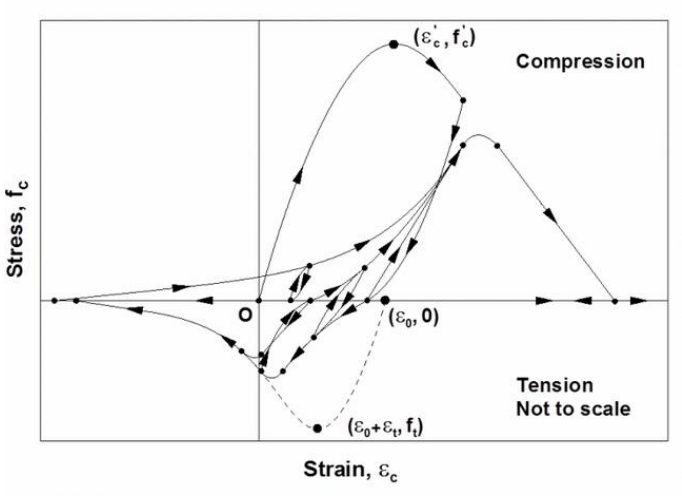


Figura 54. Modelo constituyente histerético ConcreteCM – OpenSees.

En la siguiente imagen se puede observar el modelo constitutivo histerético uniaxial para hormigón desarrollado por Chang y Mander nos ayuda a simular el comportamiento del concreto confinado y sin confinar.

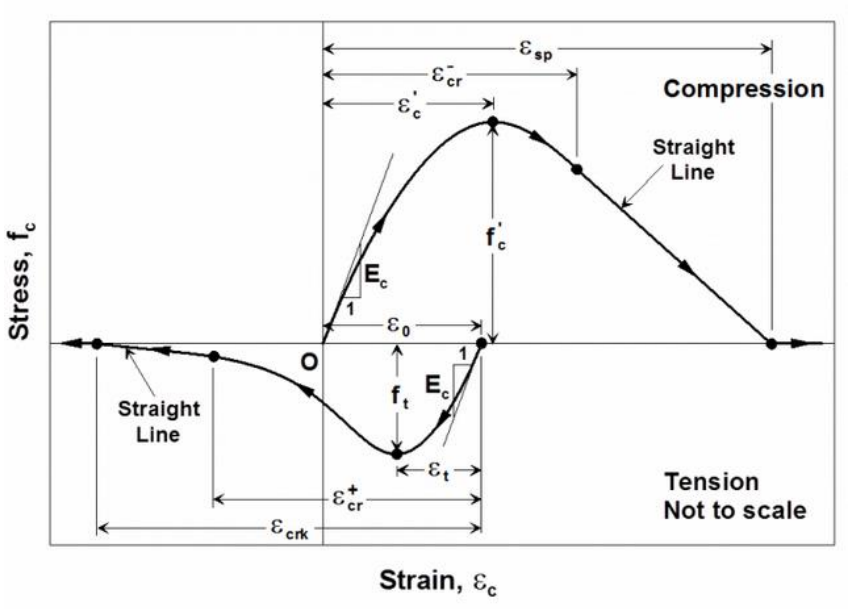


Figura 55. Modelo Mander ConcreteCM – OpenSees.

19.11. Comportamiento del acero de refuerzo.

El acero es un material que posee gran resistencia a fuerzas de tensión, y se utiliza en el diseño estructural de elementos de concreto reforzado para compensar la baja resistencia a tensión del concreto y resistir las fuerzas de diseño.

Existen varios modelos que describen la curva esfuerzo-deformación del acero y a excepción del modelo elastoplástico perfecto, que ignora la capacidad del acero para soportar esfuerzos mayores a los de fluencia, se diferencian principalmente en la forma de definir la rama de endurecimiento por deformación, aquella que inicia después de la zona de fluencia. Entre los modelos analíticos más aceptados se encuentran: el modelo de Park & Paulay (1975), modelo de Mander (1984), modelo de Ahmad & Shah (1985) y el modelo de Menegotto & Pinto (1973).

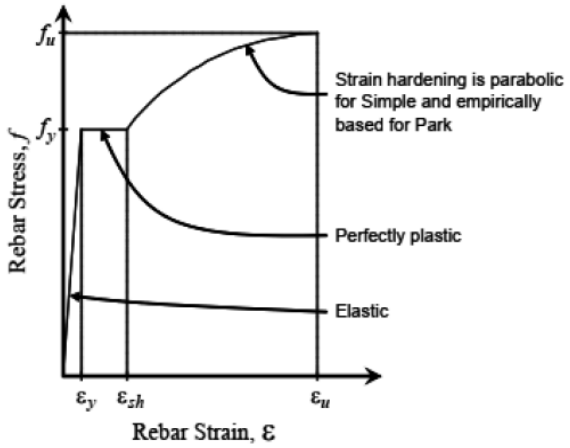


Figura 56. Curva esfuerzo deformación para el acero.

En el OpenSees construimos el modelo constitutivo del acero mediante el comando uniaxialMaterial SteelMPF, que representa el conocido modelo de material histerético no lineal constitutivo uniaxial para acero propuesto por Menegotto y Pinto (1973), y ampliado por Filippou et al. (1983) para incluir efectos de endurecimiento por deformación isotrópica.

La relación tiene la forma de transiciones curvas, cada una de una asíntota de línea recta con pendiente E_0 (módulo de elasticidad) a otra asíntota de línea recta con pendiente $E_1 = b\ E_0$ (módulo de elasticidad), donde b es la relación de endurecimiento por deformación. La curvatura de la curva de transición entre las dos asíntotas se rige por un parámetro de curvatura cíclica R, que permite representar el efecto "Bauschinger", y depende de la diferencia de deformación absoluta entre el punto de intersección de la asíntota actual y el punto de inversión de deformación máxima o mínima anterior, dependiendo de si la tensión actual está aumentando o disminuyendo, respectivamente. Los pares de deformación y tensión (ε_r,σ_r) y (ε_0,σ_0) que se muestran en la Figura siguiente se actualizan después de cada inversión de deformación.

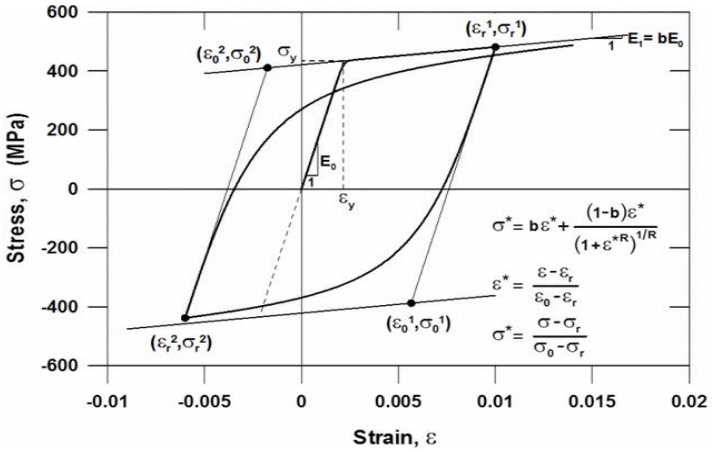


Figura 57. Modelo constitutivo del acero (Menegotto y Pinto).

El modelo permite la calibración de parámetros de endurecimiento isotrópico tanto en compresión como en tensión a través de variables de entrada opcionales a_1 y a_2 para endurecimiento por deformación isotrópica en compresión, y a_3 y a_4 para endurecimiento por deformación isotrópica en tensión, y utiliza valores predeterminados de $a_1 = a_3 = 0.0$ y $a_2 = a_4 = 1.0$ que no producen endurecimiento por deformación isotrópica ni para compresión ni para tensión. Para incorporar endurecimiento por deformación isotrópica en compresión, los parámetros

recomendados son a_1 = 0.01 y a_2 = 7.0. Para incorporar endurecimiento por deformación isotrópica en tensión, los parámetros recomendados son a_3 = 0.01 y a_4 = 7.0.

La formulación de SteelMPF introduce varias características distintivas en comparación con los modelos existentes. Por ejemplo, el modelo permite la definición de diferentes valores de límite elástico y relaciones de endurecimiento por deformación para tensión y compresión, y considera la degradación del parámetro de curvatura cíclica R para inversiones de deformación tanto en regiones previas como posteriores a la fluencia, lo que podría producir predicciones más precisas de capacidad de fluencia para algunas muestras de muros de concreto reforzado utilizando el elemento MVLEM del OpenSees para modelar el comportamiento no lineal en muros, mientras que Steel02 del OpenSees considera la degradación en la región posterior a la fluencia únicamente.

Los valores para conformar nuestro modelo que describe la curva esfuerzo deformación de las barras de acero se basó en el estudio estadístico llamado “Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia” de González, Botero, Rochel, Vidal y Álvarez 2004.

19.12. Propiedades mecánicas de la malla electrosoldada.

La malla electrosoldada es un refuerzo prefabricado que consiste en alambres lisos soldados en cuadrículas cuadradas o rectangulares. Las láminas de cables están soldadas en máquinas de soldadura de resistencia eléctrica en una línea de producción. Este tipo de refuerzo es utilizado en pavimentos, paredes o losas donde los patrones de refuerzo relativamente regulares son posibles. La capacidad de

colocar una gran cantidad de refuerzo con un mínimo de trabajo hace que la tela de alambre soldado sea económica. (MacGregor G & Wight K, 2009).

El proceso de creación de la malla electrosoldada consiste estirar un alambrón a través rodillos o moldes deformando la estructura molecular del acero, disminuyendo el diámetro e incrementando su longitud y la resistencia del mismo, este proceso se denomina comúnmente como estirado en frío.

El estirado en frio por deformación generalmente llamado trefilado, es el proceso de aumento de la resistencia de un metal por deformación plástica, por deformación molecular del acero, disminuyendo el diámetro e incrementando la longitud y la resistencia del mismo. La deformación plástica se produce cuando un material se altera más allá de su zona elástica. Dicho proceso altera no sólo la dureza del material sino también su límite elástico, su resistencia a la tracción y su ductilidad. (Jiménez Arenas, 2016).

El acero posee una alta resistencia a la tracción y en combinación con el hormigón permiten un comportamiento más eficiente ante dichos esfuerzos. El comportamiento del acero frente a fuerzas incrementales es caracterizado por la curva tensión deformación. De otro lado las propiedades mecánicas del acero dependen de la composición química y del tratamiento térmico al que es sometido, siendo el porcentaje de carbono el que determina la ductilidad y resistencia del mismo. Comparando la tensión deformación para varios tipos de acero es importante reconocer la poca ductilidad que tiene la malla electrosoldada comparada con el acero tradicional.

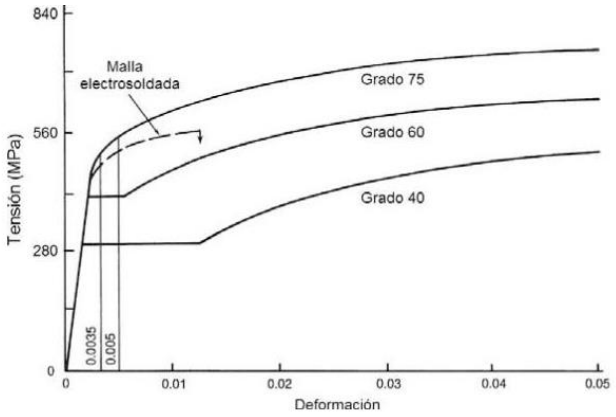


Figura 58. Curvas típicas tensión deformación para diferentes aceros.

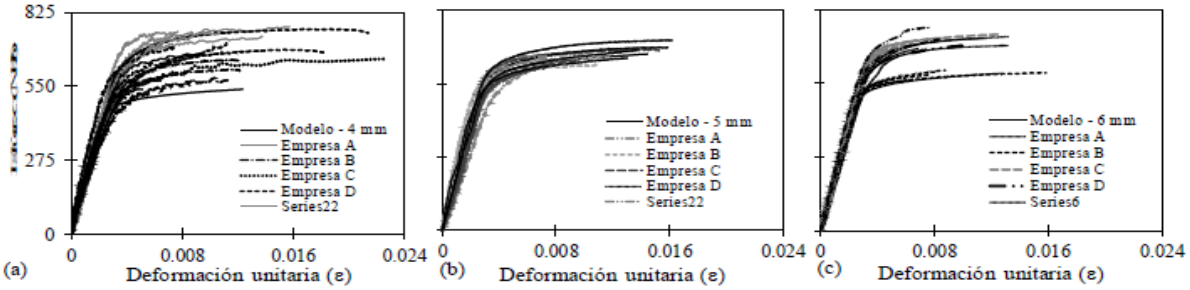


Figura 59. Curva esfuerzo deformación para mallas electrosoldadas.

Los valores para conformar nuestro modelo que describe la curva esfuerzo deformación de la malla electrosoldada se basó en el estudio llamado “Efecto de las propiedades mecánicas de mallas electrosoldadas en el comportamiento de muros delgados en concreto” de Diaz, Carrillo, Arteta, Blandón y Bonett. 2004.

19.13. Modelización del comportamiento no lineal: modelos de plasticidad distribuida.

En las estructuras proyectadas correctamente frente a sismo aplicando criterios de capacidad, los elementos se dimensionan con una resistencia a cortante mayor que a flexión para que plastifiquen a flexión.

Existen diferentes tipos de modelos para análisis estructural:

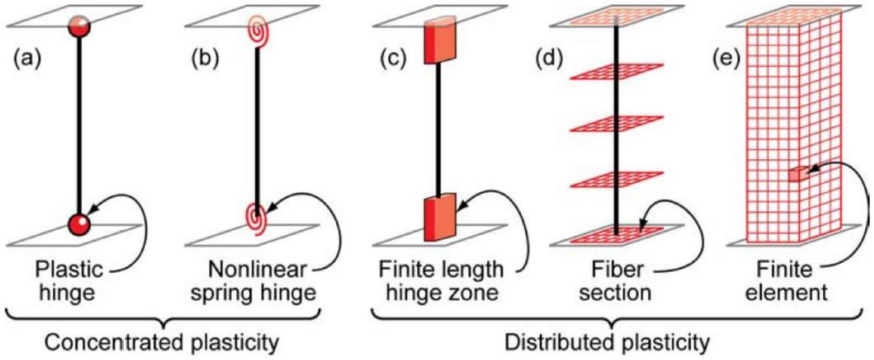


Figura 60. Modelos de plasticidad concentrada y distribuida.

Hemos utilizado un modelo de plasticidad distribuida, el fiber sectión, teniendo en cuenta que en estos modelos las deformaciones plásticas se pueden producir a lo largo de toda la barra y en cualquier fibra de las secciones.

Se definen varias secciones a lo largo del elemento, cada sección se discretiza en fibras, a cada fibra se asigna un material y se definen las leyes constituyas de cada material.

Estos modelos asumen que las secciones planas se mantienen planas e integrando dentro de cada sección se obtienen esfuerzos resultantes en la misma (momentos,

axiles, etc), y las relaciones incrementales momento curvatura y axil alargamiento unitario.

Una desventaja es que estos modelos no proporcionan las rotaciones en las zonas de rótula plástica, sino las tensiones en cada una de las fibras de cada sección. Esto es un inconveniente ya que los criterios de verificación en términos de deformaciones de las normas están expresados normalmente en términos de rotaciones (no deformaciones unitarias).

19.14. Elementos verticales tipo línea (MVELM).

En el código de OpenSees para modelar los muros de nuestro edificio se utilizó el elemento llamado MVLEM, es un modelo de múltiples elementos verticales tipo línea implementado por Massone et al. (2006) fue desarrollado teóricamente por Vulcano et al. (1988), y consiste en simular la respuesta axial/flexión del elemento mediante una serie de fibras uniaxiales conectadas a vigas rígidas en la parte superior e inferior de estas, tal como se puede observar en la imagen siguiente. En este modelo las fibras externas modelan el comportamiento de los elementos de borde del muro y las fibras internas el comportamiento del alma. La rotación relativa entre los límites superior e inferior del elemento se concentra en el centro de rotación definido a una altura relativa ch, donde comúnmente se utiliza un valor de c = 0.4 (Kolozvari et al. 2018). La fuerza de corte del modelo se obtiene en base a la deformación del resorte ubicado a la altura ch. Debido a que las respuestas axiales/flexión y cortante se describen de manera independiente no existe acoplamiento entre estas en el elemento MVLEM.

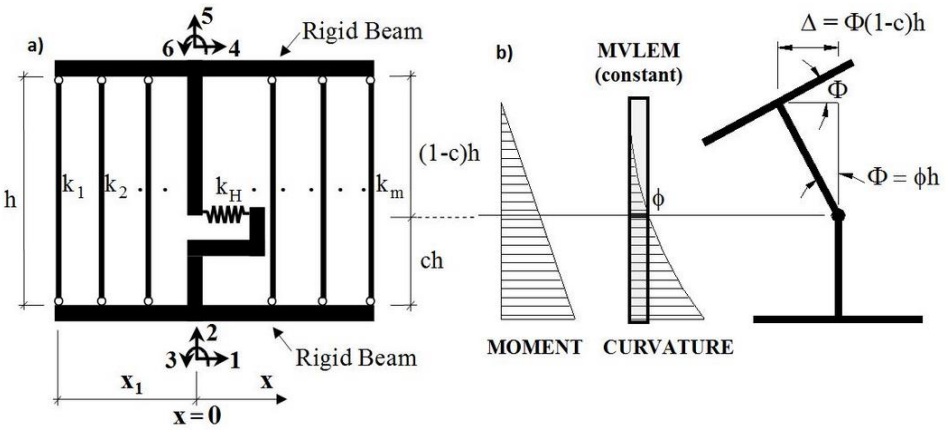


Figura 61. (a) Elemento MVLEM, (b) Rotaciones y desplazamientos.

19.15. Curva de capacidad obtenida en el OpenSees.

La curva de capacidad de los muros en estudio obtenida en el OpenSees es la siguiente:

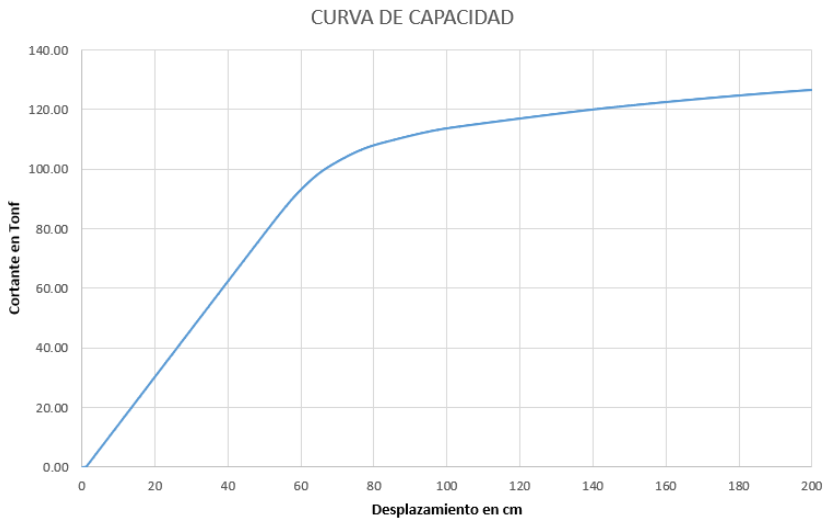


Figura 62. Curva de capacidad muro en estudio.

19.16. Cálculo de la demanda.

El cálculo de la demanda está enfocado en determinar el punto de desempeño, o lo que es lo mismo, la demanda de desplazamiento de una estructura cuando se ve sometido a un movimiento sísmico.

El objetivo será calcular el desplazamiento máximo que experimentará la estructura bajo el nivel de amenaza sísmica elegido.

Los principales procedimientos utilizados para determinar el punto de desempeño son: el método del espectro de capacidad y el método de los coeficientes de desplazamiento.

20. Determinación de los puntos de desempeño.

El método del espectro de capacidad fue presentado por el ATC-40, se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no-lineal por un sistema lineal equivalente usando como base los procedimientos del análisis modal.

Consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

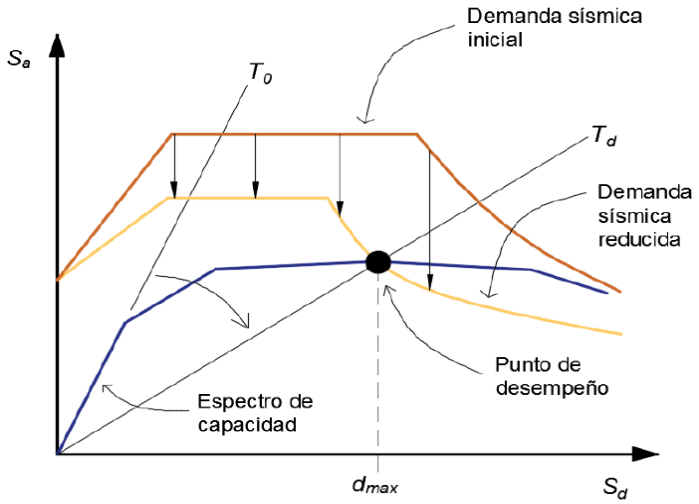


Figura 63. Método del espectro de capacidad del ATC-40.

La capacidad de una edificación y la demanda impuesta por un sismo, no son independientes. Cuando se incrementa la demanda, la estructura eventualmente entra en cedencia, la rigidez disminuye y los periodos de vibración se alargan. adicionalmente, aumenta la energía disipada por ciclo, debido a la degradación de la resistencia y rigidez, sobre todo cuando la edificación está en capacidad de experimentar ciclos histeréticos grandes y estables, incidiendo directamente en el amortiguamiento efectivo.

La determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda descrito a través del espectro de respuesta elástico usando 5% de amortiguamiento, que será sucesivamente ajustado por un factor de reducción, que tome en cuenta de manera compatible, la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase.

Una vez identificado el punto de desempeño asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico especificado, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención de una edificación.

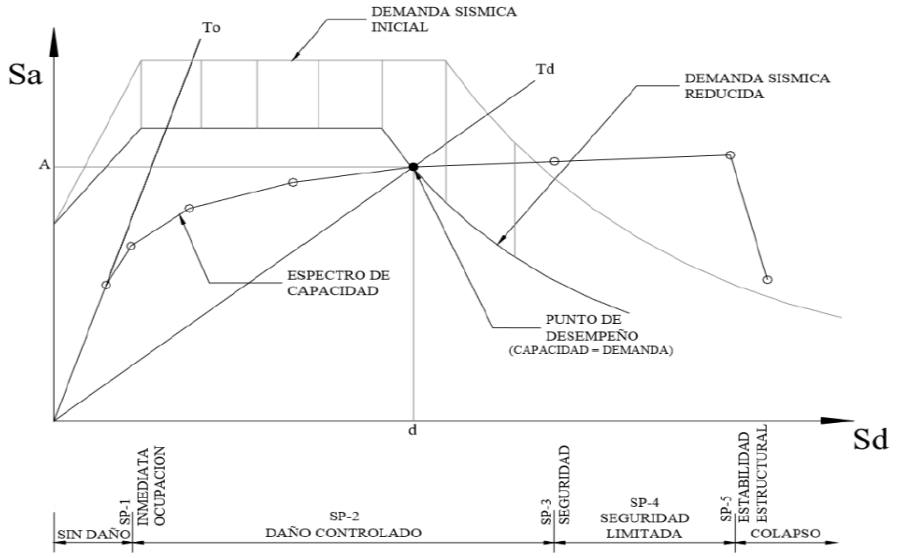


Figura 64. Identificación del nivel de desempeño.

Es necesario establecer una gráfica en formato ADRS “Acceleration-Displacement Response Spectrum”, donde se pueda convertir la demanda y la capacidad en términos de aceleraciones y desplazamientos espectrales (S_a vs. S_d).

Es necesario convertir la curva de capacidad en espectro de capacidad:

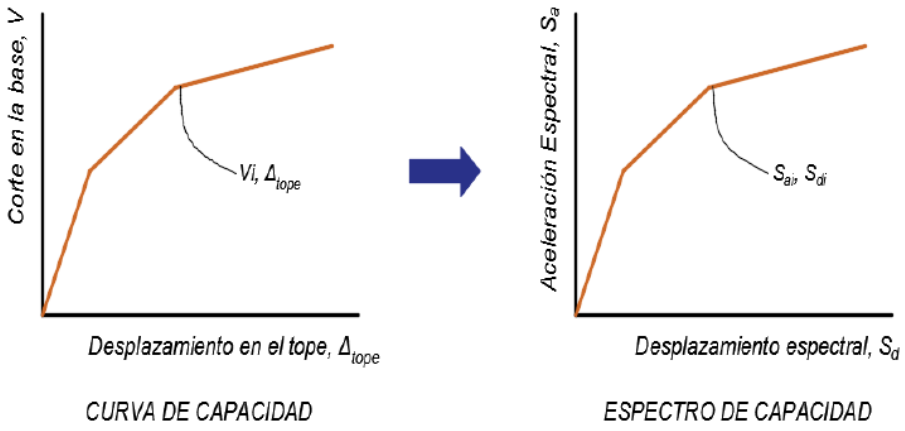


Figura 65. Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad.

También se debe convertir el espectro elástico normativo en espectro de demanda:

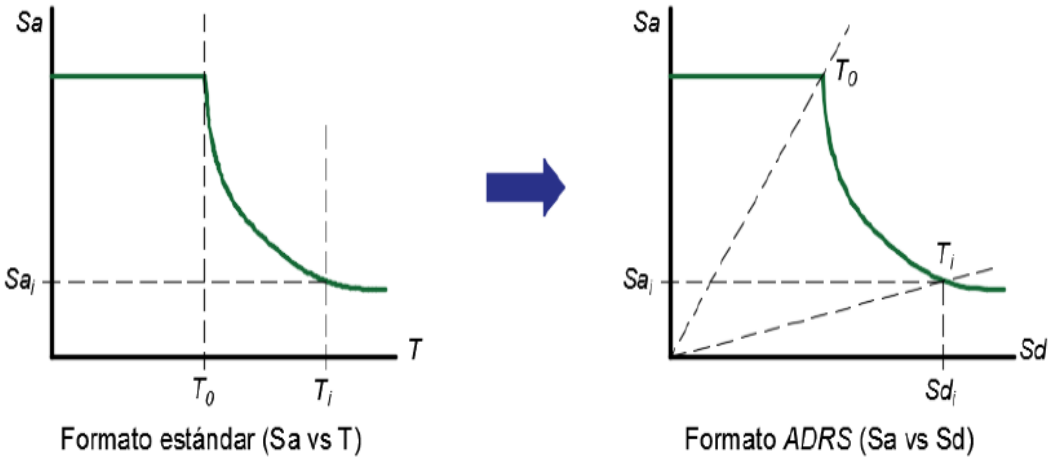


Figura 66. Conversión del espectro elástico a formato ADRS.

21. Procedimiento general para obtener el punto de desempeño según ATC-40.

Describimos brevemente el procedimiento del método del espectro de capacidad el cual se aplicará al caso de estudio para obtener los puntos de desempeño.

21.1. Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad.

El proceso general para convertir la curva de capacidad en el espectro de capacidad (formato ADRS), es calcular el factor de participación modal y el coeficiente de masa modal, para luego realizar la conversión punto a punto de las coordenadas de aceleración y desplazamiento espectral S_a y S_d.

Cualquier punto Vi, Δtope en la curva de capacidad, se convierte en puntos correspondientes S_{ai}, S_{di} para el espectro de capacidad.

21.2. Conversión del espectro de respuesta en espectro de demanda.

El espectro de respuesta que representa la demanda, también debe ser graficado en formato ADRS. Para convertir un espectro de respuesta estándar de valores S_{ai}, Ti a un formato equivalente S_{ai}, S_{di}, se debe determinar cada desplazamiento espectral S_{di} para cada Ti.

21.3. Construcción de la representación bilineal del espectro de capacidad.

Para estimar el amortiguamiento efectivo y la reducción apropiada de la demanda espectral, se necesita una representación bilineal del espectro de capacidad. Se requiere la definición del punto Api, dpi, llamado el punto de desempeño tentativo, necesario para desarrollar un espectro de demanda reducido. Si dicho espectro interseca la curva de capacidad en el punto estimado api, dpi, entonces será el punto de desempeño.

Para construir la representación bilineal, se debe, dibujar una línea hacia arriba desde el origen con una pendiente igual a la rigidez inicial de la estructura; una segunda línea hacia atrás desde el punto de desempeño tentativo a_{pi}, d_{pi}, de manera que cuando corte la primera línea en el punto a_y, d_y, el área designada como A_1 en la Figura siguiente, sea igual al área A_2. El objetivo de intentar igualar gráficamente las áreas A_1 y A_2, es de representar una energía de igual magnitud asociada a cada tramo.

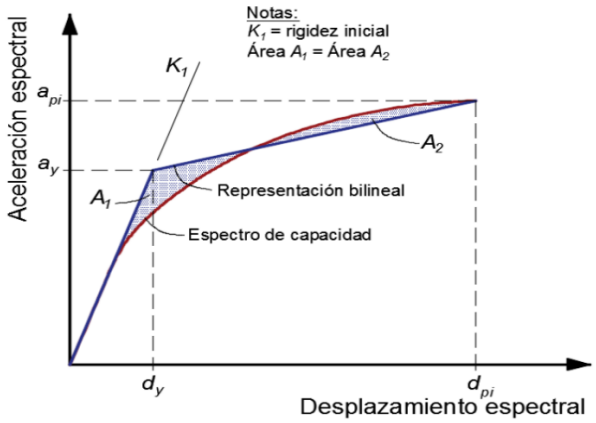


Figura 67. Representación bilineal.

21.4. Reducción de la demanda por efectos no lineales.

El amortiguamiento que ocurre en la estructura cuando entra en un rango inelástico producto de la sacudida del terreno, puede ser visualizado como una combinación de amortiguamiento viscoso inherente a la estructura, más amortiguamiento histerético. Este último está relacionado al área contenida dentro de los lazos de histéresis formados cuando la fuerza sísmica se grafica contra el desplazamiento de la estructura.

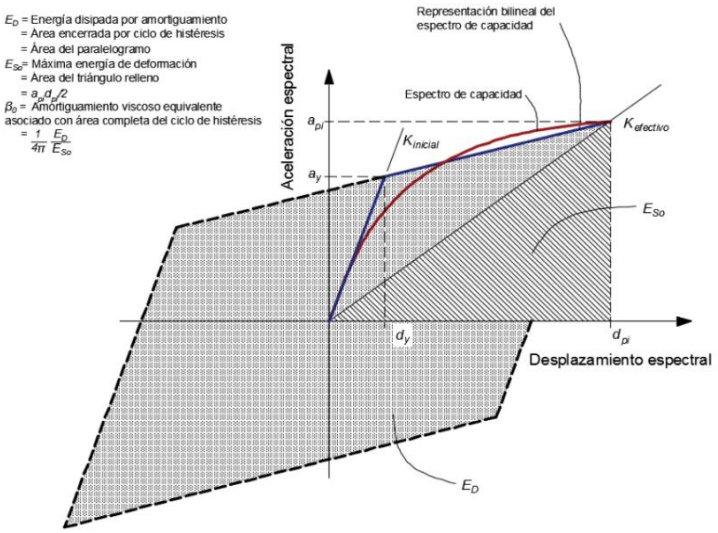


Figura 68. Amortiguamiento debido a la respuesta inelástica de la estructura.

Puede representarse como un amortiguamiento viscoso equivalente mediante ecuaciones determinadas. El amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq}, asociado a un desplazamiento d_{pi} puede ser estimado de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05$$

Ecuación 16. Amortiguamiento viscoso equivalente.

Donde:

β_{eq}: Amortiguamiento viscoso equivalente.

β_o: Amortiguamiento histerético, representado como amortiguamiento viscoso equivalente.

0.05: 5% de amortiguamiento viscoso inherente en la estructura (asumido constante).

El termino β_o, se calcula así:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi}\frac{E_D}{E_{So}}$$

Ecuación 17. Amortiguamiento histerético.

E_D: energía disipada por amortiguamiento.

E_{so}: máxima energía de deformación.

La energía disipada se calcula mediante la siguiente expresión:

$$E_D = 4\left(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}\right)$$

Ecuación 18. Energía disipada.

Con la geometria mostrada en la siguiente imagen se puede determinar los valores que necesitamos.

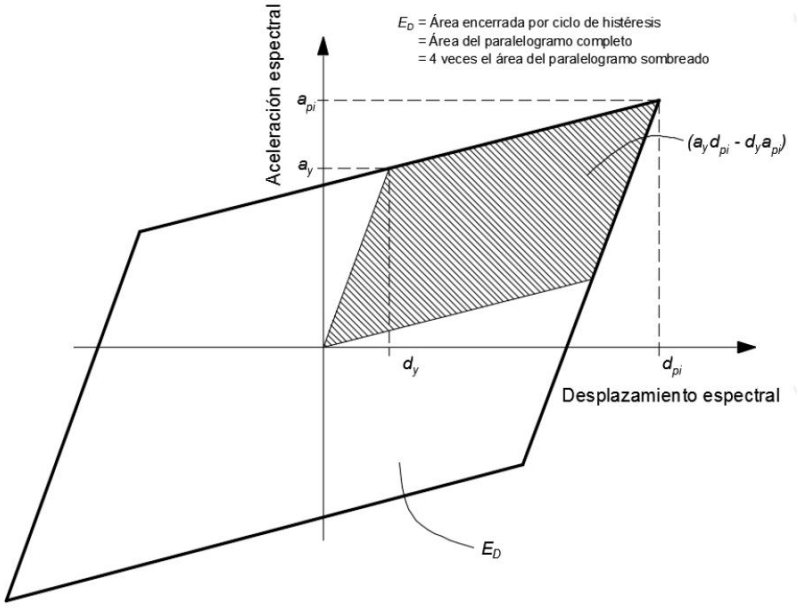


Figura 69. Determinación de aceleraciones y desplazamientos espectrales.

El valor de la máxima energía de deformación, puede calcularse como:

$$E_{So} = a_{pi} d_{pi}/2.$$

Ecuación 19. Máxima energía de deformación.

Con estos valores, el término de β_o puede escribirse como:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi}\frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}/2} = \frac{2}{\pi}\frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}}$$

Desarrollando la anterior ecuación tenemos lo siguiente:

$$\beta_0 = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

Al escribir esta ecuación en términos de porcentaje de amortiguamiento crítico, se tiene:

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

Entonces, el amortiguamiento viscoso equivalente sería:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

Ecuación 20. Amortiguamiento viscoso equivalente.

El ciclo de histéresis idealizado mostrado en la Figura anterior, es una aproximación razonable para una edificación con ductilidad, sujeta a un sismo de duración relativamente corta, con pocos números de ciclos para degradar significativamente los elementos, y con amortiguamiento viscoso equivalente menor a un 30% aproximadamente. Para otras condiciones, dicha representación podría conllevar a errores, ya que lo lazos de histéresis serían irregulares (reducidos en área o en anchura). En estos casos, debe utilizarse un factor de modificación de amortiguamiento de valor κ, de la siguiente manera:

$$\beta_{\text{eff}} = \kappa\beta_0 + 5 = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

Ecuación 21. Amortiguamiento efectivo.

El factor κ depende del comportamiento estructural de la edificación, que a su vez depende de la calidad del sistema resistente a carga lateral y la duración del movimiento sísmico.

Se establecen tres categorías llamadas Tipo A, correspondiente a una estructura con lazos de histéresis estables, similares a los representados en la Figura anterior y con valor de κ = 1; Tipo B, con un valor de κ = 2 / 3, representando una reducción moderada de área; Tipo C, con un amortiguamiento histerético pobre con reducción substancial del área del lazo (severamente angosto) y con valor asignado de κ = 1 / 3.

Dichos valores también dependen del valor de amortiguamiento histerético ocurrido, afectando a estructuras Tipo A cuando es mayor a 16.25, y las Tipo B, cuando es mayor a 25%, como se muestra en las siguientes tablas:

Table 8-1. Values for Damping Modification Factor, κ

Structural Behavior Type [1]	β_0 (percent)	κ
Type A[2]	≤ 16.25	1.0
	>16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0.67
	>25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Any value	0.33

1. See Table 8-4 for structural behavior types.
2. The formulas are derived from Tables of spectrum reduction factors, B (or BI), specified for the design of base isolated buildings in the 1991 UBC, 1994 UBC and 1994 NEHRP Provisions. The formulas created for this document give the same results as are in the Tables in the other documents.

Tabla 11. Valores para factor de modificación de amortiguamiento. ATC-40.

Table 8-4. Structural Behavior Types

Shaking Duration [1]	Essentially New Building [2]	Average Existing Building [3]	Poor Existing Building [4]
Short	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

1. See Section 4.5.2 for criteria.
2. Buildings whose primary elements make up an essentially new lateral system and little strength or stiffness is contributed by noncomplying elements.
3. Buildings whose primary elements are combinations of existing and new elements, or better than average existing systems.
4. Buildings whose primary elements make up noncomplying lateral force systems with poor or unreliable hysteretic behavior.

Tabla 12. Tipo de desempeño estructural. ATC-40.

Con los valores de amortiguamiento efectivo obtenidos, se estiman los factores de reducción espectrales, utilizados para reducir el espectro elástico de respuesta con amortiguamiento 5% a un espectro de respuesta con un amortiguamiento mayor, producto de la perdida de rigidez en el rango inelástico.

Las ecuaciones para estimar los factores de reducción SR_A y SR_B. Se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$SR_A \approx \frac{3.21 - 0.68\ln(\beta_{\text{eff}})}{2.12} \qquad SR_B \approx \frac{2.31 - 0.41\ln(\beta_{\text{eff}})}{1.65}$$

Ecuación 22. Factores de reducción.

Ambos valores deben ser mayores o iguales a los presentados en la tabla siguiente:

Table 8-2. Minimum Allowable SR_A and SR_V Values[1]

Structural Behavior Type [2]	SR_A	SR_V
Type A[2]	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

1. Values for SR_A and SR_V shall not be less than those shown in this Table
2. See Table 8-4 for structural behavior types.

Tabla 13. Valores mínimos.

Los valores de las abscisas y ordenadas en el espectro de respuestas con 5% de amortiguamiento inicial deben multiplicarse por los factores de reducción SR_A y SR_B, en orden de obtener el espectro de demanda reducido. Tal como se indica en la siguiente imagen:

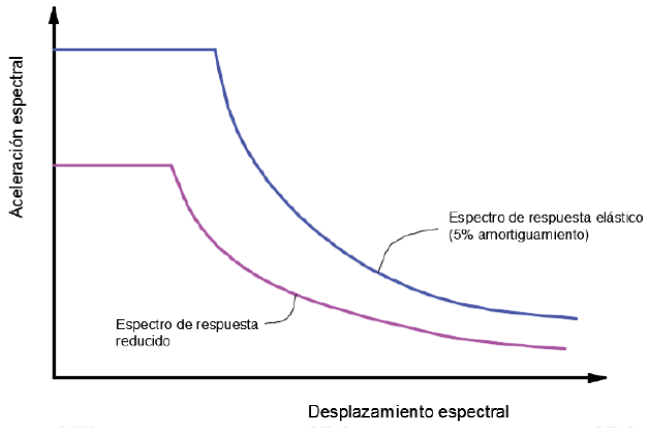


Figura 70. Reducción de la demanda en el proceso de iteración.

La determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualen, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando 5% de amortiguamiento, que será sucesivamente ajustado por estos factores de reducción, que toman en cuenta de manera compatible la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase.

Cuando el desplazamiento en la intersección del espectro de demanda con el espectro de capacidad está en un rango del 5% con respecto al punto de desempeño tentativo, esto es $0.95d_{pi} \leq di \leq 1.05d_{pi}$, este punto se convierte en el punto de desempeño. Si esta intersección no tiene la tolerancia aceptable, se debe elegir un nuevo punto a_{pi}, d_{pi} y comenzar de nuevo el proceso.

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el movimiento del terreno definido como demanda.

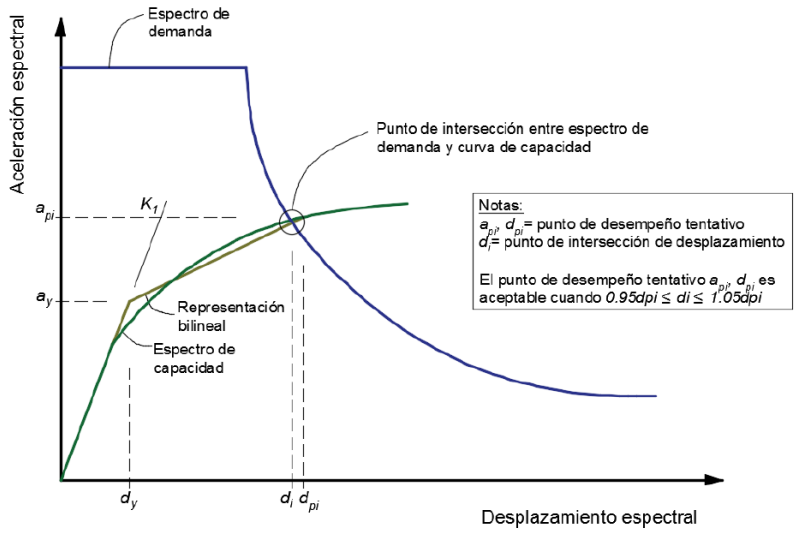


Figura 71. Determinación del punto de desempeño.

Una vez encontrado el punto de desempeño, el resultado obtenido debe verificarse contra los límites establecidos por el objeto de desempeño seleccionado.

Para la respuesta global de la estructura, se debe verificar que:

El sistema resistente a carga lateral no se haya degradado en más del 20% de su resistencia máxima.

Las distorsiones de entrepiso satisfagan los límites establecidos en la tabla a continuación, de acuerdo con el nivel de desempeño correspondiente:

Table 11-2. Deformation Limits

	Performance Level			
Interstory Drift Limit	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum total drift	0.01	0.01 - 0.02	0.02	$0.33\frac{V_i}{P_i}$
Maximum inelastic drift	0.005	0.005 - 0.015	no limit	no limit

Tabla 14. Deformaciones límite ATC-40.

En el ATC 40, la máxima deriva del tope (“maximun total drift”) se define como la deriva de entrepiso en el valor de desplazamiento correspondiente al punto de desempeño; y la deriva máxima inelástica (“maximun inelastic driftt”), como la porción de la máxima deriva del tope más allá del punto de cedencia efectivo.

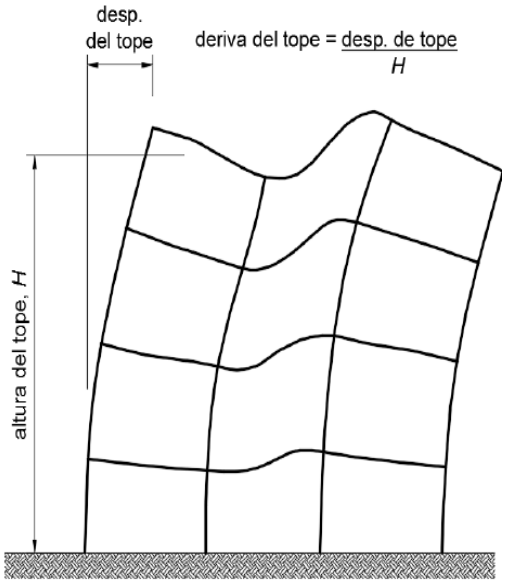
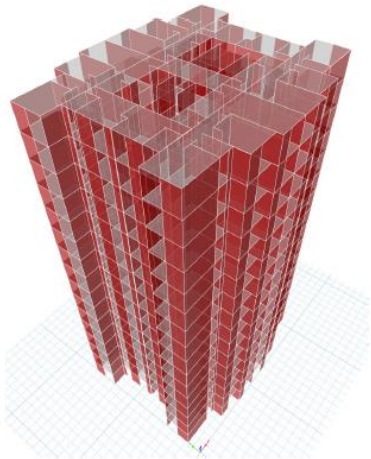


Figura 72. Deriva del tope.

22. Aplicación del método de los desplazamientos–espectro de capacidad al caso de estudio.

Los cálculos realizados para el sismo de diseño son los siguientes:



$P := 4350330\ kgf$ Peso del edificio.

$A := 278.56\ m^2$ Área transversal edificio.

$n := 16$ Número de pisos.

$w_{m2} := \frac{P}{n \cdot A} = 976.076\ \frac{kgf}{m^2}$ Peso/m2

$m_{16} := 20601\ kg$ $m_{15} := 27720\ kg$

El modo de vibración traslacional en la dirección de estudio es el siguiente:

Propiedades Dinámicas: **1 modo de vibración, en la dirección "Y".**

$\phi_{11} := 0.000028$ $\phi_{21} := 0.0001$ $\phi_{31} := 0.0002$ $\phi_{41} := 0.0003$

$\phi_{51} := 0.0005$ $\phi_{61} := 0.0006$ $\phi_{71} := 0.0008$ $\phi_{81} := 0.0010$

$\phi_{91} := 0.0013$ $\phi_{101} := 0.0015$ $\phi_{111} := 0.0017$ $\phi_{121} := 0.0019$

$\phi_{131} := 0.0022$ $\phi_{141} := 0.0024$ $\phi_{151} := 0.0027$ $\phi_{161} := 0.0029$

$$\phi := \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \\ \phi_{41} \\ \phi_{51} \\ \phi_{61} \\ \phi_{71} \\ \phi_{81} \\ \phi_{91} \\ \phi_{101} \\ \phi_{111} \\ \phi_{121} \\ \phi_{131} \\ \phi_{141} \\ \phi_{151} \\ \phi_{161} \end{bmatrix} \qquad \phi 1 := \frac{\phi}{\phi_{161}} = \begin{bmatrix} 0.0097 \\ 0.0345 \\ 0.069 \\ 0.1034 \\ 0.1724 \\ 0.2069 \\ 0.2759 \\ 0.3448 \\ 0.4483 \\ 0.5172 \\ 0.5862 \\ 0.6552 \\ 0.7586 \\ 0.8276 \\ 0.931 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Definimos la matriz de masa y el vector de arrastre:

$$j := \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \qquad M := \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_9 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{10} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{13} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{14} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{15} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{16} \end{bmatrix}$$

El factor de participación modal se determina de así:

$$\Gamma := \frac{\phi 1^{\mathrm{T}} \cdot M \cdot j}{\phi 1^{\mathrm{T}} \cdot M \cdot \phi 1} = 1.52$$

Ecuación 23. Factor de participación modal.

La masa modal:

$$M_m := \phi 1^{\mathrm{T}} \cdot M \cdot j \cdot \Gamma = 281491.28\ kg$$

Ecuación 24. Masa modal.

Recordamos la demanda para la ubicación de la estructura:

Espectro de Diseño. (NSR-2010)

Ciudad: Pasto.

Zona de Amenaza Sísmica: Alta.

Tipo de Perfil de Suelo: D

Clasificación según Uso: Grupo I

$Aa := 0.25$ Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva

$Fa := 1.3$ Coeficiente para la zona de periodos cortos del espectro

$Av := 0.25$ Coeficiente de Velocidad horizontal pico efectiva

$Fv := 1.9$ Coeficiente para la zona de periodos intermedios del espectro

$I := 1.0$ Factor de Importancia

$To := 0.1 \cdot \frac{Av \cdot Fv}{Aa \cdot Fa} \, s = 0.146 \; s$

Periodo de Vibración a partir de la cual inicia la zona de aceleración constante del espectro de aceleraciones

$Tc := 0.48 \cdot \frac{Av \cdot Fv}{Aa \cdot Fa} \cdot s = 0.702 \; s$

Periodo de Vibración correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante y la parte descendente.

$T_L := 2.5 \cdot Fv \cdot s = 4.75 \; s$

Periodo de Vibración correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante y la parte descendente.

Rango de Periodos a graficar

$T := 0 \; s, 0.01 \; s .. 12 \; s$

$T < To$ $\qquad Sa1(T) := 2.5 \cdot Aa \cdot Fa \cdot I \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{To}\right)$

$To \le T < Tc$ $\qquad Sa2(T) := 2.5 \cdot Aa \cdot Fa \cdot I$

$Tc \le T < T_L$ $\qquad Sa3(T) := 1.2 \cdot \frac{Av \cdot Fv \cdot I}{T} \cdot s$

$T \ge T_L$ $\qquad Sa4(T) := 1.2 \cdot \frac{Av \cdot Fv \cdot T_L \cdot I}{T^2} \cdot s$

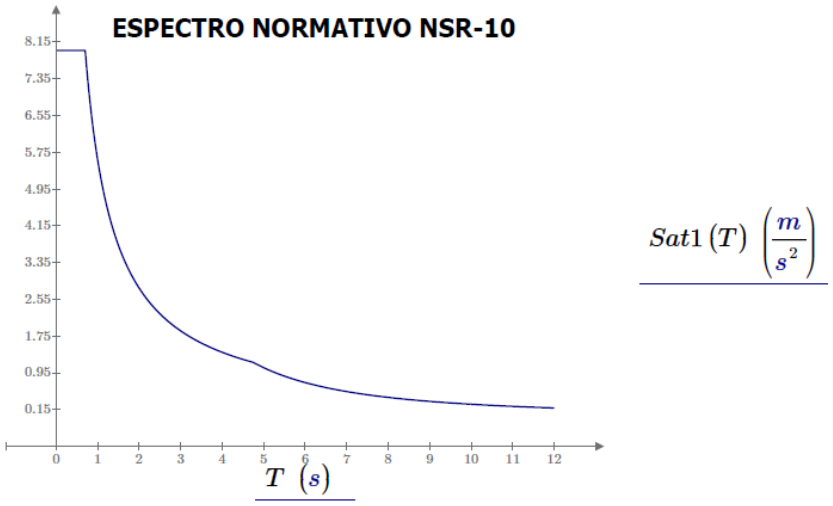


Figura 73. Espectro normativo.

Llevamos la demanda a la forma Aceleración vs Desplazamiento.

$$w(T) := \left(\frac{2 \cdot \pi}{T}\right)^2$$

$$SD(T) := \text{if}\left(T < To, Sa1(T), \text{if}\left(T < Tc, Sa2(T), \text{if}\left(T < T_L, Sa3(T), Sa4(T)\right)\right)\right) \cdot g \frac{1}{w(T)}$$

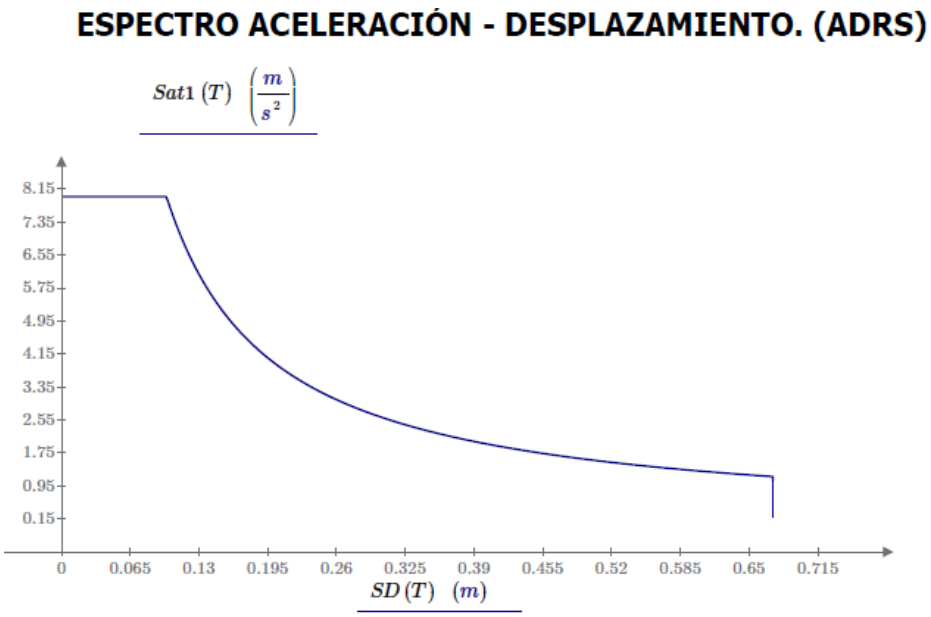


Figura 74. Espectro normativo en formato ADRS.

Ahora convertimos la curva de capacidad del análisis estático no lineal “push-over” a la forma aceleración vs desplazamiento.

$$a := \frac{cb}{M_m} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.006 \\ 0.011 \\ 0.017 \\ \vdots \end{bmatrix} \frac{m}{s^2} \qquad d_1 := \frac{cc^{(0)}}{\Gamma} \cdot cm = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.007 \\ 0.008 \\ 0.009 \\ \vdots \end{bmatrix} m$$

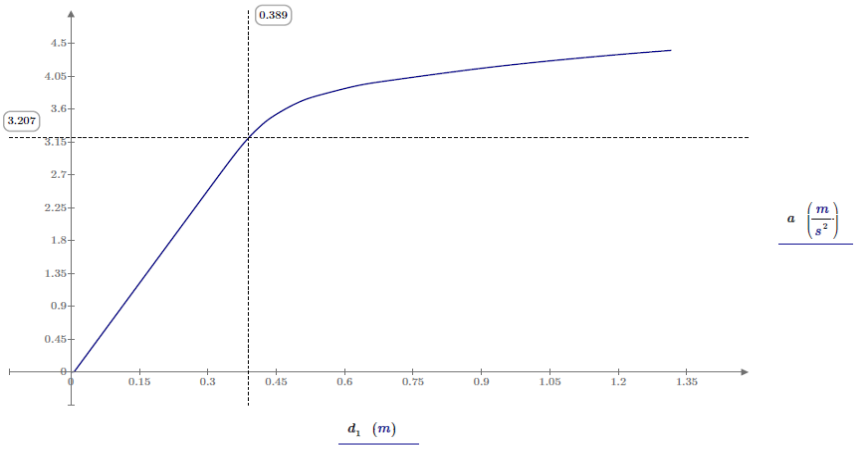


Figura 75. Curva de capacidad en formato ADRS.

En una sola grafica trazamos la demanda y la capacidad en formato aceleración desplazamiento.

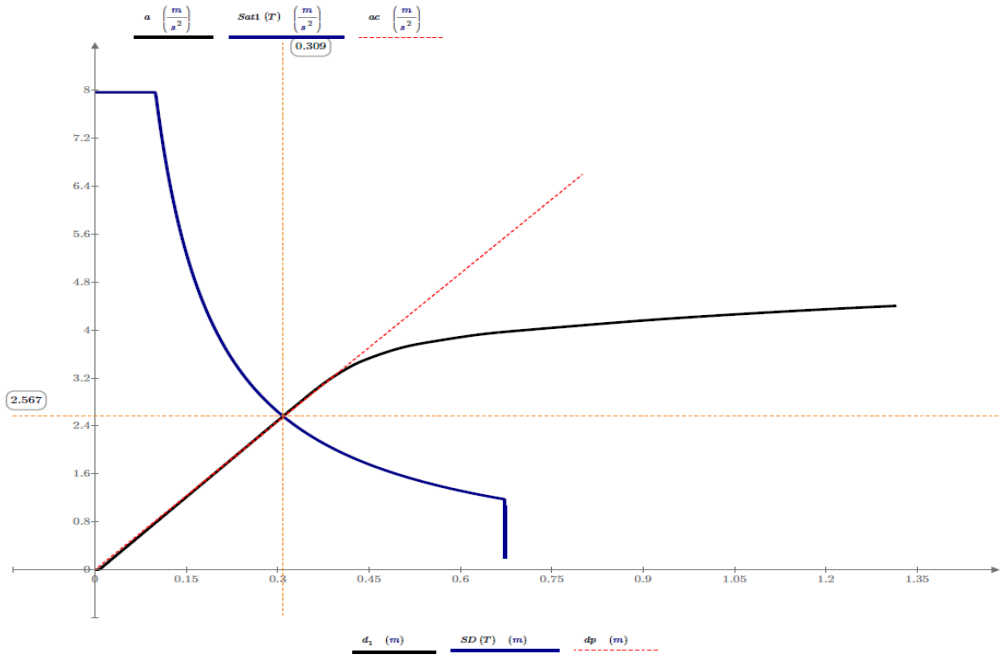


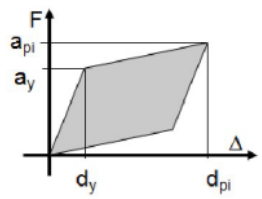
Figura 76. Curvas de demanda y capacidad en formato ADRS.

$Fy_1 := 2.57\ \frac{m}{s^2}$ $\qquad$ $Fy_{1_1} := 2.57\ \frac{m}{s^2}$

Iteración No 1 Espectro de Capacidad. ADRS -ATC 40

$$a_{pi} := \frac{Fy_1}{M_m} = \left(9.13 \cdot 10^{-6}\right) \frac{m}{kg \cdot s^2}$$

$$a_y := \frac{Fy_{1_1}}{M_m} = \left(9.13 \cdot 10^{-6}\right) \frac{m}{kg \cdot s^2}$$



$d_y := 0.309 \cdot m$ $\qquad$ $d_{pi} := 0.309\ m$

$$\beta_O := \frac{63.7 \cdot \left(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi}\right)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} = 0$$

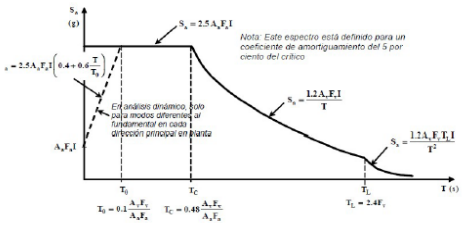
Valor del factor de modificación del amortiguamiento, Tomado de la tabla 8.1, del ATC 40:

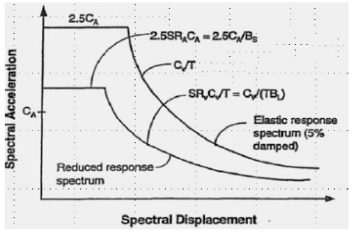
$$k := \text{if}\left(\beta_O > 16.25, 1.13 - \frac{0.51 \cdot \left(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi}\right)}{a_{pi} \cdot d_{pi}}, 1\right) = 1$$

$$\beta_{eff1} := \frac{63.7 \cdot k \cdot \left(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi}\right)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} + 5 = 5$$

$$S_{RA} := \max\left(\frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln\left(\beta_{eff1}\right)}{2.12}, 0.33\right) = 0.9979$$ Tabla 8.2, valor mínimo de S_{RA}

$$S_{RV} := \max\left(\frac{2.31 - 0.4 \cdot \ln\left(\beta_{eff1}\right)}{1.65}, 0.5\right) = 1.0098$$ Tabla 8.2, valor mínimo de S_{RV}





$T < To$

$$Sa1_{t1}(T) := 2.5 \cdot Aa \cdot Fa \cdot I \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{To}\right) \cdot S_{RA}$$

$To \le T < Tc$

$$Sa2_{t1}(T) := 2.5 \cdot Aa \cdot Fa \cdot I \cdot S_{RA}$$

$Tc \le T < T_L$

$$Sa3_{t1}(T) := 1.2 \cdot \frac{Av \cdot Fv \cdot I}{T} \cdot s \cdot S_{RV}$$

$T \ge T_L$

$$Sa4_{t1}(T) := 1.2 \cdot \frac{Av \cdot Fv \cdot T_L \cdot I}{T^2} \cdot s \cdot S_{RV}$$

$$Sat1_{t1}(T) := \text{if}\left(T < Tc, Sa2_{t1}(T), \text{if}\left(T < T_L, Sa3_{t1}(T), Sa4_{t1}(T)\right)\right) \cdot g$$

$$SD_{t1}(T) := \text{if}\left(T < Tc, Sa2_{t1}(T), \text{if}\left(T < T_L, Sa3_{t1}(T), Sa4_{t1}(T)\right)\right) \cdot g \frac{1}{w(T)}$$

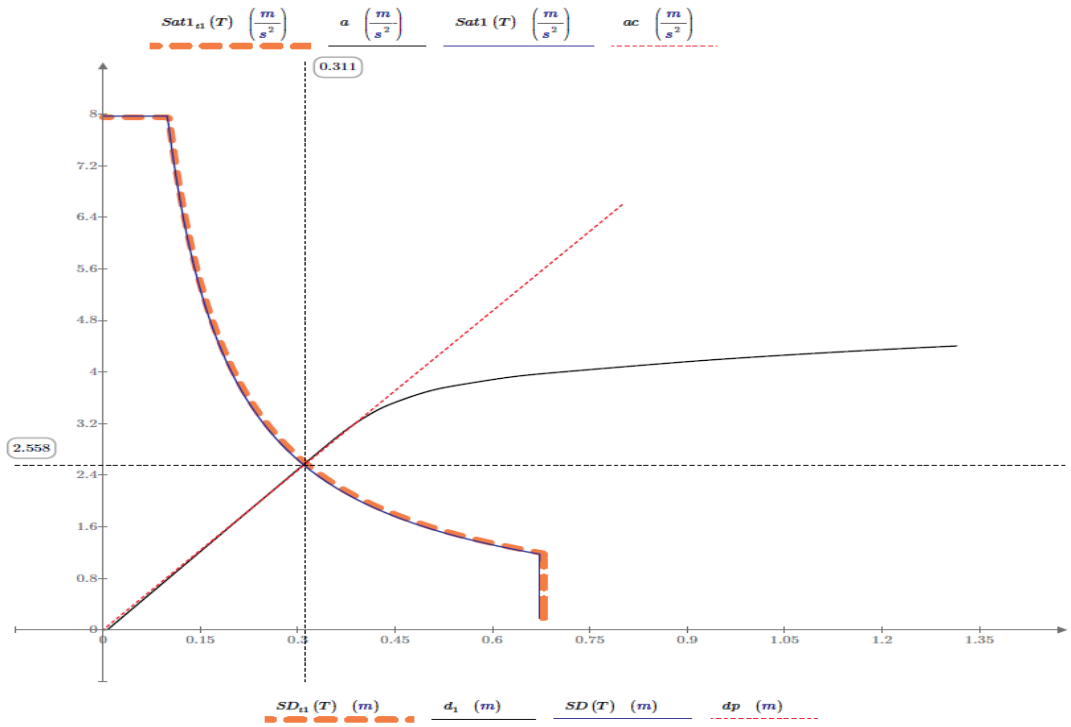


Figura 77. Cálculo del punto de desempeño para sismo de diseño.

Punto de desempeño:

$d_f := 0.311 \cdot m$

$a_f := 2.558 \cdot \frac{m}{s^2}$

$df := d_f \cdot \Gamma = 0.473\ m$ Desplazamiento del punto control

$$Drift := \frac{df}{2.4\ m \cdot 16} = 0.0123$$

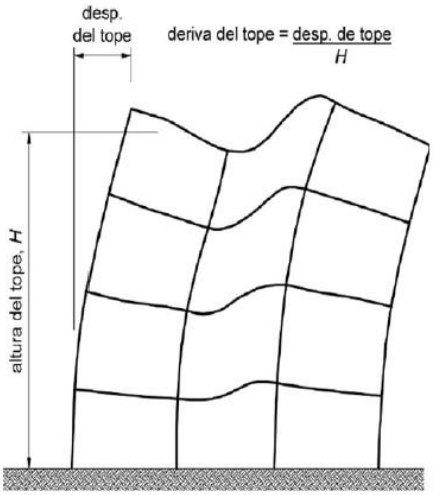


Table 11-2. Deformation Limits

	Performance Level			
Interstory Drift Limit	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum total drift	0.01	0.01 - 0.02	0.02	$0.33\frac{V_i}{P_i}$
Maximum inelastic drift	0.005	0.005 - 0.015	no limit	no limit

Cuando la estructura se ve solicitada ante el sismo de diseño se obtiene aparentemente un nivel de desempeño de control de daños.

Ahora evaluamos la estructura para el sismo de servicio y el sismo máximo. Los factores de escala para el sismo de servicio y para el sismo máximo son los siguientes:

IO

$$\left(\frac{225}{475}\right)^{0.333} = 0.78$$

CP

$$\left(\frac{2475}{475}\right)^{0.333} = 1.733$$

Los resultados obtenidos para el sismo de servicio son los siguientes:

$$Sat1_{t1}(T) := \text{if}\left(T < Tc, Sa2_{t1}(T), \text{if}\left(T < T_L, Sa3_{t1}(T), Sa4_{t1}(T)\right)\right) \cdot g \cdot 0.78$$

$$SD_{t1}(T) := \text{if}\left(T < Tc, Sa2_{t1}(T), \text{if}\left(T < T_L, Sa3_{t1}(T), Sa4_{t1}(T)\right)\right) \cdot g \frac{1}{w(T)}$$

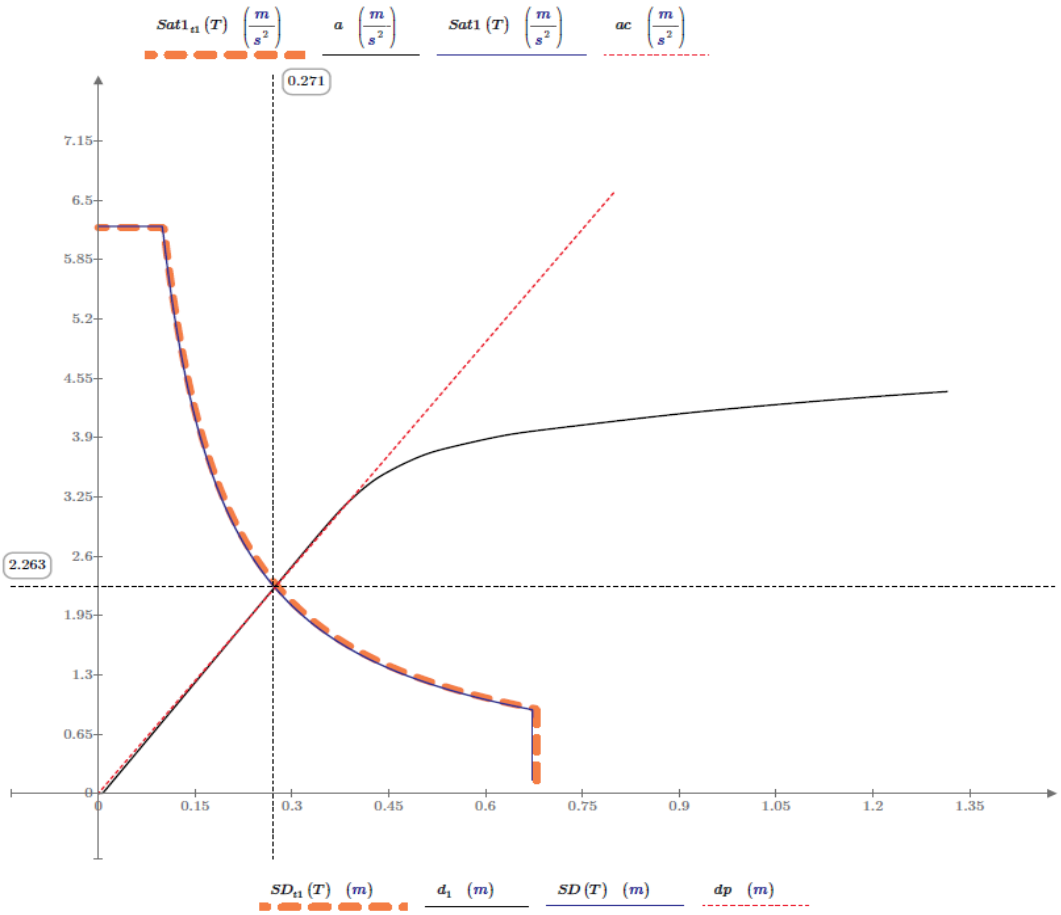


Figura 78. Cálculo del punto de desempeño para el sismo de servicio.

Punto de desempeño:

$$d_f := 0.271 \cdot m$$

$$a_f := 2.263 \cdot \frac{m}{s^2}$$

$df := d_f \cdot \Gamma = 0.412\ m$ Desplazamiento del punto control

$$Drift := \frac{df}{2.4\ m \cdot 16} = 0.0107$$

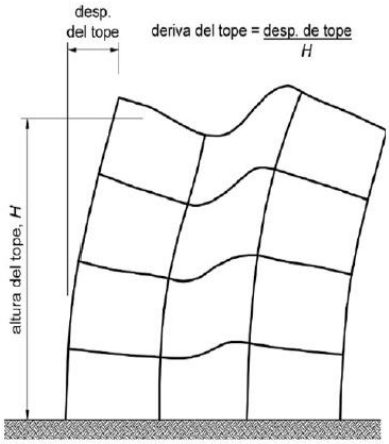


Table 11-2. Deformation Limits

	Performance Level			
Interstory Drift Limit	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum total drift	0.01	0.01 - 0.02	0.02	$0.33\frac{V_i}{P_i}$
Maximum inelastic drift	0.005	0.005 - 0.015	no limit	no limit

Como se puede observar hay un control de daños cuando la estructura es sometida al sismo de servicio.

Los resultados obtenidos para el sismo máximo son los siguientes:

$$Sat1_{t1}(T) := \text{if}\left(T < Tc, Sa2_{t1}(T), \text{if}\left(T < T_L, Sa3_{t1}(T), Sa4_{t1}(T)\right)\right) \cdot g \cdot 1.733$$

$$SD_{t1}(T) := \text{if}\left(T < Tc, Sa2_{t1}(T), \text{if}\left(T < T_L, Sa3_{t1}(T), Sa4_{t1}(T)\right)\right) \cdot g \cdot \frac{1}{w(T)}$$

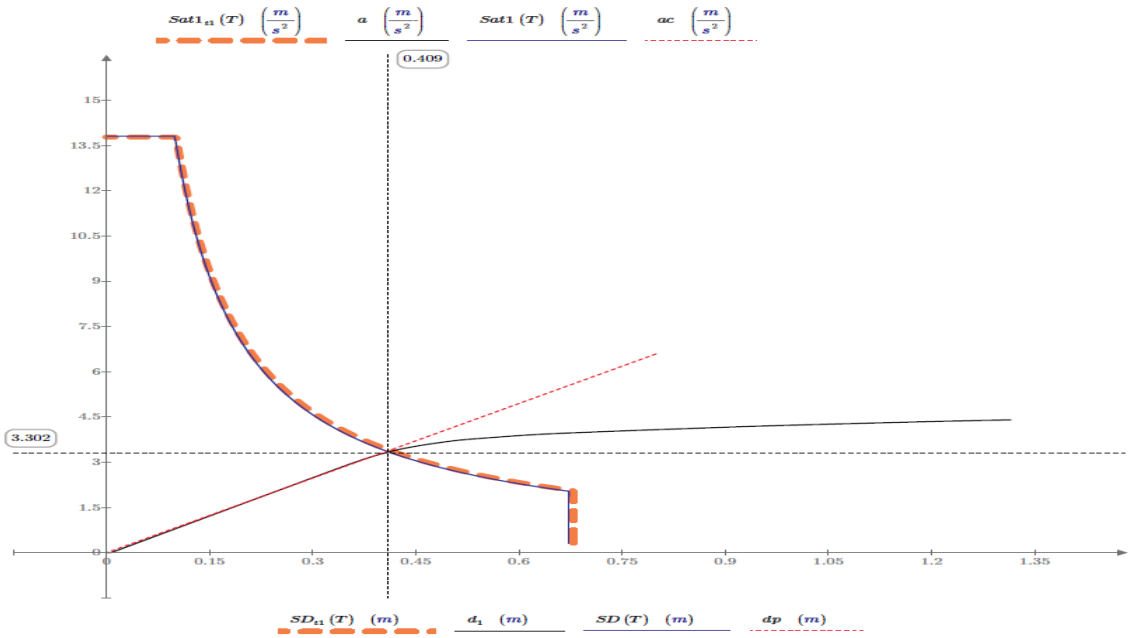


Figura 79. Cálculo del punto de desempeño para el sismo máximo.

Punto de desempeño:

$d_f := 0.409 \cdot m$

$a_f := 3.302 \cdot \frac{m}{s^2}$

$df := d_f \cdot \Gamma = 0.622\ m$ Desplazamiento del punto control

$$Drift := \frac{df}{2.4\ m \cdot 16} = 0.0162$$

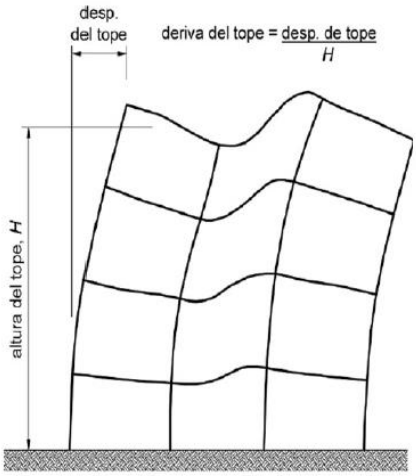


Table 11-2. Deformation Limits

	Performance Level			
Interstory Drift Limit	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum total drift	0.01	0.01 - 0.02	0.02	$0.33\frac{V_i}{P_i}$
Maximum inelastic drift	0.005	0.005 - 0.015	no limit	no limit

Para el sismo máximo al analizar los resultados también aparentemente hay un control de daños ante la solicitación analizada.

23. Análisis de los resultados.

Este capítulo contiene una valoración de los resultados obtenidos en este estudio, especialmente los presentados en el capítulo anterior; los datos más relevantes aparecen en las figuras 77-79, éstas muestran, superpuestos a la curva de capacidad del edificio, los puntos de desempeño correspondientes a los sismos de diseño, de servicio y máximo, respectivamente.

Las figuras 77 y 78 muestran que para los sismos de diseño y de servicio la estructura tiene un comportamiento sísmico correcto al permanecer ésta en el rango lineal de la curva de capacidad y, en consecuencia, no presentar daños sísmicos de consideración. Para el sismo máximo, la figura 79 muestra que la estructura presenta una muy escasa incursión inelástica, por lo que cabe considera que ésta permanece en control de daño. Estos resultados muestran que la resistencia sísmica de la estructura puede ser calificada de excelente; esta circunstancia puede ser explicada por la elevada densidad de muros en ambas direcciones y al correcto diseño de éstos. Adicionalmente, se concluye que la rigidez lateral del edificio es bastante importante.

Por otro lado, la comparación entre las derivas obtenidas en este caso de estudio por el método modal espectral (figura 28) y mediante los métodos basados en desplazamientos (figura 77) hay una notable diferencia en la dirección Y, encontrándose que la deriva según el método de la ATC-40 es más alta que mediante el método modal espectral.

24. CONCLUSIONES.

Esta Tesis presenta un estudio numérico de la capacidad sismorresistente de un edificio real de muros delgados de 16 plantas ubicado en Pasto (región de alta sismicidad de Colombia). Esta capacidad se determina mediante análisis estáticos no lineales (“push-over”) modelando el edificio mediante OpenSees; estos análisis permiten determinar los puntos de desempeño para los sismos de servicio, de diseño y máximo.

La principal conclusión de este estudio es que el edificio considerado presenta un comportamiento sísmico altamente satisfactorio, no sufriendo prácticamente daños ni siquiera para el sismo máximo. Esta tendencia se debe a la importante densidad de muros en ambas direcciones y a su correcto diseño.

La densidad de los muros es un parámetro que relaciona el área total de muros en la dirección que soporta la demanda de cortante, con respecto al área total de la planta del edificio. Este parámetro guarda una estrecha relación entre el nivel de carga axial de los muros y las demandas de deriva, se encontró en este caso de estudio una densidad superior al 4%, lo cual facilita el control de derivas y bajos niveles de carga axial en los muros.

Así mismo, el nivel de carga axial el cual relaciona la carga axial actuando sobre el muro y la resistencia máxima a la compresión del concreto, nos indica que en este estudio el nivel de esfuerzo axial ejercido en la base del muro y para la combinación de diseño normativa más crítica es menor a 15% de la resistencia a la compresión el cual es inferior a las recomendaciones realizadas por el ACI 318-14 los cuales señala que el valor máximo recomendable es del 35% de f’c. Por lo tanto, aumenta la capacidad de desplazamiento lateral, como la capacidad de disipación de energía.

Otro factor que contribuye en gran manera a mejorar la capacidad de rotación del muro y por consiguiente con el nivel de desplazamiento no lineal que puede desarrollar el muro es la relación de aspecto (Ar) la cual en el presente estudio tiene

un valor de 6.13 relacionando la altura total del muro y su longitud. Para lograr una buena capacidad de disipación este valor debe estar entre un rango de 4 a 8.

La NSR-10 señala que el valor de R se obtiene afectando el de R_0 por coeficientes que tienen en cuenta las irregularidades y redundancias (en planta y en alzado del edificio. En resumen, el valor obtenido es R = 3.4. Este valor es más bajo que el utilizado originalmente para el diseño de la estructura (con muros delgados); cabe mencionar que en la práctica colombiana se suele tomar R_0 = *5.0, aunque este coeficiente de capacidad de disipación de energía básico corresponde de hecho a muros gruesos.* Por lo tanto, es importante tener cuidado con el valor asignado como coeficiente de disipación de energía, de allí lo ideal de utilizar métodos basados en el desplazamiento como herramienta principal para el análisis sísmico y como un método más correcto de evaluación de R.

Como continuación a esta investigación, se plantea estudiar con mayor detalle la inestabilidad de los muros delgados, especialmente basándose en los ensayos disponibles. Adicionalmente, se propone analizar un número suficiente de edificios reales de muros delgados en Colombia para poder obtener conclusiones generales acerca de su idoneidad sísmica.

25. Apéndice A. Respuestas a las observaciones de los jurados (predefensa 03-04-2024)

1. **Manuel Coll**. El profesor Coll señaló que tanto el documento como la presentación le habían parecido claros.

Agradecemos la atención prestada a la exposición del trabajado realizado en esta investigación. Hemos procurado mejorar aún más la claridad del trabajo y de la exposición.

2. **Manuel Coll**. El profesor Coll sugirió comparar las prescripciones del documento ATC-40 con los del ASCE 41/17 (o ASCE 41/23), particularmente en lo que se refiere a las limitaciones de las rotaciones de cada elemento.

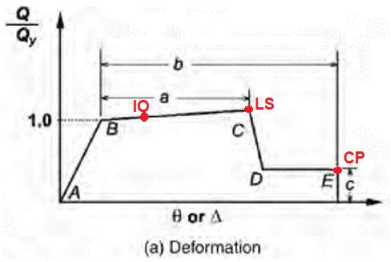
Los resultados encontrados se pueden examinar bajo ASCE 41-17, en la tabla 10.19 de dicho documento encontramos los estados límites para muros que trabajan predominantemente a flexión (h_w / l_w > 2), dicha tabla indica los siguientes valores de rotación para determinar el nivel de desempeño:

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians) Performance Level		
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary[b]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Structural wall coupling beams[c]								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement[d]	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$		a	b	c			
Nonprestressed longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤3		0.025	0.050	0.75	0.010	0.025	0.050
	≥6		0.020	0.040	0.50	0.005	0.020	0.040
Nonprestressed longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤3		0.020	0.035	0.50	0.006	0.020	0.035
	≥6		0.010	0.025	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement	NA		0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

[a] Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
[b] A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.
[c] For coupling beams spanning 8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.
[d] Nonprestressed longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ $d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.

Con los valores de la tabla anterior podemos construir la siguiente curva:



El valor de "*a*" representa el valor máximo de rotación para llegar hasta el nivel de desempeño de seguridad de vida.

El valor de "*b*" representa el punto de rotación relacionada con la rotación de colapso

Y el valor "*c*" la resistencia residual.

Para generar la curva anterior las variables que se deben conocer son: el porcentaje de carga axial y cortante que actúan en el muro o en el segmento de muro, otra variable importante es si los elementos de borde están o no confinados. Como lo indica la tabla se permite interpolar para valores que no están listados.

Las rotaciones encontradas se comparan con los limites dados en la tabla anterior y así podemos determinar el nivel de desempeño. Al comparar los valores obtenidos en nuestro estudio podemos llegar a conclusiones similares a los obtenidos mediante el ATC-40. En este sentido, para los sismos de servicio y de diseño los valores de rotación calculados no superan el límite de 0.015 que coloca el ASCE 41-17 para clasificar al muro como seguridad de vida:

Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary[b]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020

En cuanto al sismo máximo la rotación encontrada para el muro en estudio es de 0.0162 la cual supera ligeramente el valor impuesto para seguridad de vida el ASCE 41-17, pero está muy lejano a la prevención de colapso.

3. **Manuel Coll**. El profesor Coll solicitó más información acerca del diseño original del edificio real analizado en esta investigación, así como que esta información se incorpore al documento. El profesor Coll señaló que el análisis estático no lineal es un complemento de los métodos de fuerza.

En el acápite 8, se indica las características arquitectónicas del proyecto, y desde el acápite 9 al 17 se encuentra el análisis sísmico y el diseño estructural de los muros. Se ha subrayado que la estructura se analizó por medio de un análisis dinámico espectral (NSR-10).

Con respecto a la relación entre análisis estático no lineal y los métodos tradicionales basados en fuerzas puede consultarse la respuesta al punto cuatro.

4. **Manuel Coll**. El profesor Coll sugirió la posibilidad de proporcionar algunas recomendaciones de diseño como fruto de este estudio.

Por otra parte, una recomendación es que el diseño basado en fuerzas puede ser utilizado como una etapa preliminar de diseño sísmico y los métodos basados en desplazamientos (pushover) deben ser considerados como una estrategia más avanzada de análisis sísmico, ya que estos métodos permiten evaluar los daños que sufrirán los elementos estructurales ante diferentes niveles de severidad sísmica.

Por otro lado, estos procedimientos tienen la capacidad de evaluar más apropiadamente el coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica (R)

5. **Manuel Coll**. El profesor Coll mostró interés en realizar análisis dinámicos no lineales como continuación de la investigación efectuada.

Se agradece la sugerencia del profesor Coll. El autor de este trabajo desea continuar sus estudios e investigaciones desarrollando su Tesis Doctoral en la

Universidad Politécnica de Cataluña. En esta fase se llevarán a cabo los análisis dinámicos sugeridos por el profesor Coll. Los resultados de estos análisis se compararán con los del análisis estático.

6. **Leonardo Cano**. El profesor Cano señaló que este tema es de bastante actualidad, particularmente en Colombia.

Se agradece esta observación. Compartimos plenamente este punto de vista, el cual fue el origen de este trabajo.

7. **Leonardo Cano**. El profesor Cano manifestó su inquietud con la controversia que pueden causar los resultados de este documento en Colombia, dado que en dicho país existen importantes grupos investigadores que cuestionan algunos aspectos de los edificios de muros delgados. Indicó la conveniencia de relativizar al máximo las conclusiones alcanzadas.

Consideramos que esta observación del profesor Cano es acertada, y somos conscientes de las investigaciones que se están llevando a cabo en Colombia (y en otros países) sobre este tema; ello confirma su interés y actualidad. Para evitar controversias perjudiciales nos hemos esmerado en redactar las conclusiones aun con más cuidado, evitando que éstas resulten demasiado categóricas.

8. **Leonardo Cano**. El profesor Cano inquirió acerca del valor del coeficiente de respuesta (coeficiente de capacidad de disipación de energía R) considerado; señaló que un valor demasiado elevado puede ser problemático, dado que es dudoso que el edificio considerado pueda alcanzar dicha ductilidad.

En el diseño original del edificio, el valor adoptado para *R* fue 5. Los resultados de este trabajo permiten determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía (*R*) a partir de la curva de capacidad; el documento ATC-40 propone una metodología que se describe a continuación.

En primer lugar, se debe aproximar la curva de capacidad mediante una curva bilineal, tal como se muestra en la siguiente imagen:

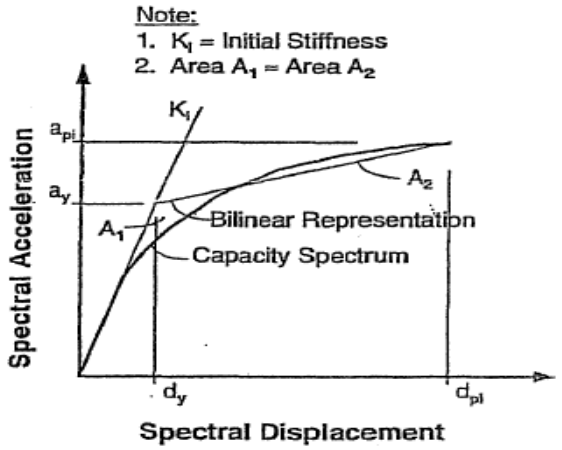
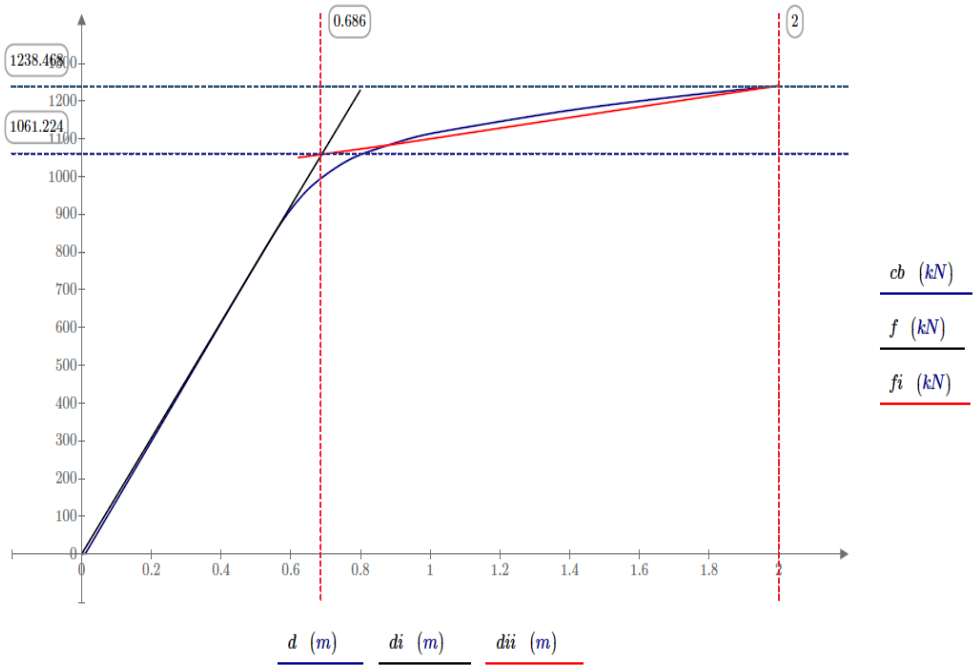


Figure 8-9. Bilinear Representation of Capacity Spectrum for Capacity Spectrum Method

Para construir la aproximación bilineal se dibuja primero una línea recta desde el origen con la rigidez inicial (tangente en dicho punto a la curva de capacidad), y después se traza una segunda línea desde el punto a_{pi}, d_{pi}; la inclinación de esta segunda recta debe ser tal que cuando intercepte la primera línea, el área A_1 que se forma, sea aproximadamente igual al área designada como A_2. La intención de igualar el área A_1 al área A_2 es tener igual área bajo el espectro de capacidad y su representación bilineal, es decir, tener igual energía asociada con cada curva.

En la figura siguiente se aplica el procedimiento antes señalado al caso de estudio (para obtener el coeficiente de capacidad de disipación de energía).



El valor básico del coeficiente de capacidad de disipación de energía (R_0) se determina como el cociente entre la fuerza elástica (V_e, es decir, la que correspondería al desplazamiento último Δ_u en caso de que la estructura se comportase de forma elástica hasta el final) y la de cedencia (V_y). Los cálculos efectuados se resumen a continuación.

$\Delta_d := 2$

$\Delta_y := 0.686$

$\mu := \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = 2.915$ Ductilidad del sistema

$V_y := 1061.224\ kN$ Resistencia Cedente

$V_u := 1238.47\ kN$ Cortante ultimo.

$\Omega := \frac{V_u}{V_y} = 1.167$ Factor de Sobre-resistencia de la estructura

$R := \mu \cdot \Omega = 3.402$

La NSR-10 señala que el valor de R se obtiene afectando el de R_0 por coeficientes que tienen en cuanta las irregularidades y redundancias (en planta y en alzado del edificio); en este caso dichos coeficientes se pueden tomar iguales a la unidad. En resumen, el valor obtenido es R = 3.4. Este valor es más bajo que el utilizado originalmente para el diseño de la estructura (con muros delgados); cabe mencionar que en la práctica colombiana se suele tomar R_0 = *5.0, aunque este coeficiente de capacidad de disipación de energía básico corresponde de hecho a muros gruesos.* Por lo tanto, es importante tener cuidado con el valor asignado como coeficiente de disipación de energía, de allí lo ideal de utilizar métodos basados en el desplazamiento como herramienta principal para el análisis sísmico y como un método más correcto de evaluación de R.

9. **Leonardo Cano**. El profesor Cano preguntó acerca de la consideración del posible pandeo de los muros delgados del edificio.

Dadas las características de este trabajo, la flexión de los muros fuera de su plano ha sido considerada únicamente de una forma simplificada; en este sentido se han seguido dos formulaciones: (1) se ha verificado que el límite de 16 estipulado en el documento ACI-318 2018 para la esbeltez del muro (relación entre la altura libre entre pisos y el espesor del muro) no se excede en demasía (esta condición controla directamente la estabilidad lateral del elemento) y (2) se ha comprobado que el alargamiento máximo de los refuerzos verticales no supere el límite empírico señalado en las referencias [Parra, Moehle 2015; Vélez Cadavid 2020]. Ambas revisiones se describen a continuación.

- **Límite de esbeltez del ACI**. El valor de esbeltez para el muro en estudio corresponde a hu / tw = 220 / 12 = 18.33; en consecuencia, esta restricción no se cumple en su totalidad, aunque el margen es escaso. Ello significa que los muros empleados en Colombia, no respetan los documentos americanos, lo cual es suficientemente conocido.

La norma colombiana no establece un límite para la relación de esbeltez; sería peligroso adoptar el límite del ACI-318-2018 ya que éste corresponde exclusivamente a muros gruesos.

- **Límite de deformación del acero.** Las referencias [Parra, Moehle 2015; Vélez Cadavid 2020] vinculan el riesgo de pandeo con los máximos alargamientos de la armadura vertical de los muros durante la fase de tracción de éstos. Dado que en este trabajo los cálculos pushover efectuados no son cíclicos, se consideran las deformaciones verticales, independientemente de su signo.

Criterio de estabilidad lateral de muros, Parra y Moehle [2015]:

$$\frac{b}{Kh_u} = \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\varepsilon_{sm} - 0.005}{\kappa\xi}}$$

$b := 120\ mm$ Espesor del muro.

$h_u := 2200\ mm$ Altura libre del muro.

$K := 0.5$ Coeficiente de longitud efectiva propuesto por los autores.

$f_y := 485\ MPa$ Tensión malla electrosoldada.

$\rho := 0.0215$ Cuantía de refuerzo fibras elemento MVLEM (bordes)

$f'c = 27.459\ MPa$ Resistencia a la compresión del concreto.

$m_{.} := \frac{\rho \cdot f_y}{f'c} = 0.38$ Relación de refuerzo mecánico.

$\xi := 0.5 \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{m_{.}}{0.85} - \sqrt{\left(\frac{2 \cdot m_{.}}{0.85}\right)^2 + \frac{4 \cdot m_{.}}{0.85}}\right) = 0.143$ Cuantía de refuerzo mecánico.

$\kappa := 0.8$ Depende del número de capas de refuerzo. (2 capas es 0.8).

$\varepsilon_{sm} := \left(\frac{b \cdot \pi}{K \cdot h_u}\right)^2 \cdot \kappa \cdot \xi + 0.005 = 0.018$ Máxima deformación unitaria a tracción en el refuerzo longitudinal.

A continuación, se listan las deformaciones verticales máximas obtenidas en Opensees (alargamiento positivo), para la base del muro en estudio (análisis pushover):

$\varepsilon_{sm_f1} := 0.00035$	Deformación unitaria fibra 1.
$\varepsilon_{sm_f2} := 0.00020$	Deformación unitaria fibra 2.
$\varepsilon_{sm_f3} := 8.660\ 10^{-5}$	Deformación unitaria fibra 3.
$\varepsilon_{sm_f4} := -2.726\ 10^{-5}$	Deformación unitaria fibra 4.
$\varepsilon_{sm_f5} := -0.0001411$	Deformación unitaria fibra 5.
$\varepsilon_{sm_f6} := -0.0002929$	Deformación unitaria fibra 6.

Para el caso de estudio, con espesor de muro de 120 mm, una altura de entrepiso h_u de 2.2 m (típica de estos sistemas) y dos capas de refuerzo, los valores máximos admisibles de deformación unitaria de alargamiento (tracción) para prevenir el pandeo es de 1.8%, en cada fibra las deformaciones no superan el valor máximo. Por lo tanto, según este criterio, no existe riesgo de pandeo.

10. **Leonardo Cano**. El profesor Cano sugirió que las conclusiones expuestas pueden ser consideradas como demasiado atrevidas (rotundas) y sugirió relativizarlas (suavizarlas) al máximo.

Agradecemos la observación del Profesor Cano y compartimos su inquietud. Hemos procurado seguir su consejo al máximo.

11. **Leonardo Cano**. El profesor Cano sugirió eliminar algunas de las transparencias iniciales de la presentación (ya que los conceptos expuestos en éstas son suficientemente conocidos) con la finalidad de reducir su duración y permitir concentrarse en las últimas transparencias, que suelen contener los resultados más relevantes del estudio.

Agradecemos la sugerencia del Profesor Cano. La defensa definitiva se centrará especialmente en las aportaciones del trabajo, dentro del tiempo permitido.

BIBLIOGRAFÍA.

C. Blandon, C. Arteta, R. Bonett, J. Carrillo, K. Beyer, J.P. Almeida.(2018).Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading.*Engineering Structures*.

H. Gonzales, F. López Almansa. Seismic performance of buildings with thin RC bearing walls. (2012).*Engineering Structures.*

Carlos A. Blandon, Jose F Rave Arango, Ricardo L. Bonnet Diaz. Behavior of thin reinforced concrete walls under lateral force load.

Juan Carlos Velez, Carlos A Blandon, Ricardo Bonnet, Carlos Arteta, Julian Carrillo, Joao Almeida y Katrin Beyer. Quasi-static cyclic tests of thin reinforced concrete walls in Colombian buildingsCarlos A. Blandon, Jose F. Rave-Arango, Ricardo L. Bonnet-Diaz. Behavior of thin reinforced concrete walls under lateral load.

Carlos Naranjo, Johannio Marulanda, Carlos Madera. Analytical Model for predicting the hysteretic response of thin RC walls.

Jack Moehle, Carlos Arteta. Experimental response of boundary elements of code-compliant special structural walls.

Juan Vélez, Carlos A. Rivera, Energy Dissipation Capacity of Reinforced concrete thin walls: considerations and case study.

Rosso, A., Almeida, J.P. and Beyer, K. (2016). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. Bulletin of Earthquake Engineering, 14 (2): p. 455-484.

Segura, C. L., Wallace, J. W., Arteta, C. A. and Moehle, J. P. (2016). Deformation capacity of thin reinforced concrete shear walls. Proceedings of 2016 NZSEE Conference, Auckland.

Hube, M. A., Santa María, H. and López, M. (2017). Experimental Campaign of thin Reinforced Concrete Shear Walls for Low-Rise Constructions. Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Jan.

Carrillo, J. y Vargas, D. (2017). Degradación de rigidez de muros delgados de CR para vivienda. Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla, Jun.

Arteta, C.A. (2017). Mecánica simple de muros delgados con aleta, aspectos a considerar para su diseño en Colombia. Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla.

Comité-AIS-100. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Garcia Reyes, Luis Enrique. Dinamica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico.

Idrees, ahmad, Torres Ronald, Núñez Eduardo. Evaluación de patrones de carga de análisis no lineal estático incremental en pórticos de concreto armado de estructuras regulares de baja y mediana altura.

Dejerlein, G, Reinhorn A, Willford, M, NEHRP Seismic Design Technical Brief No 4, Nonlinear Structural Analysis for seismic Design.

ATC-40 “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”.

ASCE 41-13 “Seismic Evaluation and retrofit of existing Buildings”.

SEAOC 1995. Vision 2000. “Performance based seismic engineering of buildings”

Hernández, E. (2019). Diseño por Desempeño Sísmico de edificaciones, aplicaciones del método del espectro de capacidad. “Material del aula”. Especialización en análisis no lineal y diseño basado por desempeño. Barcelona, España.

González. V, Botero J, Rochel R, Vidal J, Álvarez M. (2004). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia.

Diaz. C, Carrillo. J, Arteta. C, Blandón. C, Bonett. R. Efecto de las propiedades mecánicas de mallas electrosoldada en el comportamiento sísmico de muros delgados.