



**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO**

**Colegio de Ciencias e Ingeniería**

**Análisis Comparativo de los Métodos de Diseño Sismorresistente basado  
en Fuerzas y basado en Desplazamientos para Edificaciones en el  
Ecuador**

**Juan Francisco Guzmán Sáenz**

**Fabricio Yépez, Ph.D., Director de Tesis**

Tesis de grado presentada como requisito  
para la obtención del título de Ingeniero Civil

Quito, diciembre 2014

**Universidad San Francisco de Quito**

**Colegio de Ciencias e Ingeniería**

**HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS**

**Análisis Comparativo de los Métodos de Diseño Sismorresistente basado  
en Fuerzas y Desplazamientos para Edificaciones en el Ecuador**

Juan Francisco Guzmán

Fabricio Yépez, PhD.  
Director de Tesis

---

Telmo Sanchez, PhD.  
Miembro del Comité de Tesis

---

Fernando Romo, MSc.  
Director de Ingeniería Civil

---

Ximena Córdova, PhD.  
Decana de la Escuela de Ingeniería  
Colegio de Ciencias e Ingeniería

---

**Quito, diciembre 2014**

**© DERECHOS DE AUTOR**

Por medio del presente documento certifico que he leído la Política de Propiedad Intelectual de la Universidad San Francisco de Quito y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo de investigación quedan sujetos a lo dispuesto en la Política.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo de investigación en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma: \_\_\_\_\_

Nombre: Juan Francisco Guzmán Sáenz

C. I.: 1714230339

Lugar: Quito

Fecha: Diciembre 2014

**DEDICATORIA**

A mis padres, hermanas y amigos por su apoyo incondicional.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a mi familia, a mis amigos y compañeros con quien he compartido muchos años de mi vida, a mi director de tesis Fabricio Yépez por su guía durante la elaboración de esta investigación y a todas a aquellas personas que de una u otra forma han causado un impacto en mí.

## RESUMEN

El diseño sismo-resistente es un factor imprescindible a considerar para el análisis y construcción de cualquier edificación en el Ecuador. Ya que el campo es relativamente joven, varias tendencias han aparecido en los últimos años donde se incluye el diseño por desempeño. En la presente investigación, se estudia la diferencia entre dos métodos de análisis y diseño sísmico: el Diseño Basado en Fuerzas DBF, y el Diseño Directo Basado en Desplazamientos DDBD especificado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC. Se analizan 9 pórticos diferentes que varían tanto en altura; 4, 8 y 12 pisos, como en configuración estructural; regular, irregular y con muros. Todos los pórticos son diseñados a través del programa ETABS 13 para cada método para encontrar las diferencias entre las deformaciones presentadas y la cantidad de material utilizado. Se trabaja con los requisitos establecidos por la NEC para las edificaciones localizadas en el sector de Quito, con las características de sismos, suelos, y condiciones de análisis. Para lo cual, se realizan modelaciones inelásticas de las edificaciones con el paquete computacional Ruaumoko2D, para establecer como varía el comportamiento real con el esperado a través del método DDBD. De esta manera se establece una comparación de la efectividad de cada método para cada tipo de edificación analizada.

## **ABSTRACT**

Seismic design is an essential factor to consider when dealing with the design and construction of any building in Ecuador. Since the field is relatively young, several trends have appeared in the last years which include performance based design. In the present investigation, the difference between two methods of seismic analysis and design are studied: Force Based Design DBF, and Displacement-Based Design (DDBD), both described in Ecuadorian Construction Code NEC. Nine frames are analyzed which vary in height; 4, 8 and 12 stories, as in structural configuration; regular, irregular and with structural walls. All frames are designed using ETABS 13 for each method to find the differences between obtained deformations and quantity of material used. NEC requirements for buildings located in Quito are used, with proper seismic and soil characteristics, and analysis conditions. To this purpose, inelastic models of the buildings are made with the computational package Ruaumoko2D, to establish variation in the real behavior with the expected thru DDBD. This way, a comparison between the effectiveness of each method for every building analyzed is established.



## TABLA DE CONTENIDO

<b>Resumen</b> .....	7
<b>Abstract</b> .....	8
<b>INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA</b> .....	14
Antecedentes.....	14
Justificación .....	15
Objetivo General .....	16
Objetivos Secundarios .....	16
Alcance .....	17
<b>REVISIÓN DE LITERATURA</b> .....	18
Consideraciones de diseño sismorresistente .....	18
Método de diseño basado en fuerzas .....	21
Falencias atribuidas al DBF .....	23
Método de diseño basado en desplazamientos .....	24
<b>DISEÑO DE EDIFICACIONES</b> .....	25
Bases de diseño.....	25
Diseño utilizando DBF para edificio regular de 4 pisos .....	27
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	28
Secciones y armado definitivos .....	29
Diseño utilizando DDBD para edificio regular de 4 pisos .....	30
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	30
Secciones y armado definitivos .....	37
Diseño utilizando DBF para edificio regular de 8 pisos .....	38
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	38
Secciones y armado definitivos .....	39
Diseño utilizando DDBD para edificio regular de 8 pisos .....	41
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	41
Secciones y armado definitivos .....	43
Diseño utilizando DBF para edificio regular de 12 pisos .....	45
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	45
Secciones y armado definitivos .....	46
Diseño utilizando DDBD para edificio regular de 12 pisos .....	48
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	48
Secciones y armado definitivos .....	51
Diseño utilizando DBF para edificio irregular de 4 pisos .....	53
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	53
Secciones y armado definitivos .....	54
Diseño utilizando DDBD para edificio irregular de 4 pisos .....	55
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	55
Secciones y armado definitivos .....	57
Diseño utilizando DBF para edificio irregular de 8 pisos .....	58
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	58
Secciones y armado definitivos .....	59
Diseño utilizando DDBD para edificio irregular de 8 pisos .....	61

Cálculo de fuerzas sísmicas .....	61
Secciones y armado definitivos .....	63
Diseño utilizando DBF para edificio irregular de 12 pisos .....	65
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	65
Secciones y armado definitivos .....	66
Diseño utilizando DDBD para edificio irregular de 12 pisos.....	68
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	68
Secciones y armado definitivos .....	71
Diseño utilizando DBF para edificio con muros de 4 pisos .....	73
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	74
Secciones y armado definitivos .....	75
Diseño utilizando DDBD para edificio con muros de 4 pisos .....	76
Cálculo de fuerzas sísmicas .....	76
Secciones y armado definitivos .....	80
Diseño utilizando DBF para edificio con muros de 8 pisos .....	81
Cálculo de fuerzas sísmicas.....	81
Secciones y armado definitivos .....	82
Diseño utilizando DDBD para edificio con muros de 8 pisos.....	85
Cálculo de fuerzas sísmicas.....	85
Diseño utilizando DBF para edificio con muros de 12 pisos .....	87
Cálculo de fuerzas sísmicas.....	87
Secciones y armado definitivos .....	89
Diseño utilizando DDBD para edificio con muros de 12 pisos.....	92
Cálculo de fuerzas sísmicas.....	92
<b>COMPARACIÓN ENTRE DISEÑOS .....</b>	<b>95</b>
Diferencias entre cortantes basales de diseño.....	95
Volumenes de hormigón y acero .....	98
Perfil de desplazamientos ETABS 13 .....	101
<b>VERIFICACIÓN DEL PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS DE LOS DISEÑOS .....</b>	<b>108</b>
Definición modelos Ruaumoko .....	108
Modelos histeréticos de Takeda .....	116
Obtención sismo artificial.....	118
Perfiles de desplazamiento inelásticos .....	121
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>125</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>130</b>
<b>ANEXO A: Archivos de entrada para Ruaumoko2D .....</b>	<b>133</b>

## TABLAS

Tabla 1. Valores de variables escogidas para la determinación del espectro de diseño en aceleraciones para las edificaciones escogidas.....	26
Tabla 2. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio regular 4 pisos .....	29
Tabla 3. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio regular de 4 pisos .....	31
Tabla 4. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio regular 8 pisos .....	38
Tabla 5. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio regular de 8 pisos .....	41
Tabla 6. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio regular 12 pisos .....	45
Tabla 7. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio regular de 12 pisos .....	48
Tabla 8. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio irregular 4 pisos .....	53
Tabla 9. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio irregular de 4 pisos .....	55
Tabla 10. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio irregular 8 pisos .....	58
Tabla 11. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio irregular de 8 pisos.....	61
Tabla 12. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio irregular 12 pisos.....	65
Tabla 13. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio irregular de 12 pisos.....	68
Tabla 14. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio con muros 4 pisos.....	74
Tabla 15. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio con muros de 4 pisos .....	78
Tabla 16. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio con muros 4 pisos .....	82
Tabla 17. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio con muros de 8 pisos .....	83
Tabla 18. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio irregular 12 pisos.....	88
Tabla 19. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio con muros de 12 pisos .....	92
Tabla 20. Valores de cortante basal para edificio regular .....	95
Tabla 21. Valores de cortante basal para edificio irregular .....	96
Tabla 22. Valores de cortante basal para edificio con muros.....	97
Tabla 23. Volumen de materiales para edificio regular .....	99
Tabla 24. Volumen de materiales para edificio irregular .....	99
Tabla 25. Volumen de materiales para edificio con muros .....	100
Tabla 26. Condición que gobernó el diseño para las edificaciones .....	100
Tabla 27. Desplazamientos máximos en centímetros por método de diseño de los edificios .....	127
Tabla 28. Recomendación de método de diseño para edificaciones .....	129

## FIGURAS

Figura 1. Procedimiento de aplicación de DBF (Priestley et al., 2007) .....	22
Figura 2. Configuración estructural de los edificios a diseñar .....	25
Figura 3. Espectro de diseño para Tumbaco con suelo tipo C .....	27
Figura 4. Secciones edificio regular 4 pisos, DBF .....	29
Figura 5. Cuantía de refuerzo para edificio regular 4 pisos, DBF .....	30
Figura 6. Perfil de desplazamientos para edificio regular de 4 pisos .....	32
Figura 7. Factor de reducción de la demanda sísmica (Priestley et. Al., 2007) .....	34
Figura 8. Secciones edificio regular 4 pisos, DDBD .....	37
Figura 9. Cuantía de refuerzo para edificio regular 4 pisos, DDBD .....	37
Figura 10. Secciones edificio regular 8 pisos, DBF .....	39
Figura 11. Cuantía de refuerzo para edificio regular 8 pisos, DBF.....	40
Figura 12. Perfil de desplazamientos para edificio regular de 8 pisos .....	42
Figura 13. Secciones edificio regular 8 pisos, DDBD .....	43
Figura 14. Cuantía de refuerzo para edificio regular 8 pisos, DDBD .....	44
Figura 15. Secciones edificio regular 12 pisos, DBF .....	46
Figura 16. Cuantía de refuerzo para edificio regular 12 pisos, DBF .....	47
Figura 17. Perfil de desplazamientos para edificio regular de 12 pisos .....	49
Figura 18. Secciones edificio regular 12 pisos, DDBD .....	51
Figura 19. Cuantía de refuerzo para edificio regular 12 pisos, DDBD .....	52
Figura 20. Secciones edificio irregular 4 pisos, DBF .....	54
Figura 21. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 4 pisos, DBF .....	54
Figura 22. Perfil de desplazamientos para edificio irregular de 4 pisos .....	55
Figura 23. Secciones edificio irregular 4 pisos, DDBD .....	57
Figura 24. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 4 pisos, DDBD .....	57
Figura 25. Secciones edificio irregular 8 pisos, DBF.....	59
Figura 26. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 8 pisos, DBF .....	60
Figura 27. Perfil de desplazamientos para edificio irregular de 8 pisos .....	61
Figura 28. Secciones edificio irregular 8 pisos, DDBD .....	63
Figura 29. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 8 pisos, DDBD .....	64
Figura 30. Secciones edificio irregular 12 pisos, DBF .....	66
Figura 31. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 12 pisos, DBF .....	67
Figura 32. Perfil de desplazamientos para edificio irregular de 12 pisos .....	69
Figura 33. Secciones edificio irregular 12 pisos, DDBD .....	71
Figura 34. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 12 pisos, DDBD .....	72
Figura 35. Vista en planta de los muros utilizados para el diseño de las edificaciones .....	73
Figura 36. Secciones edificio con muros 4 pisos, DBF .....	75
Figura 37. Cuantía de refuerzo para pórtico de edificio con muros 4 pisos, DBF .....	75
Figura 38. Cuantía de refuerzo para muros de edificio 4 pisos, DBF .....	76
Figura 39. Perfil de desplazamientos para edificio con muros de 4 pisos .....	78
Figura 40. Secciones edificio con muros 4 pisos, DDBD .....	80
Figura 41. Cuantía de refuerzo para pórtico de edificio con muros 4 pisos, DDBD .....	80
Figura 42. Cuantía de refuerzo para muros de edificio 4 pisos, DDBD .....	81
Figura 43. Secciones edificio con muros 8 pisos, DBF .....	82
Figura 44. Cuantía de refuerzo para pórtico de edificio con muros 8 pisos, DBF .....	83
Figura 45. Cuantía de refuerzo para muros de edificio 8 pisos, DBF .....	84

Figura 46. Perfil de desplazamientos para edificio con muros de 4 pisos .....	86
Figura 47. Secciones edificio con muros 12 pisos, DBF .....	89
Figura 48. Cuantía de refuerzo para pórtico de edificio con muros 12 pisos, DBF .....	90
Figura 49. Cuantía de refuerzo para muros de edificio 8 pisos, DBF .....	91
Figura 50. Perfil de desplazamientos para edificio con muros de 4 pisos .....	93
Figura 51. Perfiles de desplazamiento edificio regular 4 pisos .....	102
Figura 52. Perfiles de desplazamiento edificio regular 8 pisos .....	102
Figura 53. Perfiles de desplazamiento edificio regular 12 pisos .....	103
Figura 54. Perfiles de desplazamiento edificio irregular 4 pisos .....	104
Figura 55. Perfiles de desplazamiento edificio irregular 8 pisos.....	104
Figura 56. Perfiles de desplazamiento edificio irregular 12 pisos .....	105
Figura 57. Perfiles de desplazamiento edificio con muros de 4 pisos .....	106
Figura 58. Perfiles de desplazamiento edificio con muros de 8 pisos .....	106
Figura 59. Perfiles de desplazamiento edificio con muros de 12 pisos .....	107
Figura 60. Superficie de interacción para la definición de parámetros de elemento tipo columna .....	115
Figura 61. Histéresis desarrollada para elementos tipo viga .....	117
Figura 62. Histéresis desarrollada para elementos tipo columna y muro .....	117
Figura 63. Envoltente exponencial para el sismo de Pomasqui de 1990 .....	119
Figura 64. Espectro de respuesta del acelerograma sintético y comparación con espectro de diseño NEC .....	120
Figura 65. Acelerograma artificial para modelación de estructuras en Ruaumoko2D.....	120
Figura 66. Perfil de desplazamiento inelástico para edificio regular de 8 pisos .....	121
Figura 67. Perfil de desplazamiento inelástico para edificio irregular de 8 pisos .....	122
Figura 68. Perfil de desplazamiento inelástico para edificio con muros de 8 pisos .....	123

## INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA

### Antecedentes

En países propensos a eventos sísmicos como el Ecuador, las normas de construcción proveen criterios que permiten determinar la resistencia de las estructuras debido a este tipo de esfuerzos. En particular, dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 11) se establece que el método principal para elaborar un diseño sismorresistente se basa en una representación de las fuerzas sísmicas como fuerzas laterales aplicadas al nivel de las losas, que simulan los efectos del sismo sobre la estructura. Este procedimiento generalmente se lo conoce como el “Diseño Basado en Fuerzas” (DBF). Sin embargo, con nuevas implementaciones y análisis sobre el comportamiento de estructuras bajo cargas sísmicas, se han desarrollado métodos que representan opciones alternativas a dicho método de diseño. Los métodos basados en desempeño se están abriendo campo dentro del análisis sismorresistente, entre ellos el método de diseño directo basado en desplazamientos (DBDD), desarrollado por Priestley, Calvi y Kowalsky en 2007. Este método permite un mayor control del comportamiento de las estructuras, al tomar en cuenta varios aspectos no considerados en el diseño basado en fuerzas, ya que se trabaja con un diseño enfocado en el desempeño de una estructura en lugar de su resistencia a las fuerzas que actúan sobre él.

Tanto el método basado en fuerzas como el basado en desplazamientos presentan diseños viables para la construcción; sin embargo, al existir una gran diferencia entre sus métodos de análisis y representación estructural, surgen varias incógnitas sobre cual resulta más práctico: ¿El DBDD resulta más seguro que el DBF? ¿Existe una gran diferencia en los diseños de elementos estructurales presentados por ambos métodos? ¿Se puede obtener una edificación más segura a menor costo? ¿Pueden llegar los métodos basados en

desempeño a opacar el gran uso que se da al método basado en fuerzas? Todas estas preguntas giran alrededor de un mismo tema, ¿es el diseño basado en desplazamientos mejor que el diseño basado en fuerzas?

### **Justificación**

Desde 1755 se han contabilizado un aproximado de 14 millones de personas que han muerto por causa de terremotos en todo el mundo (Sarria, 1990 citado en Bozzo & Barbat, 2000). Por lo tanto, el diseño sismorresistente de edificaciones es un aspecto imprescindible al realizar construcciones en zonas sísmicas, ya que gracias a las enormes fuerzas dinámicas ocasionadas por un sismo; las construcciones pueden fallar de formas perjudiciales para las personas en sus alrededores. Los diversos métodos de diseño sismorresistente permiten analizar la capacidad de resistir fuerzas y deformaciones en una estructura; sin embargo, se debe garantizar que las dimensiones utilizadas sean lo suficientemente adecuadas para soportar estas fuerzas adicionales a la estructura (Moreno, Bairán, & Huaman, 2011). Debido a esto, la necesidad de encontrar un método de diseño eficaz y seguro ha aumentado en gran medida, impulsando el desarrollo de diversos métodos de diseño sismorresistente. La selección del método más apropiado puede beneficiar, no solamente al aspecto técnico de comportamiento bajo acciones sísmicas, sino que puede llegar a aportar un nivel de seguridad para cualquier tipo de evento sísmico, controlando daños, deformaciones y niveles de servicio -en el caso de sismos de magnitud baja y evitando el colapso para sismo de gran magnitud.

Por otro lado, el aspecto económico suele ser el más predominante en una construcción y, al contar con algunas reformas a las normas ecuatorianas de construcción, muchas de ellas han aumentado su costo al contar con niveles de seguridad más estrictos. De esta forma, lograr encontrar un método de diseño sismorresistente que pueda satisfacer

las necesidades de diseño a diferentes combinaciones de cargas que mantenga un comportamiento adecuado a un precio razonable resulta ideal. El diseño directo basado en desplazamientos puede representar un primer paso en la búsqueda de dicho método, ya que brinda un análisis más riguroso de la verdadera conducta de una edificación y de sus elementos estructurales a la hora de un evento sísmico.

Debido a lo expuesto anteriormente, el objetivo final de este proyecto será determinar -si el diseño directo basado en desplazamientos es más eficaz que el diseño basado en fuerzas; tomando en cuenta aspectos económicos y de desempeño en varias edificaciones a analizar.

A continuación se encuentra la Revisión de la Literatura dividida en tres partes. Esto está seguido del procedimiento de diseño de las edificaciones, tanto en DBF como en DDBD; la presentación y análisis de los datos obtenidos, las verificaciones de comportamiento estructural y las conclusiones.

### **Objetivo General**

Determinar el método más efectivo, en aspectos económicos y de diseño, entre el método basado en fuerzas y el basado en desplazamientos para realizar un diseño sismorresistente.

### **Objetivos Secundarios**

- Realizar el diseño sismorresistente con DBF y DDBD para las edificaciones de 4, 8 y 12 pisos.
- Comparar las diferencias entre las dimensiones estructurales para cada diseño.
- Establecer el mejor método de diseño para cada tipo de edificio.



- Determinar el verdadero comportamiento de un modelo representativo de cada configuración estructural, a través del perfil de desplazamientos esperado con el real, obtenido a través de la aplicación de un sismo artificial que cumpla con las condiciones para producir el espectro de diseño definido en la NEC-14.

### **Alcance**

Se analizarán edificaciones aporticadas y aporticadas con muros estructurales de hormigón armado, ubicadas en el sector de Cumbayá, Quito. Se utilizarán los requisitos de diseño de la NEC publicada en Agosto de 2014. Se encontrará cual metodología resulta más efectiva para cada tipo de diseño basado en el cortante basal obtenido y en la cantidad de material utilizado para el diseño de los edificios.

## **REVISIÓN DE LITERATURA**

### **Consideraciones de diseño sismorresistente**

A pesar de ser una rama de la ciencia relativamente joven, la acumulación de conocimientos y experiencias en el diseño de estructuras que pueden ser afectadas por sismos ha llevado a un gran crecimiento de este campo de diseño estructural, ya que a partir de estudios analíticos y experimentales se han encontrado varios criterios nuevos para analizar y diseñar una construcción (Gases, López, & Hernández, 1987). Sin embargo, existen varios métodos de diseño sismorresistente los cuales, analizando diferentes aspectos, permiten alcanzar dimensiones suficientes para que una estructura soporte las fuerzas de un sismo. Las construcciones realizadas por los seres humanos tienen la desventaja de ser afectadas en gran medida por sismos, y gracias a su grado de dureza, conformación y resistencia intrínseca estas han logrado soportar estos esfuerzos adicionales; el coliseo romano por ejemplo, ha soportado una cantidad de sismos muy fuertes a lo largo de muchos siglos gracias a que trabaja como una estructura monolítica (Quintero, 2003).

El diseño sismorresistente basado en sistemas estructurales simétricos, ha sido una práctica común realizada por la mayoría de proyectistas, ya que permite obtener una distribución de esfuerzos uniforme, es decir sin concentraciones de daño, para respuestas lineales o no lineales (Bozzo & Barbat, 2000). La simetría de estructuras ha probado ser muy eficiente para soportar fuerzas sísmicas, hasta en estructuras no civiles, como lo fue el caballo de Troya. El análisis del caballo lo llevo a ser considerado como una estructura sismorresistente ideal. Comprende todas las características adecuadas para contrarrestar los efectos de un sismo. En primer lugar tiene una geometría simétrica, al ser conformado por madera posee un comportamiento elástico, resulta sumamente liviano (el peso de una

estructura está directamente relacionado a las fuerzas sísmicas que actúan sobre él) y con aislamiento sísmico aportado por sus ruedas (Quintero, 2003). Existen varias formas de contrarrestar efectos sísmicos, diferentes tipos de diseño en configuración estructural, aislamiento o disipadores sísmicos o incluso en el uso de diferentes tipos de materiales de construcción. En diferentes países, se ha llegado a encontrar que un buen refuerzo de mampostería estructural en construcciones de viviendas puede llegar a brindar los mismos beneficios que un diseño sismorresistente; sin embargo, este tipo de diseños requieren un control de calidad sumamente riguroso y eficiente ya que se trabaja con materiales heterogéneos que pueden presentar irregularidades en su resistencia, pudiendo obtener ubicaciones de menor resistencia donde se generan concentraciones de esfuerzos que son atacados por un sismo. Ya que en nuestro medio todavía no existe un control de calidad de estas características, no se considera como una opción muy viable para viviendas que puedan resistir fuerzas sísmicas (Castilla, 2003).

Tanto el Diseño Basado en Fuerzas (DBF) y el Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), analizan aspectos importantes que se deben considerar para un buen diseño sismorresistente. Mientras que el DBF se enfoca en satisfacer condiciones de desempeño establecidas para diferentes niveles de excitación sísmica, el DDBD se enfoca en restringir deformaciones, desplazamientos, ductilidad e índices de daño (Rubinstein, Giuliano, & Moller, 2006). El propósito de un diseño sismorresistente apropiado es evitar daños estructurales, daños no estructurales, proteger la vida de sus ocupantes, permitir su reparabilidad y mantener su funcionamiento (Hernández, 2003). Mientras no se pueda aprovechar sistemas de protección sísmica, que permiten eliminar la implementación de sistemas estructurales tradicionales, el diseño siempre debe estar considerado para evitar contratiempos en el momento de reducir deformaciones generadas o de tener la capacidad

de soportar las fuerzas aplicadas (Muñoz, Tinman, & Quiun, 2001). Varios análisis se han llevado a cabo para determinar que método de diseño sismorresistente es más eficaz. Según Suárez (2009), las falencias del DBF no permitirán alcanzar el desempeño esperado durante la etapa de diseño mientras que el DDBD permite el diseño para cualquier combinación de desempeño esperado y amenaza sísmica. Godoy (2011), establece que el DBF resulta menos efectivo que el DDBD ya que produce un dimensionamiento innecesario de las estructuras y que hasta en ciertas circunstancias se puede llegar a producir fallos estructurales, al encontrarse en un diseño inseguro. El DBF presenta inconsistencias en la estimación de la respuesta y del daño en las estructuras durante un sismo (Gómez, 2012), e incluso se ha encontrado que DDBD resulta aplicable para algunos casos como por ejemplo el de sistemas de contravientos desadheridos (una nueva alternativa de utilizar disipadores visco elásticos en diagonales, donde DDBD presenta un nivel adecuado de desempeño (Gilmore & Cambray, 2009).

La tendencia de diseño sismorresistente ha cambiado de ser únicamente la capacidad de soportar fuerzas sísmicas, a una metodología que permita analizar la capacidad de un elemento estructural en soportar eficientemente los desplazamientos, fuerzas e incluso la ductilidad propia del elemento; es decir, el diseño por resistencia se está reemplazando por un diseño por desempeño (Ospina, Urrego, & Botero, 2013). De esta forma, a partir de espectros elásticos de diseño se puede determinar si el diseño cumple con los requisitos para la ubicación de la construcción (Aldana, Rodríguez, & Monsalve, 2009). Finalmente, se debe considerar que el futuro de las construcciones está enfocado en la sustentabilidad de la misma, y al presentar un diseño sismorresistente más eficaz, se permite reducir el consumo de recursos que a su vez presenta un ahorro económico al ser tolerante a daños y brindar una protección a sus ocupantes en casos de

emergencias ocasionadas por amenazas naturales, en este caso sismos (Terán-Gilmore, 2010).

Las varias alternativas que existen para el diseño sismorresistente permiten controlar el tipo de esfuerzos que terminarán siendo aplicados dentro de una estructura y las acciones que se debe tomar para que la estructura tenga la capacidad suficiente para resistir estos esfuerzos. El método más utilizado por ingenieros estructurales es el método basado en fuerzas, el cual también es el más utilizado dentro de nuestro medio. El método de diseño de una edificación permite que tenga la capacidad suficiente para resistir los efectos de cargas gravitacionales aplicadas sobre esta; sin embargo, para el diseño sismorresistente, se espera que la estructura fluya tomando daño, mientras disipa energía para evitar su colapso (Ospina, Urrego, & Botero, 2013).

### **Método de diseño basado en fuerzas**

El DBF se enfoca en el principio que a mayor resistencia nominal de una estructura, menor es el daño que recibe de fuerzas externas. Este método controla los daños de la estructura a partir de factores de reducción de resistencia. También considera que la rigidez se toma independientemente de la resistencia de la estructura, mientras que para el caso del periodo de vibración este se estima de forma aproximada conociendo ciertas características del edificio. El efecto directo del sismo hacia la estructura varía en gran medida, dependiendo de las características particulares del lugar de diseño; cada país tiene sus propios códigos de diseño.

La aplicación de este método es relativamente simple, al trabajar con un pre dimensionamiento de la estructura como una primera iteración, a partir de la cual se obtendrán los datos necesarios para llevar a cabo este tipo de análisis. Se continúa el

proceso iterativo hasta conseguir un desplazamiento adecuado en la estructura. En la figura siguiente, se puede observar el procedimiento a seguir para el DBF:

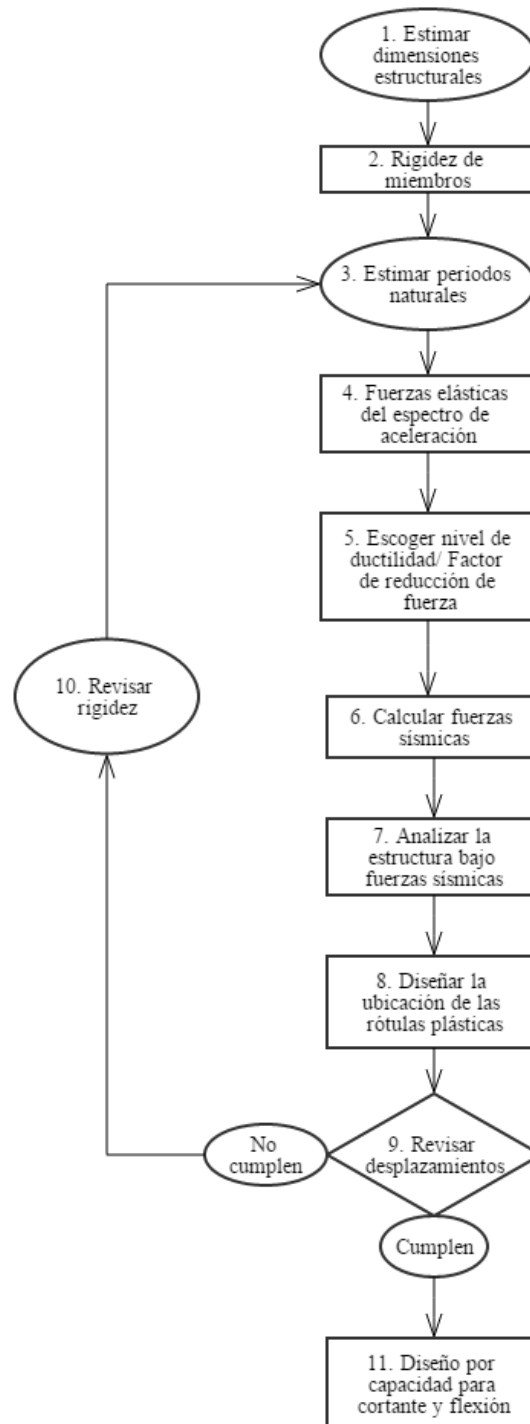


Figura 1. Procedimiento de aplicación de DBF (Priestley et al., 2007)

### **Falencias atribuidas al DBF**

A pesar del uso mundial que se da al DBF para diseño sismorresistente, existen varios errores en el método, las cuales lo convierten en un método que lleva a diseñar estructuras con vulnerabilidad variable. Como Priestley analizó en 2003, existen varias falencias atribuidas al mismo:

DBF considera la rigidez independiente de la resistencia. Al inicio del proceso de diseño se pre dimensiona la estructura y se estima la rigidez de los elementos estructurales a partir del momento de inercia, completa o agrietada, de cada uno de los elementos estructurales. Sin embargo no se toma en cuenta la contribución del acero de refuerzo a la rigidez. Esto implica que el periodo sea estimado de forma inexacta, lo que causa que la demanda sísmica se encuentre de manera incorrecta. Al asumir que no existe relación entre rigidez y resistencia también se llega a deducir equivocadamente que el desplazamiento de fluencia es directamente proporcional a la resistencia de la estructura.

DBF generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras. Dentro del DBF se utilizan varios factores de reducción de resistencia  $R$ . Estos factores consideran la capacidad de ductilidad y sobre resistencia que poseen las estructuras, mientras que permiten disminuir la demanda elástica, provocando la demanda de ductilidad de la estructura. Los factores de reducción, varían dependiendo del tipo de estructura; sin embargo, esto significa que se asume que todas las estructuras alcanzan la misma demanda de ductilidad bajo el sismo de diseño, lo que en realidad no es apropiado al considerar que cada estructura tiene una capacidad de ductilidad diferente (Priestley, 2003).

DBF utiliza el análisis elástico como herramienta de diseño. El análisis elástico de estructuras brinda información superficial sobre el verdadero comportamiento de una estructura. Al no considerar los efectos adicionales una vez que los elementos estructurales

superan el rango elástico; los efectos de degradación en rigidez causan diferentes efectos, tales como una redistribución de fuerzas dentro de la estructura. Ya que en muchos casos se genera un mecanismo dúctil, Priestley (2003) estableció que “una solución basada exclusivamente en equilibrio estático puede producir una distribución de resistencia apropiada con menor esfuerzo de cálculo”.

### **Método de diseño basado en desplazamientos**

El diseño basado en desplazamientos (DBD) ha sido desarrollado para no solamente considerar aspectos resistivos de una estructura, sino de su desempeño cuando está sujeta a cualquier tipo de cargas. Se fundamenta en la linearización equivalente propuesta por Shibata en 1976. El método consiste en reemplazar a toda la estructura en su estado de máxima deformación por un sistema elástico de un solo grado de libertad con amortiguamiento viscoso (Godoy, 2001). De esta forma se puede encontrar la rigidez global de la estructura que cumpla con los requisitos de desempeño propuestos. Suarez en 2009 estableció los pasos principales a seguir para la aplicación de este método:

1. Dimensionamiento inicial de elementos estructurales.
2. Encontrar el desplazamiento de diseño, basándose en estados límites de deformación.
3. Determinar el modelo de amortiguamiento viscoso efectivo, basándose en los requisitos para el desempeño sísmico deseado.
4. Determinar la rigidez y resistencia requerida a partir de un espectro de desplazamiento.



## DISEÑO DE EDIFICACIONES

### Bases de diseño

Varias estructuras aporricadas se analizarán para comparar los resultados de aplicar los métodos DBF y el DDBD. Estas varían tanto en configuración estructural (regular, irregular y con muros estructurales) como en altura (4, 8 y 12 pisos); lo que llevará a un diseño de 9 edificios que por facilidad, se considerarán únicamente como pórticos 2D. El diseño se realizará utilizando los requisitos establecidos por NEC y ACI 318-11.

Como se puede ver en la figura siguiente, las edificaciones cuentan con cuatro vanos de 5 metros de longitud cada uno, y cuentan con una altura de entrepisos de 3 metros, con excepción del primero, el cual tiene una altura de 3.5 metros. En el caso de los edificios con configuración irregular se adoptó una geometría en forma de grada, mientras que en los que poseen muros estructurales, éstos se encuentran en el primer y último vano del pórtico.

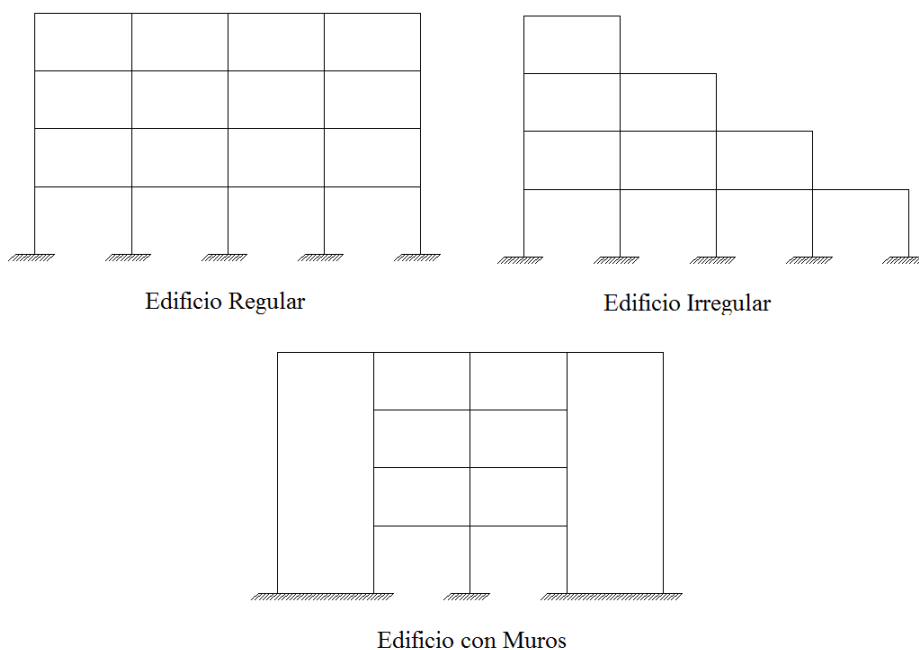


Figura 2. Configuración estructural de los edificios a diseñar

A cada una de estas edificaciones, se las diseñará utilizando la metodología descrita en NEC 14. Dentro del capítulo 2 de cargas sísmicas y diseño sismorresistente, se detallan las características de diseño en las secciones 6 para el DBF y 7 para el DDBD. El proceso de diseño estructural será llevado a cabo en el programa ETABS 13 el cual brindará los resultados finales de secciones y armaduras. Finalmente, con el propósito de verificar los resultados del método DDBD, se analizará el comportamiento inelástico paso a paso en el tiempo de una estructura representativa para cada configuración estructural frente al sismo de diseño de NEC, a través del paquete computacional Ruaumoko.

Todas las edificaciones estarán ubicadas en Tumbaco, Quito con un tipo de suelo de calidad C. Se utilizará el espectro de diseño en aceleraciones descrito en NEC-14, el cual utiliza los siguientes parámetros:

<b>Z</b>	0,4
<b><math>\eta</math></b>	2,48
<b>r</b>	1
<b>F<sub>a</sub></b>	1,2
<b>F<sub>d</sub></b>	1,3
<b>F<sub>s</sub></b>	1,3

<b>T<sub>o</sub></b>	0,14
<b>T<sub>c</sub></b>	0,77
<b>T<sub>L</sub></b>	3,12

Tabla 1. Valores de variables escogidas para la determinación del espectro de diseño en aceleraciones para las edificaciones escogidas.

El espectro obtenido para esta localidad es el siguiente:

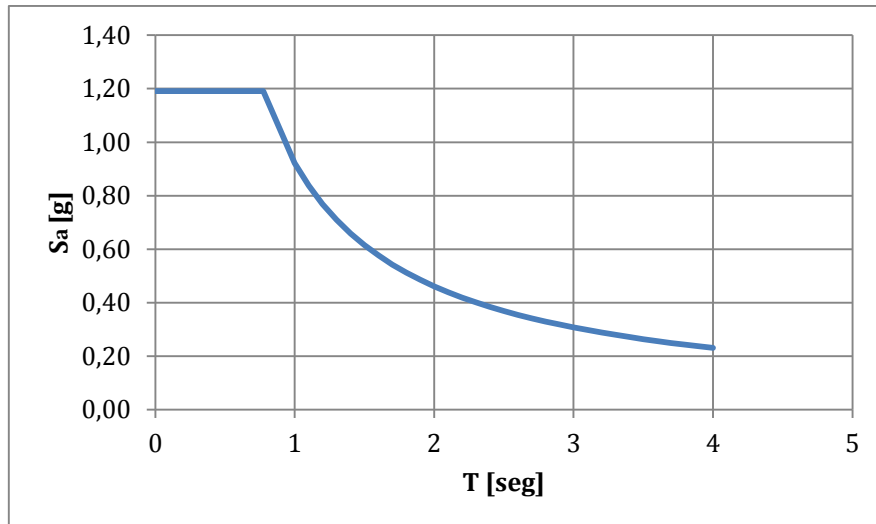


Figura 3. Espectro de diseño para Tumbaco con suelo tipo C.

Se utilizaron materiales con las siguientes propiedades:

$$f_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad E_c = 2,5e5 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad E_s = 2e6 \frac{kg}{cm^2}$$

Finalmente, todos los edificios serán de oficinas, lo que implica utilizar una carga viva de  $240 \frac{kg}{m^2}$ . Al trabajar con pórticos 2D, se considerará un ancho colaborante de 6 metros y una losa alivianada con un equivalente a una maciza con espesor de 20 cm.

### Diseño utilizando DBF para edificio regular de 4 pisos

Para el diseño sismorresistente de un edificio con DBF, el cortante basal de diseño se distribuye en fuerzas sísmicas aplicadas al nivel de las losas como un porcentaje de la carga sísmica reactiva. Este porcentaje está definido en NEC-14 como el coeficiente sísmico el cual consiste de varios factores:

1. Cortante basal de diseño  $V$ , definido en 6.3.2 de NEC

$$V = \frac{I S_a T_a}{R \Phi_P \Phi_E} W \quad (2.1)$$

2. Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño  $S_a$ , definida en 3.3.2
3. Coeficientes de configuración en planta y elevación  $\Phi_P, \Phi_E$ ; definidos en 5.3
4. Factor de importancia  $I$ , definido en la sección 4.1
5. Factor de reducción de respuesta estructural  $R$ , definido en 6.3.4
6. Periodo de vibración  $T_a$ , definido en 6.3.3

$$T_a = C_t h_n^\alpha \quad (2.2)$$

Dónde  $h_n$  es la altura máxima de la edificación y,  $C_t$  y  $\alpha$  son coeficientes que varía según el tipo de edificio.

7. Carga reactiva  $W$ , definida en 6.1.7

$$W = D + 0,25L \quad (2.3)$$

Se toma la carga muerta de la estructura más un 25% de la carga viva aplicada en la misma.

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para el caso de esta edificación, se siguió el procedimiento descrito en NEC-14 para determinar el cortante basal de diseño; obteniendo los siguientes resultados:

Periodo de Vibración

<b><math>H_n</math> [m]</b>	12,5
<b><math>C_t</math></b>	0,047
<b><math>\alpha</math></b>	0,9
<b><math>T</math> [s]</b>	0,456

## Cortante Basal de Diseño

<b>I</b>	1
<b>S<sub>a</sub> [g]</b>	1,19
<b>R</b>	6
<b>Φ<sub>P</sub></b>	1
<b>Φ<sub>E</sub></b>	1
<b>W [T]</b>	546,356
<b>C<sub>sismico</sub></b>	0,1984
<b>V<sub>basal</sub> [T]</b>	108,397

<b>k</b>	1
----------	---

Tabla 2. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración,  
edificio regular 4 pisos

## Secciones y armado definitivos

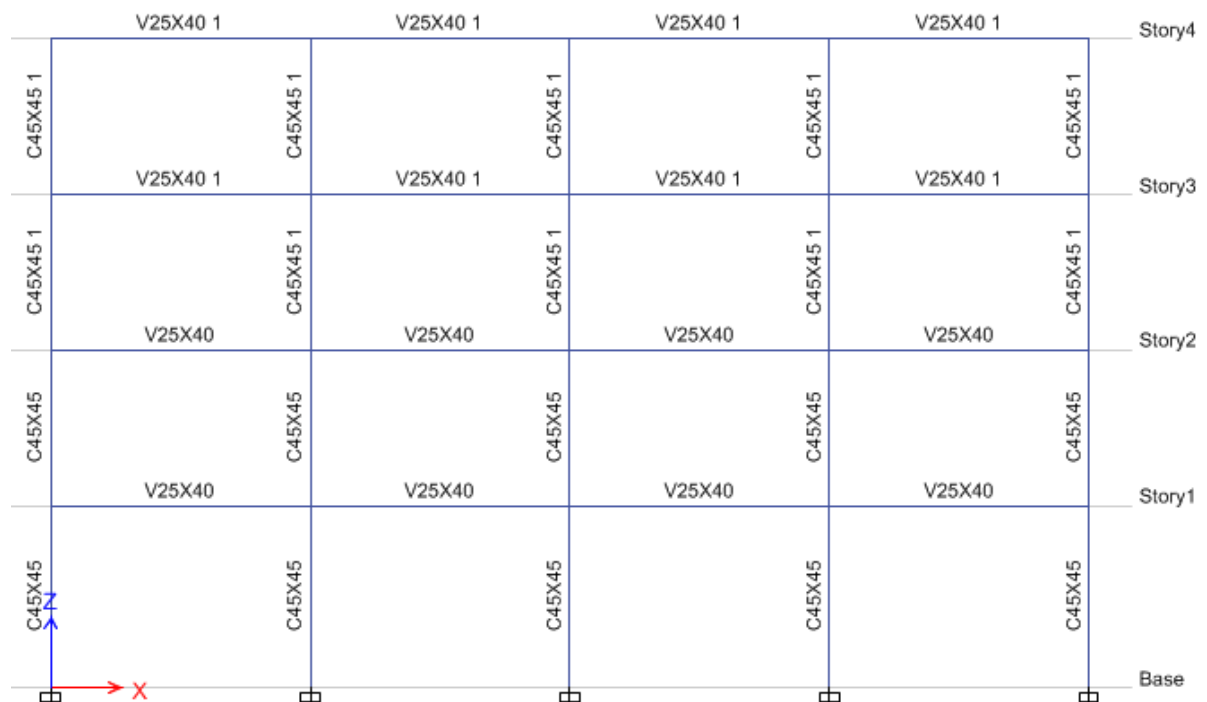


Figura 4. Secciones edificio regular 4 pisos, DBF.

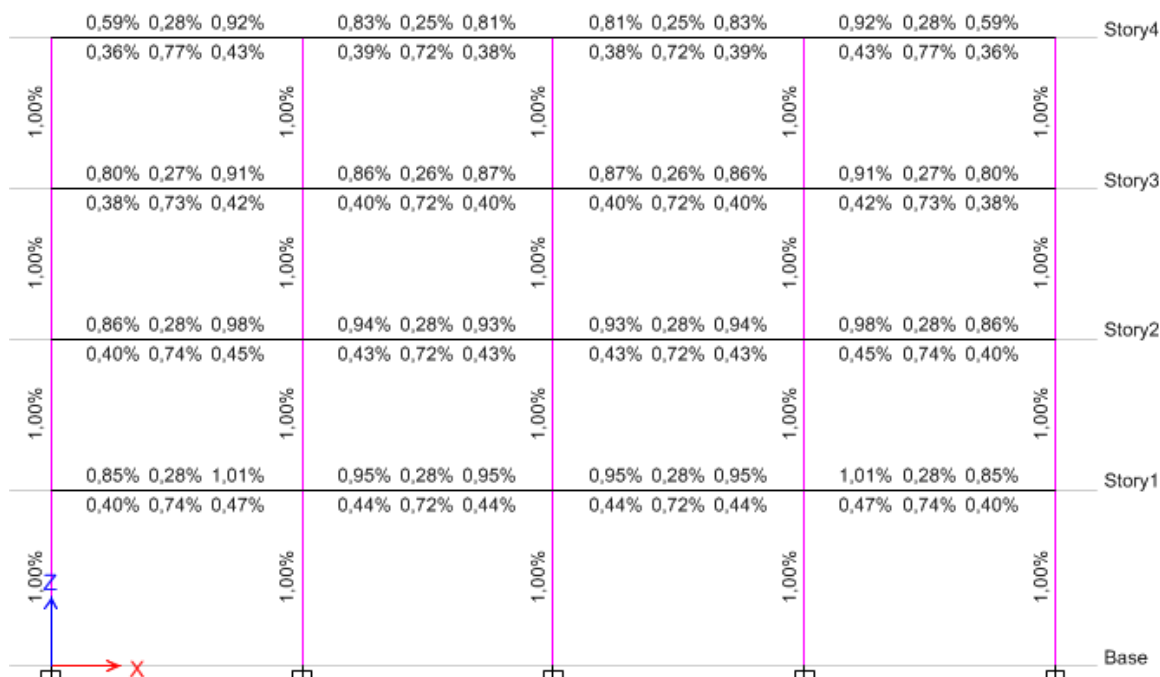


Figura 5. Cuantía de refuerzo para edificio regular 4 pisos, DBF.

Las secciones y armados definitivos obedecen al diseño sismorresistente de cada elemento, verificando su resistencia a las acciones externas, controlando las derivas de piso que no superen el límite de NEC y realizando finalmente un diseño por capacidad de los elementos estructurales y sus conexiones. El resto de edificaciones aporricadas seguirán el mismo método de diseño; en el caso de las edificaciones con muros, se detallarán los cambios considerados para sus diseños.

### Diseño utilizando DDBD para edificio regular de 4 pisos

#### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para el diseño sismorresistente con DDBD, se debe restringir el desplazamiento máximo de la estructura a los límites de derivas máximas inelásticas definidos en la sección 5.1 de NEC. Al trabajar con estructuras de hormigón armado, este límite es:

$\Delta_M = 0.02$ . A partir de este límite se procede a encontrar el perfil de desplazamientos de diseño,  $\Delta$ ; considerando las ecuaciones correspondientes a una edificación aporricada definidas en 7.3.1:

Para  $n \leq 4$ :

$$\Delta_i = \omega_\theta H_i \theta_T \quad (2.4.a)$$

Para  $n > 4$ :

$$\Delta_i = \omega_\theta H_i \theta_T \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1} \quad (2.4.b)$$

Donde  $\omega_\theta$  es el factor de amplificación dinámica de derivas definido por:

$$\omega_\theta = 1,15 - 0,0034H_n \leq 1 \quad (2.5)$$

y  $\theta_T$  la deriva de diseño definida por los límites de deriva máxima en 5.1.

# de Pisos	4
$H_n$ [m]	12,5
$\omega_\theta$	1
$\theta_T$	0,02

Piso	H	m	$\Delta$	$\Delta^2$	mi $\Delta_i$	mi $(\Delta_i)^2$	mi $\Delta_i H_i$
1	3,500	14,121	0,070	0,005	0,988	0,069	3,460
2	6,500	14,059	0,130	0,017	1,828	0,238	11,880
3	9,500	13,903	0,190	0,036	2,642	0,502	25,096
4	12,500	13,610	0,250	0,063	3,402	0,851	42,531
				$\Sigma$	8,860	1,659	82,966

Tabla 3. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio regular de 4 pisos

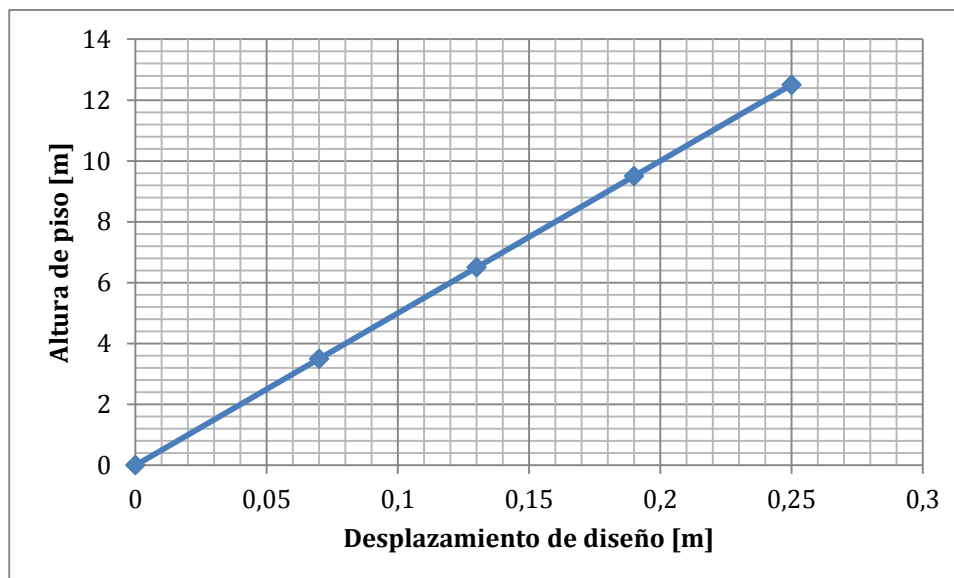


Figura 6. Perfil de desplazamientos para edificio regular de 4 pisos

Y se procede con el resto del procedimiento de cálculo para las fuerzas sísmicas de la estructura para su diseño final.

1. Desplazamiento característico  $\Delta_d$ , definido en la sección 7.2.3.a, el cual describe el desplazamiento de diseño para el sistema de un grado de libertad equivalente. A partir de la Tabla 3, se obtiene el desplazamiento característico afectado por los coeficientes de configuración en planta y elevación:

$\Phi_P$	1
$\Phi_E$	1

$$\Delta_d = \Phi_P \Phi_E \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \mathbf{0,187\ m} \quad (2.6)$$

2. Altura efectiva del sistema de un grado de libertad equivalente:  $H_{eff}$ , definida en 7.2.3.b

$$H_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \mathbf{9,364\ m} \quad (2.7)$$



3. Masa efectiva del sistema de un grado de libertad equivalente:  $M_{eff}$ ,  
definida en 7.2.3.c

$$M_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = 47,311 \frac{Ts^2}{m} \quad (2.8)$$

4. Desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$ , definido en 7.2.3.d

$$\Delta_y = \theta_y H_{eff} = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} H_{eff} = 0,123 m \quad (2.9)$$

Dónde se toma la deriva de fluencia  $\theta_y$ , para un pórtico de hormigón armado; esta se encuentra a través la deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo  $\varepsilon_y$ , y longitud y peralte de una viga característica del pórtico,  $L_b$  y  $h_b$  respectivamente.

5. Demanda de ductilidad  $\mu$ , requerida por el sistema de un grado de libertad definido en 7.2.3.e

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = 1,524 \quad (2.10)$$

6. Factor de reducción de demanda sísmica  $R_\xi$ ; el cual resulta de la estimación del incremento del amortiguamiento debido al comportamiento inelástico del edificio, definido en 7.2.3.f

$$R_\xi = 1,76 \quad (2.11)$$

A partir de la figura siguiente se estima el valor de  $R_\xi$  basado en la demanda de ductilidad  $\mu$ .



Figura 7. Factor de reducción de la demanda sísmica (Priestley et. Al., 2007)

7. Período efectivo del sistema de un grado de libertad equivalente:  $T_{eff}$ , definido en 7.2.3.g

$$\text{Si } T_c \leq T_{eff} \leq T_L : T_{eff} = \frac{\Delta_d R_\xi}{0.38 Z F_d} \quad (2.12.a)$$

$$\text{Si } T_{eff} > T_L : T_{eff} = T_L \quad (2.12.b)$$

$$T_{eff} = 1,6680 \text{ s}$$

Donde  $T_L$  es el periodo límite de vibración utilizado para la definición del espectro de respuesta en desplazamientos,  $Z$  es el factor de zona que está

dado por la aceleración máxima en roca esperada en el sismo de diseño expresada como fracción de la gravedad, y  $F_d$ , un coeficiente de amplificación de suelo.  $T_{eff}$  se obtiene a partir del espectro de desplazamientos para diseño, con base al desplazamiento característico  $\Delta_d$  para obtener el período correspondiente al sistema equivalente.

8. Rigidez efectiva del sistema de un grado de libertad equivalente:  $K_{eff}$ , definida en 7.2.3.h

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2} = 671,29 \frac{T}{m} \quad (2.13)$$

9. Cortante basal de diseño  $V_{DDBD}$ , definido en 7.2.4 como la resistencia requerida por la estructura cuando se alcanza el desplazamiento meta.

$$V_{DDBD} = K_{eff} \Delta_d = 125,72 T \quad (2.14)$$

10. Vector de fuerzas laterales

El cortante basal se distribuye en el centro de masa de cada edificio, con un factor de  $k = 0.9$  para edificaciones aporticadas, de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

Pisos 1 a n-1:

$$F_i = kV_{DDBD} \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.15.a)$$

Piso n:

$$F_i = (1 - k)V_{DDBD} + kV_{DDBD} \frac{m_n \Delta_n}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.15.b)$$

Lo que nos brinda el vector de fuerzas laterales:

<b>Piso</b>	<b>F [T]</b>
1	12,62
2	23,34
3	33,73
4	56,02

La aplicación de estas fuerzas al modelo utilizado en ETABS 13, permitieron el diseño de todos los elementos estructurales. Se recalca que todas las fuerzas encontradas fueron aplicadas al centro de gravedad de cada uno de los pisos, y se consideraron todas las combinaciones de carga con estas nuevas fuerzas incluidas en la modelación de la estructura.

Secciones y armados definitivos

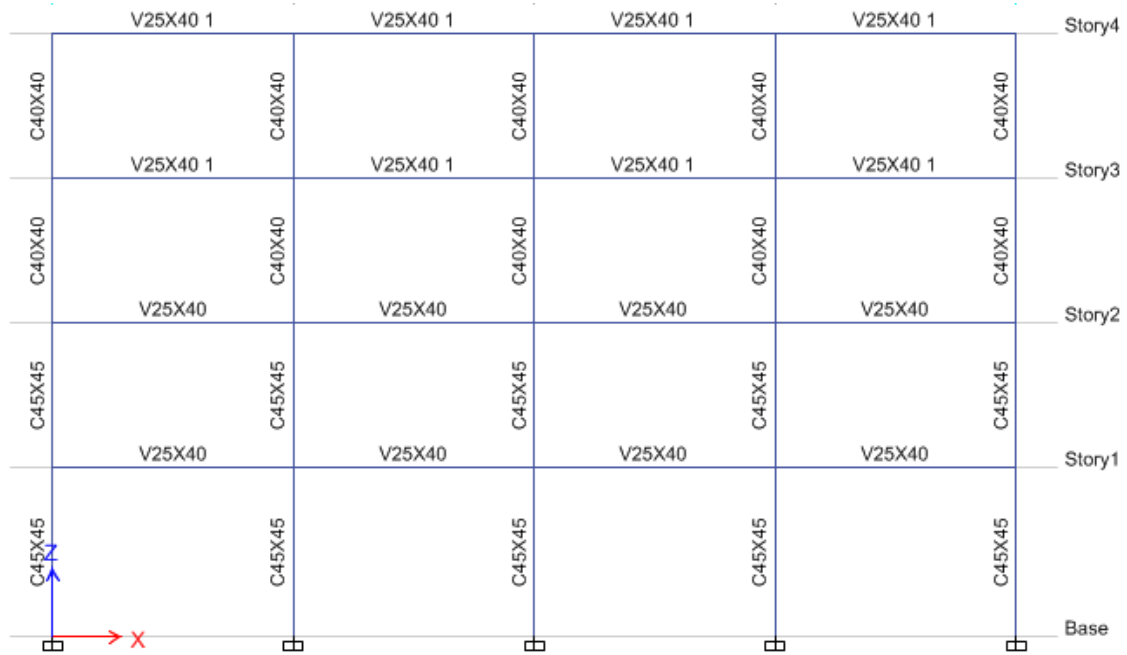


Figura 8. Secciones edificio regular 4 pisos, DDBD.

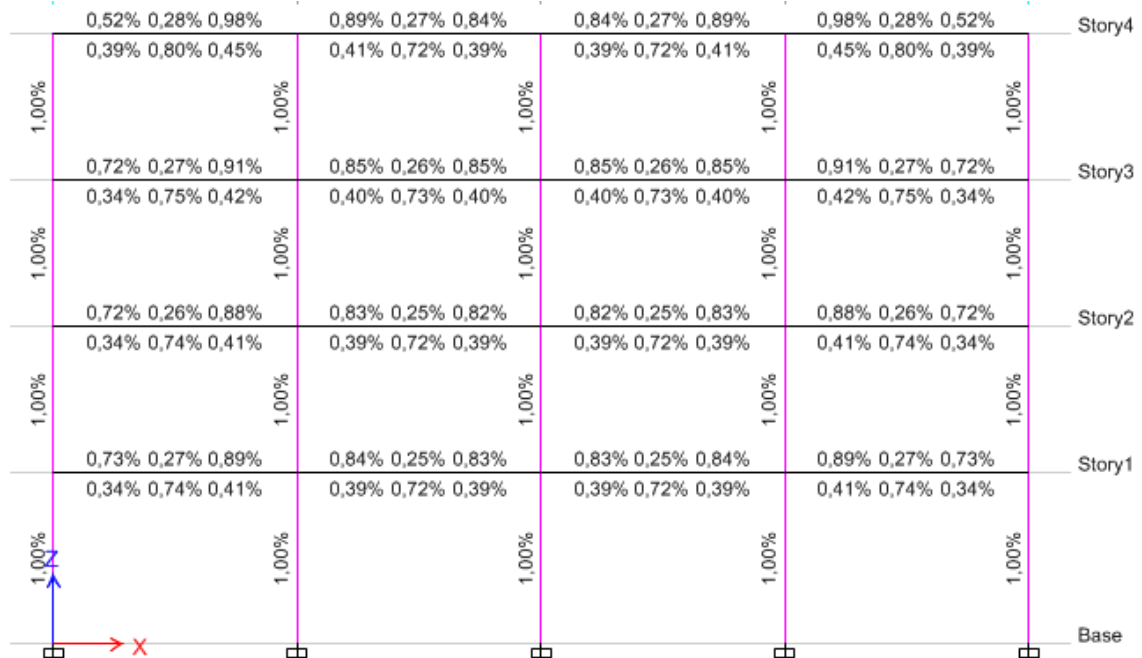


Figura 9. Cuantía de refuerzo para edificio regular 4 pisos, DDBD.

## Diseño utilizando DBF para edificio regular de 8 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para el diseño de 8 pisos se encontró lo siguiente:

#### Periodo de Vibración

<b>H<sub>n</sub> [m]</b>	24,5
<b>C<sub>t</sub></b>	0,047
<b><math>\alpha</math></b>	0,9
<b>T [s]</b>	0,836

#### Cortante Basal de Diseño

<b>I</b>	1
<b>S<sub>a</sub> [g]</b>	1,10
<b>R</b>	6
<b><math>\Phi_P</math></b>	1
<b><math>\Phi_E</math></b>	1
<b>W [T]</b>	1097,054
<b>C<sub>sismico</sub></b>	0,1838
<b>V<sub>basal</sub> [T]</b>	201,600
<b>k</b>	1,168

Tabla 4. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración,  
edificio regular 8 pisos

## Secciones y armados definitivos

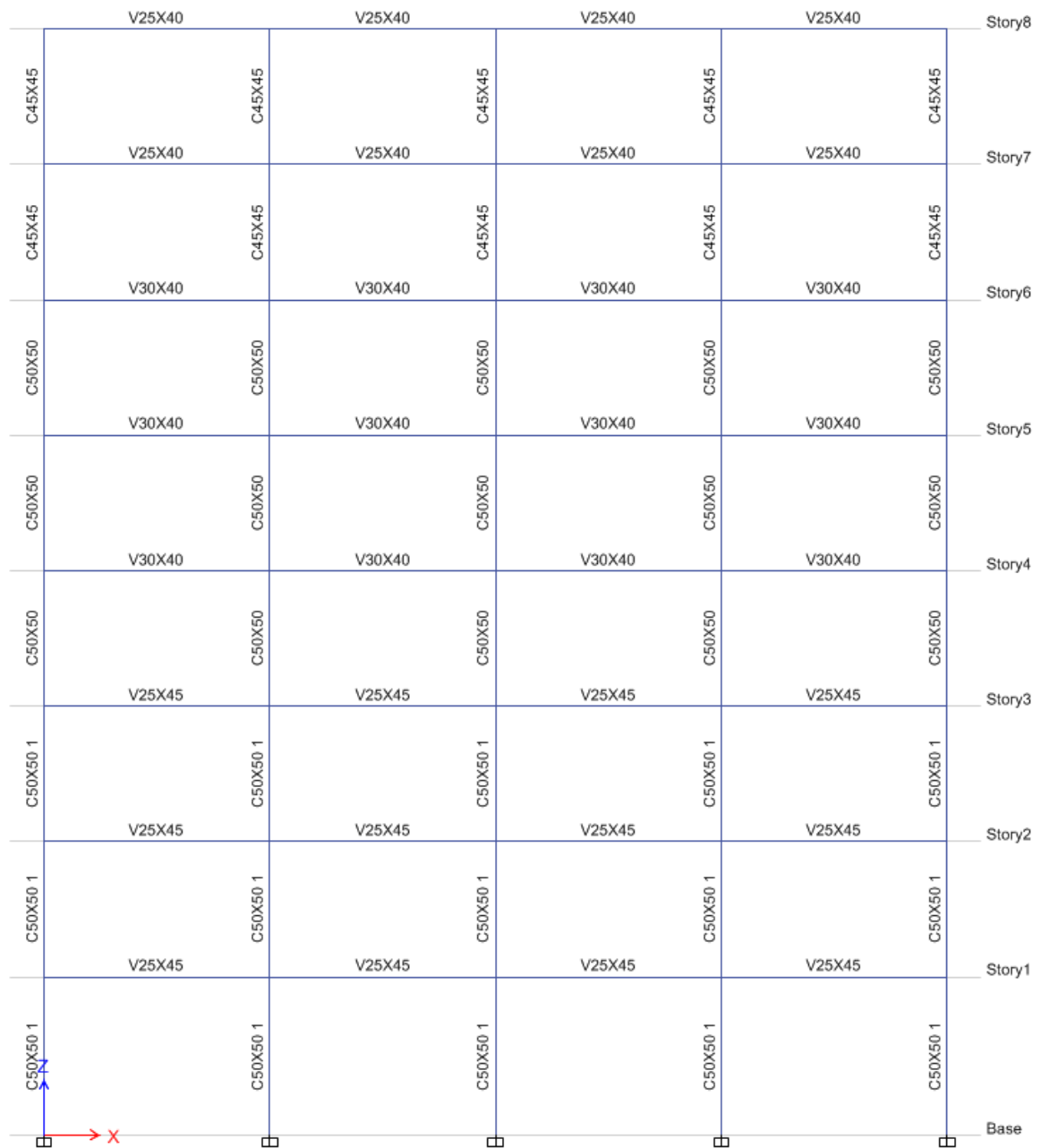


Figura 10. Secciones edificio regular 8 pisos, DBF.

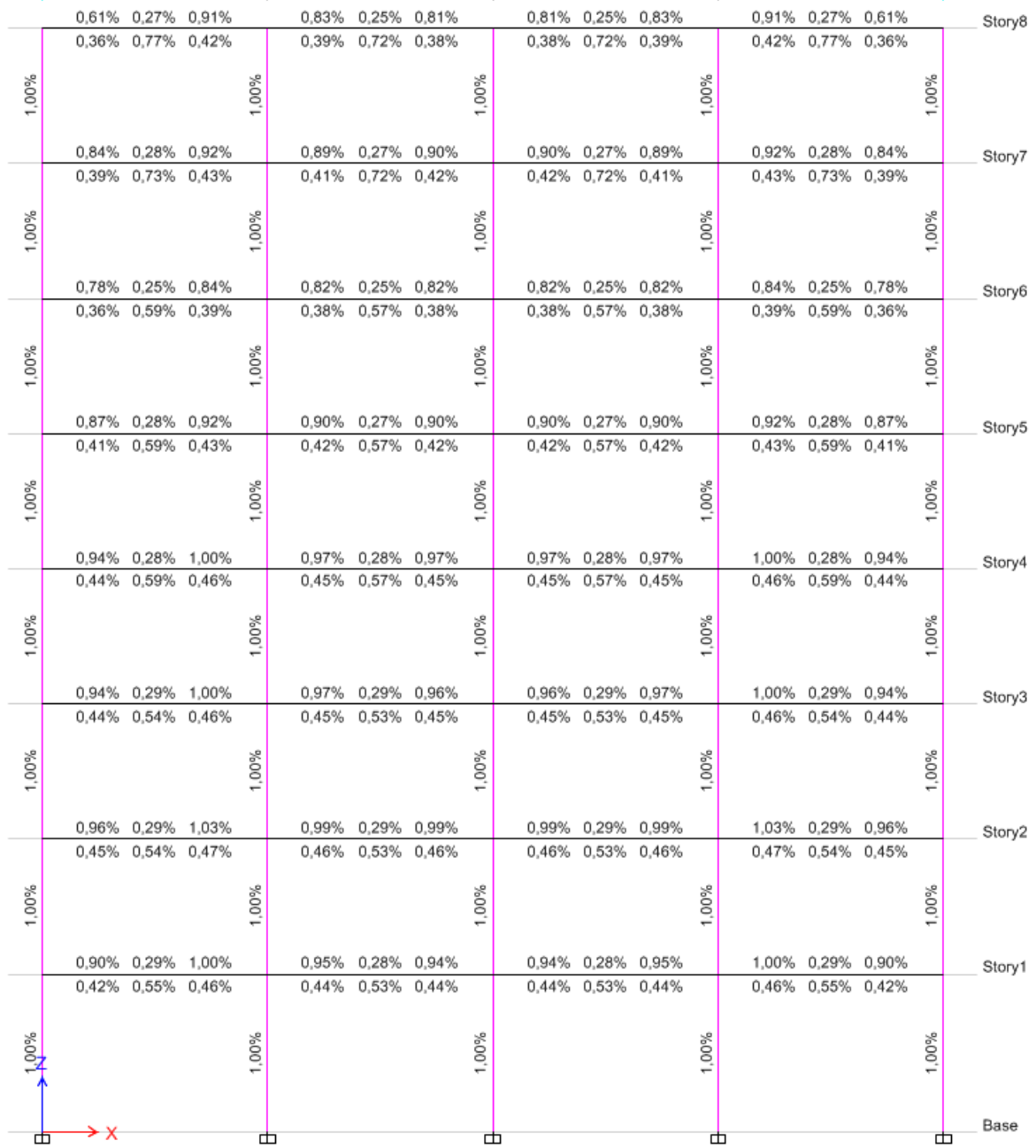


Figura 11. Cuantía de refuerzo para edificio regular 8 pisos, DBF.



## Diseño utilizando DDBD para edificio regular de 8 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Se obtuvieron los siguientes resultados:

# de Pisos	8
Hn [m]	24,5
$\omega_0$	1
$\theta_T$	0,02

Piso	H	m	$\Delta$	$\Delta^2$	mi $\Delta_i$	mi $(\Delta_i)^2$	mi $\Delta_i H_i$
1	3,5	14,874	0,070	0,005	1,041	0,073	3,644
2	6,5	14,781	0,126	0,016	1,861	0,234	12,093
3	9,5	14,781	0,178	0,032	2,630	0,468	24,986
4	12,5	14,059	0,226	0,051	3,180	0,719	39,751
5	15,5	14,059	0,271	0,073	3,805	1,030	58,977
6	18,5	14,059	0,311	0,097	4,376	1,362	80,961
7	21,5	13,903	0,348	0,121	4,840	1,685	104,053
8	24,5	13,610	0,381	0,145	5,187	1,977	127,078
$\Sigma$					26,920	7,548	451,543

Tabla 5. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio regular de 8 pisos

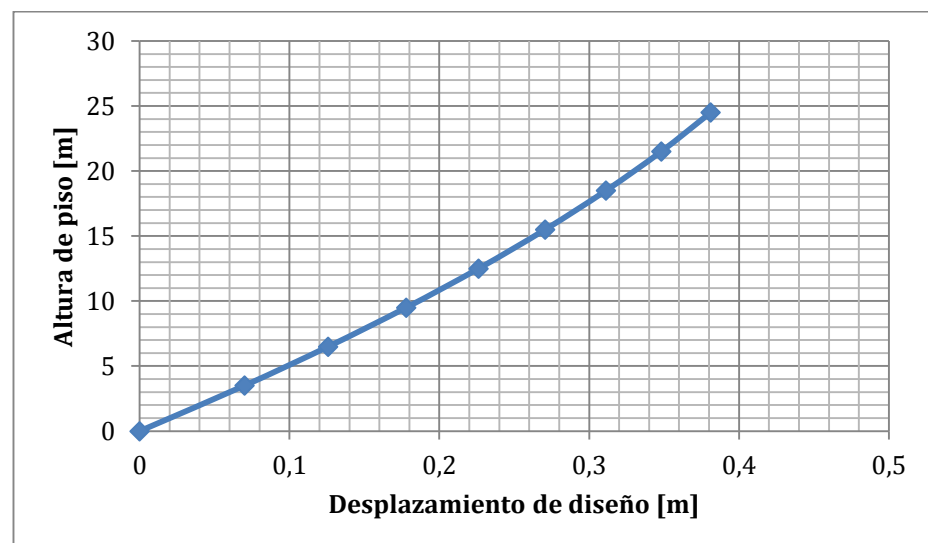


Figura 12. Perfil de desplazamientos para edificio regular de 8 pisos.

1.  $\Delta_d = 0,2804 \text{ m}$
2.  $H_{eff} = 16,7738 \text{ m}$
3.  $M_{eff} = 96,011 \frac{\text{Ts}^2}{\text{m}}$
4.  $\Delta_y = 0,2202 \text{ m}$
5.  $\mu = 1,2736$
6.  $R_\xi = 1,5$
7.  $T_{eff} = 2,128 \text{ s}$
8.  $K_{eff} = 836,70 \frac{\text{T}}{\text{m}}$
9.  $V_{DDBD} = 234,60 \text{ T}$
10. Vector de fuerzas laterales

El cortante basal se distribuye en el centro de masa de cada edificio, con un factor de  $k = 0.9$  para edificaciones aporticadas, lo que nos brinda el vector de fuerzas laterales:

<b>Piso</b>	<b>F [T]</b>
1	8,17
2	14,59
3	20,63
4	24,94
5	29,84

6	34,32
7	37,96
8	64,14

**Secciones y armados definitivos**

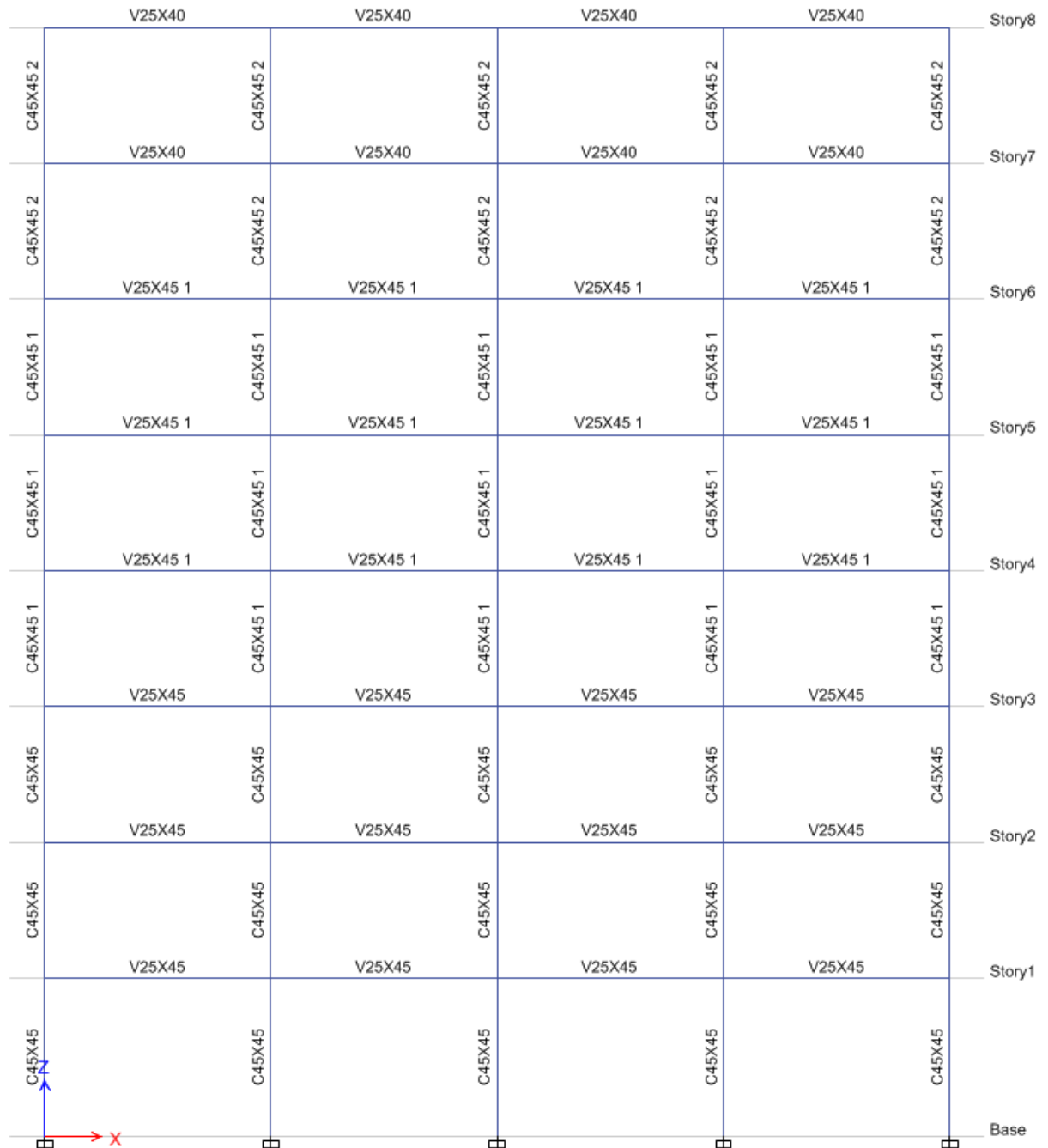


Figura 13. Secciones edificio regular 8 pisos, DDBD.

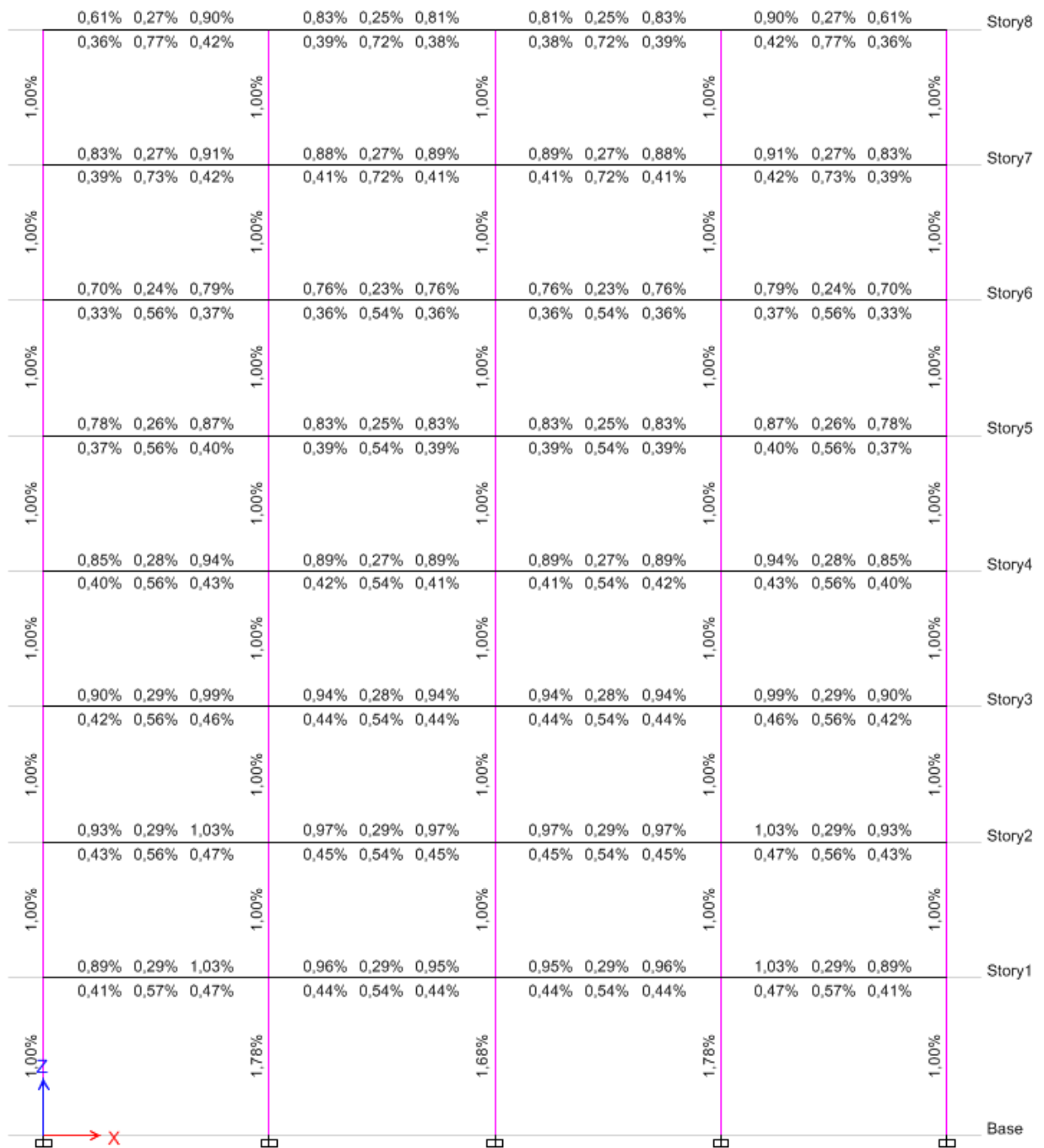


Figura 14. Cuantía de refuerzo para edificio regular 8 pisos, DDBD.

## Diseño utilizando DBF para edificio regular de 12 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para el diseño de 12 pisos se encontró lo siguiente:

#### Periodo de Vibración

<b>H<sub>n</sub> [m]</b>	36,5
<b>C<sub>t</sub></b>	0,047
<b><math>\alpha</math></b>	0,9
<b>T [s]</b>	1,197

#### Cortante Basal de Diseño

<b>I</b>	1
<b>S<sub>a</sub> [g]</b>	0,77
<b>R</b>	6
<b><math>\Phi_P</math></b>	1
<b><math>\Phi_E</math></b>	1
<b>W [T]</b>	1671,272
<b>C<sub>sismico</sub></b>	0,1284
<b>V<sub>basal</sub> [T]</b>	214,534

<b>k</b>	1,349
----------	-------

Tabla 6. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración,  
edificio regular 12 pisos

Secciones y armados definitivos



Figura 15. Secciones edificio regular 12 pisos, DBF.

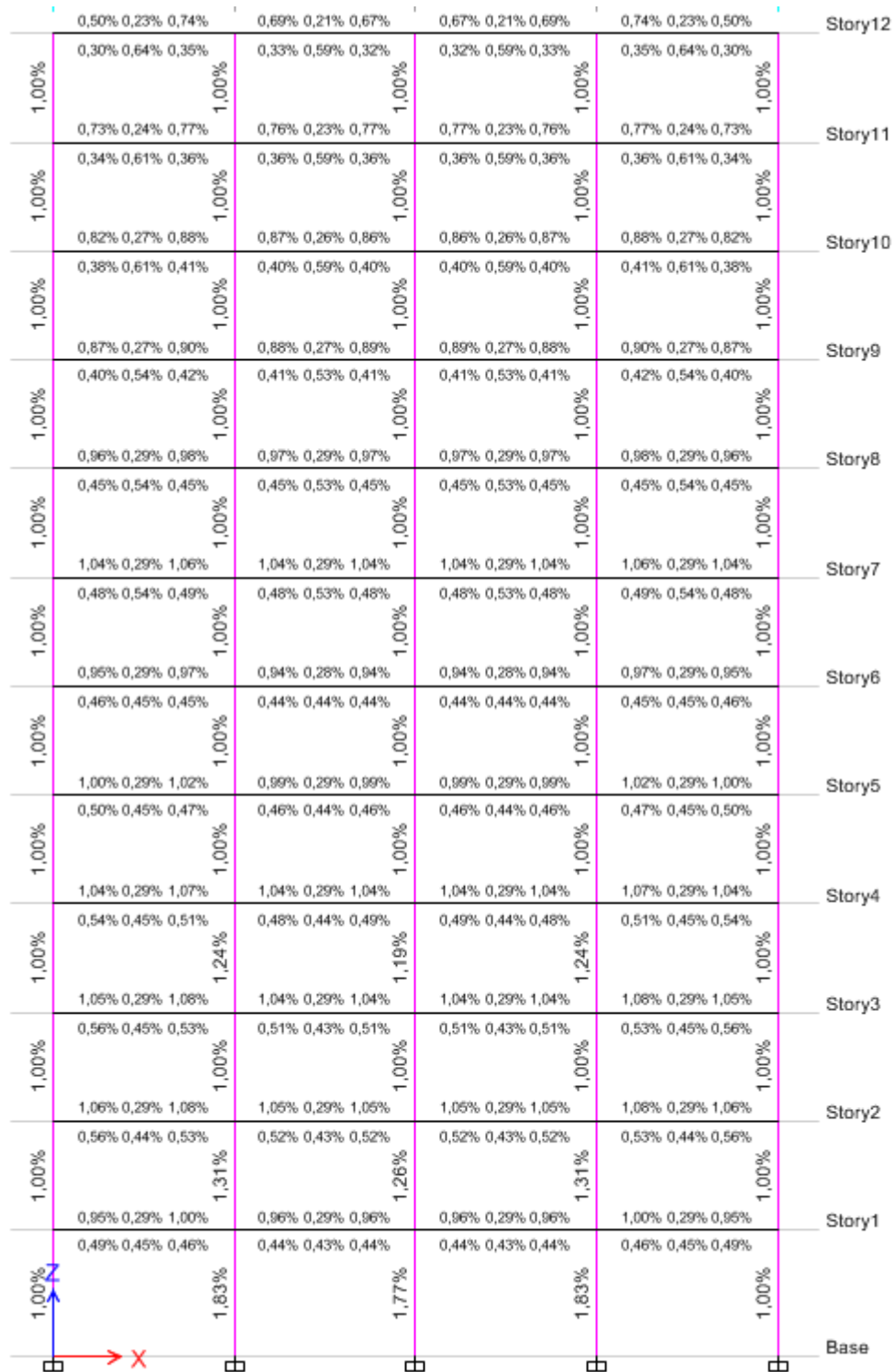


Figura 16. Cuantía de refuerzo para edificio regular 12 pisos, DBF.

## Diseño utilizando DDBD para edificio regular de 12 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Se obtuvieron los siguientes resultados:

# de Pisos	12
Hn [m]	36,5
$\omega_0$	1
$\theta_T$	0,02

Piso	H	m	$\Delta$	$\Delta^2$	mi $\Delta_i$	mi $(\Delta_i)^2$	mi $\Delta_i H_i$
1	3,5	15,325	0,070	0,005	1,073	0,075	3,755
2	6,5	15,176	0,127	0,016	1,931	0,246	12,553
3	9,5	15,176	0,182	0,033	2,762	0,503	26,239
4	12,5	14,698	0,234	0,055	3,443	0,806	43,032
5	15,5	14,698	0,284	0,081	4,173	1,185	64,679
6	18,5	14,698	0,331	0,110	4,866	1,611	90,020
7	21,5	14,234	0,376	0,141	5,347	2,009	114,968
8	24,5	14,234	0,418	0,175	5,947	2,484	145,693
9	27,5	14,234	0,457	0,209	6,510	2,977	179,025
10	30,5	13,903	0,494	0,244	6,874	3,399	209,661
11	33,5	13,903	0,529	0,280	7,354	3,890	246,364
12	36,5	13,610	0,561	0,315	7,634	4,282	278,655
				$\Sigma$	57,914	23,467	1414,643

Tabla 7. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio regular de 12 pisos



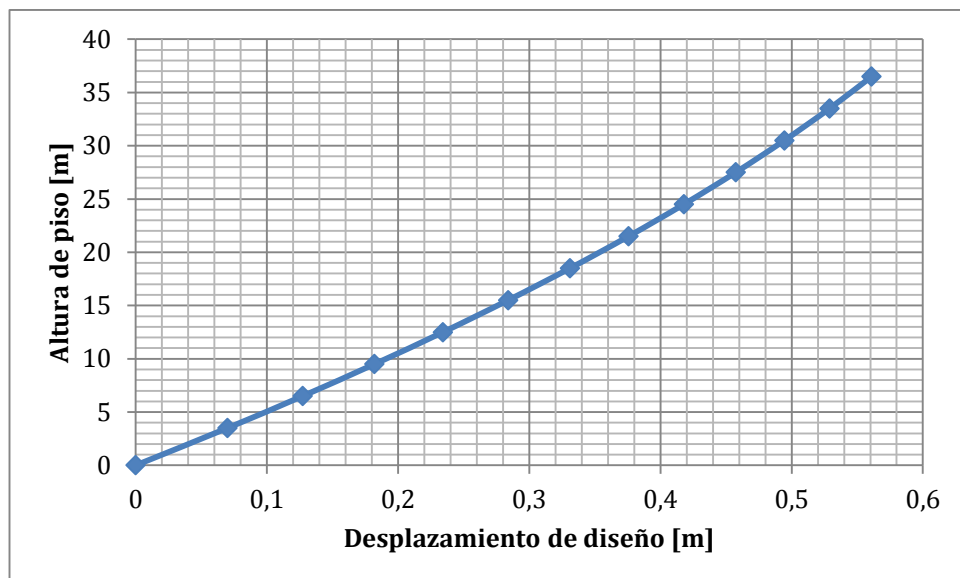


Figura 17. Perfil de desplazamientos para edificio regular de 12 pisos.

1.  $\Delta_d = 0,405 \text{ m}$
2.  $H_{eff} = 24,427 \text{ m}$
3.  $M_{eff} = 142,923 \frac{\text{Ts}^2}{\text{m}}$
4.  $\Delta_y = 0,013 \text{ m}$
5.  $\mu = 1,264$
6.  $R_\xi = 1,5$
7.  $T_{eff} = 3,08 \text{ s}$
8.  $K_{eff} = 596,34 \frac{\text{T}}{\text{m}}$
9.  $V_{DDBD} = 241,64 \text{ T}$

## 10. Vector de fuerzas laterales

El cortante basal se distribuye en el centro de masa de cada edificio, con un factor de  $k = 0.9$  para edificaciones aperticadas, lo que nos brinda el vector de fuerzas laterales:

<b>Piso</b>	<b>F [T]</b>
1	4,03
2	7,25
3	10,37
4	12,93
5	15,67
6	18,27
7	20,08
8	22,33
9	24,45
10	25,81
11	27,62
12	52,83

## Secciones y armados definitivos

	V25X40 1	V25X40 1	V25X40 1	V25X40 1	Story12
C45X45	C45X45	C45X45	C45X45	C45X45	
	V25X40 1	V25X40 1	V25X40 1	V25X40 1	Story11
C45X45	C45X45	C45X45	C45X45	C45X45	
	V25X40 1	V25X40 1	V25X40 1	V25X40 1	Story10
C45X45	C45X45	C45X45	C45X45	C45X45	
	V25X40	V25X40	V25X40	V25X40	Story9
C50X50	C50X50	C50X50	C50X50	C50X50	
	V25X40	V25X40	V25X40	V25X40	Story8
C50X50	C50X50	C50X50	C50X50	C50X50	
	V25X40	V25X40	V25X40	V25X40	Story7
C50X50	C50X50	C50X50	C50X50	C50X50	
	V25X45 1	V25X45 1	V25X45 1	V25X45 1	Story6
C60X60	C60X60	C60X60	C60X60	C60X60	
	V25X45 1	V25X45 1	V25X45 1	V25X45 1	Story5
C60X60	C60X60	C60X60	C60X60	C60X60	
	V25X45 1	V25X45 1	V25X45 1	V25X45 1	Story4
C60X60	C60X60	C60X60	C60X60	C60X60	
	V25X40 2	V25X40 2	V25X40 2	V25X40 2	Story3
C70X70	C70X70	C70X70	C70X70	C70X70	
	V25X40 2	V25X40 2	V25X40 2	V25X40 2	Story2
C70X70	C70X70	C70X70	C70X70	C70X70	
	V25X40 2	V25X40 2	V25X40 2	V25X40 2	Story1
C70X70	C70X70	C70X70	C70X70	C70X70	Base

Figura 18. Secciones edificio regular 12 pisos, DDBD.

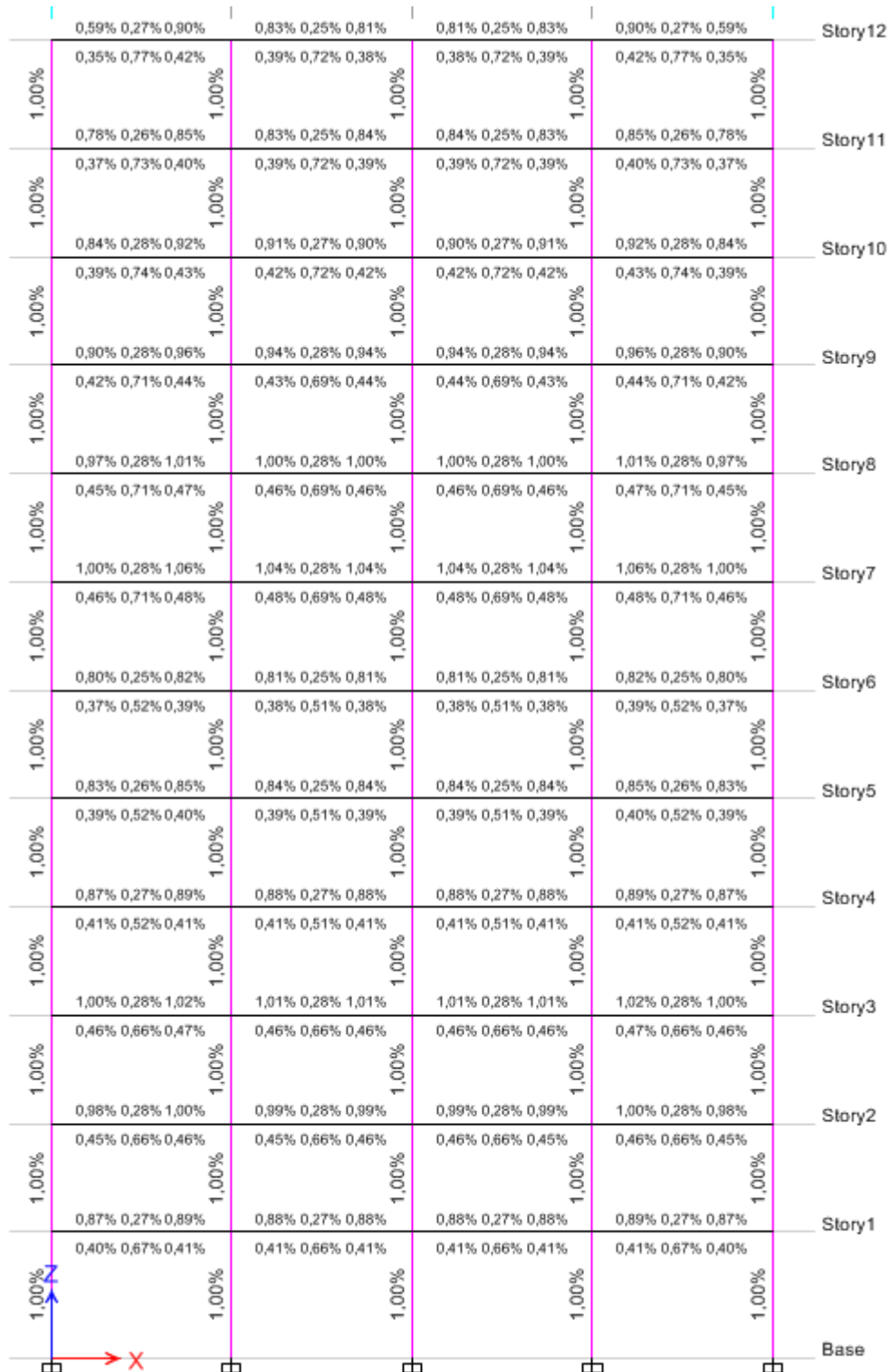


Figura 19. Cuantía de refuerzo para edificio regular 12 pisos, DDBD.

## Diseño utilizando DBF para edificio irregular de 4 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para el diseño del edificio irregular de 4 pisos se obtuvieron los siguientes resultados:

#### Periodo de Vibración

<b><math>H_n</math> [m]</b>	12,5
<b><math>C_t</math></b>	0,047
<b><math>\alpha</math></b>	0,9
<b><math>T</math> [s]</b>	0,456

#### Cortante Basal de Diseño

<b><math>I</math></b>	1
<b><math>S_a</math> [g]</b>	1,19
<b><math>R</math></b>	6
<b><math>\Phi_P</math></b>	1
<b><math>\Phi_E</math></b>	0,9
<b><math>W</math> [T]</b>	347,610
<b><math>C_{sismico}</math></b>	0,2204
<b><math>V_{basal}</math> [T]</b>	76,629

<b><math>k</math></b>	1
-----------------------	---

Tabla 8. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio irregular 4 pisos

Secciones y armado definitivo

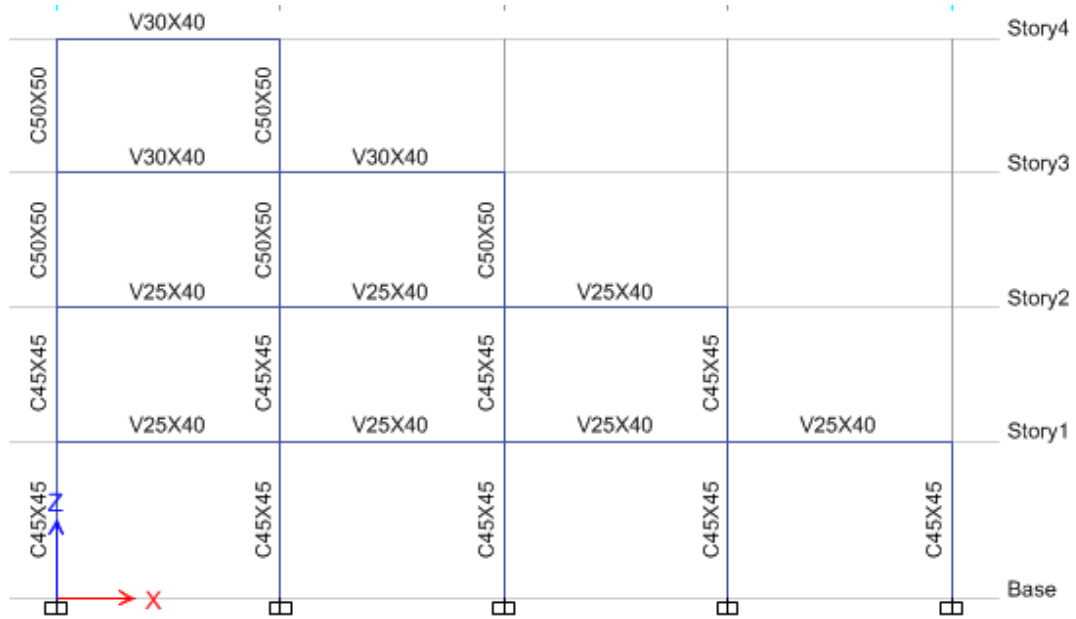


Figura 20. Secciones edificio irregular 4 pisos, DBF.

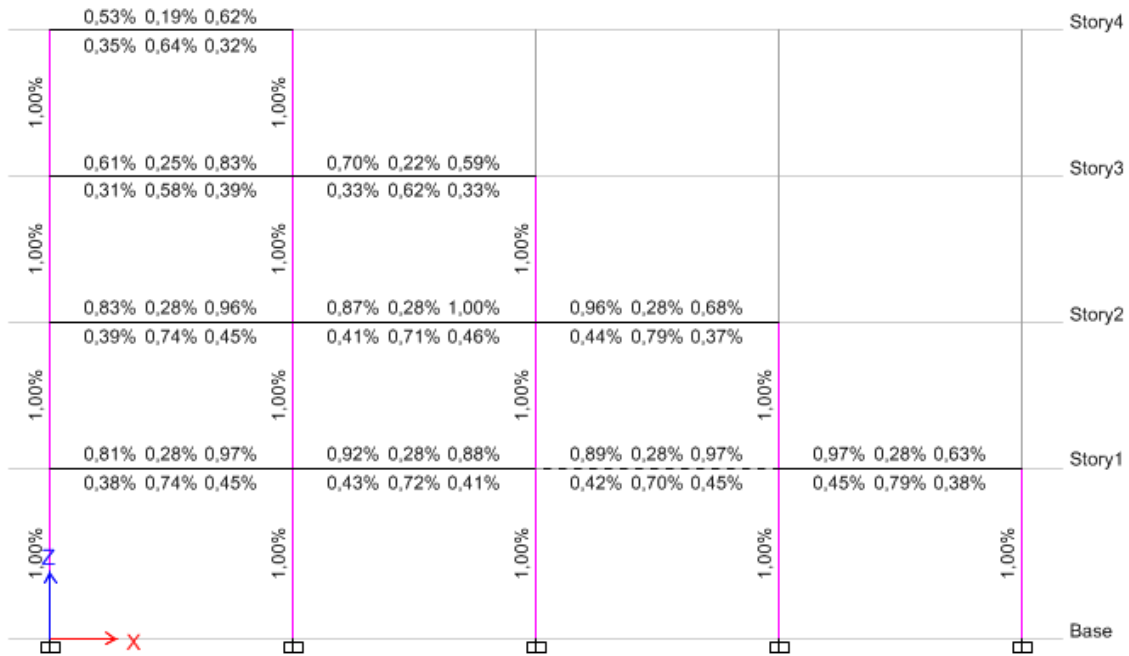


Figura 21. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 4 pisos, DBF.

## Diseño utilizando DDBD para edificio irregular de 4 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para el diseño con DDBD del edificio irregular de 4 pisos se encontró lo siguiente:

# de Pisos	4
$H_n$ [m]	12,5
$\omega_0$	1
$\theta_T$	0,02

Piso	H	m	$\Delta$	$\Delta^2$	$m_i \Delta_i$	$m_i (\Delta_i)^2$	$m_i \Delta_i H_i$
1	3,5	14,194	0,070	0,005	0,994	0,070	3,478
2	6,5	10,611	0,130	0,017	1,379	0,179	8,966
3	9,5	7,017	0,190	0,036	1,333	0,253	12,666
4	12,5	3,472	0,250	0,063	0,868	0,217	10,849
				$\Sigma$	4,574	0,719	35,959

Tabla 9. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio irregular de 4 pisos

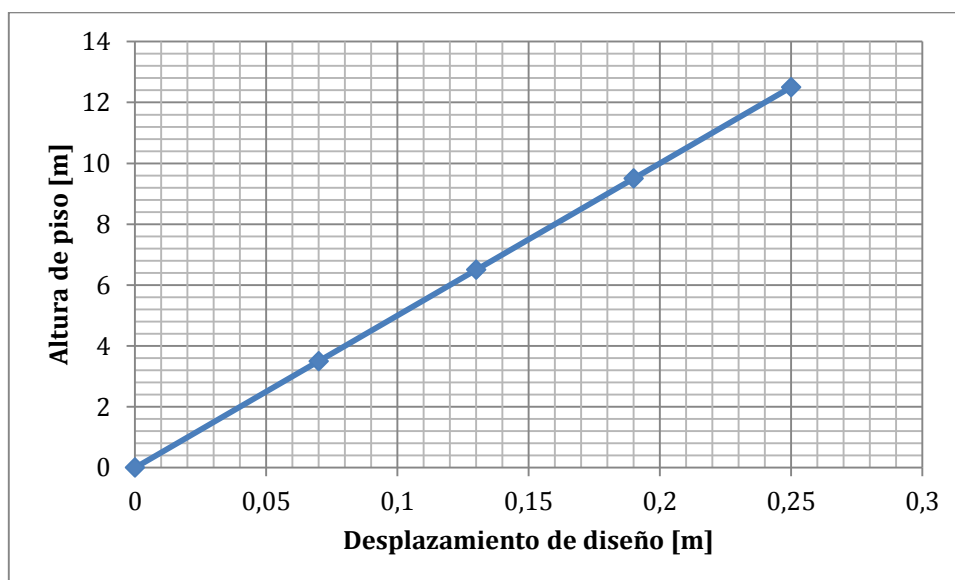


Figura 22. Perfil de desplazamientos para edificio irregular de 4 pisos.

1.  $\Delta_d = 0,142 \text{ m}$
2.  $H_{eff} = 7,861 \text{ m}$
3.  $M_{eff} = 32,326 \frac{T s^2}{m}$
4.  $\Delta_y = 0,103 \text{ m}$
5.  $\mu = 1,3714$
6.  $R_\xi = 1,55$
7.  $T_{eff} = 1,11 \text{ s}$
8.  $K_{eff} = 1035,85 \frac{T}{m}$
9.  $V_{DDBD} = 146,57 T$
10. Vector de fuerzas laterales

El cortante basal se distribuye en el centro de masa de cada edificio, con un factor de  $k = 0.9$  para edificaciones aperticadas, lo que nos brinda el vector de fuerzas laterales:

<b>Piso</b>	<b>F [T]</b>
1	28,65
2	39,78
3	38,45
4	39,69



Secciones y armados definitivos



Figura 23. Secciones edificio irregular 4 pisos, DDBD.

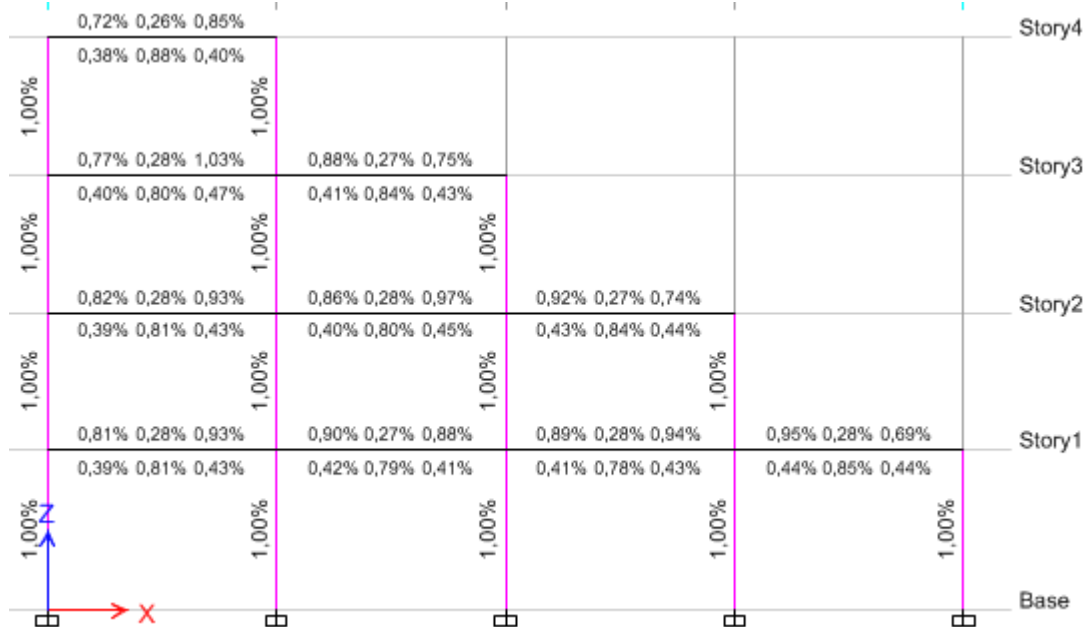


Figura 24. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 4 pisos, DDBD.

## Diseño utilizando DBF para edificio regular de 8 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para el diseño de 8 pisos se encontró lo siguiente:

#### Periodo de Vibración

<b>H<sub>n</sub> [m]</b>	24,5
<b>C<sub>t</sub></b>	0,047
<b><math>\alpha</math></b>	0,9
<b>T [s]</b>	0,836

#### Cortante Basal de Diseño

<b>I</b>	1
<b>S<sub>a</sub> [g]</b>	1,10
<b>R</b>	6
<b><math>\Phi_P</math></b>	1
<b><math>\Phi_E</math></b>	0,9
<b>W [T]</b>	696,240
<b>C<sub>sismico</sub></b>	0,2042
<b>V<sub>basal</sub> [T]</b>	142,161

<b>k</b>	1,168
----------	-------

Tabla 10. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio irregular 8 pisos

## Secciones y armados definitivos



Figura 25. Secciones edificio irregular 8 pisos, DBF.

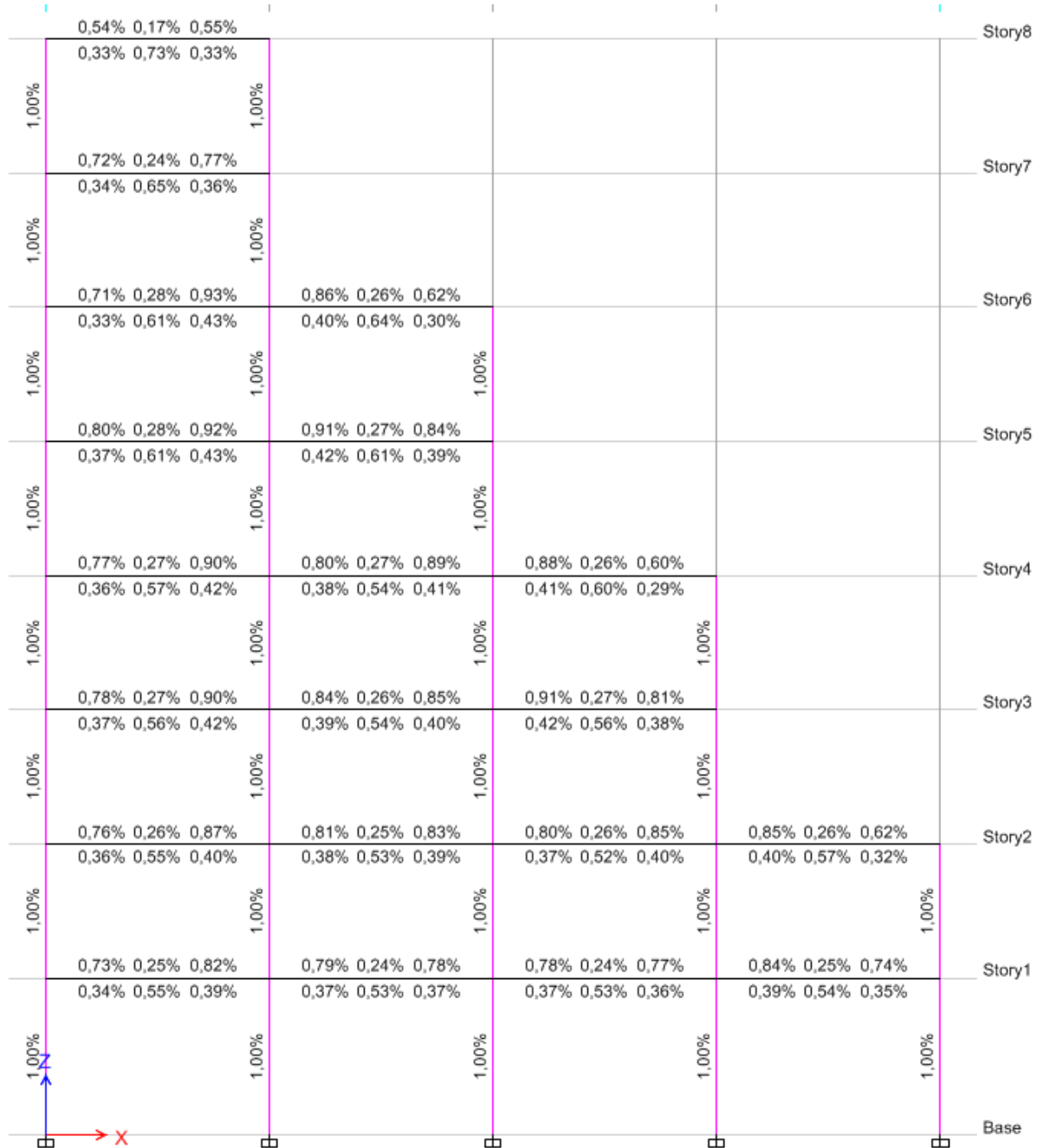


Figura 26. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 8 pisos, DBF.

## Diseño utilizando DDBD para edificio irregular de 8 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Se obtuvieron los siguientes resultados:

# de Pisos	8
Hn [m]	24,5
$\omega_0$	1
$\theta_T$	0,02

Piso	H	m	$\Delta$	$\Delta^2$	mi $\Delta_i$	mi $(\Delta_i)^2$	mi $\Delta_i H_i$
1	3,5	14,371	0,070	0,005	1,006	0,070	3,521
2	6,5	14,203	0,126	0,016	1,788	0,225	11,621
3	9,5	10,628	0,178	0,032	1,891	0,336	17,965
4	12,5	10,553	0,226	0,051	2,387	0,540	29,838
5	15,5	7,128	0,271	0,073	1,929	0,522	29,903
6	18,5	7,054	0,311	0,097	2,196	0,683	40,621
7	21,5	3,576	0,348	0,121	1,245	0,433	26,764
8	24,5	3,459	0,381	0,145	1,318	0,502	32,295
$\Sigma$					13,760	3,313	192,527

Tabla 11. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio irregular de 8 pisos

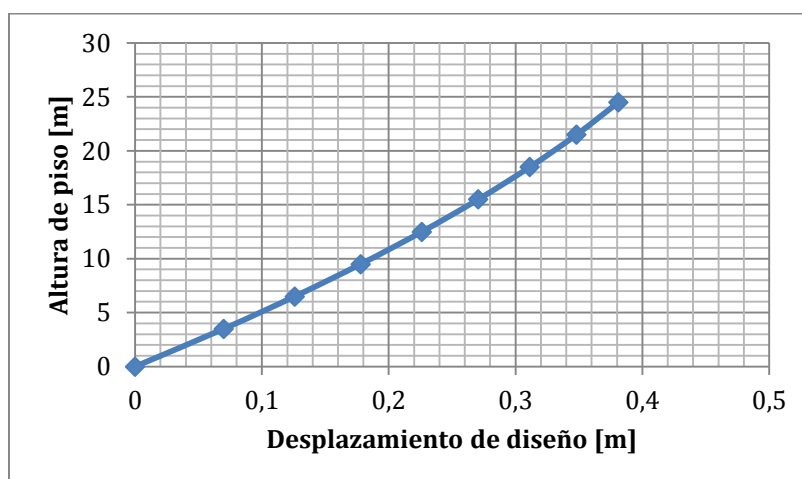


Figura 27. Perfil de desplazamientos para edificio irregular de 8 pisos.

1.  $\Delta_d = 0,2167 \text{ m}$
2.  $H_{eff} = 13,992 \text{ m}$
3.  $M_{eff} = 63,495 \frac{T s^2}{m}$
4.  $\Delta_y = 0,184 \text{ m}$
5.  $\mu = 1,18$
6.  $R_\xi = 1,25$
7.  $T_{eff} = 1,371 \text{ s}$
8.  $K_{eff} = 1333,88 \frac{T}{m}$
9.  $V_{DDBD} = 289,06 T$
10. Vector de fuerzas laterales

El cortante basal se distribuye en el centro de masa de cada edificio, con un factor de  $k = 0.9$  para edificaciones aporricadas, lo que nos brinda el vector de fuerzas laterales:

<b>Piso</b>	<b>F [T]</b>
1	19,02
2	33,80
3	35,75
4	45,13
5	36,48
6	41,51
7	23,54
8	53,83

Secciones y armados definitivos



Figura 28. Secciones edificio irregular 8 pisos, DDBD.

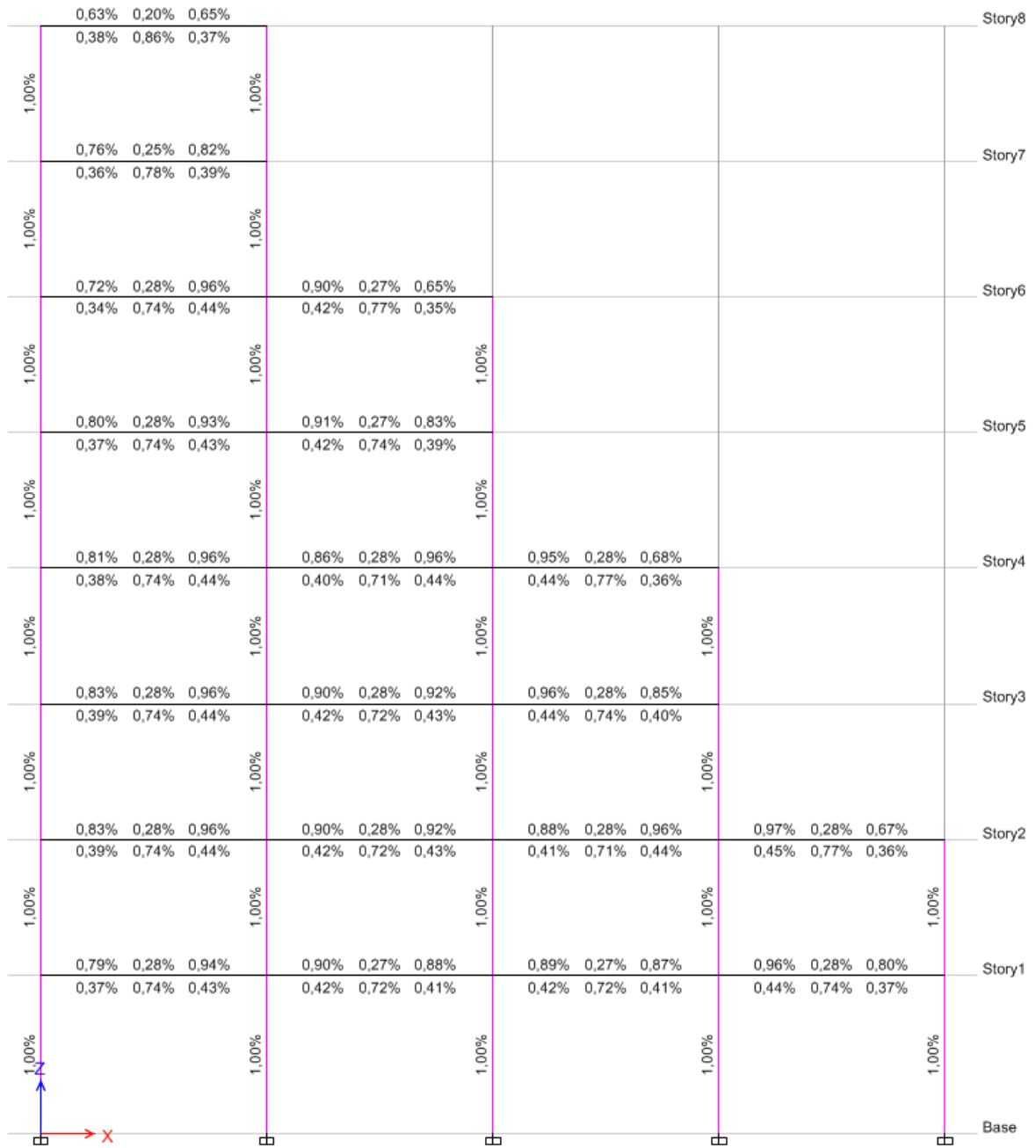


Figura 29. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 8 pisos, DDBD.



## Diseño utilizando DBF para edificio regular de 12 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para el diseño de 12 pisos se encontró lo siguiente:

#### Periodo de Vibración

<b>H<sub>n</sub> [m]</b>	36,5
<b>C<sub>t</sub></b>	0,047
<b><math>\alpha</math></b>	0,9
<b>T [s]</b>	1,197

#### Cortante Basal de Diseño

<b>I</b>	1
<b>S<sub>a</sub> [g]</b>	0,77
<b>R</b>	6
<b><math>\Phi_P</math></b>	1
<b><math>\Phi_E</math></b>	0,9
<b>W [T]</b>	1049,043
<b>C<sub>sismico</sub></b>	0,1426
<b>V<sub>basal</sub> [T]</b>	149,623

<b>k</b>	1,349
----------	-------

Tabla 12. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio irregular 12 pisos

Secciones y armados definitivos



Figura 30. Secciones edificio irregular 12 pisos, DBF.

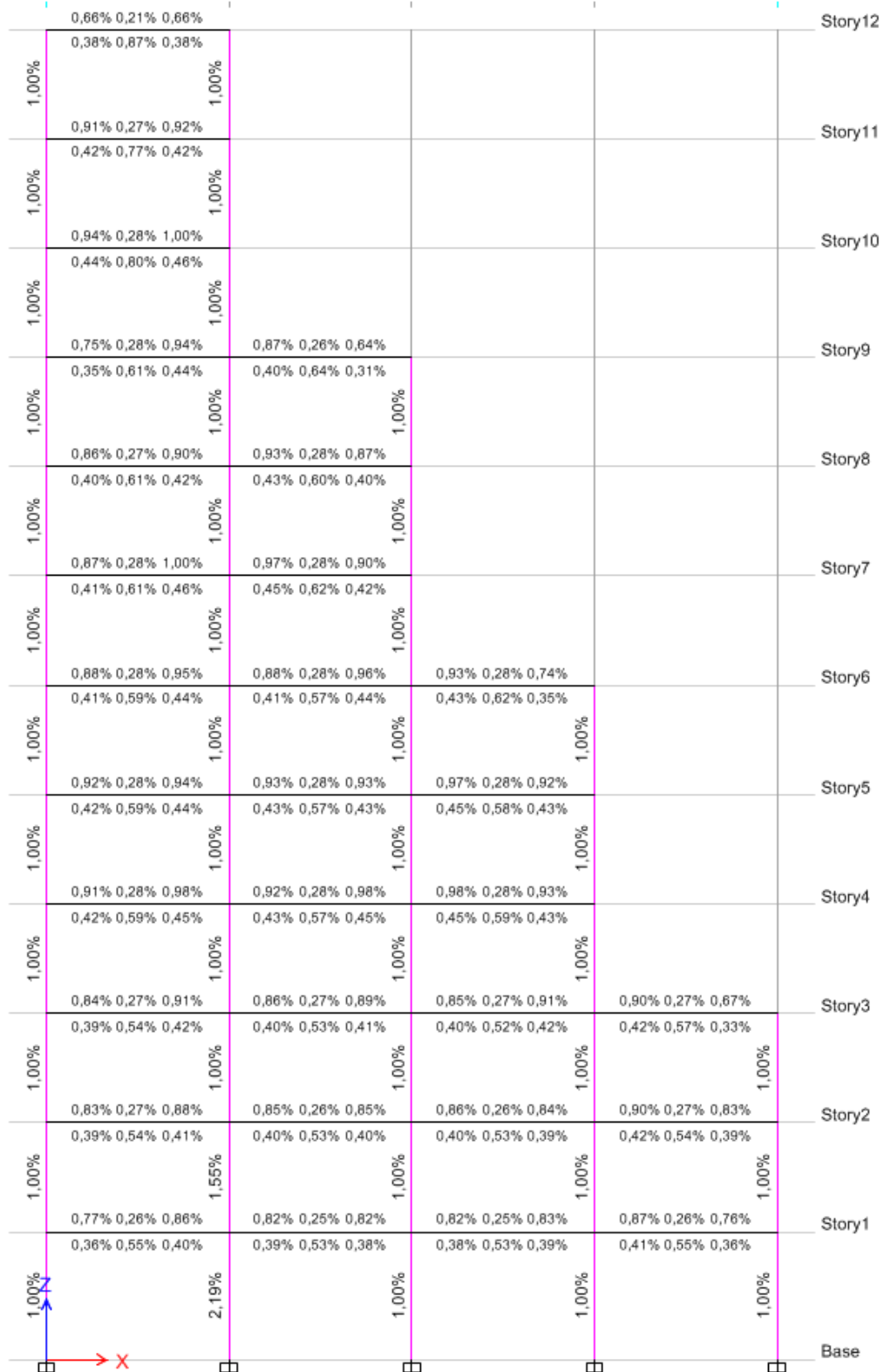


Figura 31. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 12 pisos, DBF.

## Diseño utilizando DDBD para edificio regular de 12 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Se obtuvieron los siguientes resultados:

# de Pisos	12
Hn [m]	36,5
$\omega_0$	1
$\theta_T$	0,02

Piso	H	m	$\Delta$	$\Delta^2$	mi $\Delta_i$	mi $(\Delta_i)^2$	mi $\Delta_i H_i$
1	3,5	14,286	0,070	0,005	1,000	0,070	3,500
2	6,5	14,209	0,127	0,016	1,808	0,230	11,754
3	9,5	14,117	0,182	0,033	2,569	0,468	24,409
4	12,5	10,703	0,234	0,055	2,507	0,587	31,334
5	15,5	10,703	0,284	0,081	3,038	0,863	47,096
6	18,5	10,611	0,331	0,110	3,513	1,163	64,987
7	21,5	7,196	0,376	0,141	2,704	1,016	58,126
8	24,5	7,196	0,418	0,175	3,007	1,256	73,661
9	27,5	7,105	0,457	0,209	3,249	1,486	89,359
10	30,5	3,558	0,494	0,244	1,759	0,870	53,651
11	33,5	3,558	0,529	0,280	1,882	0,995	63,043
12	36,5	3,440	0,561	0,315	1,930	1,083	70,440
$\Sigma$					28,966	10,086	591,360

Tabla 13. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio irregular de 12 pisos.

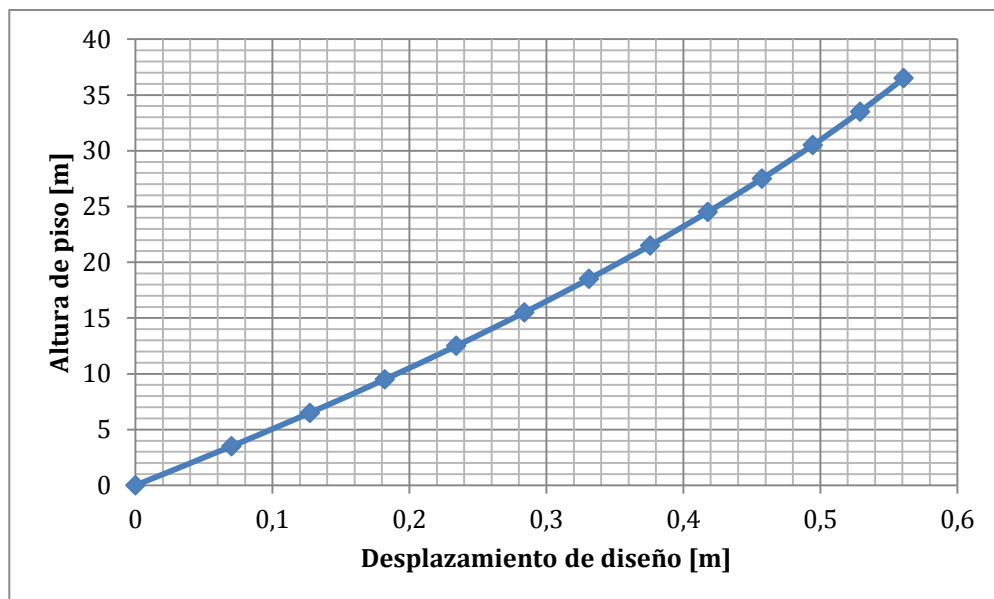


Figura 32. Perfil de desplazamientos para edificio irregular de 12 pisos.

1.  $\Delta_d = 0,313 \text{ m}$
2.  $H_{eff} = 20,4157 \text{ m}$
3.  $M_{eff} = 92,43 \frac{Ts^2}{m}$
4.  $\Delta_y = 0,268 \text{ m}$
5.  $\mu = 1,1695$
6.  $R_{\xi} = 1,2$
7.  $T_{eff} = 1,903 \text{ s}$
8.  $K_{eff} = 1007,47 \frac{T}{m}$
9.  $V_{DDBD} = 315,73 \text{ T}$

## 10. Vector de fuerzas laterales

El cortante basal se distribuye en el centro de masa de cada edificio, con un factor de  $k = 0.9$  para edificaciones aperticadas, lo que nos brinda el vector de fuerzas laterales:

<b>Piso</b>	<b>F [T]</b>
1	9,81
2	17,74
3	25,21
4	24,59
5	29,81
6	34,46
7	26,52
8	29,49
9	31,88
10	17,26
11	18,46
12	50,50

## Secciones y armados definitivos



Figura 33. Secciones edificio irregular 12 pisos, DDBD.

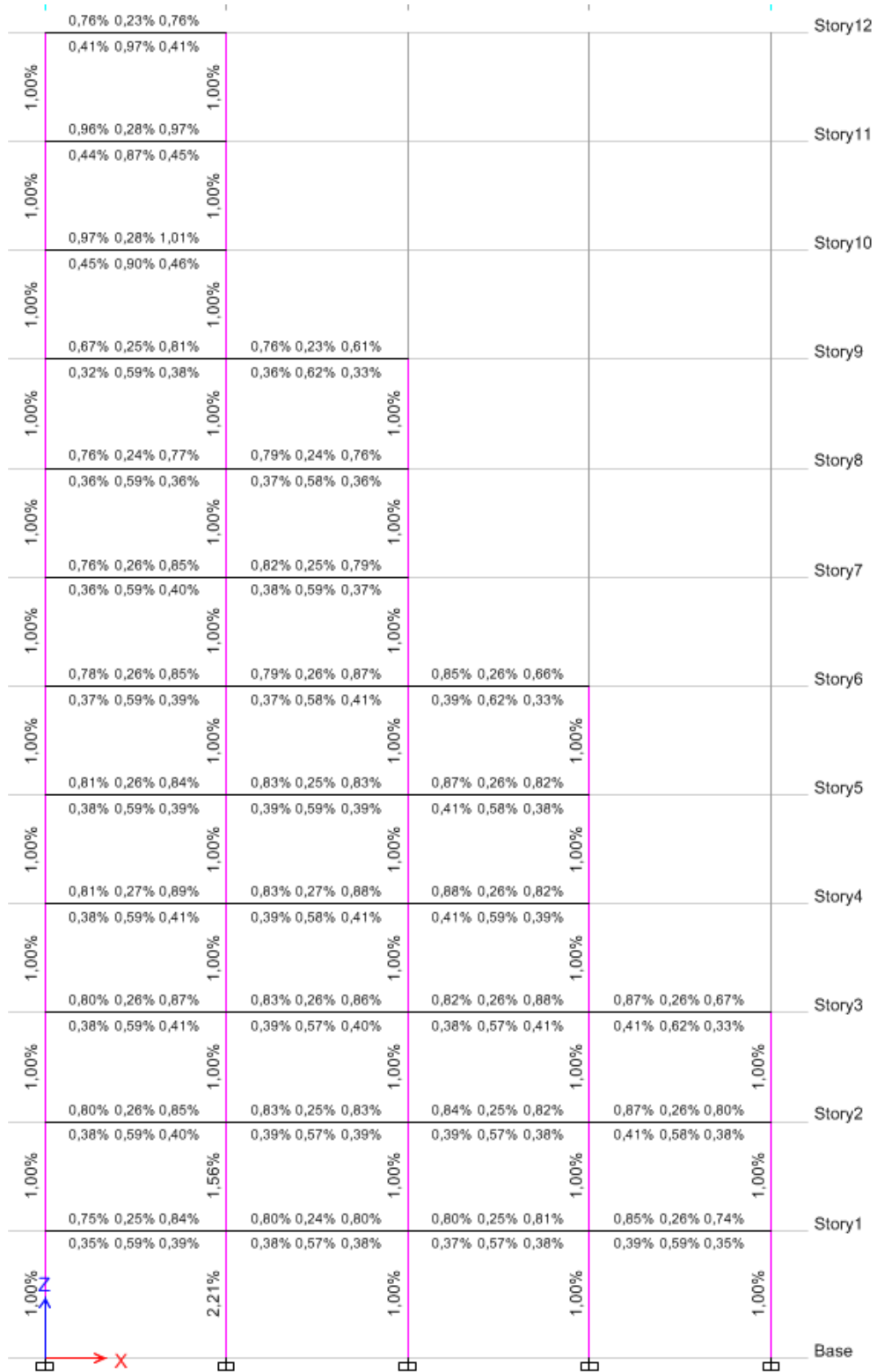


Figura 34. Cuantía de refuerzo para edificio irregular 12 pisos, DDBD.



### Diseño utilizando DBF para edificio con muros de 4 pisos

El procedimiento de diseño para edificios con muros varía muy poco con el diseño de estructuras aporticadas con este método. La contribución de la rigidez adicional provista se considera en los factores  $C_t$  y  $\alpha$ , para la determinación del periodo de vibración y el factor de reducción de respuesta sísmica aumenta, ya que se asume que este tipo de construcciones tienen un mejor comportamiento al trabajar con esfuerzos sísmicos. Para el diseño de los muros, se tomaron las dimensiones mínimas especificadas dentro de ACI318-11. Dentro del capítulo 21 del código, en la tabla R21.9.1; se establece que varios parámetros se deben asegurar para que un elemento se pueda considerar y diseñar como un muro estructural. Estos requisitos se relacionan principalmente con la altura libre del muro, su longitud  $l_w$ , y el ancho del alma del muro  $b_w$ .

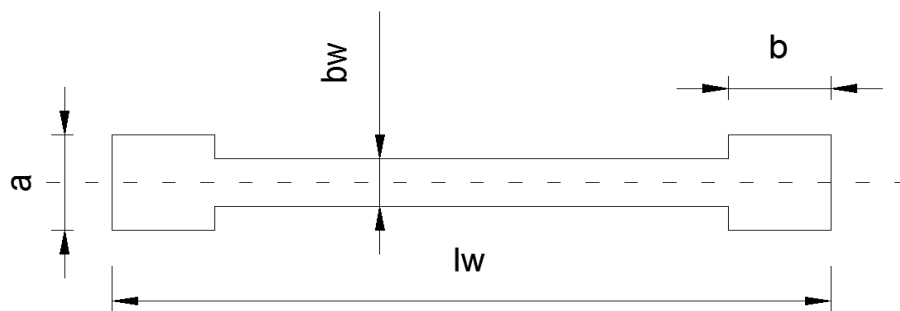


Figura 35. Vista en planta de los muros utilizados para el diseño de las edificaciones.

Se tomó el diseño considerando la altura de 12.5, 24.5 y 36.5 metros para los 4, 8 y 12 pisos respectivamente y un ancho de alma de 25 cm. Junto con los cabezales de dimensiones 50x50 se cumplieron todas las relaciones necesarias para realizar el diseño del refuerzo con ETABS 13. Ya que para el caso de las tres edificaciones se obtuvo una relación de  $h_w/l_w$  mayor a 2, se requiere que  $l_w/b_w$  sea mayor a 6. Para el caso de estudio se

obtuvo un valor de 25, por lo que se procedió con el diseño directo utilizando 3 diferentes Pier Labels. Los pier labels permiten diseñar independientemente cualquier sección de un muro; para el caso de estudio se tomaron los dos cabezales y el alma del muro para el diseño de las armaduras. Se procedió con el diseño descrito para el edificio regular de 4 pisos para conseguir los resultados de este caso.

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para el diseño del edificio irregular de 4 pisos se obtuvieron los siguientes resultados:

#### Periodo de Vibración

<b>H<sub>n</sub> [m]</b>	12,5
<b>C<sub>t</sub></b>	0,049
<b><math>\alpha</math></b>	0,75
<b>T [s]</b>	0,326

#### Cortante Basal de Diseño

<b>I</b>	1
<b>S<sub>a</sub> [g]</b>	1,19
<b>R</b>	7
<b><math>\Phi_P</math></b>	1
<b><math>\Phi_E</math></b>	1
<b>W [T]</b>	613,571
<b>C<sub>sismico</sub></b>	0,1701
<b>V<sub>basal</sub> [T]</b>	104,342

<b>k</b>	1
----------	---

Tabla 14. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio con muros 4 pisos

Secciones y armado definitivo

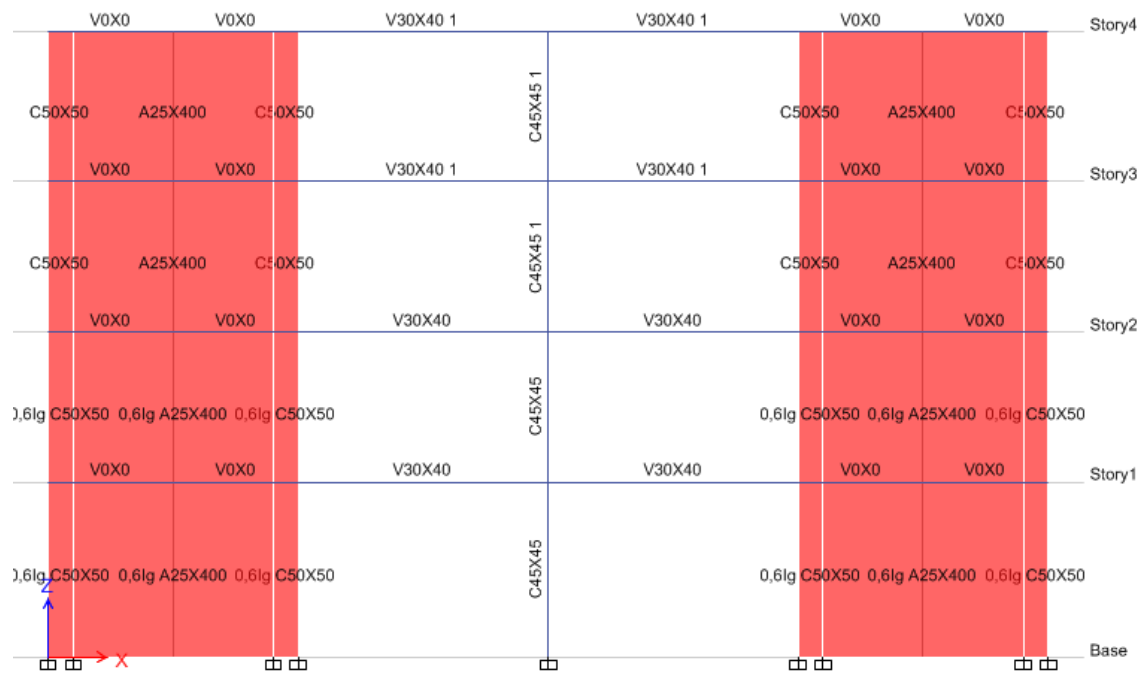


Figura 36. Secciones edificio con muros 4 pisos, DBF.

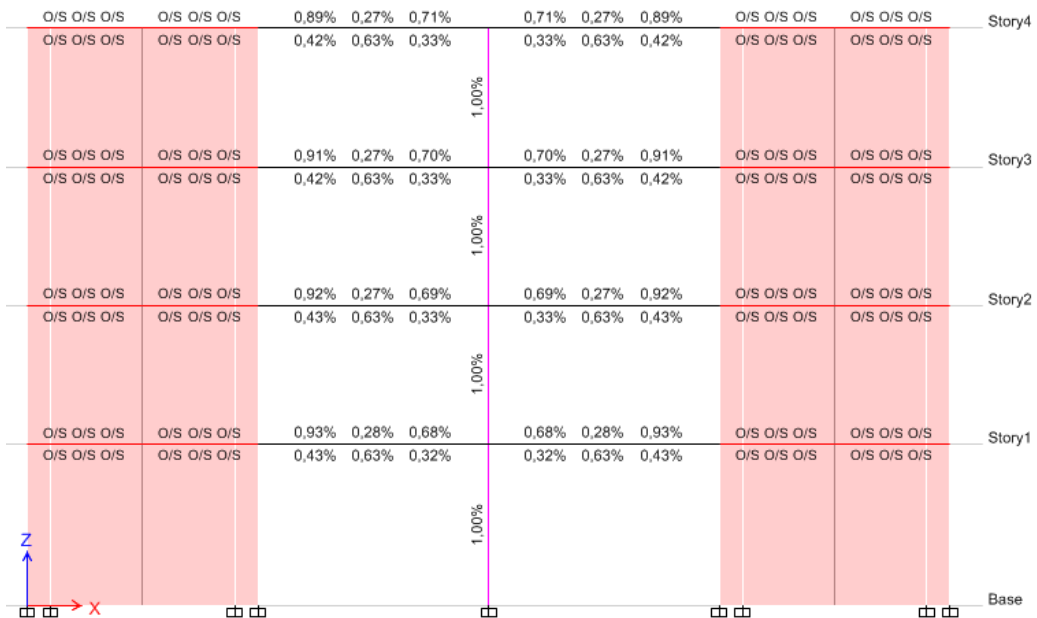


Figura 37. Cuantía de refuerzo para pórtico de edificio con muros 4 pisos, DBF.

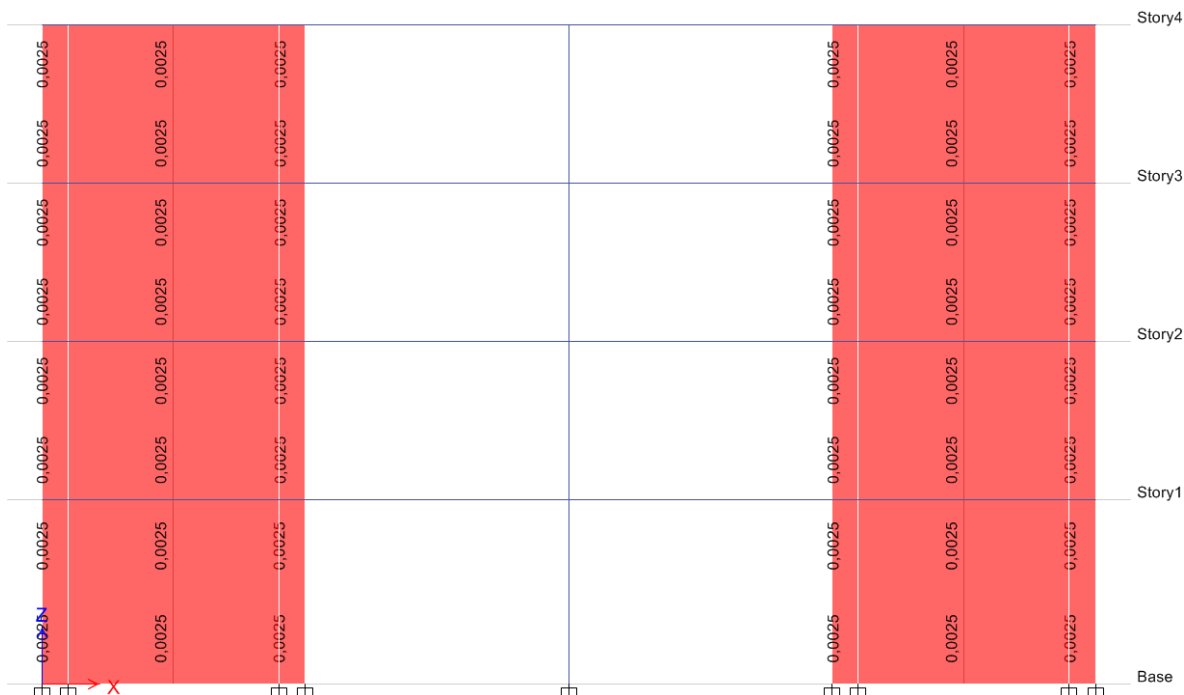


Figura 38. Cuantía de refuerzo para muros de edificio 4 pisos, DBF.

### Diseño utilizando DDBD para edificio con muros de 4 pisos

El diseño de edificaciones con muros utilizando DDBD utiliza algunos factores adicionales y ecuaciones específicas para el cálculo del perfil de desplazamientos y desplazamiento de fluencia. Sin embargo el resto de los parámetros utilizados en el DDBD no reciben ningún cambio y se encuentran de la misma manera que se estableció previamente en los diseños anteriores.

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para el diseño con DDBD del edificio con muros de 4 pisos el perfil de desplazamientos se toma como el menor entre el controlado por límites de deformación unitaria en la rótula plástica en la base del muro (Ec. 2.16) y el controlado por la deriva máxima que ocurre en el último piso (Ec. 2.17), definidos en 7.3.2:

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{\varepsilon_y}{3H_n}\right) + \left(\phi_m - \frac{2\varepsilon_y}{l_w}\right) L_p H_i \quad (2.16)$$

Dónde  $\varepsilon_y$  es la deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo;  $l_w$ , la longitud del muro en su base,  $L_p$ , la longitud de la rótula plástica en la base del muro encontrada a través de (Suarez, 2009):

$$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_{bl} = 2.48 \text{ m} \quad (2.16.a)$$

Dónde  $H$  es la altura del edificio,  $f_y$  el esfuerzo de fluencia del acero y  $d_{bl}$  el diámetro de las varillas de acero longitudinal asumido como 16 mm.

Y  $\phi_m$ , curvatura de la sección de la rótula plástica definida en 7.2.2 como 0.004 al considerar que no se podrá procurar un confinamiento de la sección adecuado, para trabajar con un valor conservador de la deformación unitaria máxima del hormigón armado.

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + (\theta_c + \theta_{yn})H_i = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{\varepsilon_y}{3H_n}\right) + \left(\theta_c - \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w}\right) H_i \quad (2.17)$$

Dónde,  $\Delta_i$  es el desplazamiento de fluencia en el piso  $i$ ,  $\theta_c$  el desplazamiento de diseño de la estructura y  $\theta_{yn}$  la deriva de fluencia del piso  $i$ .

Analizando este nuevo perfil de desplazamientos, con los siguientes datos se obtuvieron los siguientes resultados para el diseño de la edificación.

# de Pisos	4
$H_n$ [m]	12,5
$l_w$	5
$L_p$	2,48

$\theta_c$	0,02
$\Phi_m$	0,004

Piso	H	m	$\Delta$	$\Delta^2$	mi $\Delta_i$	mi $(\Delta_i)^2$	mi $\Delta_i H_i$
1	3,5	16,739	0,032	0,001	0,537	0,017	1,879
2	6,5	15,650	0,066	0,004	1,026	0,067	6,670
3	9,5	15,650	0,103	0,011	1,607	0,165	15,269
4	12,5	14,507	0,142	0,020	2,055	0,291	25,686
				$\Sigma$	5,225	0,541	49,505

Tabla 15. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio con muros de 4 pisos.

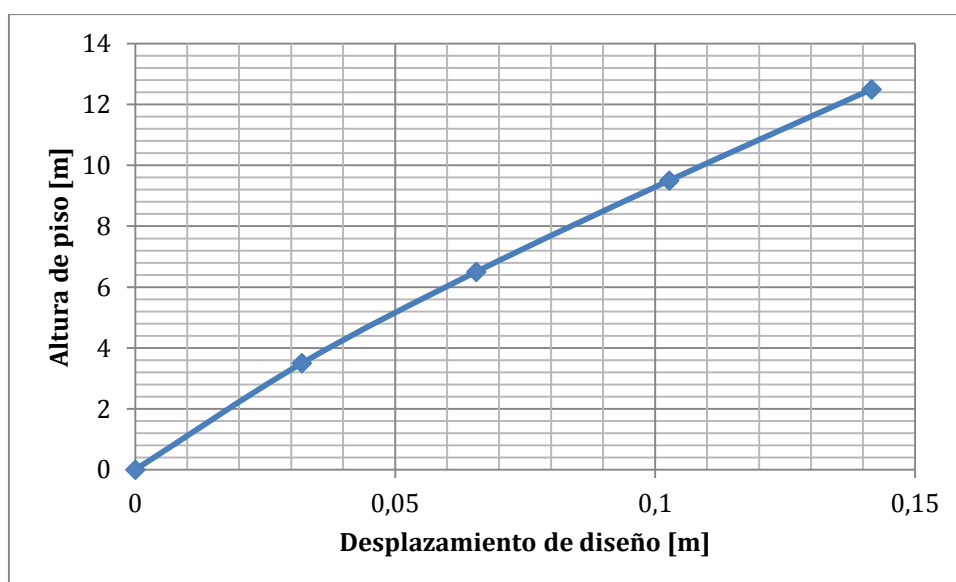


Figura 39. Perfil de desplazamientos para edificio con muros de 4 pisos.

1.  $\Delta_d = 0,104 \text{ m}$
2.  $H_{eff} = 9,474 \text{ m}$
3.  $M_{eff} = 50,501 \frac{\text{Ts}^2}{\text{m}}$

4. Desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$ , para un edificio con muros estructurales definido en 7.2.3.d

$$\Delta_y = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_{eff}^2 \left( 1 - \frac{H_{eff}}{3H_n} \right) = 0,028 \text{ m}$$

5.  $\mu = 3,673$

6.  $R_\xi = 2,6$

7.  $T_{eff} = 1,361 \text{ s}$

8.  $K_{eff} = 1075,63 \frac{T}{m}$

9.  $V_{DDBD} = 111,295 \text{ T}$

10. Vector de fuerzas laterales

El cortante basal se distribuye en el centro de masa de cada edificio, con un factor de  $k = 1$  para edificaciones con muros, lo que nos brinda el vector de fuerzas laterales:

Piso	F [T]
1	11,436
2	21,858
3	34,233
4	43,768

Secciones y armados definitivos

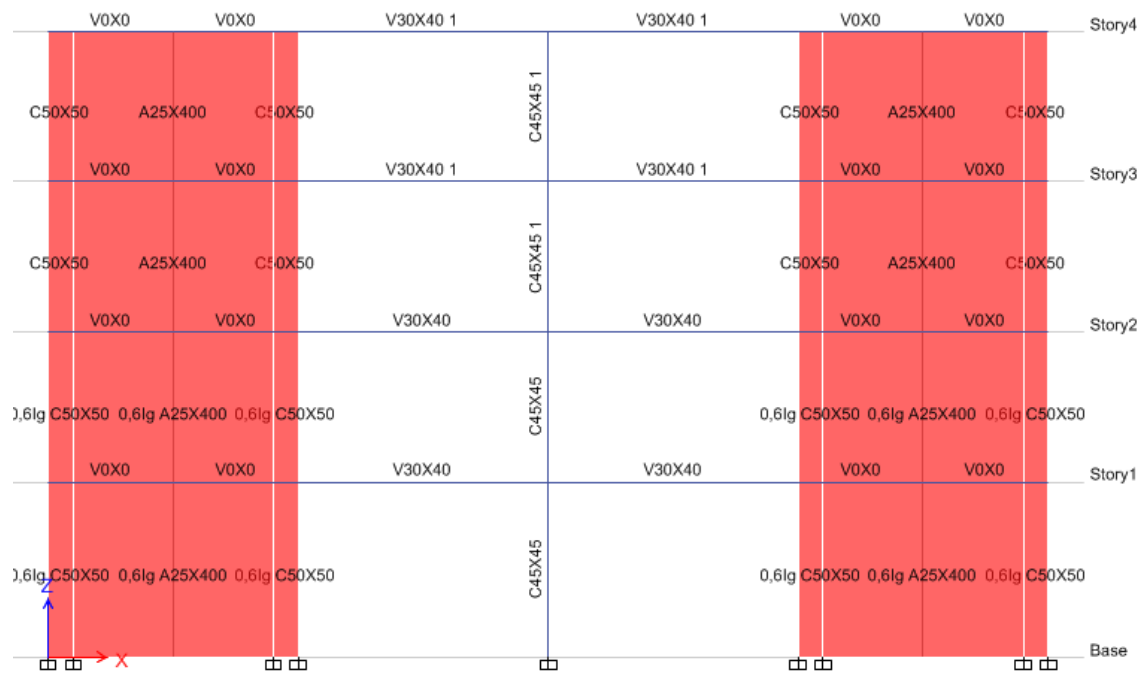


Figura 40. Secciones edificio con muros 4 pisos, DDBD.

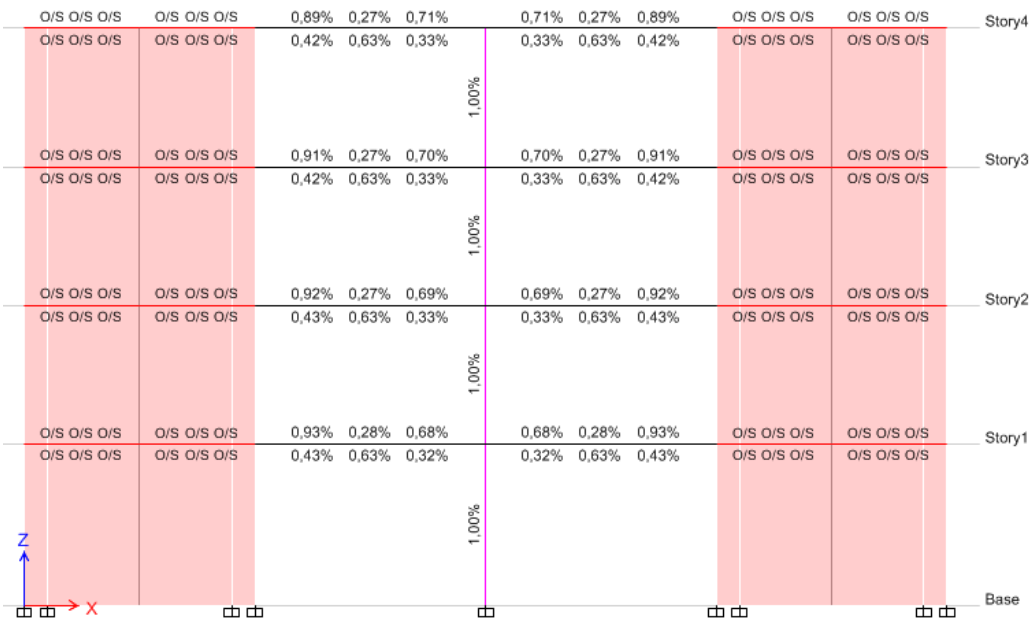


Figura 41. Cuantía de refuerzo para pórtico de edificio con muros 4 pisos, DDBD.



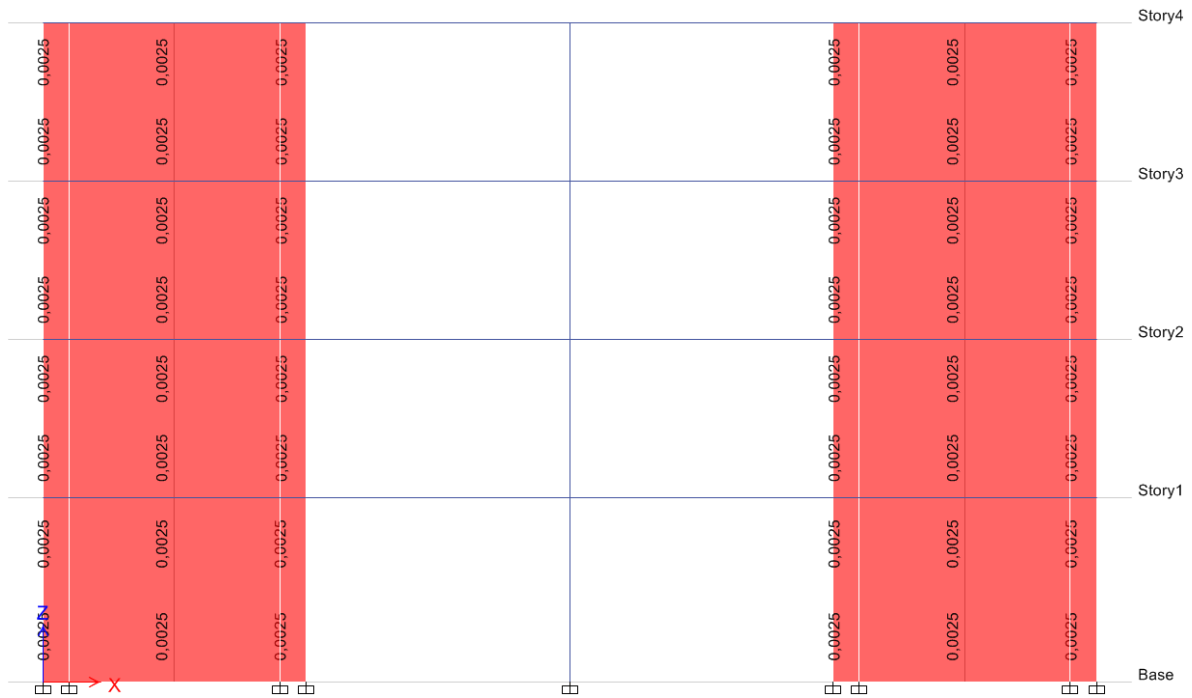


Figura 42. Cuantía de refuerzo para muros de edificio 4 pisos, DDBD.

## Diseño utilizando DBF para edificio con muros de 8 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para el diseño de 8 pisos se encontró lo siguiente:

#### Periodo de Vibración

<b><math>H_n</math> [m]</b>	12,5
<b><math>C_t</math></b>	0,049
<b><math>\alpha</math></b>	0,75
<b><math>T</math> [s]</b>	0,326

#### Cortante Basal de Diseño

<b><math>I</math></b>	1
<b><math>S_a</math> [g]</b>	1,19
<b><math>R</math></b>	7
<b><math>\Phi_P</math></b>	1
<b><math>\Phi_E</math></b>	1
<b><math>W</math> [T]</b>	1326,980
<b><math>C_{sismico}</math></b>	0,170
<b><math>V_{basal}</math> [T]</b>	225,662

<b>k</b>	1,0198
----------	--------

Tabla 16. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración,  
edificio con muros 4 pisos.

### Secciones y armados definitivos

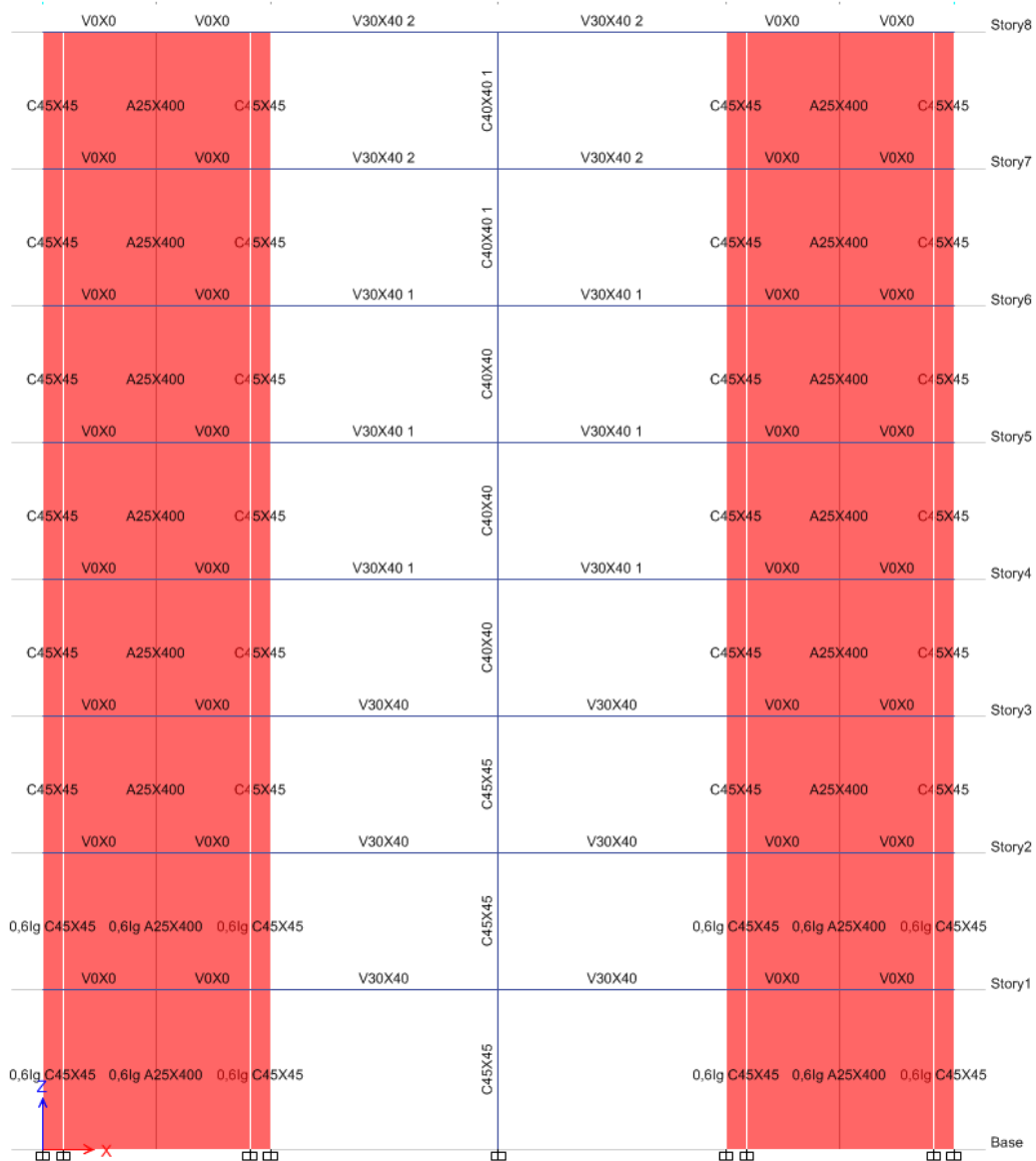


Figura 43. Secciones edificio con muros 8 pisos, DBF.

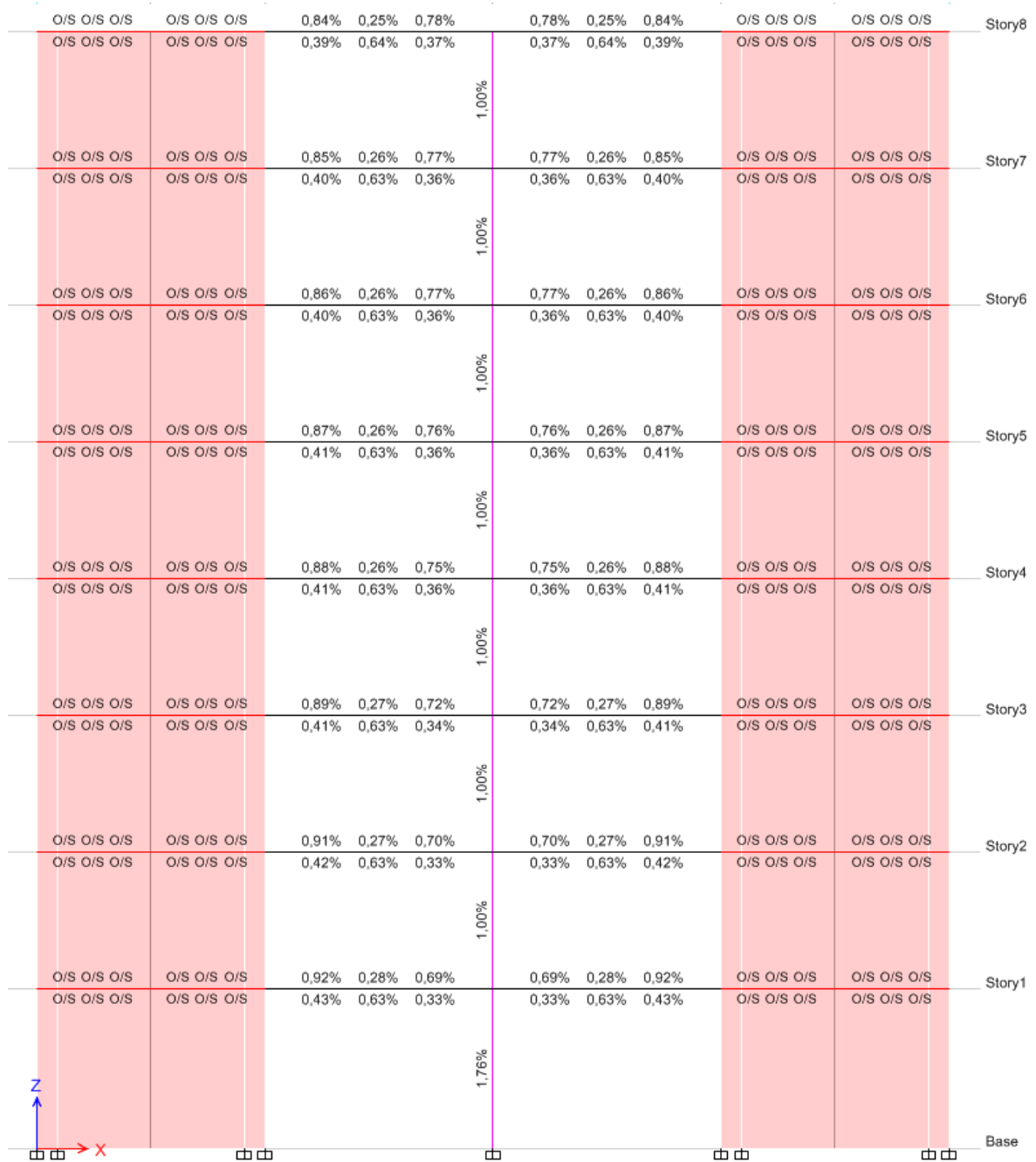


Figura 44. Cuantía de refuerzo para pórtico de edificio con muros 8 pisos, DBF.

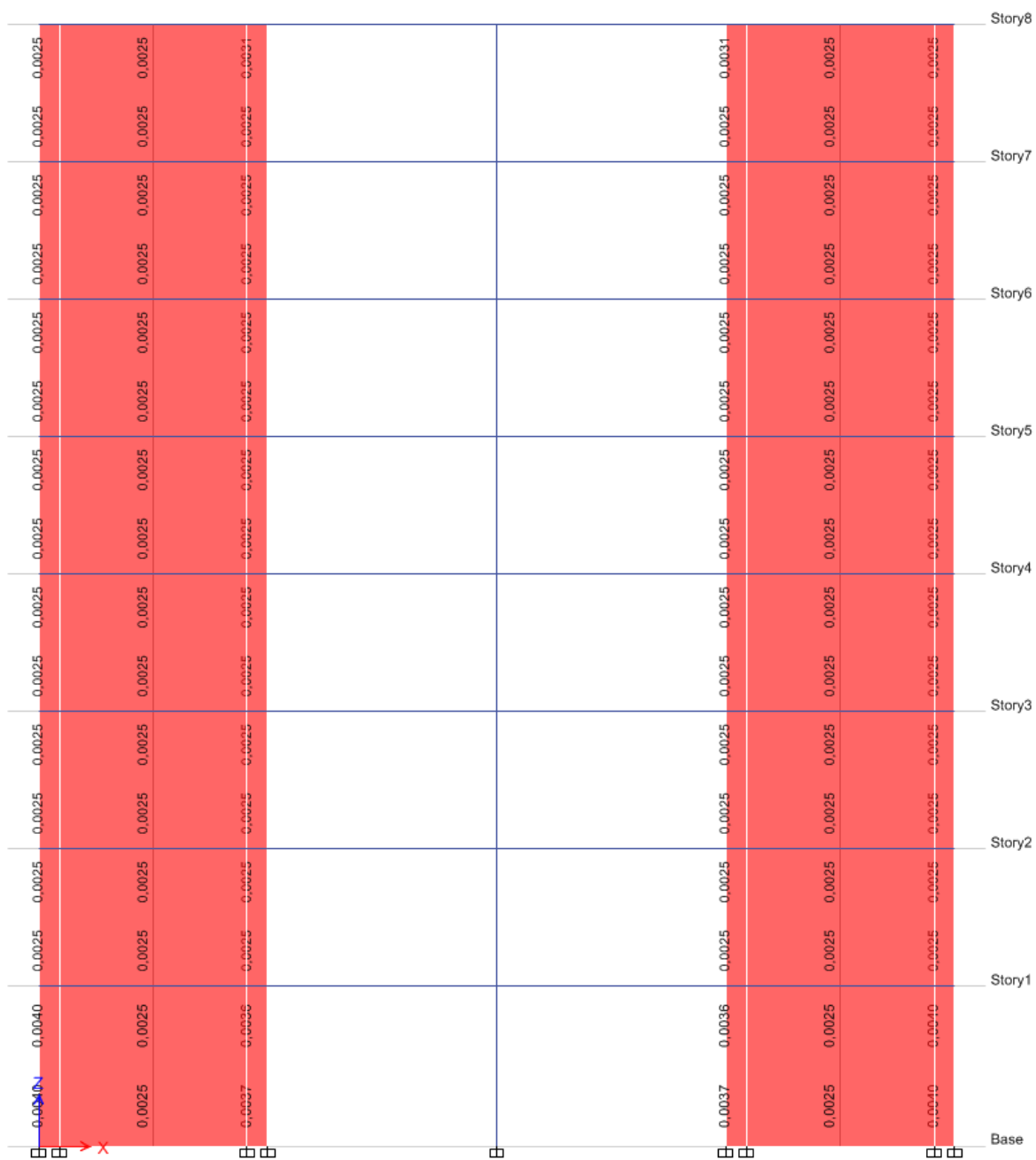


Figura 45. Cuantía de refuerzo para muros de edificio 8 pisos, DBF.

## Diseño utilizando DDBD para edificio con muros de 8 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para esta edificación se obtuvieron los siguientes resultados:

# de Pisos	8
$H_n$ [m]	24,5
$l_w$	5
$L_p$	3,44
$\theta_c$	0,02
$\Phi_m$	0,004

Piso	H	m	$\Delta$	$\Delta^2$	$m_i \Delta_i$	$m_i (\Delta_i)^2$	$m_i \Delta_i H_i$
1	3,5	18,066	0,039	0,002	0,703	0,027	2,459
2	6,5	17,004	0,079	0,006	1,348	0,107	8,764
3	9,5	17,004	0,125	0,016	2,130	0,267	20,232
4	12,5	16,848	0,176	0,031	2,962	0,521	37,031
5	15,5	16,848	0,230	0,053	3,877	0,892	60,096
6	18,5	16,848	0,287	0,082	4,839	1,390	89,515
7	21,5	16,848	0,346	0,120	5,831	2,018	125,373
8	24,5	15,804	0,406	0,165	6,416	2,605	157,186
				$\Sigma$	28,106	7,827	500,656

Tabla 17. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio con muros de 8 pisos.

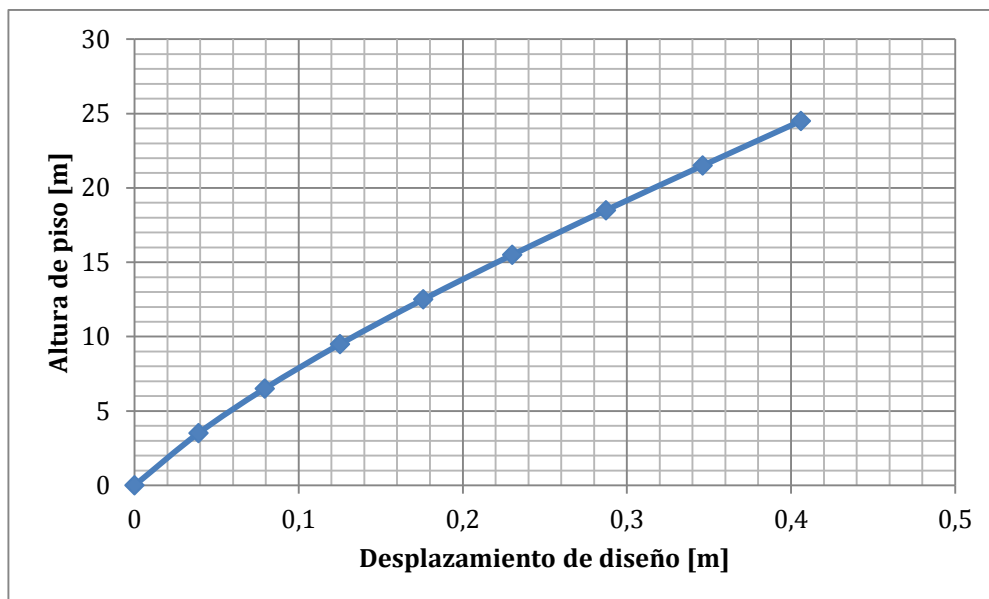


Figura 46. Perfil de desplazamientos para edificio con muros de 4 pisos.

1.  $\Delta_d = 0,279 \text{ m}$
2.  $H_{eff} = 17,813 \text{ m}$
3.  $M_{eff} = 100,929 \frac{T_s^2}{m}$
4.  $\Delta_y = 0,101 \text{ m}$
5.  $\mu = 2,758$
6.  $R_\xi = 2,4$
7.  $T_{eff} = 3,12 \text{ s}$
8.  $K_{eff} = 409,32 \frac{T}{m}$
9.  $V_{DDBD} = 113,985 T$

## 10. Vector de fuerzas laterales

El cortante basal se distribuye en el centro de masa de cada edificio, con un factor de  $k = 1$  para edificaciones con muros, lo que nos brinda el vector de fuerzas laterales:

<b>Piso</b>	<b>F [T]</b>
1	2,849
2	5,467
3	8,637
4	12,014
5	15,724
6	19,623
7	23,649
8	26,019

Ya que el cortante basal para este tipo de diseño fue inferior al cortante basal obtenido con el DBF; el diseño no se consideró al tener establecido en la NEC-14, que el mayor cortante basal de diseño obtenido entre ambos métodos regirá el diseño sismorresistente de la estructura.

### **Diseño utilizando DBF para edificio con muros de 12 pisos**

#### **Cálculo de fuerzas sísmicas**

Para el diseño de 12 pisos se encontró lo siguiente:

Periodo de Vibración	
<b>H<sub>n</sub> [m]</b>	36,5
<b>C<sub>t</sub></b>	0,049
<b><math>\alpha</math></b>	0,75
<b>T [s]</b>	0,728

## Cortante Basal de Diseño

<b>I</b>	1
<b>S<sub>a</sub> [g]</b>	1,19
<b>R</b>	6
<b>Φ<sub>P</sub></b>	1
<b>Φ<sub>E</sub></b>	1
<b>W [T]</b>	1893,422
<b>C<sub>sismico</sub></b>	0,143
<b>V<sub>basal</sub> [T]</b>	375,655

<b>k</b>	0,198
----------	-------

Tabla 18. Factores de cálculo para el cortante basal de diseño y periodo de vibración, edificio irregular 12 pisos.



Secciones y armados definitivos

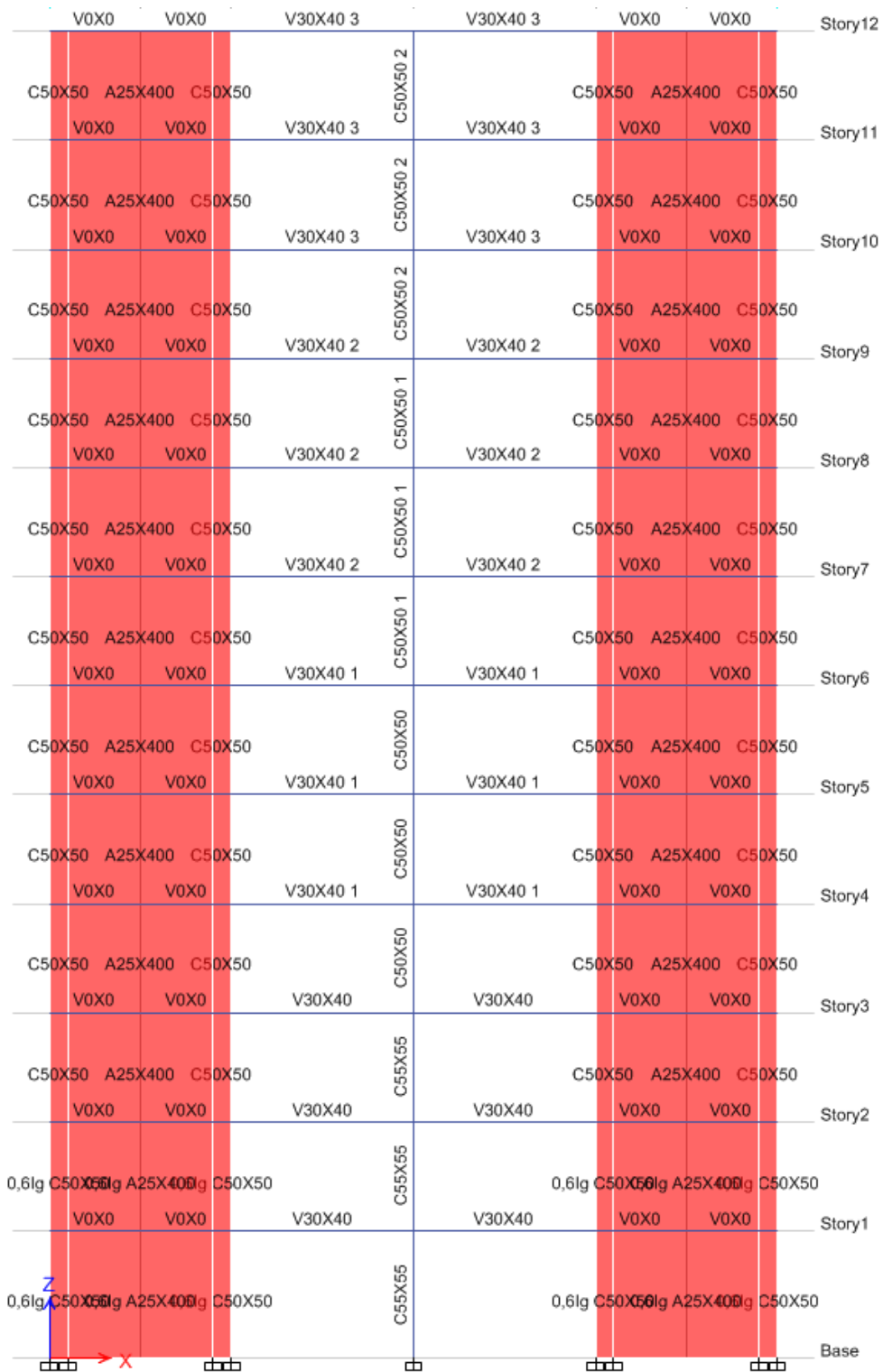


Figura 47. Secciones edificio con muros 12 pisos, DBF.

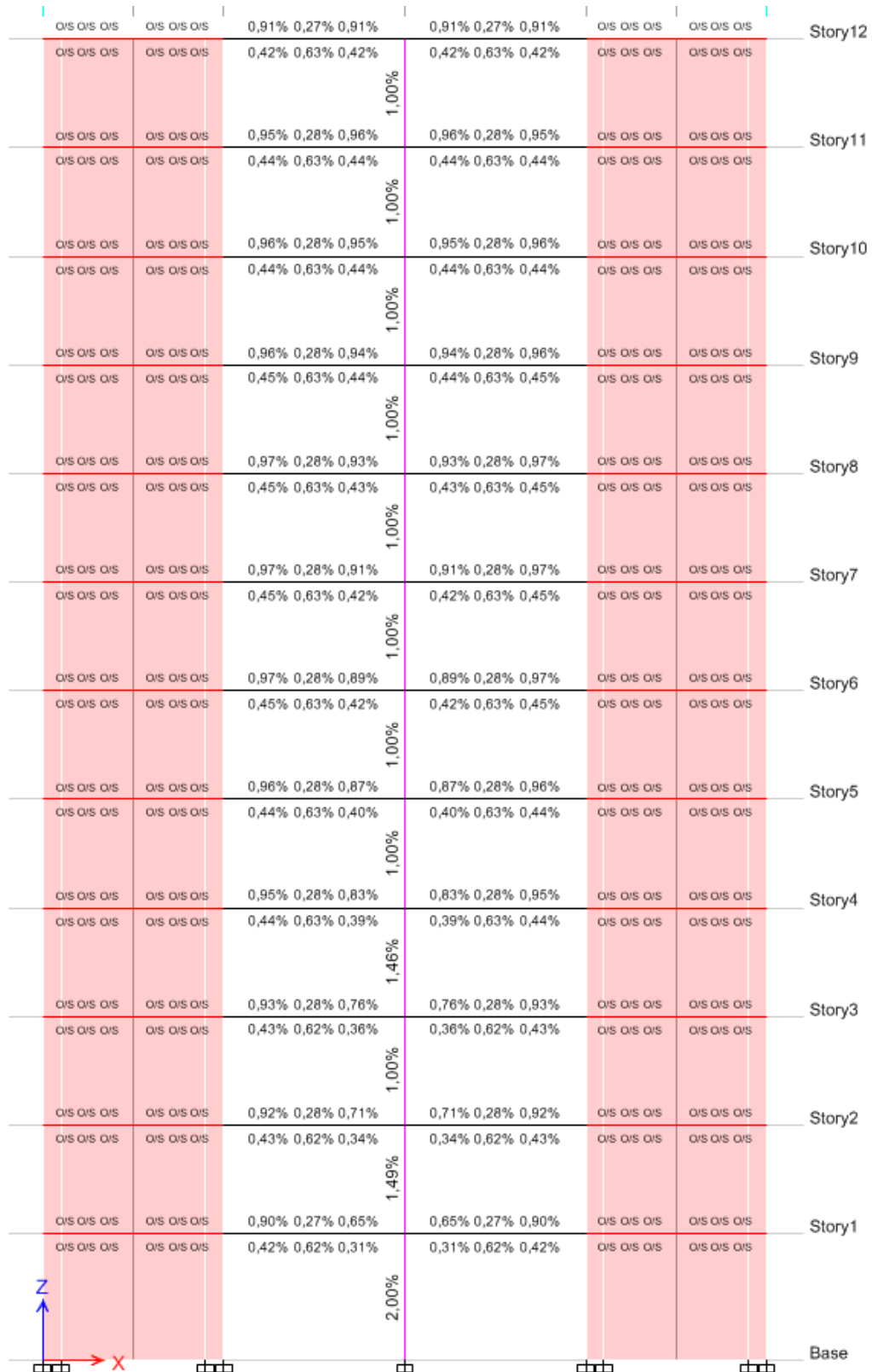


Figura 48. Cuantía de refuerzo para pórtico de edificio con muros 12 pisos, DBF.

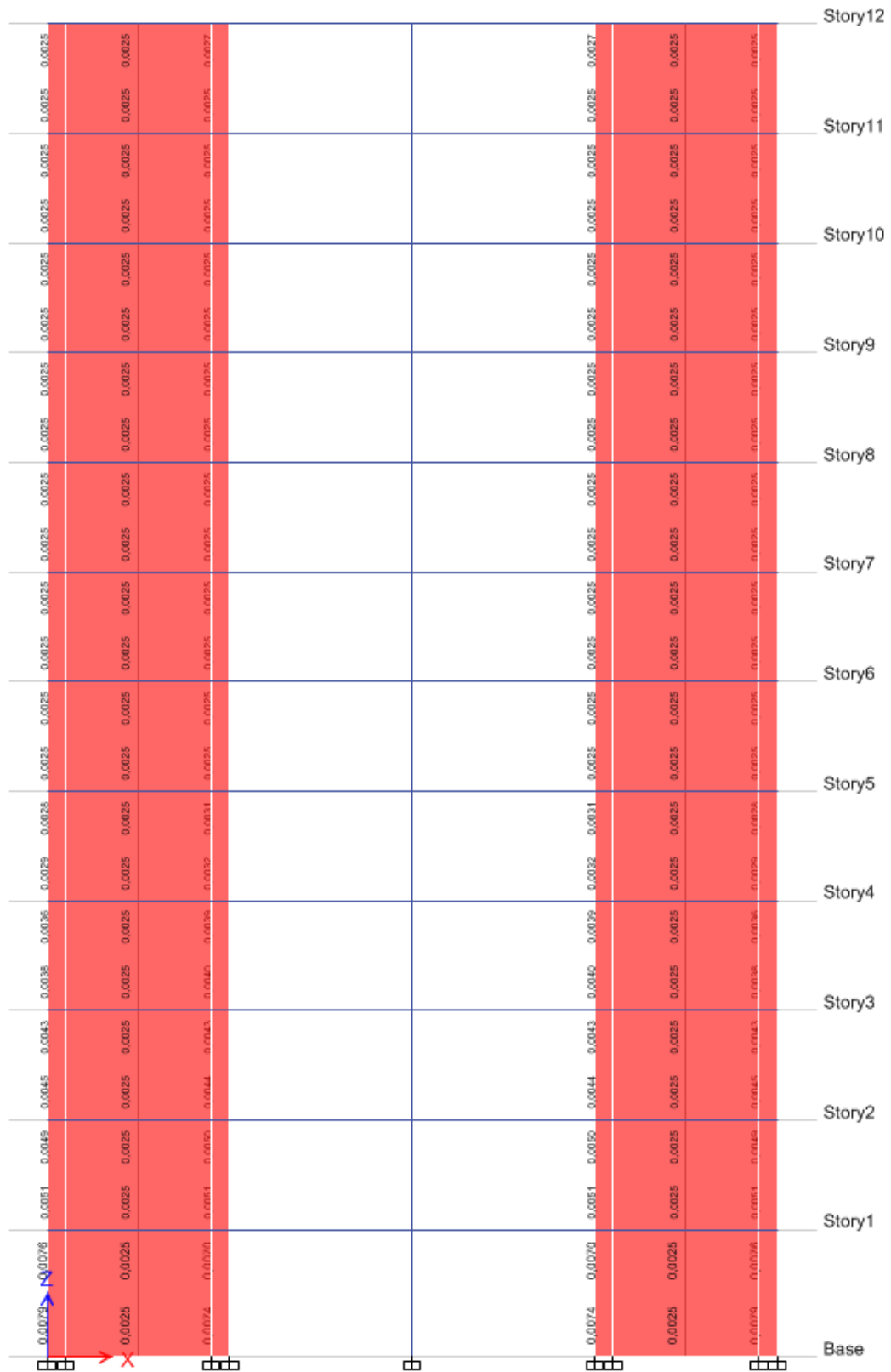


Figura 49. Cuantía de refuerzo para muros de edificio 8 pisos, DBF.

## Diseño utilizando DDBD para edificio regular de 12 pisos

### Cálculo de fuerzas sísmicas

Para esta edificación se obtuvieron los siguientes resultados:

# de Pisos	12
$H_n$ [m]	36,5
$l_w$	5
$L_p$	4,40
$\theta_c$	0,02
$\Phi_m$	0,004

Piso	H	m	$\Delta$	$\Delta^2$	$m_i \Delta_i$	$m_i (\Delta_i)^2$	$m_i \Delta_i H_i$
1	3,5	16,708	0,021	0,000	0,356	0,008	1,247
2	6,5	16,310	0,047	0,002	0,767	0,036	4,988
3	9,5	16,310	0,079	0,006	1,288	0,102	12,238
4	12,5	16,117	0,117	0,014	1,878	0,219	23,473
5	15,5	16,117	0,159	0,025	2,563	0,407	39,723
6	18,5	16,117	0,206	0,042	3,318	0,683	61,380
7	21,5	16,117	0,256	0,066	4,133	1,060	88,859
8	24,5	16,117	0,310	0,096	4,998	1,550	122,456
9	27,5	16,117	0,366	0,134	5,904	2,162	162,347
10	30,5	16,117	0,424	0,180	6,839	2,902	208,585
11	33,5	16,117	0,484	0,234	7,794	3,769	261,106
12	36,5	14,741	0,543	0,295	8,012	4,354	292,426
				$\Sigma$	47,850	17,252	1278,827

Tabla 19. Cálculo del perfil de desplazamientos para edificio con muros de 12 pisos.

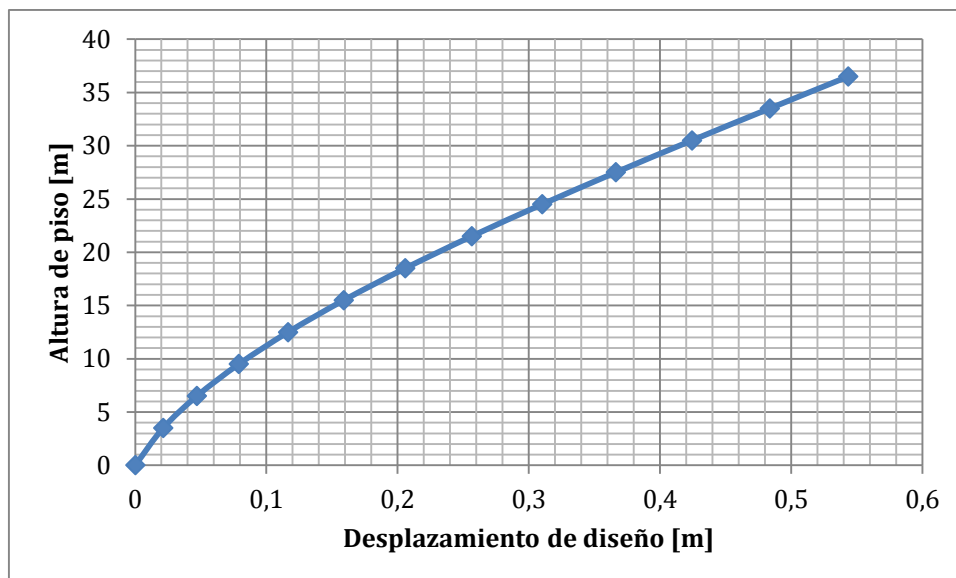


Figura 50. Perfil de desplazamientos para edificio con muros de 4 pisos.

1.  $\Delta_d = 0,3605 \text{ m}$
2.  $H_{eff} = 26,726 \text{ m}$
3.  $M_{eff} = 132,714 \frac{\text{Ts}^2}{\text{m}}$
4.  $\Delta_y = 0,227 \text{ m}$
5.  $\mu = 1,589$
6.  $R_\xi = 1,75$
7.  $T_{eff} = 3,12 \text{ s}$
8.  $K_{eff} = 538,23 \frac{\text{T}}{\text{m}}$
9.  $V_{DDBD} = 197,057 \text{ T}$

## 10. Vector de fuerzas laterales

El cortante basal se distribuye en el centro de masa de cada edificio, con un factor de  $k = 1$  para edificaciones con muros, lo que nos brinda el vector de fuerzas laterales:

<b>Piso</b>	<b>F [T]</b>
1	1,445
2	3,112
3	5,224
4	7,616
5	10,393
6	13,456
7	16,762
8	20,271
9	23,942
10	27,735
11	31,610
12	32,492

Ya que el cortante basal de diseño para este tipo de diseño fue inferior al cortante basal obtenido con el DBF; el diseño no se consideró al tener establecido en la NEC-14, que el mayor cortante basal de diseño obtenido entre ambos métodos regirá el diseño sismorresistente de la estructura.

## COMPARACIÓN ENTRE DISEÑOS

### Diferencias entre el cortante basal de diseño

El análisis estructural de las 18 estructuras ha brindado información suficiente para determinar varios aspectos propuestos al inicio de este proyecto. Las diferencias entre los cortantes basales de diseño para cada una de las diferentes configuraciones estructurales, proveen información sobre el efecto de las fuerzas sísmicas sobre las estructuras, lo cual nos permite determinar qué tipo de diseño resulta más práctico para algún tipo de estructura en particular. De esta forma, se procede con el análisis de los resultados obtenidos en el capítulo anterior.

		$V_{\text{basal}}$			
		DBF [T]	DDBD [T]	Dif. [%]	
Edificio Regular	4 Pisos	108,40	125,72	15,98	4 Pisos
	8 Pisos	201,60	234,60	16,37	8 Pisos
	12 Pisos	214,53	241,64	12,63	12 Pisos

Tabla 20. Valores de cortante basal para edificio regular.

En el caso del edificio regular, se puede ver claramente como el DDBD presenta un diseño más conservador. Los valores obtenidos del cortante basal aumentan en un rango del 15% más que en el DBF, lo cual es un resultado esperado ya que el DDBD es una simplificación de la estructura a un sistema de un solo grado de libertad. No obstante, al trabajar con una estructura completamente regular y simétrica, el uso de DDBD no pierde mucha información sobre el comportamiento de la estructura, por lo que brinda resultados

similares en cada uno de los 3 casos analizados. La altura de las edificaciones no tiene un impacto de gran importancia en el análisis de este tipo de estructuras, independiente del método que se utilice.

		$V_{\text{basal}}$		
		DBF [T]	DDBD [T]	Dif. [%]
Edificio Irregular	4 Pisos	76,63	146,57	91,27
	8 Pisos	142,16	289,06	103,33
	12 Pisos	149,62	315,73	111,02

Tabla 21. Valores de cortante basal para edificio irregular.

Para el caso de edificios irregulares, la diferencia existente entre ambos métodos es mucho más significativa. En promedio, se alcanza una variación del 100% del cortante basal, es decir que el DDBD obtiene un cortante basal dos veces mayor que el obtenido a través del DBF. Ya que se trabaja con una configuración estructural muy irregular, la representación de la estructura reducida a un solo grado de libertad no puede representar el verdadero efecto de su geometría sobre el comportamiento real bajo cargas sísmicas. A pesar de esto, el perfil de desplazamientos se obtiene a partir de la geometría y de la distribución de masa existente en la estructura, donde se toma en cuenta la irregularidad geométrica de la estructura. El cortante basal para el DDBD está directamente relacionado con el desplazamiento característico (al cuál se aplican los factores de penalización  $\Phi_P$  y  $\Phi_E$ ) y la rigidez efectiva del sistema representativo de un grado de libertad, por lo que este método contempla todas las características de la estructura. El DBF, en cambio, basa su cálculo en el coeficiente sísmico definido por varios factores ya explicados anteriormente,



y en el peso de la estructura. En ningún momento, aparte de la aplicación de  $\Phi_P$  y  $\Phi_E$ ; se considera la irregularidad geométrica por lo que solamente se toma el peso de la estructura. Ya que dentro del DDBD, existe una mayor consideración hacia la geometría de la estructura, por lo tanto al comportamiento real de la misma, y al contar con la misma penalización existente en DBF; se prioriza el diseño con DDBD sobre el DBF para estructuras con configuraciones irregulares.

		$V_{\text{basal}}$		
		DBF [T]	DDBD [T]	Dif. [%]
Edificio con Muros	4 Pisos	104,34	111,30	6,66
	8 Pisos	225,66	113,99	-49,49
	12 Pisos	375,66	194,06	-48,34

Tabla 22. Valores de cortante basal para edificio con muros.

Para este último caso, se observan resultados interesantes. El resultado obtenido en el edificio de 4 pisos, brinda un diseño más conservador gracias a su altura, regularidad y simetría. El DDBD resulta en un análisis estructural válido para este tipo de configuración estructural y altura; sin embargo, el resultado de las otras dos estructuras es sumamente diferente. DDBD presenta un cortante basal inferior en un 50% al obtenido con DBF. Como se puede esperar, a mayor altura de la edificación existe una mayor demanda de ductilidad, y al llevar a cabo un análisis entre las estructuras se llegó a determinar que el atajo tomado por NEC para la determinación del periodo estructural no es adecuado. Ya que el periodo en NEC es estimado con propiedades del espectro de diseño, desplazamiento característico y de factor de reducción de demanda sísmica, en lugar del

cálculo de un amortiguamiento equivalente como se realiza con el método descrito por Priestley (2007). También se encontró que el factor de reducción de demanda sísmica Figura 7, presenta un cambio en sus valores a partir de una demanda de ductilidad en el rango de 3 a 3.5; ya que tiene un cambio notable en su pendiente; al tener un comportamiento logarítmico. Debido a esto,  $K_{eff}$  se reduce de forma exponencial, ya que la rigidez efectiva es inversamente proporcional al cuadrado del factor de demanda sísmica.

$$K_{eff} \propto \frac{1}{R_{\xi}^2}$$

Al tener el cortante basal directamente relacionado con el valor de  $K_{eff}$ , este se disminuirá en igual proporción. El comportamiento inusual de las edificaciones con muros con demandas de ductilidad en el rango de 3 o superiores, se relaciona con el tipo de relación establecida para encontrar el factor de reducción de demanda sísmica; sin embargo, un análisis completo de la razón de este comportamiento es necesaria, pero su investigación cae fuera del alcance de este proyecto.

### **Volúmenes de hormigón y acero**

Una vez establecidas las diferencias entre el cortante basal de diseño para todas las estructuras, se debe considerar en qué casos el diseño estuvo regido por derivas o por conexiones. Al realizar los diseños para cada estructura se calcularon los valores de hormigón y acero utilizados para las secciones de los elementos estructurales y sus correspondientes refuerzos. En el caso del refuerzo, se tomó el valor del acero mínimo para todas las secciones y se aumentó varillas en los lugares donde estos sean necesarios. Todo el acero encontrado en el diseño se aumento en un 30% para cuantificar el uso de empalmes, ganchos, etc. Mientras que en el caso del hormigón este se obtuvo de forma

directa del modelo de ETABS 13. Los materiales expuestos en las siguientes tablas se encuentran en metros cúbicos para hormigón y en toneladas para acero.

	<b>Materiales</b>				
	<b>Material</b>	<b>DBF</b>	<b>DDBD</b>	<b>Dif. [%]</b>	
<b>Edificio Regular</b>	Hormigón	19,94	18,70	-6,19	<b>4 Pisos</b>
	Acero	2,30	2,12	-7,47	
	Hormigón	45,39	40,73	-10,27	<b>8 Pisos</b>
	Acero	4,46	4,57	2,57	
	Hormigón	73,11	81,80	11,89	<b>12 Pisos</b>
	Acero	8,40	10,22	21,64	

Tabla 23. Volumen de materiales para edificio regular.

	<b>Materiales</b>				
	<b>Material</b>	<b>DBF</b>	<b>DDBD</b>	<b>Dif. [%]</b>	
<b>Edificio Irregular</b>	Hormigón	14,53	15,85	9,09	<b>4 Pisos</b>
	Acero	1,83	2,02	10,68	
	Hormigón	28,96	26,12	-9,82	<b>8 Pisos</b>
	Acero	3,69	3,61	-2,14	
	Hormigón	44,81	46,53	3,84	<b>12 Pisos</b>
	Acero	5,95	6,02	1,05	

Tabla 24. Volumen de materiales para edificio irregular.

	Materiales				
	Material	DBF	DDBD	Dif. [%]	
Edificio con Muros	Hormigón	44,62	44,11	-1,14	4 Pisos
	Acero	1,64	1,75	6,65	
	Hormigón	83,59	-	-	8 Pisos
	Acero	3,24	-	-	
	Hormigón	144,79	-	-	12 Pisos
	Acero	6,04	-	-	

Tabla 25. Volumen de materiales para edificio con muros.

Todos los diseños pueden ser gobernados por fuerzas, conexiones o derivas. Ya que usualmente se encuentra una combinación de estos factores para el diseño de cualquier edificación, solamente se consideró el factor en los pisos inferiores de las estructuras para el diseño al tener el diseño gobernado por conexiones en todos los pisos superiores.

	Configuración	DBF	DDBD
4 Pisos	Regular	Conexiones	Conexiones
	Irregular	Conexiones	Conexiones
	Muros	Conexiones	Conexiones
8 Pisos	Regular	Conexiones	Fuerzas
	Irregular	Conexiones	Conexiones
	Muros	Fuerzas	-
12 Pisos	Regular	Fuerzas	Fuerzas
	Irregular	Fuerzas	Fuerzas
	Muros	Fuerzas	-

Tabla 26. Condición que gobernó el diseño para las edificaciones.

En el caso del edificio regular, el diseño varió dependiendo de la altura del edificio. Para cuatro pisos, se redujo la cantidad de material pero aumentó el cortante basal para el

DDBD en comparación con el DBF, por lo que cualquier método puede ser utilizado para su diseño. Para 8 pisos, se tuvo un aumento en el valor del cortante basal, pero una reducción en la cantidad de material, por lo que se recomienda DDBD. Para 12 pisos, se obtuvo un cortante basal y dimensiones mayores, pero al tener un diseño gobernado por fuerzas igualmente se recomienda el DDBD.

Siguiendo la misma línea de análisis, el cortante basal de diseño para los 3 edificios irregulares con DDBD resultó cerca del doble que el obtenido con DBF; sin embargo, las diferencias en material utilizado no fueron tan significativas, por lo que cualquier método puede ser utilizado para su diseño, pero considerando el tipo de análisis más completo en estructuras irregulares, predomina el diseño DDBD sobre el DBF para cada caso de esta configuración estructural.

Finalmente, en el edificio de 4 pisos se tiene un aumento muy pequeño del cortante basal, sólo del 7% y el diseño resultó igualmente similar con una variación del 1,1%; por esto, cualquier método de diseño ya sea DBF o DDBD brinda resultados igualmente válidos para el diseño de estructuras de este estilo. En el caso de los edificios de 8 y 12 pisos, el cortante basal resultó mucho menor en DDBD que en DBF, por lo que su diseño en DDBD no se consideró y el único método de diseño para este tipo de edificios sería el DBF.

### **Perfiles de desplazamientos**

Se procede a comparar los perfiles de deformaciones de cada una de las estructuras diseñadas por ambos métodos. Las funciones que definen el desplazamiento objetivo obtenido a de la NEC, provienen de la observación de resultados de análisis inelásticos de historia en el tiempo. Para edificaciones bajas con cuatro pisos o menos, se asume un perfil lineal mientras que para estructuras sobre los cuatro pisos este es no lineal. El perfil de

desplazamientos objetivo del método DDBD permite encontrar la verdadera forma en la que la edificación se comporta en la realidad. Cabe recalcar que la magnitud del perfil de desplazamientos obtenido a través de la NEC no representa las verdaderas deformaciones a las que está sujeta la edificación, por lo que se redujo su magnitud para tener una mejor visión del comportamiento al que debería estar sujeta la edificación.

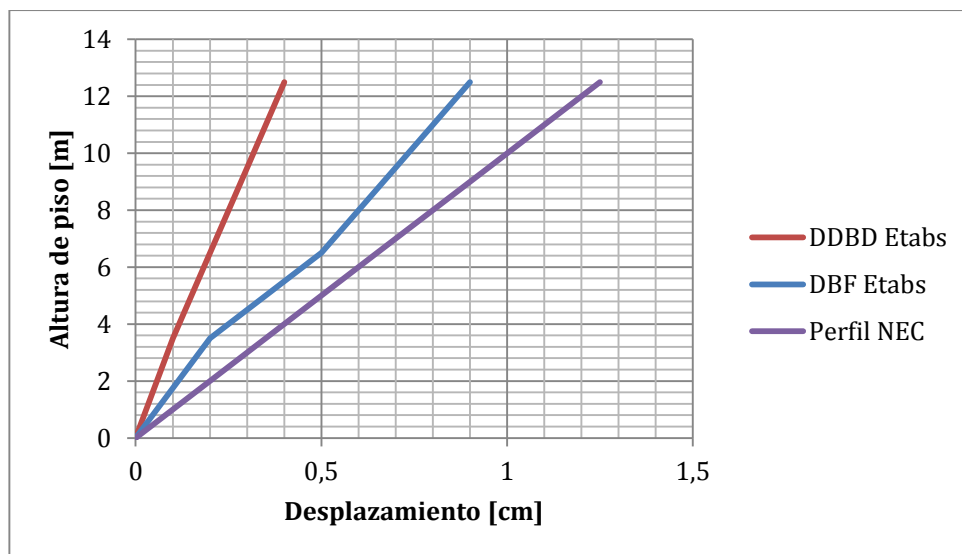


Figura 51. Perfiles de desplazamiento edificio regular 4 pisos

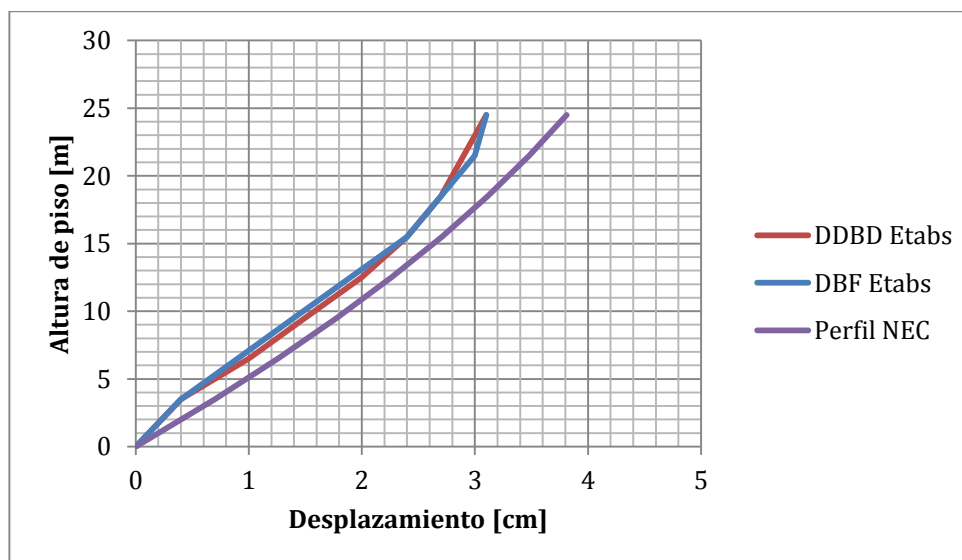


Figura 52. Perfiles de desplazamiento edificio regular 8 pisos

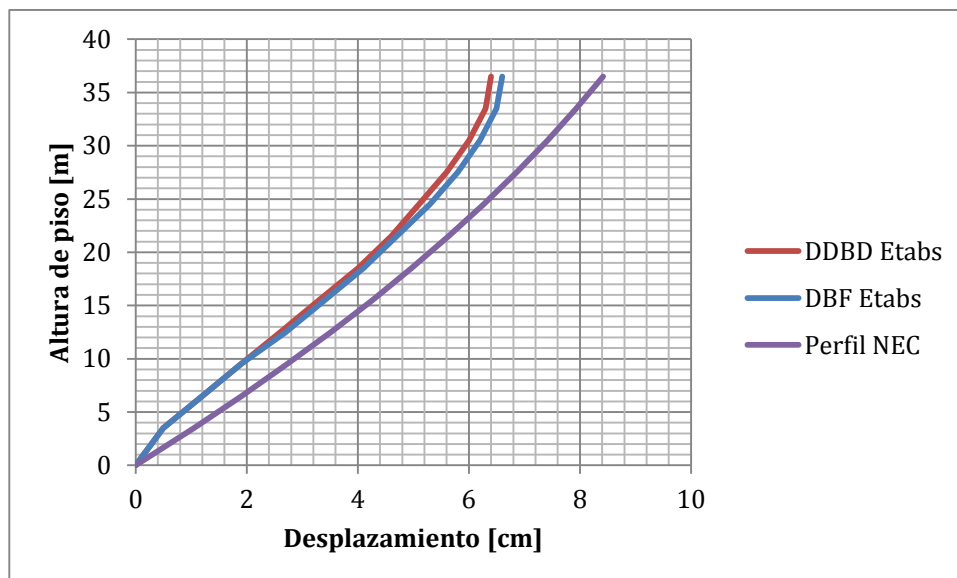


Figura 53. Perfiles de desplazamiento edificio regular 12 pisos

Para el modelo regular, el perfil estimado obtenido a través de la NEC, tiene un comportamiento similar con el perfil obtenido para el diseño con DDBD. Para el edificio de cuatro pisos, se presenta un perfil lineal como es asumido para DDBD mientras que para DBF este contiene un salto en la deformación en el segundo piso. Para el caso de ocho y doce pisos, las deformaciones elásticas de las estructuras tuvieron variaciones mínimas y ambos métodos, tanto DBF como DDBD presentan una ligera curvatura lo que implica que se cumple la suposición de un comportamiento no lineal. A pesar de esto, en el edificio de 8 pisos el diseño con DBF presenta un par de saltos en su deformación en los pisos 5 y 7, lo que no ocurre dentro del diseño con DDBD, lo que nos lleva a concluir que el diseño con DDBD se aproxima más a la estimación realizada con NEC.

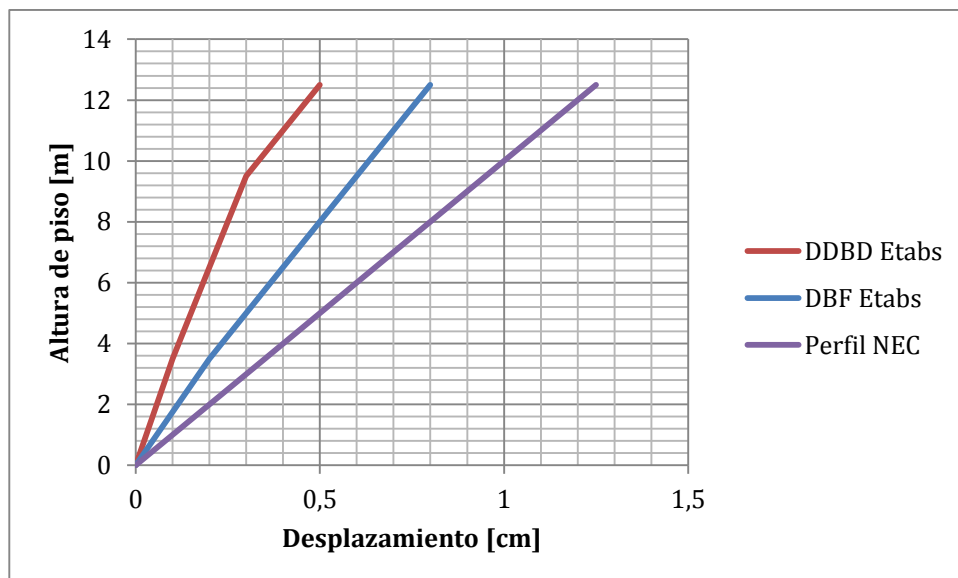


Figura 54. Perfiles de desplazamiento edificio irregular 4 pisos

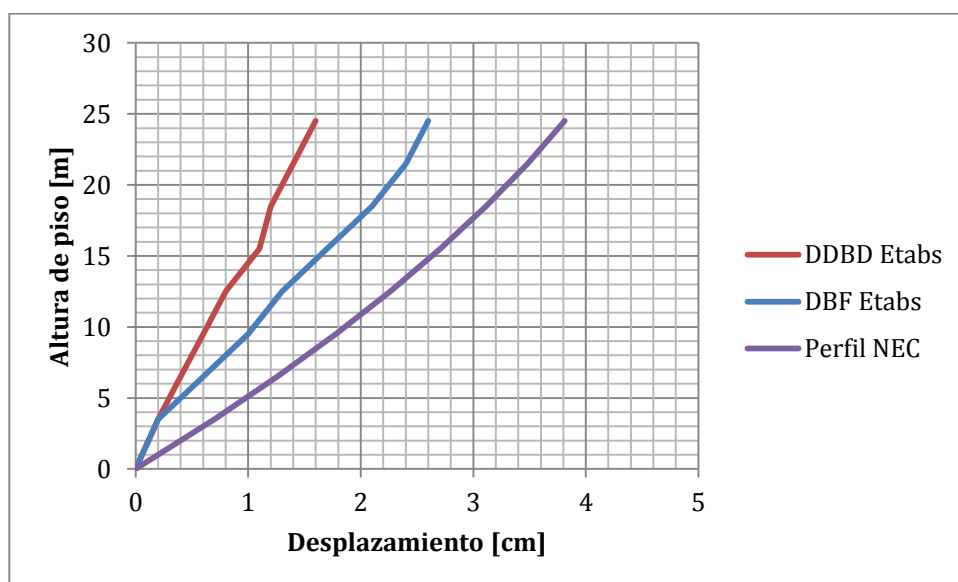


Figura 55. Perfiles de desplazamiento edificio irregular 8 pisos



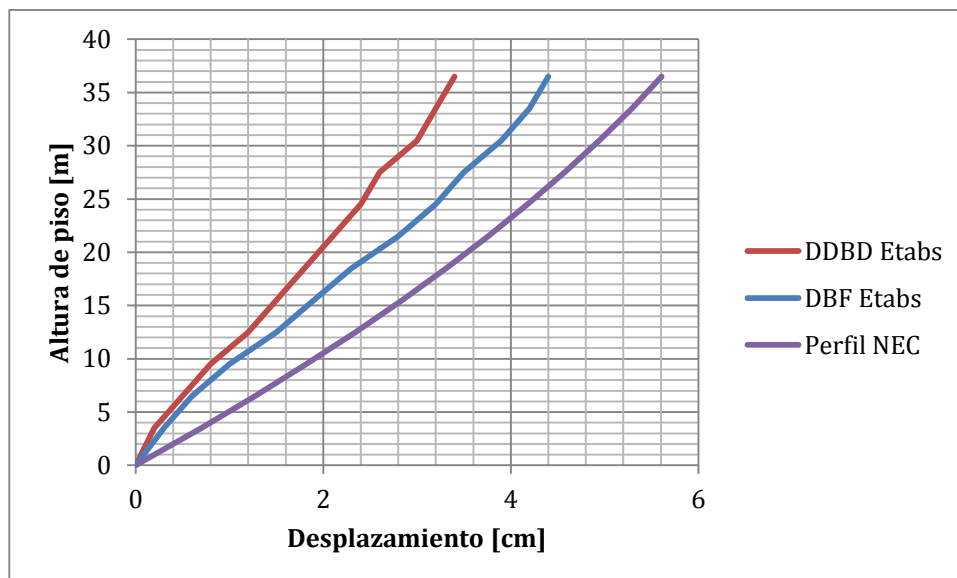


Figura 56. Perfiles de desplazamiento edificio irregular 12 pisos

A pesar de que las deformaciones obtenidas para el este caso son más irregulares que las que se obtuvieron anteriormente; se puede observar claramente como el comportamiento varía con la altura asemejándose cada vez más al perfil estimado obtenido con NEC. Las edificaciones dejan de tener un comportamiento lineal y a pesar de varios saltos existentes para ambos métodos de diseño, se puede apreciar esa tendencia para los tres casos. También se puede ver como el diseño con DDBD presenta menores deformaciones que con DBF, y al considerar que el análisis es más riguroso con DDBD para estructuras irregulares que el DBF la preferencia por este diseño para este tipo de estructuras establecido en el capítulo 2 de la NEC es válido y sustentado, por lo que se debería aplicar en todas las situaciones pertinentes.

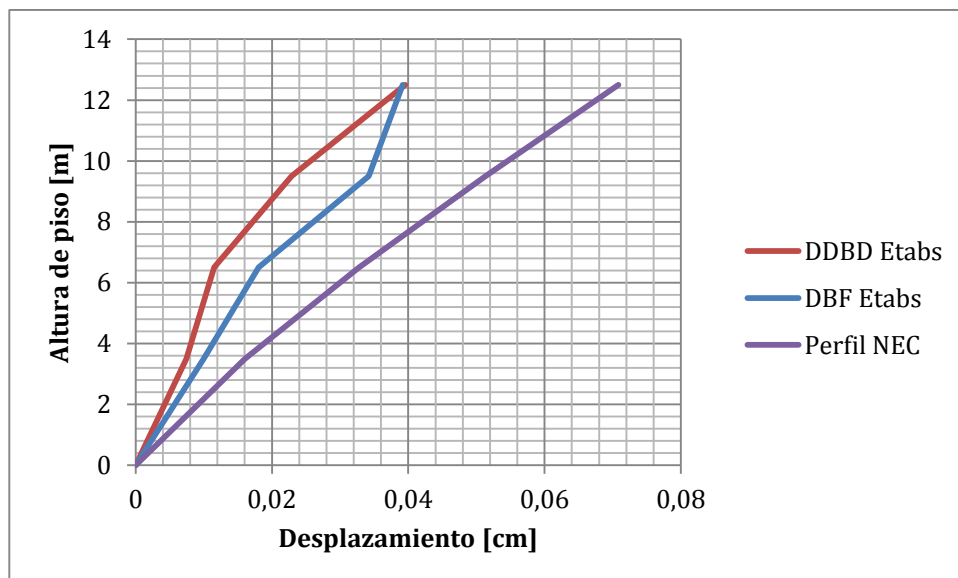


Figura 57. Perfiles de desplazamiento edificio con muros de 4 pisos

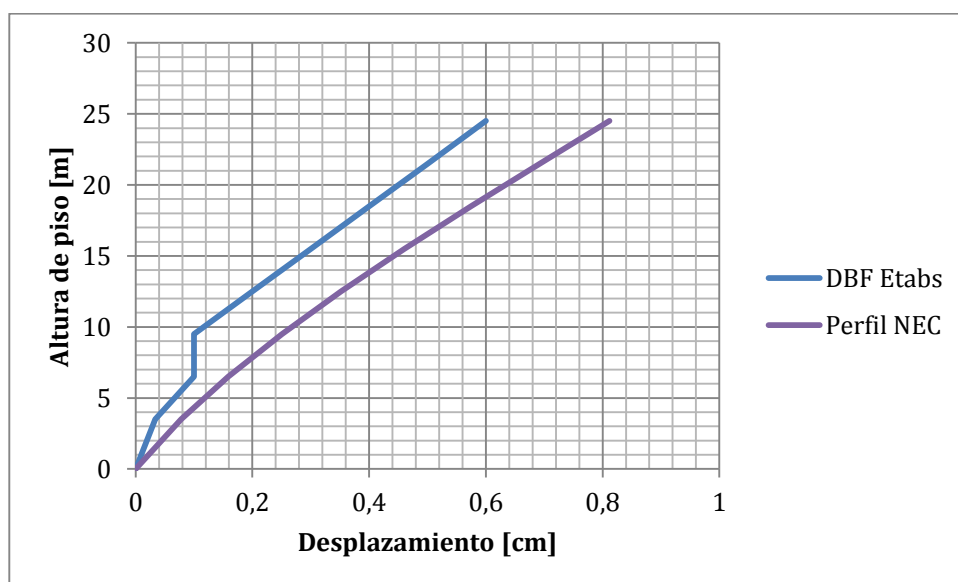


Figura 58. Perfiles de desplazamiento edificio con muros de 8 pisos

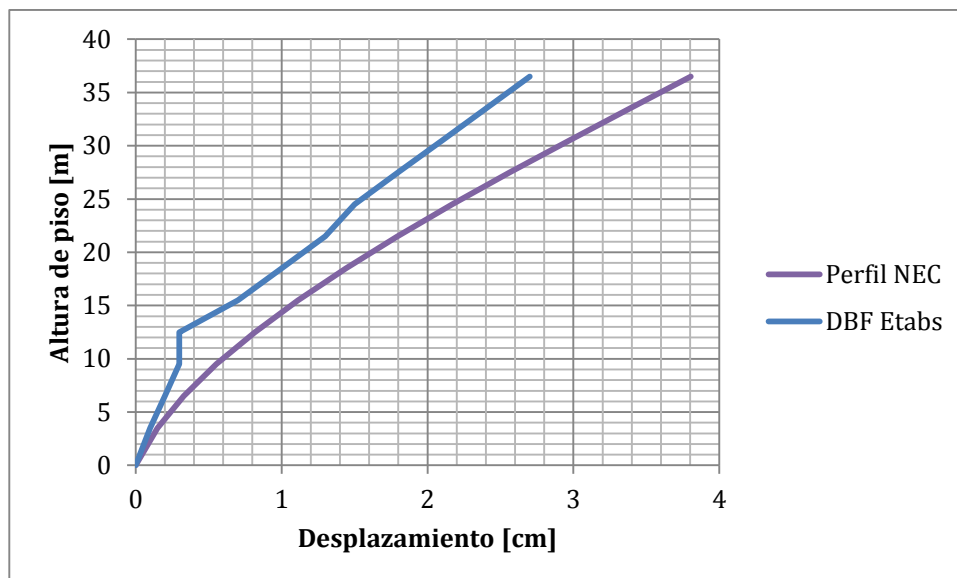


Figura 59. Perfiles de desplazamiento edificio con muros de 12 pisos

Para este último caso, los comportamientos obtenidos de las estructuras no son tan continuos como en los dos tipos de edificaciones anteriores. Para los edificios con muros se presentan una gran cantidad de saltos en las deformaciones en los pisos inferiores (hasta el cuarto) pero se puede observar que sobre estos, el comportamiento de las estructuras se vuelve más continuo y el perfil de desplazamientos se vuelve mucho más similar al estimado por NEC. En el caso del de 4 pisos, el perfil de DDBD se asemeja más al de NEC y presenta menores deformaciones que el obtenido por DBF, lo que confirma el hecho que este método presenta mejores resultados y comportamiento. Para los otros dos casos, ya que el análisis con DDBD para las edificaciones de 8 y 12 pisos no obtuvo resultados válidos, con un cortante basal menor que el DBF, solamente se puede comparar con el diseño obtenido mediante DBF. El cuál a pesar de tener un comportamiento similar al estimado por NEC, no llega a cumplir este comportamiento ideal, pero presenta resultados adecuados para realizar el diseño por este método.

## VERIFICACIÓN DEL PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS

### Definición modelos Ruaumoko

Una vez que las estructuras han sido analizadas y calculadas utilizando NEC, el propósito de este capítulo es verificar si los perfiles de desplazamientos con NEC que son la base para DDBD, son estimadores razonables del comportamiento inelástico de las estructuras sometidas a sismos fuertes, incluso para estructuras aporricadas irregulares y con muros estructurales. Para ello se requiere realizar un análisis inelástico paso a paso en el tiempo de las estructuras analizadas, lo cual es un campo de investigación aún en desarrollo. Para facilitar los cálculos, se ha escogido utilizar como herramienta el programa Ruaumoko.

Ruaumoko fue nombrado en honor del dios Maori de volcanes y terremotos, y es una suite de programas diseñados específicamente para realizar análisis dinámicos elásticos e inelásticos de estructuras sujetos a sismos u otras cargas dinámicas. Ha sido desarrollado en la Universidad de Canterbury bajo la supervisión del Dr. Athol Carr desde 1982 y ha evolucionado desde realizar un análisis rudimentario de estructuras a una colección sofisticada de aplicaciones que permiten modelar de manera exacta las estructuras mientras que provee información adicional sobre las características del diseño. La suite de Ruaumoko permanece en un constante desarrollo, se continúan realizando avances gracias a la cooperación de una gran variedad de universidades a nivel mundial y de grupos de investigación. Gracias a esto, la suite es una herramienta de análisis utilizada en un sin número de investigaciones ya que involucra una gran variedad en las opciones de modelación a utilizar. Sin embargo, debido a la poca facilidad de interacción que se tiene

con el usuario, se decidió utilizar un interfaz gráfica de usuario, desarrollada por Tarud en 2013, que facilita el diseño de las estructuras y provee el archivo de entrada de datos para el programa.

Ruamoko se basa en concentrar la inelasticidad en los extremos de elementos barra, para los cuales se define un diagrama de curvatura que representará la envolvente de la respuesta dinámica del elemento. La degradación de rigidez y resistencia se representa mediante un modelo histerético que puede ser seleccionado de varias fuentes bibliográficas. En esta tesis se ha decidido utilizar el modelo histerético de Takeda (Apendice B, Manual de usuario de Ruamoko). A partir de esta información y con los modelos descritos, Ruamoko calcula y actualiza internamente las matrices de rigidez instantánea de la estructura con el fin de solucionar el sistema dinámico de ecuaciones no lineal de manera iterativa con el método de Newmark (1959). El método de Rayleigh se utiliza para la definición de las matrices de amortiguamiento, mientras que la definición de la acción sísmica requiere el ingresar una función tiempo-historia en aceleraciones en la base, cuya descripción se realizará más adelante.

Los modelos realizados con Ruamoko2D, permiten analizar el comportamiento inelástico de las estructuras a través de un análisis paso a paso en el tiempo. Se procedió a analizar tres estructuras modelo, una para cada tipo de configuración estructural, para determinar el comportamiento real de la estructura sujeta a un sismo que cumpla los requisitos establecidos por la NEC. Los detalles sobre los valores y coeficientes escogidos para las múltiples variables necesarias se encuentran descritos en detalle en el manual de usuario de Ruamoko2D, y en el Anexo A del presente trabajo. Para generar el archivo de

entrada para Ruaumoko2D, se utilizó un paquete de interfaz gráfica (denominada GUI) desarrollado por Tarud en 2013.

Para todos los modelos realizados se tomaron las siguientes bases para el análisis, cabe recalcar que todas las unidades utilizadas para el análisis en Ruaumoko2D se tomaron en toneladas, metros y segundos:

Principales opciones de variables para el análisis		
Opción	Valor	Descripción
IPANAL	2	Análisis dinámico tiempo-historia utilizando la aceleración constante promedio de Newmark.
IPLAS	1	Análisis inelástico tiempo – historia
IPCOMN	0	Matriz de masa agrupada utilizada en tiempo – historia
ICTYPE	1	Amortiguamiento de rigidez tangente de Rayleigh
IPVERT	0	Sismo solamente en dirección X
INGLEO	0	Se asumen desplazamientos pequeños
IPNF	0	El análisis modal se realiza después del análisis estático
IMODE	0	Se utiliza el algoritmo de eigenvalores Householder QR
Parámetros de control del pórtico		
M	12	Numero de modos de forma a imprimir en el análisis modal

MODE1	1	Número de modo al cual se aplica la primera razón de amortiguamiento.
MODE2	12	Número de modo al cual se aplica la segunda razón de amortiguamiento.
GRAV	9.81	Aceleración de la gravedad
C1	5	Porcentaje de amortiguación crítica utilizada en MODE1
C2	5	Porcentaje de amortiguación crítica utilizada en MODE2
DT	0.005	Paso de tiempo
TIME	20	Duración del análisis tiempo-historia

Se utilizaron solamente 2 tipos de elementos estructurales, los tipo vigas y columnas; de esta manera, los muros estructurales se modelaron como columnas anchas. Ruaumoko tiene un tipo de elemento estructural específico para la modelación de este tipo de elemento estructural; sin embargo, su uso está fuera del alcance del presente trabajo. Los elementos tipo viga adoptaron los siguientes parámetros:

Opción	Valor	Descripción
ITYPE	1	Miembro tipo viga de un componente (Giberson)
IPIN	0	El miembro está empotrado en los nodos
ICOND	1	Se aplican fuerzas de empotramiento perfecto
IHYST	4	Regla histerética modificada de Takeda (Apendice B, Manual

		Ruamoko)
ILOS	0	No se presenta degradación de resistencia
ICOL	0	Ductilidad de columna se calcula en el punto de balance de la fuerza axial
IGA	0	Deformación por cortante es elástica
IDUCT	1	La rigidez de flexión varía para que la curvatura de fluencia permanezca constante.
Propiedades de la sección elástica		
E	2.194e6	Modulo elástico del hormigón
G	9.146e5	Modulo de cortante del hormigón
A	Varía	Área de la sección transversal del elemento
AS	0	No se considera ninguna área de cortante efectiva
I	Varía	Momento de inercia de la sección
WGT	Varía	Peso lineal del elemento
END1	Varía	Longitud del bloque rígido al final del elemento en el extremo 1
END2	Varía	Longitud del bloque rígido al final del elemento en el extremo 1
Factores Bilineales		
RA	1	Factor bilineal (Axial)



RF	0.01	Factor bilineal (Flexión)
H1	0.5	Longitud de la rótula plástica en extremo 1.
H2	0.5	Longitud de la rótula plástica en extremo 2. Para H1 y H2 se asume la formación de la rótula plástica a una distancia de 0.5 de las dimensiones de vigas y columnas, sea el caso, el cuál entra dentro del rango 2H especificado por NEC.
Valores para histéresis de Takeda (Valores recomendados por Tarud, 2013)		
ALFA	0.3	Rigidez de descarga
BETA	0.6	Rigidez de carga
NF	1	Factor de potencia de rigidez de carga
KKK	2	Descarga como Drain-2D
Fuerzas iniciales de empotramiento perfecto		
M1	Varía	Momento de empotramiento perfecto en extremo 1
M2	Varía	Momento de empotramiento perfecto en extremo 2
V1	Varía	Cortante de empotramiento perfecto en extremo 1
V2	Varía	Cortante de empotramiento perfecto en extremo 2
Condiciones de fluencia para viga tipo Giberson		
PYT	0	Fuerza axial para fluencia en tensión
PYC	0	Fuerza axial para fluencia en compresión

MY1+	Varía	Momento resistente positivo de fluencia (Extremo 1)
MY1-	Varía	Momento resistente negativo de fluencia (Extremo 1)
MY2+	Varía	Momento resistente positivo de fluencia (Extremo 2)
MY2-	Varía	Momento resistente negativo de fluencia (Extremo 2)

Para la definición de los parámetros de columna y muro, se utilizaron los mismos factores descritos anteriormente para los elementos tipo viga, a excepción de los detallados a continuación:

Opción	Valor	Descripción
ITYPE	2	Miembro Viga-Columna de hormigón
ICOND	0	No se aplican fuerzas iniciales
Valores para histéresis de Takeda (Valores recomendados por Tarud, 2013)		
ALFA	0.5	Rigidez de descarga
BETA	0.0	Rigidez de carga
Superficie de fluencia para miembro Viga-Columna de hormigón (Figura 60)		
PYC	Varía	Fuerza de fluencia de compresión axial
PB	Varía	Compresión axial en B
MB	Varía	Momento de fluencia en B

M1B	Varía	Momento de fluencia en $P = 2/3 PB$
M2B	Varía	Momento de fluencia en $P = 1/3 PB$
MO	Varía	Momento de fluencia en $P = 0.0$
PYT	Varía	Fuerza de fluencia de tensión axial
IEND	0	Miembro simétrico

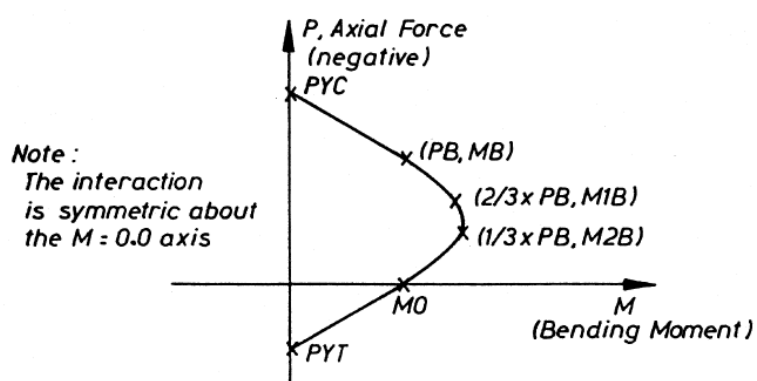


Figura 60. Superficie de interacción para la definición de parámetros de elemento tipo columna

Finalmente, se definieron los parámetros de la excitación sísmica definidos a través de EARTH:

Opción	Valor	Descripción
IBERG	5	Excitación en formato EXCEL
ISTART	1	Número de la primera línea de la excitación a utilizar

DELTAT	0.01	Intervalo de datos de la excitación
ASCALE	9.81	1/(Factor de escala)
END	20	Terminación del registro
VEL	0	Velocidad inicial del suelo
DIS	0	Desplazamiento inicial del suelo
TSCALE	1	Factor de escala de tiempo para el registro

Todos los parámetros explicados anteriormente fueron utilizados para generar los modelos de Ruaumoko2D. Cualquier parámetro no definido en los cuadros anteriores, toma un valor de cero, o no es significativo para el desarrollo de los modelos.

### **Modelos histeréticos de Takeda**

Ya que se desea un modelo perfecto de la conducta inelástica de la estructura, se graficaron las diferentes curvas obtenidas para los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  definidos para vigas, columnas y muros. Estas representan el comportamiento que presenta el modelo histerético modificado de Takeda, tanto la carga y descarga de rigidez a lo largo de varios ciclos dentro del análisis.

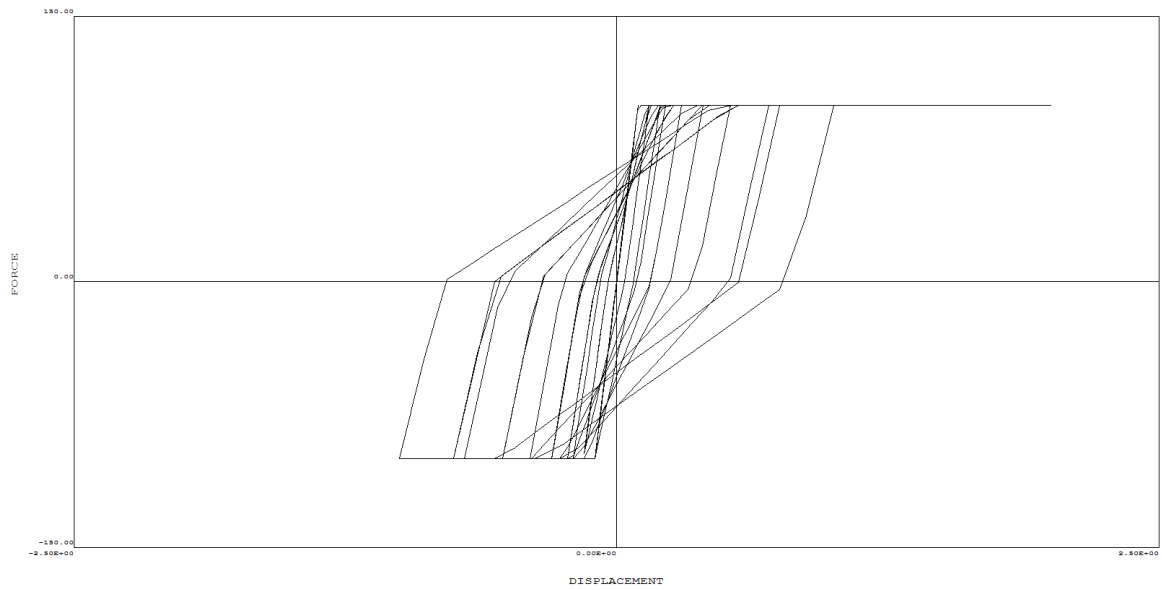


Figura 61. Histéresis desarrollada para elementos tipo viga

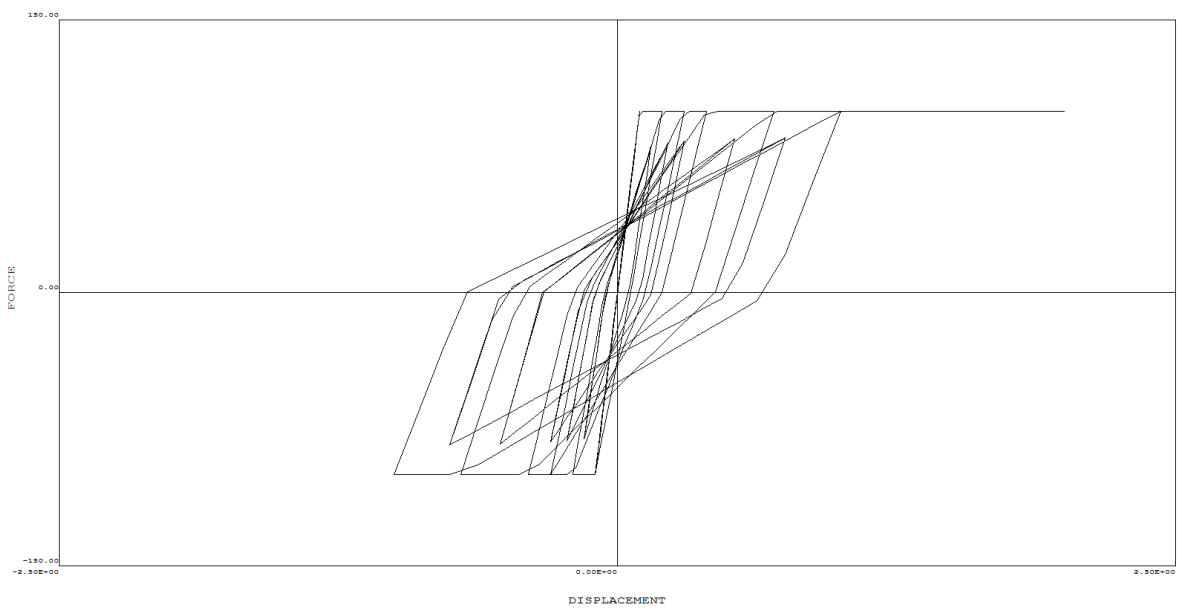


Figura 62. Histéresis desarrollada para elementos tipo columna y muro

Si bien es cierto que el modelo adoptado no presenta degradación de resistencia y ligera degradación de rigidez, se suponen a las estructuras correctamente diseñadas, por lo que el comportamiento histerético real podría acercarse a dicho modelo. Aún así, se puede

observar cómo se genera un cambio en la carga y descarga del elemento mientras avanzan los ciclos del análisis. Cabe recalcar, que las curvas de histéresis solamente afectan a la rigidez del elemento para simular un comportamiento más cercano a la realidad, sin embargo; no se produce ninguna reducción en la resistencia de los elementos ( $I_{LOS} = 0$ ).

### **Obtención sismo artificial**

Ruaumoko2D requiere como dato un acelerograma para representar las fuerzas sísmicas que actuarán sobre la estructura. Ya que se está trabajando con un modelo a nivel local, se generó de forma sintética un acelerograma que se ajuste a las condiciones del sismo de diseño para la zona de estudio. Para la generación de acelerogramas sintéticos se utilizará un modelo compatible con un espectro, justamente el espectro del sismo de diseño de la NEC. Como insumo para la generación estocástica se requiere aplicar una envolvente de intensidad. Para esto se utilizó la envolvente exponencial definida por Liu en 1969 a través de la función siguiente:

$$I_{(t)} = A(e^{-\alpha t} - e^{-\beta t}) \quad (5.1)$$

Donde  $A$ ,  $\alpha$  y  $\beta$  son factores exponenciales que se obtuvieron a través del análisis de señales de sismos ecuatorianos. Tomando como base el sismo de Pomasqui de 1990, se obtuvo la siguiente envolvente con los siguientes valores de  $\alpha = 0.1$  y  $\beta = 0.75$ :

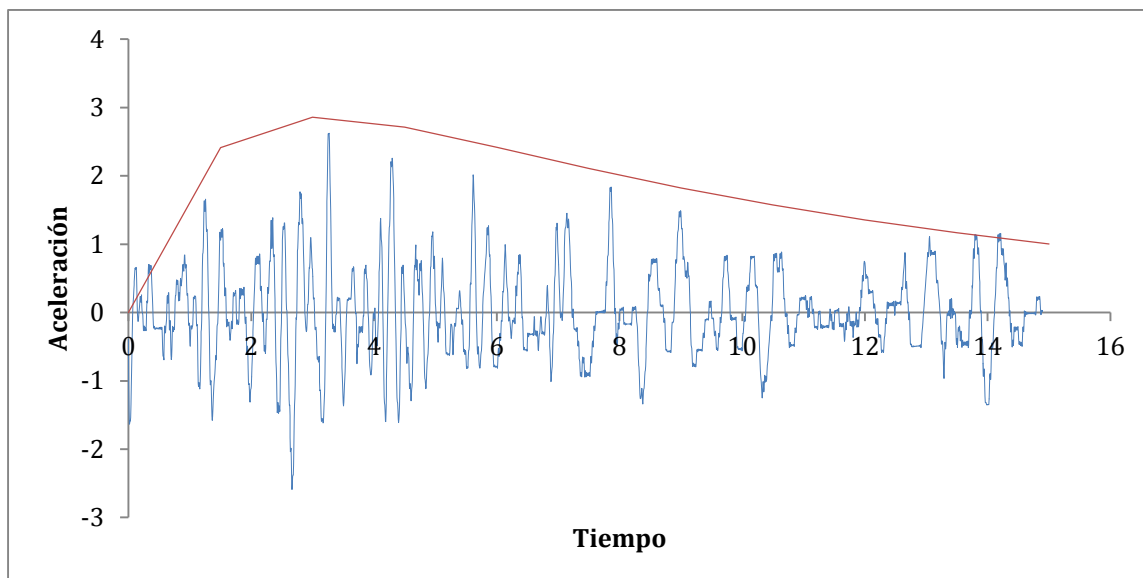


Figura 63. Envolvente exponencial para el sismo de Pomasqui de 1990

Utilizando los valores previos, junto con el espectro de diseño descrito en la Fig. 3, se procedió a generar el acelerograma artificial a través del paquete computacional SeismoArtifv2.1 que forma parte de Seismosoft (2013). Se llevaron a cabo 8 generaciones de sismos para obtener el adecuado. Se utilizó el sexto sismo generado el cual presentó un error del 8.88% y un coeficiente de variación de 8.86%, los cuales fueron menores al 10% definido para que la generación se considere válida. Ya que al especificar un PGA, se producen problemas en respetar la envolvente definida, se optó por la generación del sismo sin especificar el PGA y normalizar el registro para que el máximo valor de la aceleración en suelo llegue al 0.4g especificado por NEC. El acelerograma sintético generado presentó el siguiente espectro de respuesta, que contiene aceleraciones similares a las descritas por NEC:

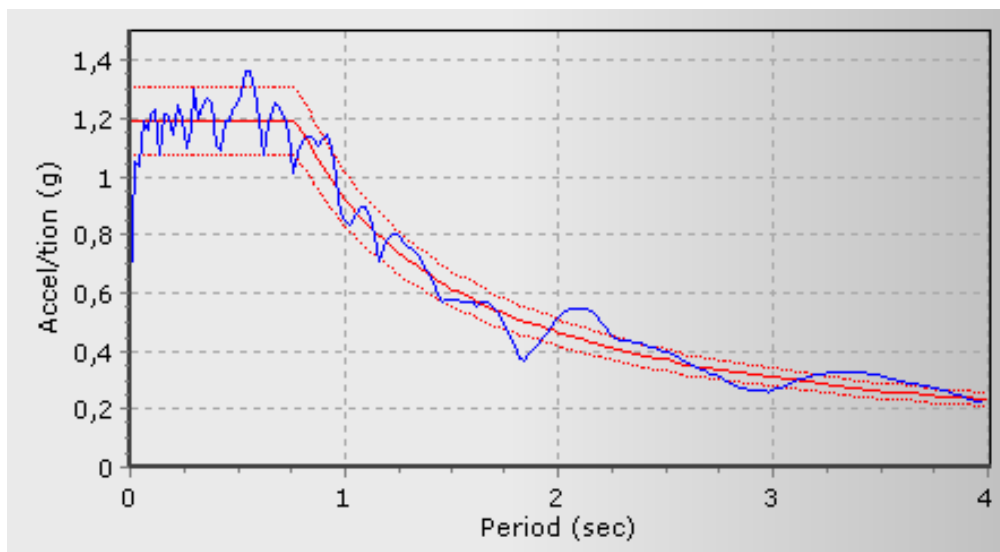


Figura 64. Espectro de respuesta del acelerograma sintético y comparación con espectro de diseño NEC

Una vez comprobado que el sismo generado tiene el espectro de respuesta esperado se procedió a normalizarlo para obtener un PGA de 0.4g. El acelerograma artificial final que se utilizó para la modelación de las estructuras es el siguiente:

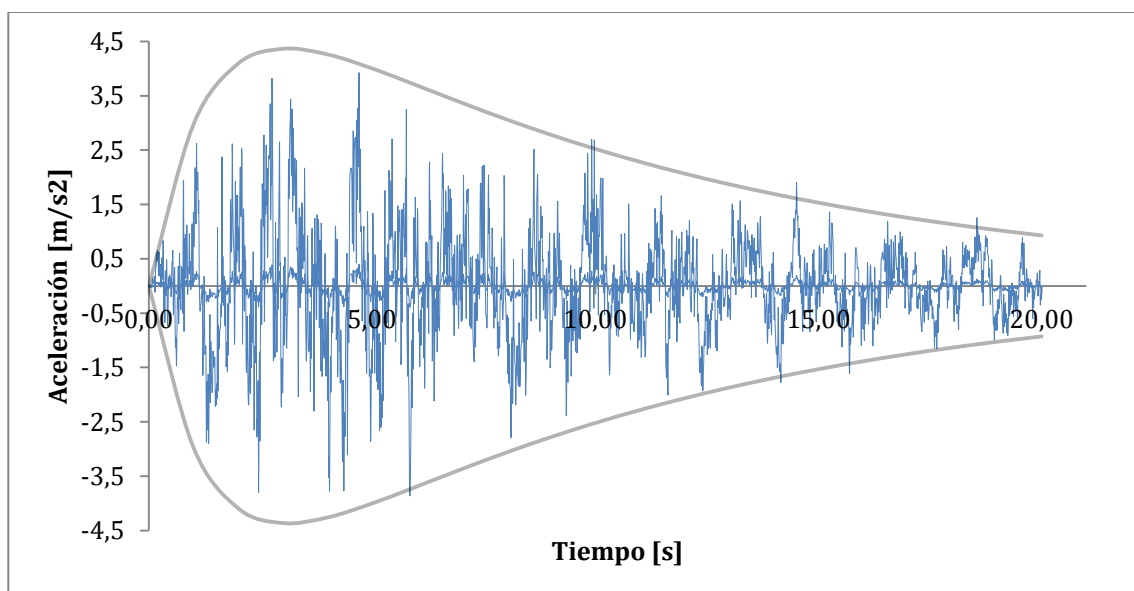


Figura 65. Acelerograma artificial para modelación de estructuras en Ruaumoko2D



### Perfiles de desplazamiento inelásticos

Una vez definidos los modelos de Ruaumoko2D, se procedió a obtener los perfiles de desplazamientos para las edificaciones regular, irregular y con muros de 8 pisos a través del pos procesador de datos para Ruaumoko2D, denominado Dynaplot (2007). Se utilizaron los desplazamientos de cada nodo en el tiempo y se obtuvo su valor máximo para encontrar el perfil de desplazamientos que se desea comparar con el desplazamiento estimado provisto por NEC y el desplazamiento encontrado a través del diseño y modelaje en ETABS 13. La construcción del modelo en Ruaumoko2D se realizó con las edificaciones diseñadas con el método DDBD para encontrar las diferencias entre las deformaciones reales (Ruaumoko2D), estimadas (NEC) y esperadas (ETABS 13).

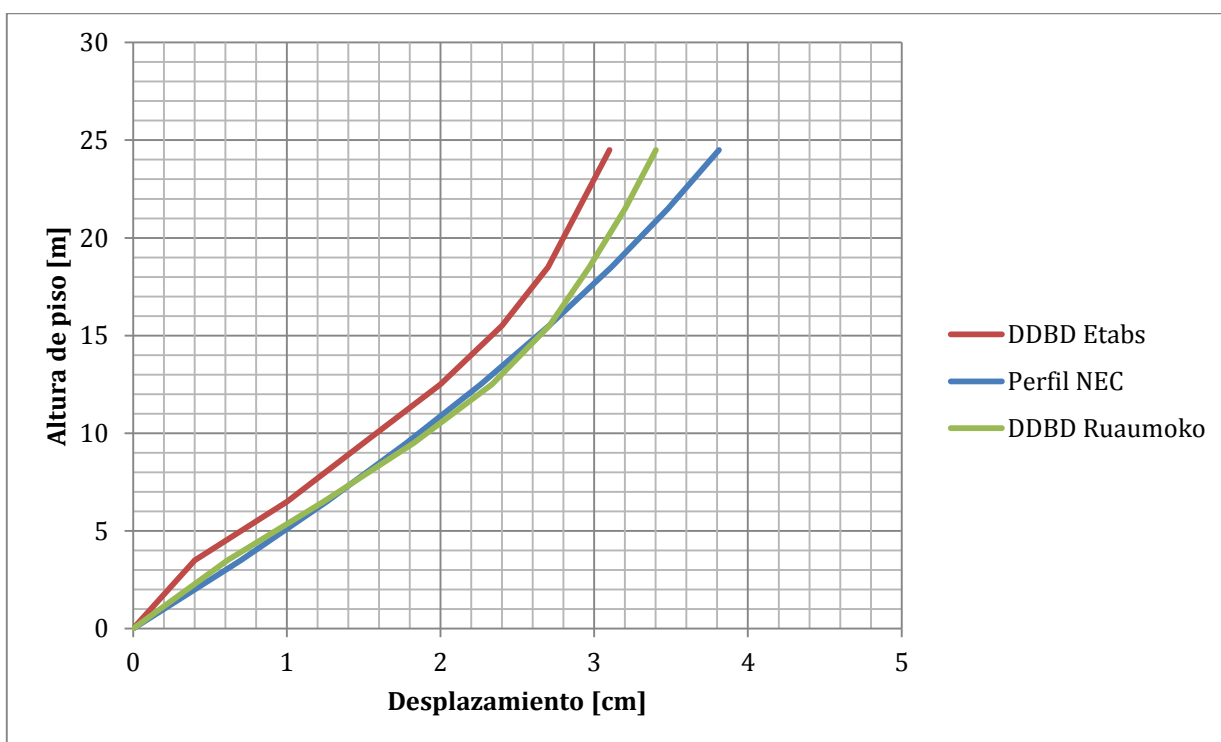


Figura 66. Perfil de desplazamiento inelástico para edificio regular de 8 pisos

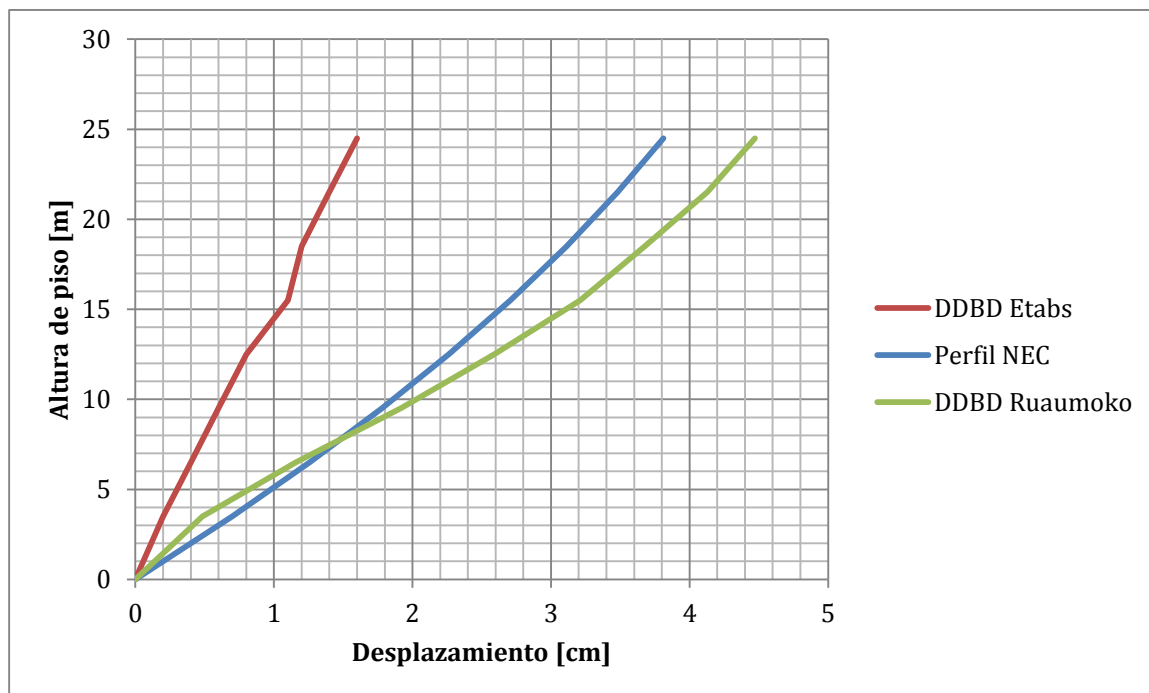


Figura 67. Perfil de desplazamiento inelástico para edificio irregular de 8 pisos

Como se puede esperar, los valores de desplazamientos presentados para las estructuras regulares e irregulares obtienen una mayor deformación calculada a través de Ruaumoko2D que las obtenidas con el modelo realizado en ETABS 13. Esto se debe a que el modelo realizado en Ruaumoko2D analiza el campo inelástico de las estructuras, incluye las deformaciones una vez formadas las rótulas plásticas y toma en consideración sus respectivos desplazamientos. Esta deformación adicional, resulta mínima para la configuración regular, con solamente un aumento de 0.3 cm, pero se puede ver claramente como la estimación del perfil de desplazamientos se asemeja más al comportamiento inelástico de la estructura.

Por otro lado, para la edificación irregular las deformaciones presentadas por Ruaumoko2D, igualmente son mayores a las obtenidas a través del modelo en ETABS 13 pero en una magnitud mayor. Existe un incremento de 2.90 cm, debido a la irregularidad

del edificio y por la plastificación de las secciones. Ya que la edificación tiene una menor resistencia lateral las deformaciones producidas por esfuerzos inelásticos producen deformaciones mayores a las obtenidas por el análisis elástico de ETABS 13. El perfil estimado de desplazamientos de la NEC igualmente tiene una similitud mucho mayor con las deformaciones inelásticas de Ruaumoko2D, a pesar de que existen algunas variaciones a partir del piso 3, la tendencia que ambas curvas presentan nos permite comprobar que el perfil de desplazamientos asumido para el diseño en DDBD de la NEC se asemeja al comportamiento real de las edificaciones.

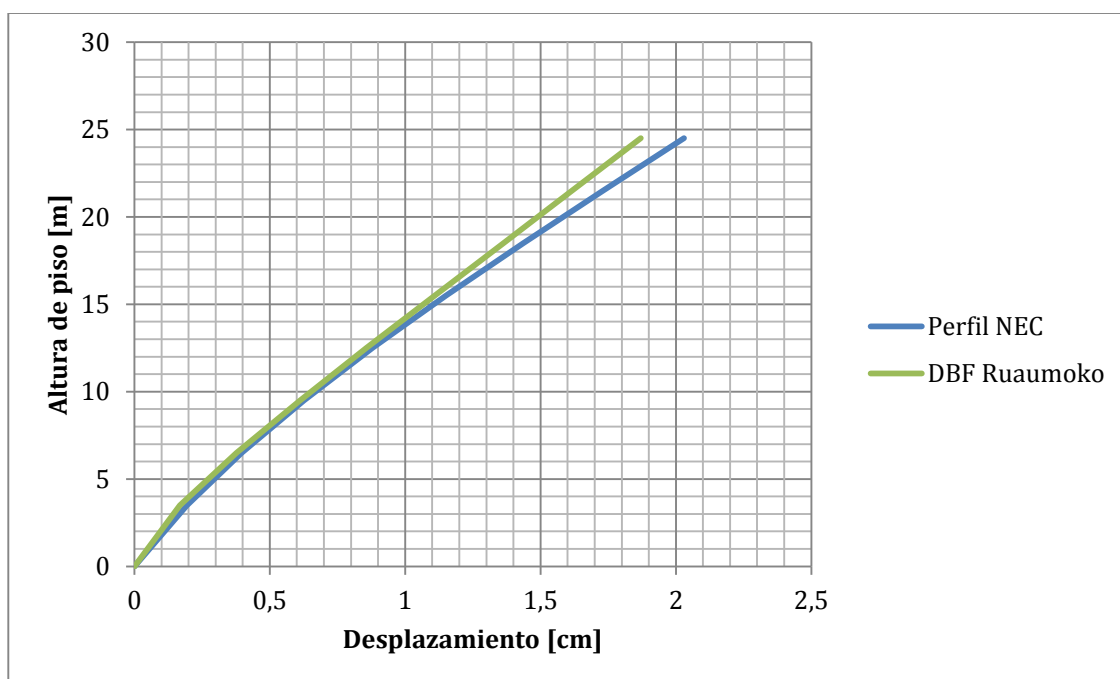


Figura 68. Perfil de desplazamiento inelástico para edificio con muros de 8 pisos

Para el edificio con muros de 8 pisos, se realizó el análisis inelástico con las dimensiones obtenidas a través del método DBF, ya que el análisis con DDBD no presentó resultados válidos para el diseño. Igualmente, el perfil de desplazamientos de NEC presenta una tendencia similar al obtenido por el modelo inelástico. Todos los modelos

anteriores llevan a una misma conclusión, el perfil de desplazamientos estimado a través de la NEC toma en cuenta el perfil real que presentan las edificaciones a realizar la conversión de un sistema de múltiples grados de libertad a uno de uno solo. La estimación de las deformaciones máximas resulta mejor cuando se trabaja con una estructura regular. Esta es una razón adicional por la que el diseño sismorresistente correcto debe ser dirigido hacia la obtención de estructuras con poca irregularidad, tanto en planta como en elevación.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Después del análisis y diseño de las nueve estructuras distintas, se pueden obtener varias conclusiones gracias a los resultados obtenidos.

- El diseño basado en desplazamientos desarrollado por la NEC presenta una alternativa válida para el diseño sismorresistente de varios tipos de estructuras.
- DDBD trabaja con un análisis más detallado y riguroso de las edificaciones, al considerar la distribución de masa, por lo tanto una mayor consideración a su geometría que DBF y, por otro lado, la definición del desplazamiento característico del sistema equivalente de un solo grado de libertad se presenta como un método más sólido conceptualmente que el método basado en fuerzas.
- El cortante basal de diseño fue mayor en todas las edificaciones regulares e irregulares para el DDBD que para el DBF, llevando al DDBD a ser un método más conservador. Cabe recalcar que la NEC establece que aún cuando el DDBD produzca menores acciones, el DBF debe considerarse como mínimo.
- En promedio, para las edificaciones regulares se obtuvo un cortante basal 15% mayor para el DDBD que para el DBF.
- Para las edificaciones irregulares se obtuvo en promedio un aumento del 100% en el cortante basal para DDBD que para DBF. Es posible que se necesite una revisión sobre la manera en la que el DDBD de la NEC considera la irregularidad para la definición de las fuerzas finales resultantes.
- Para el caso de las edificaciones con muros el DDBD presentó un cortante basal mayor únicamente para el edificio de 4 pisos, con un aumento del 7%. Para el resto, el cortante basal fue mucho menor al obtenido a través de DBF. Está especificado dentro de la NEC que el cortante basal mayor regirá el diseño

sismorresistente de las edificaciones. Por lo tanto este método para estas alturas de esta configuración estructural no presenta resultados válidos.

- El cambio del cortante basal para DDBD se debe a la demanda de ductilidad requerida por la estructura y a la estimación del periodo efectivo del sistema de un solo grado de libertad. Ya que la curva para encontrar el factor de reducción de demanda sísmica tiene un comportamiento logarítmico, la rigidez efectiva del sistema de un solo grado de libertad del DDBD se reduce exponencialmente. Por lo tanto el cortante basal del método se reduce en igual medida. El periodo efectivo del sistema de un solo grado de libertad también tiene una gran influencia dentro de la determinación del cortante basal; sin embargo, el comportamiento inusual del DDBD para edificaciones con muros estructurales requiere de un mayor estudio para aclarar las razones del mismo.
- Los cambios económicos obtenidos entre el diseño por DBF y DDBD analizados a través de la cantidad de acero y hormigón utilizada, no resultan significativamente altos, pues todos se encuentran bajo el 10%. Estos se encuentran detallados en las Tablas 23, 24 y 25. A excepción de la edificación regular de 12 pisos donde se presenta un cambio del 12% en el volumen de hormigón y cerca del 22% en el peso de acero.
- Los desplazamientos máximos obtenidos para cada edificación son los siguientes:

	<b>DBF</b>	<b>DDBD</b>	<b>Dif. [%]</b>	
<b>Edificio Regular</b>	0,9	0,4	-55,56	<b>4 Pisos</b>
	3,1	3,1	0,00	<b>8 Pisos</b>
	6,6	6,4	-3,03	<b>12 Pisos</b>

<b>Edificio Irregular</b>	0,8	0,5	-37,50	<b>4 Pisos</b>
	2,6	1,6	-38,46	<b>8 Pisos</b>
	4,4	3,4	-22,73	<b>12 Pisos</b>
<b>Edificio con Muros</b>	0,039	0,040	1,02	<b>4 Pisos</b>
	0,6	-	-	<b>8 Pisos</b>
	2,7	-	-	<b>12 Pisos</b>

Tabla 27. Desplazamientos máximos en centímetros por método de diseño de los edificios

- Los desplazamientos anteriores presentaron una reducción en todos los casos a excepción del edificio regular de 8 pisos y el edificio con muros de 4 pisos; sin embargo estos presentaron un aumento del 0% y del 1.02%, los cuales es un incremento insignificante.
- Los modelos realizados en Ruaumoko2D, permitieron el análisis inelástico de las estructuras lo que llevo a encontrar deformaciones mayores, como se esperaba; no obstante, se puede apreciar en las Figuras 66 y 67 como el perfil de desplazamientos es similar al perfil estimado por la NEC. Esto establece al análisis realizado por el método DDBD, a pesar de no ser ideal en la estimación de fuerzas para todo tipo de estructuras, se presenta en cambio como una buena aproximación de las condiciones reales de una edificación sujeta a un sismo cuando se refiere a deformaciones máximas.
- Las falencias atribuidas al método DBF que no están presentes en DDBD, llevan a este último a tener en general una mayor base para el sustento de su diseño, pero ya que se trabaja con un método relativamente joven, su aplicación a diferentes tipos de estructuras requiere de un mayor estudio.

- La aplicación del método es muy simple, sin embargo solamente en edificaciones regulares no se pierde mucha información sobre las condiciones particulares de cada edificio.
- Para las edificaciones irregulares, se pierde una gran cantidad de información al pasar de un sistema de múltiples grados de libertad a una de uno solo. Esta pérdida no permite a DDBD producir un resultado tan fiable, pero a pesar de esto los requisitos de ductilidad junto con los factores de penalidad por irregularidad producen un cortante basal mayor que el obtenido por DBF. De cierta forma, la pérdida de información es compensada por las penalidades establecidas por la NEC.
- En el caso de estructuras con muros, DDBD detallado en la NEC no permite un diseño adecuado de las mismas, a pesar de que se trabajó con una configuración regular donde la pérdida de información es mínima. El atajo tomado por la NEC en la estimación del periodo estructural, donde no se considera una amortiguación equivalente y se la obtiene a través de las características del espectro de diseño, del desplazamiento característico y del factor de reducción de demanda sísmica no brinda un resultado adecuado por su diseño.
- Debido a las razones expuestas a lo largo de toda esta investigación, el siguiente cuadro detalla que método es recomendable para el diseño de cada tipo de configuración estructural.



	<b>4 Pisos</b>	<b>8 Pisos</b>	<b>12 Pisos</b>
<b>Edificio Regular</b>	DDBD	DDBD	DBF/DDBD
<b>Edificio Irregular</b>	DBF/DDBD	DDBD	DBF/DDBD
<b>Edificio con Muros</b>	DBF/DDBD	DBF	DBF

Tabla 28. Recomendación de método de diseño para edificaciones

- A pesar de que en la edificación regular de 12 pisos, irregular de 4 y 12 pisos, y con muros de 4 pisos cualquier método es válido para su diseño; se recomienda el uso de DDBD al contar con un análisis más riguroso y conservador, a pesar de que el costo de las estructuras tenga un incremento de aproximadamente el 10%.

## REFERENCIAS

- Aldana, J., Rodríguez, A., & Monsalve, H. (28 de Octubre de 2009). Espectros de respuesta elásticos de desplazamiento para la ciudad de Armenia, apropiados para el diseño sísmico basado directamente en desplazamientos (dbdd). Universidad del Quindío.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (2000). *Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas*. Barcelona: Reverté, S.A.
- Castilla, E. (2003). Recomendaciones para el diseño sismorresistente de edificaciones de mampostería estructural. Venezuela: Instituto de materiales y modelos estructurales, IMME. Facultad de Ingeniería, U.C.V.
- Carr, A. (2007). *Ruamoko Manual*. University of Canterbury.
- Gases, J., López, O., & Hernández, J. (1987). *Edificaciones sismorresistentes: Manual de aplicación de las normas*. Caracas: Fundación Juan José Aguerrevere.
- Gilmore, A. (2010). El futuro de diseño sismorresistente de las edificaciones de concreto reforzado: una visión basada en la sustentabilidad. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, 2-16.
- Gilmore, A., & Cambray, N. (2009). Diseño basado en desplazamientos de edificaciones bajas rigidizadas con contravientos desadheridos. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1-29.
- Godoy, V. (1 de Febrero de 2001). Evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos diseñados mediante el método de diseño de desplazamientos. Universidad Politécnica de Catalunya.
- Gómez, F. (2012). Diseño directo basado en desplazamientos aplicado a pilas de puentes. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, 40-62.

- Guerra, M., & Chacón, D. (2010). Manual Para el Diseño Sismo Resistente de Edificios Utilizando el Programa ETABS. Quito
- Hernández, J. (Enero de 2003). Desempeño estructural y espectros de diseño. Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua.
- Moreno, R., Bairán, J., & Huaman, V. (2011). Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico basado en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón armado de mediana altura. Asociación científica del hormigón estructural.
- Muñoz, A., Tinman, M., & Quiun, D. (2001). Riesgo sísmico de edificios peruanos. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ospina, A., Urrego, H., & Botero, J. (2013). Aplicación de un método basado en el desempeño para el análisis y diseño sismorresistente de puentes de concreto reforzado. *Ingeniería y Ciencia*, 209-236.
- Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo-resistente. (Enero, 2013). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Gobierno Nacional de la República del Ecuador.
- Priestley, N., Calvi, G., & M, K. (2007). *Displacement - Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press.
- Quintero, W. L. (2003). Evaluación y rehabilitación sismorresistente de monumentos históricos. *Revista Geográfica Venezolana*, 303-318.
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318 – 11) y Comentario. (2011). Preparado por el Comité ACI 318. American Concrete Institute.

- Rubinstein, M., Giuliano, A., & Moller, O. (2006). Diseño preliminar de estructuras sismorresistentes: un tratamiento unificado de los efectos traslacionales y rotacionales. Rosario, Argentina.
- Suarez, V. (2009). Diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas. *Revista Tecnológica ESPOL*, 47-59.
- Sullivan, T. (2002). The Current Limitations of Displacement Based Design. Università deglo Studi di Pavia.
- Tarud, P. (2013). Interfaz Gráfica de Usuario para Ruaumoko2D. Universidad Técnica Federico Santa María

**ANEXO A****Archivo de entrada para Ruaumoko2D - Edificio regular de 8 pisos**

2 0 1 0 1 0 0 0 0 0 0	! principal analysis options
45 72 3 12 1 12 9.8 5 5 0.005 20 1	! frame control parameters
1 1 1 0 1 1 0.1 0.1 9 2 0 0	! output intervals and plotting control
parameters	
0 0 0.0001 0 0 0 0 0 0 0 0.1	! iteration control and wave velocities

**NODES 0**

1 0 0 1 1 1 5 0 0 0  
 2 5 0 1 1 1 5 0 0 0  
 3 10 0 1 1 1 5 0 0 0  
 4 15 0 1 1 1 5 0 0 0  
 5 20 0 1 1 1 0 0 0 0  
 6 0 3.5 0 0 0 10 0 0 0  
 7 5 3.5 0 0 0 10 0 0 0  
 8 10 3.5 0 0 0 10 0 0 0  
 9 15 3.5 0 0 0 10 0 0 0  
 10 20 3.5 0 0 0 0 0 0 0  
 11 0 6.5 0 0 0 15 0 0 0  
 12 5 6.5 0 0 0 15 0 0 0  
 13 10 6.5 0 0 0 15 0 0 0  
 14 15 6.5 0 0 0 15 0 0 0  
 15 20 6.5 0 0 0 0 0 0 0  
 16 0 9.5 0 0 0 20 0 0 0  
 17 5 9.5 0 0 0 20 0 0 0  
 18 10 9.5 0 0 0 20 0 0 0  
 19 15 9.5 0 0 0 20 0 0 0  
 20 20 9.5 0 0 0 0 0 0 0  
 21 0 12.5 0 0 0 25 0 0 0  
 22 5 12.5 0 0 0 25 0 0 0  
 23 10 12.5 0 0 0 25 0 0 0  
 24 15 12.5 0 0 0 25 0 0 0  
 25 20 12.5 0 0 0 0 0 0 0  
 26 0 15.5 0 0 0 30 0 0 0  
 27 5 15.5 0 0 0 30 0 0 0  
 28 10 15.5 0 0 0 30 0 0 0  
 29 15 15.5 0 0 0 30 0 0 0  
 30 20 15.5 0 0 0 0 0 0 0  
 31 0 18.5 0 0 0 35 0 0 0  
 32 5 18.5 0 0 0 35 0 0 0  
 33 10 18.5 0 0 0 35 0 0 0  
 34 15 18.5 0 0 0 35 0 0 0  
 35 20 18.5 0 0 0 0 0 0 0  
 36 0 21.5 0 0 0 40 0 0 0

37 5 21.5 0 0 0 40 0 0 0  
38 10 21.5 0 0 0 40 0 0 0  
39 15 21.5 0 0 0 40 0 0 0  
40 20 21.5 0 0 0 0 0 0 0  
41 0 24.5 0 0 0 45 0 0 0  
42 5 24.5 0 0 0 45 0 0 0  
43 10 24.5 0 0 0 45 0 0 0  
44 15 24.5 0 0 0 45 0 0 0  
45 20 24.5 0 0 0 0 0 0 0

#### DRIFT A

5 10 15 20 25 30 35 40 45

#### ELEMENTS 0

1 2 1 6 0 0 0  
2 2 6 11 0 0 0  
3 2 11 16 0 0 0  
4 2 16 21 0 0 0  
5 2 21 26 0 0 0  
6 2 26 31 0 0 0  
7 2 31 36 0 0 0  
8 2 36 41 0 0 0  
9 2 2 7 0 0 0  
10 2 7 12 0 0 0  
11 2 12 17 0 0 0  
12 2 17 22 0 0 0  
13 2 22 27 0 0 0  
14 2 27 32 0 0 0  
15 2 32 37 0 0 0  
16 2 37 42 0 0 0  
17 2 3 8 0 0 0  
18 2 8 13 0 0 0  
19 2 13 18 0 0 0  
20 2 18 23 0 0 0  
21 2 23 28 0 0 0  
22 2 28 33 0 0 0  
23 2 33 38 0 0 0  
24 2 38 43 0 0 0  
25 2 4 9 0 0 0  
26 2 9 14 0 0 0  
27 2 14 19 0 0 0  
28 2 19 24 0 0 0  
29 2 24 29 0 0 0  
30 2 29 34 0 0 0  
31 2 34 39 0 0 0  
32 2 39 44 0 0 0  
33 2 5 10 0 0 0  
34 2 10 15 0 0 0

35 2 15 20 0 0 0  
 36 2 20 25 0 0 0  
 37 2 25 30 0 0 0  
 38 2 30 35 0 0 0  
 39 2 35 40 0 0 0  
 40 2 40 45 0 0 0  
 41 1 6 7 0 0 0  
 42 1 7 8 0 0 0  
 43 1 8 9 0 0 0  
 44 1 9 10 0 0 0  
 45 1 11 12 0 0 0  
 46 1 12 13 0 0 0  
 47 1 13 14 0 0 0  
 48 1 14 15 0 0 0  
 49 1 16 17 0 0 0  
 50 1 17 18 0 0 0  
 51 1 18 19 0 0 0  
 52 1 19 20 0 0 0  
 53 1 21 22 0 0 0  
 54 1 22 23 0 0 0  
 55 1 23 24 0 0 0  
 56 1 24 25 0 0 0  
 57 1 26 27 0 0 0  
 58 1 27 28 0 0 0  
 59 1 28 29 0 0 0  
 60 1 29 30 0 0 0  
 61 1 31 32 0 0 0  
 62 1 32 33 0 0 0  
 63 1 33 34 0 0 0  
 64 1 34 35 0 0 0  
 65 3 36 37 0 0 0  
 66 3 37 38 0 0 0  
 67 3 38 39 0 0 0  
 68 3 39 40 0 0 0  
 69 3 41 42 0 0 0  
 70 3 42 43 0 0 0  
 71 3 43 44 0 0 0  
 72 3 44 45 0 0 0

#### PROPS

1 FRAME V25X45

1 0 1 4 0 0 0 1

! basic section properties

2.195e+06 914582 0.1925 0 0.0048526 0.462 0.225 0.225 0 0

! elastic section

properties

1 0.01 0.5 0.5

! member bi-linear factors and hinge properties

-9.5625 -9.5625 -11.475 11.475 0 0 0

! member initial fixed end forces

0 0 12.5132 -18.059 12.5132 -18.059

! beam yield conditions

0.3 0.6 1 2 ! modified takeda degrading stiffness  
hysteresis

2 FRAME C45X45  
2 0 0 4 0 0 0 0 ! basic section properties  
2.195e+06 914582 0.2025 0 0.00341719 0.486 0.2 0.2 0 0 ! elastic section  
properties  
1 0.01 0.5 0.5 ! member bi-linear factors and hinge properties  
-476.921 -306.724 27.2032 29.5522 28.4328 13.8806 93.156 0 ! concrete beam-column  
yield surface at end 1 of member  
0.5 0 1 2 ! modified takeda degrading stiffness  
hysteresis

3 FRAME V25X40  
1 0 1 4 0 0 0 1 ! basic section properties  
2.195e+06 914582 0.1 0 0.0013333 0.24 0.225 0.225 0 0 ! elastic section  
properties  
1 0.01 0.5 0.5 ! member bi-linear factors and hinge properties  
-9.5 -9.5 -11.4 11.4 0 0 0 ! member initial fixed end forces  
0 0 11.03 -13.5 11.03 -13.5 ! beam yield conditions  
0.3 0.6 1 2 ! modified takeda degrading stiffness  
hysteresis

WEIGHTS  
1 0 0 0  
2 0 0 0  
3 0 0 0  
4 0 0 0  
5 0 0 0  
6 0 0 0  
7 0 0 0  
8 0 0 0  
9 0 0 0  
10 0 0 0  
11 0 0 0  
12 0 0 0  
13 0 0 0  
14 0 0 0  
15 0 0 0  
16 0 0 0  
17 0 0 0  
18 0 0 0  
19 0 0 0  
20 0 0 0  
21 0 0 0  
22 0 0 0  
23 0 0 0  
24 0 0 0



25 000  
26 000  
27 000  
28 000  
29 000  
30 000  
31 000  
32 000  
33 000  
34 000  
35 000  
36 000  
37 000  
38 000  
39 000  
40 000  
41 000  
42 000  
43 000  
44 000  
45 000

**LOADS**

1 000  
2 000  
3 000  
4 000  
5 000  
6 0 -1.701 0  
7 0 -1.701 0  
8 0 -1.701 0  
9 0 -1.701 0  
10 0 -1.701 0  
11 0 -1.458 0  
12 0 -1.458 0  
13 0 -1.458 0  
14 0 -1.458 0  
15 0 -1.458 0  
16 0 -1.458 0  
17 0 -1.458 0  
18 0 -1.458 0  
19 0 -1.458 0  
20 0 -1.458 0  
21 0 -1.458 0  
22 0 -1.458 0  
23 0 -1.458 0  
24 0 -1.458 0  
25 0 -1.458 0

26 0 -1.458 0  
27 0 -1.458 0  
28 0 -1.458 0  
29 0 -1.458 0  
30 0 -1.458 0  
31 0 -1.458 0  
32 0 -1.458 0  
33 0 -1.458 0  
34 0 -1.458 0  
35 0 -1.458 0  
36 0 -1.458 0  
37 0 -1.458 0  
38 0 -1.458 0  
39 0 -1.458 0  
40 0 -1.458 0  
41 0 -1.458 0  
42 0 -1.458 0  
43 0 -1.458 0  
44 0 -1.458 0  
45 0 -1.458 0

EQUAKE Sismo\_Tesis.txt  
5 1 0.01 9.81 20 0 0 1

**Archivo de entrada para Ruaumoko2D - Edificio irregular de 8 pisos**

```

2 0 1 0 1 0 0 0 0 0 0      ! principal analysis options
45 48 4 12 1 12 9.81 5 5 0.005 20 1      ! frame control parameters
1 1 1 0 1 1 0.1 0.1 9 2 0 0      ! output intervals and plotting control
parameters
0 0 0.0001 0 0 0 0 0 0 0 0.1      ! iteration control and wave velocities

```

**NODES 0**

```

1 0 0 1 1 1 0 0 0 0
2 5 0 1 1 1 1 0 0 0
3 10 0 1 1 1 1 0 0 0
4 15 0 1 1 1 1 0 0 0
5 20 0 1 1 1 1 0 0 0
6 0 3.5 0 0 0 0 0 0 0
7 5 3.5 0 0 0 6 0 0 0
8 10 3.5 0 0 0 6 0 0 0
9 15 3.5 0 0 0 6 0 0 0
10 20 3.5 0 0 0 6 0 0 0
11 0 6.5 0 0 0 0 0 0 0
12 5 6.5 0 0 0 11 0 0 0
13 10 6.5 0 0 0 11 0 0 0
14 15 6.5 0 0 0 11 0 0 0
15 20 6.5 0 0 0 11 0 0 0
16 0 9.5 0 0 0 0 0 0 0
17 5 9.5 0 0 0 16 0 0 0
18 10 9.5 0 0 0 16 0 0 0
19 15 9.5 0 0 0 16 0 0 0
20 20 9.5 0 0 0 16 0 0 0
21 0 12.5 0 0 0 0 0 0 0
22 5 12.5 0 0 0 21 0 0 0
23 10 12.5 0 0 0 21 0 0 0
24 15 12.5 0 0 0 21 0 0 0
25 20 12.5 0 0 0 21 0 0 0
26 0 15.5 0 0 0 0 0 0 0
27 5 15.5 0 0 0 26 0 0 0
28 10 15.5 0 0 0 26 0 0 0
29 15 15.5 0 0 0 26 0 0 0
30 20 15.5 0 0 0 26 0 0 0
31 0 18.5 0 0 0 0 0 0 0
32 5 18.5 0 0 0 31 0 0 0
33 10 18.5 0 0 0 31 0 0 0
34 15 18.5 0 0 0 31 0 0 0
35 20 18.5 0 0 0 31 0 0 0
36 0 21.5 0 0 0 0 0 0 0
37 5 21.5 0 0 0 36 0 0 0

```

38 10 21.5 0 0 0 36 0 0 0  
39 15 21.5 0 0 0 36 0 0 0  
40 20 21.5 0 0 0 36 0 0 0  
41 0 24.5 0 0 0 0 0 0 0  
42 5 24.5 0 0 0 41 0 0 0  
43 10 24.5 0 0 0 41 0 0 0  
44 15 24.5 0 0 0 41 0 0 0  
45 20 24.5 0 0 0 41 0 0 0

#### DRIFT A

1 6 11 16 21 26 31 36 41

#### ELEMENTS 0

1 1 1 6 0 0 0  
2 1 6 11 0 0 0  
3 1 11 16 0 0 0  
4 1 16 21 0 0 0  
5 1 21 26 0 0 0  
6 1 26 31 0 0 0  
7 1 27 0 0 0  
8 1 7 12 0 0 0  
9 1 12 17 0 0 0  
10 1 17 22 0 0 0  
11 1 22 27 0 0 0  
12 1 27 32 0 0 0  
13 1 3 8 0 0 0  
14 1 8 13 0 0 0  
15 1 13 18 0 0 0  
16 1 18 23 0 0 0  
17 1 23 28 0 0 0  
18 1 28 33 0 0 0  
19 1 4 9 0 0 0  
20 1 9 14 0 0 0  
21 1 14 19 0 0 0  
22 1 19 24 0 0 0  
23 1 5 10 0 0 0  
24 1 10 15 0 0 0  
25 2 31 36 0 0 0  
26 2 36 41 0 0 0  
27 2 32 37 0 0 0  
28 2 37 42 0 0 0  
29 4 41 42 0 0 0  
30 4 36 37 0 0 0  
31 3 31 32 0 0 0  
32 3 32 33 0 0 0  
33 3 26 27 0 0 0  
34 3 27 28 0 0 0  
35 3 21 22 0 0 0

36 3 22 23 0 0 0  
 37 3 23 24 0 0 0  
 38 3 16 17 0 0 0  
 39 3 17 18 0 0 0  
 40 3 18 19 0 0 0  
 41 3 11 12 0 0 0  
 42 3 12 13 0 0 0  
 43 3 13 14 0 0 0  
 44 3 14 15 0 0 0  
 45 3 6 7 0 0 0  
 46 3 7 8 0 0 0  
 47 3 8 9 0 0 0  
 48 3 9 10 0 0 0

### PROPS

#### 1 FRAME C45X45

2 0 0 4 0 0 0 0 0 ! basic section properties  
 2.195e+06 914582 0.2025 0 0.00341719 0.486 0.2 0.2 0 0 ! elastic section  
 properties  
 1 0.01 0.5 0.5 ! member bi-linear factors and hinge properties  
 -476.921 -306.724 27.2032 29.5522 28.4328 13.8806 93.1156 0 ! concrete beam-column  
 yield surface at end 1 of member  
 0.5 0 1 2 ! modified takeda degrading stiffness  
 hysteresis

#### 2 FRAME C40X40

2 0 0 4 0 0 0 0 0 ! basic section properties  
 2.195e+06 914582 0.2025 0 0.00341719 0.486 0.2 0.2 0 0 ! elastic section  
 properties  
 1 0.01 0.5 0.5 ! member bi-linear factors and hinge properties  
 -371.221 -238.19 18.43 21.01 19.3 8.33 67.859 0 ! concrete beam-column  
 yield surface at end 1 of member  
 0.5 0 1 2 ! modified takeda degrading stiffness  
 hysteresis

#### 3 FRAME V25X40

1 0 1 4 0 0 0 0 0 ! basic section properties  
 2.195e+06 914582 0.1 0 0.00133333 0.24 0.225 0.225 0 0 ! elastic section  
 properties  
 1 0.01 0.5 0.5 ! member bi-linear factors and hinge properties  
 -9.5 -9.5 -11.4 11.4 0 0 0 ! member initial fixed end forces  
 0 0 11.0335 -13.4976 11.0335 -13.4976 ! beam yield conditions  
 0.3 0.6 1 2 ! modified takeda degrading stiffness  
 hysteresis

#### 4 FRAME V25X40 Techo

1 0 1 4 0 0 0 0 0 ! basic section properties

2.195e+06 914582 0.1 0 0.00133333 0.24 0.225 0.225 0 0 ! elastic section  
 properties  
 1 0.01 0.5 0.5 ! member bi-linear factors and hinge properties  
 -9.5 -9.5 -11.4 11.4 0 0 0 ! member initial fixed end forces  
 0 0 13.4976 -13.4976 13.4976 -13.4976 ! beam yield conditions  
 0.3 0.6 1 2 ! modified takeda degrading stiffness  
 hysteresis

#### WEIGHTS

1 0 0 0  
 2 0 0 0  
 3 0 0 0  
 4 0 0 0  
 5 0 0 0  
 6 0 0 0  
 7 0 0 0  
 8 0 0 0  
 9 0 0 0  
 10 0 0 0  
 11 0 0 0  
 12 0 0 0  
 13 0 0 0  
 14 0 0 0  
 15 0 0 0  
 16 0 0 0  
 17 0 0 0  
 18 0 0 0  
 19 0 0 0  
 20 0 0 0  
 21 0 0 0  
 22 0 0 0  
 23 0 0 0  
 24 0 0 0  
 25 0 0 0  
 26 0 0 0  
 27 0 0 0  
 28 0 0 0  
 29 0 0 0  
 30 0 0 0  
 31 0 0 0  
 32 0 0 0  
 33 0 0 0  
 34 0 0 0  
 35 0 0 0  
 36 0 0 0  
 37 0 0 0  
 38 0 0 0  
 39 0 0 0

40 0 0 0  
41 0 0 0  
42 0 0 0  
43 0 0 0  
44 0 0 0  
45 0 0 0  
LOADS  
1 0 0 0  
2 0 0 0  
3 0 0 0  
4 0 0 0  
5 0 0 0  
6 0 -1.701 0  
7 0 -1.701 0  
8 0 -1.701 0  
9 0 -1.701 0  
10 0 -1.701 0  
11 0 -1.458 0  
12 0 -1.458 0  
13 0 -1.458 0  
14 0 -1.458 0  
15 0 -1.458 0  
16 0 -1.458 0  
17 0 -1.458 0  
18 0 -1.458 0  
19 0 -1.458 0  
20 0 0 0  
21 0 -1.458 0  
22 0 -1.458 0  
23 0 -1.458 0  
24 0 -1.458 0  
25 0 0 0  
26 0 -1.458 0  
27 0 -1.458 0  
28 0 -1.458 0  
29 0 0 0  
30 0 0 0  
31 0 -1.458 0  
32 0 -1.458 0  
33 0 -1.458 0  
34 0 0 0  
35 0 0 0  
36 0 -1.152 0  
37 0 -1.152 0  
38 0 0 0  
39 0 0 0  
40 0 0 0  
41 0 -1.152 0

42 0 -1.152 0  
 43 0 0 0  
 44 0 0 0  
 45 0 0 0

EQUAKE Sismo\_Tesis.txt  
 5 1 0.01 9.81 20 0 0 1

**Archivo de entrada para Ruaumoko2D - Edificio con muros de 8 pisos**

2 0 1 0 1 0 0 0 0 0 0	! principal analysis options
27 40 4 12 1 12 9.81 5 5 0.001 20 1	! frame control parameters
1 1 1 0 1 1 0.1 0.1 9 2 0 0	! output intervals and plotting control
parameters	
0 0 0.0001 0 0 0 0 0 0 0 0.1	! iteration control and wave velocities

**NODES 0**

1 0 0 1 1 1 3 0 0 0  
 2 5 0 1 1 1 3 0 0 0  
 3 10 0 1 1 1 0 0 0 0  
 4 0 3.5 0 0 0 6 0 0 0  
 5 5 3.5 0 0 0 6 0 0 0  
 6 10 3.5 0 0 0 0 0 0 0  
 7 0 6.5 0 0 0 9 0 0 0  
 8 5 6.5 0 0 0 9 0 0 0  
 9 10 6.5 0 0 0 0 0 0 0  
 10 0 9.5 0 0 0 12 0 0 0  
 11 5 9.5 0 0 0 12 0 0 0  
 12 10 9.5 0 0 0 0 0 0 0  
 13 0 12.5 0 0 0 15 0 0 0  
 14 5 12.5 0 0 0 15 0 0 0  
 15 10 12.5 0 0 0 0 0 0 0  
 16 0 15.5 0 0 0 18 0 0 0  
 17 5 15.5 0 0 0 18 0 0 0  
 18 10 15.5 0 0 0 0 0 0 0  
 19 0 18.5 0 0 0 21 0 0 0  
 20 5 18.5 0 0 0 21 0 0 0  
 21 10 18.5 0 0 0 0 0 0 0  
 22 0 21.5 0 0 0 24 0 0 0  
 23 5 21.5 0 0 0 24 0 0 0  
 24 10 21.5 0 0 0 0 0 0 0  
 25 0 24.5 0 0 0 27 0 0 0  
 26 5 24.5 0 0 0 27 0 0 0  
 27 10 24.5 0 0 0 0 0 0 0

**DRIFT A**

3 6 9 12 15 18 21 24 27



## ELEMENTS 0

1 4 1 4 0 0 0  
 2 4 4 7 0 0 0  
 3 4 7 10 0 0 0  
 4 4 10 13 0 0 0  
 5 4 13 16 0 0 0  
 6 4 16 19 0 0 0  
 7 4 19 22 0 0 0  
 8 4 22 25 0 0 0  
 9 4 3 6 0 0 0  
 10 4 6 9 0 0 0  
 11 4 9 12 0 0 0  
 12 4 12 15 0 0 0  
 13 4 15 18 0 0 0  
 14 4 18 21 0 0 0  
 15 4 21 24 0 0 0  
 16 4 24 27 0 0 0  
 17 2 2 5 0 0 0  
 18 2 5 8 0 0 0  
 19 2 8 11 0 0 0  
 20 3 11 14 0 0 0  
 21 3 14 17 0 0 0  
 22 3 17 20 0 0 0  
 23 3 20 23 0 0 0  
 24 3 23 26 0 0 0  
 25 1 4 5 0 0 0  
 26 1 5 6 0 0 0  
 27 1 8 9 0 0 0  
 28 1 7 8 0 0 0  
 29 1 10 11 0 0 0  
 30 1 11 12 0 0 0  
 31 1 14 15 0 0 0  
 32 1 13 14 0 0 0  
 33 1 16 17 0 0 0  
 34 1 17 18 0 0 0  
 35 1 20 21 0 0 0  
 36 1 19 20 0 0 0  
 37 1 22 23 0 0 0  
 38 1 23 24 0 0 0  
 39 1 26 27 0 0 0  
 40 1 25 26 0 0 0

## PROPS

1 FRAME V30X40

1 0 1 4 0 0 0 1

! basic section properties

2.195e+06 914582 0.12 0 0.0016 0.288 0.225 0.225 0 0

! elastic section properties

1 0.01 0.5 0.5

! member bi-linear factors and hinge properties

-9.6 -9.6 -11.52 11.52 0 0 0

! member initial fixed end forces

0 0 11.205 -15.9605 11.205 -15.9605 ! beam yield conditions  
 0.3 0.6 1 2 ! modified takeda degrading stiffness  
 hysteresis

2 FRAME C45X45  
 2 0 0 4 0 0 0 0 1 ! basic section properties  
 2.195e+06 914582 0.2025 0 0.00341719 0.486 0.2 0.2 0 0 ! elastic section properties  
 1 0.01 0.5 0.5 ! member bi-linear factors and hinge properties  
 -533.593 -334.111 29.8443 34.7761 37.0149 23.209 152.683 0 ! concrete beam-  
 column yield surface at end 1 of member  
 0.5 0 1 2 ! modified takeda degrading stiffness  
 hysteresis

3 FRAME C40X40  
 2 0 0 4 0 0 0 0 1 ! basic section properties  
 2.195e+06 914582 0.16 0 0.002133 0.384 0.2 0.2 0 0 ! elastic section  
 properties  
 1 0.01 0.5 0.5 ! member bi-linear factors and hinge properties  
 -371.221 -238.188 18.4308 20.8657 19.7463 8.7761 67.8592 0 ! concrete beam-column  
 yield surface at end 1 of member  
 0.5 0 1 2 ! modified takeda degrading stiffness  
 hysteresis

4 FRAME Muro  
 2 0 0 4 0 0 0 0 1 ! basic section properties  
 2.195e+06 914582 1.43 0 3.53198 3.432 0.2 0.2 0 0 ! elastic section  
 properties  
 1 0.01 0.5 0.5 ! member bi-linear factors and hinge properties  
 -3758.19 -2858.69 111.743 122.7 122.15 259.735 278.92 0 ! concrete beam-column  
 yield surface at end 1 of member  
 0.5 0 1 2 ! modified takeda degrading stiffness  
 hysteresis

#### WEIGHTS

1 0 0 0  
 2 0 0 0  
 3 0 0 0  
 4 0 0 0  
 5 0 0 0  
 6 0 0 0  
 7 0 0 0  
 8 0 0 0  
 9 0 0 0  
 10 0 0 0  
 11 0 0 0  
 12 0 0 0  
 13 0 0 0  
 14 0 0 0

15 0 0 0  
16 0 0 0  
17 0 0 0  
18 0 0 0  
19 0 0 0  
20 0 0 0  
21 0 0 0  
22 0 0 0  
23 0 0 0  
24 0 0 0  
25 0 0 0  
26 0 0 0  
27 0 0 0

#### LOADS

1 0 0 0  
2 0 0 0  
3 0 0 0  
4 0 -33.612 0  
5 0 -1.701 0  
6 0 -33.612 0  
7 0 -31.896 0  
8 0 -1.458 0  
9 0 -31.896 0  
10 0 -31.896 0  
11 0 -1.458 0  
12 0 -31.896 0  
13 0 -31.896 0  
14 0 -1.152 0  
15 0 -31.896 0  
16 0 -31.896 0  
17 0 -1.152 0  
18 0 -31.896 0  
19 0 -31.896 0  
20 0 -1.152 0  
21 0 -31.896 0  
22 0 -31.896 0  
23 0 -1.152 0  
24 0 -31.896 0  
25 0 -31.896 0  
26 0 -1.152 0  
27 0 -31.896 0

EQUAKE Sismo\_Tesis.txt  
5 1 0.01 9.81 20 0 0 1