

**Efecto de amortiguadores viscosos no lineales sobre edificaciones residenciales con  
irregularidad en planta y/o altura**

**Alexander Rodríguez Cruz**

**Trabajo de Grado para Optar el título en Ingeniería Civil**

**Director**

**Oscar Javier Begambre Carrillo**

**Doctor en Ingeniería Civil**

**Codirector**

**Jesús Daniel Villalba Morales**

**Doctor en Ingeniería Civil**

**Universidad Industrial de Santander  
Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas  
Escuela de Ingeniería Civil  
Bucaramanga**

**2019**

## **Dedicatoria**

### **A Dios**

*Por darme las fuerzas para lograr cada una de mis metas trazadas sin desfallecer y haberme permitido llegar hasta este momento tan importante de mi formación profesional como Ingeniero Civil.*

### **A mi madre Nelly**

*Por haberme apoyado en todo momento, por darme la confianza necesaria para lograr cada una de mis metas, por guiarme con sus buenos consejos, por formarme como una persona de valores y virtudes, pero más que nada, por su infinito amor.*

### **A mis familiares**

*A mi abuela Teresa por su bondad y amabilidad, a mi abuelo Pablo que desde el cielo me acompaña y me guía por el buen camino, a mis tíos Dora, Nubia y Gonzalo por compartir conmigo sus experiencias de vida para poder ser cada día mejor, a mis primos Pablo, Oscar, Angie y Gabriela por compartir conmigo esos grandes momentos de risas y alegría, a Gustavo por orientarme y aconsejarme y a todos aquellos que participaron directa o indirectamente en la elaboración de este proyecto.*

*¡Gracias a ustedes!*

### **A mis maestros**

*Por ser esa fuente de conocimiento en mis estudios profesionales de Ingeniería Civil, por motivarme a investigar y llegar más allá de lo que ya se ha encontrado. A mis directores Oscar Begambre y Jesús Villalba por su confianza, por guiarme y apoyarme en cada momento de la elaboración de este proyecto.*

### **A mis amigos**

*Por ser ese apoyo mutuo en todo nuestro proceso de formación académica, por compartir tantos momentos de felicidad, por esa amistad sincera y verdadera, por estar presentes en mi vida dándome buenos consejos y nunca dejarme caer.*

## Contenido

|                                                                     | Pág. |
|---------------------------------------------------------------------|------|
| Introducción .....                                                  | 24   |
| 1. Objetivos .....                                                  | 26   |
| 1.1. Objetivo General.....                                          | 26   |
| 1.2. Objetivos Específicos.....                                     | 26   |
| 2. Análisis tiempo historia en sistemas estructurales.....          | 27   |
| 3. Amortiguadores de fluido viscoso .....                           | 29   |
| 4. Metodología .....                                                | 33   |
| 4.1. Búsqueda de las edificaciones .....                            | 34   |
| 4.2. Modelos estructurales en SAP2000 .....                         | 34   |
| 4.3. Periodo fundamental (T) de las estructuras .....               | 38   |
| 4.4. Microzonificación sísmica de Bucaramanga .....                 | 60   |
| 4.5. Variables según la literatura.....                             | 74   |
| 4.6. Propiedades de los amortiguadores.....                         | 76   |
| 4.7 Método SSSA.....                                                | 77   |
| 5. Resultados .....                                                 | 79   |
| 5.1. Comportamiento según la cantidad de amortiguadores (CCA) ..... | 79   |
| 5.1.1. CCA en el Edificio A.....                                    | 79   |

|                                                                            |     |
|----------------------------------------------------------------------------|-----|
| 5.1.2. CCA en el Edificio B .....                                          | 91  |
| 5.2. Comportamiento según la distribución de los amortiguadores (CDA)..... | 102 |
| 5.2.1 CDA en el Edificio C .....                                           | 103 |
| 5.2.2. CDA en el Edificio A.....                                           | 116 |
| 5.2.3. CDA en el Edificio B .....                                          | 131 |
| 5.3. Curva de histéresis de los amortiguadores viscosos no lineales .....  | 145 |
| 6. Conclusiones .....                                                      | 148 |
| Referencias Bibliográficas .....                                           | 151 |

## Lista de figuras

|                                                                                                                        | Pág. |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| <i>Figura 1.</i> Estructura idealizada para un sistema de un grado de libertad .....                                   | 27   |
| <i>Figura 2.</i> Diagrama de cuerpo libre para un sistema idealizado de un grado de libertad. ....                     | 27   |
| <i>Figura 3.</i> Componentes de un amortiguador viscoso fluido.....                                                    | 31   |
| <i>Figura 4.</i> Configuraciones del amortiguador de fluido viscoso. ....                                              | 32   |
| <i>Figura 5.</i> Metodología planteada para el desarrollo del análisis dinámico en edificaciones<br>residenciales..... | 33   |
| <i>Figura 6.</i> Edificio A Modelado en SAP2000. ....                                                                  | 35   |
| <i>Figura 7.</i> Edificio B Modelado en SAP2000.....                                                                   | 35   |
| <i>Figura 8.</i> Edificio C Modelado en SAP2000.....                                                                   | 36   |
| <i>Figura 9.</i> Vista superior Edificio A. ....                                                                       | 36   |
| <i>Figura 10.</i> Vista superior Edificio B. ....                                                                      | 37   |
| <i>Figura 11.</i> Vistas lateral y superior Edificio C.....                                                            | 38   |
| <i>Figura 12.</i> Detalle de placa aligerada del Edificio A. ....                                                      | 39   |
| <i>Figura 13.</i> Modelo del Edificio A con sus respectivos valores de peso por planta W.....                          | 44   |
| <i>Figura 14.</i> Dibujos de las Plantas del Edificio A en AutoCAD. ....                                               | 44   |
| <i>Figura 15.</i> Valores de masa y momentos de inercia de masas del Edificio A. ....                                  | 46   |
| <i>Figura 16.</i> Detalle de placa aligerada del Edificio B.....                                                       | 47   |

|                                                                                                            |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <i>Figura 17.</i> Modelo del Edificio B con sus respectivos valores de peso por planta W. ....             | 50 |
| <i>Figura 18.</i> Dibujos de las Plantas del Edificio B en AutoCAD. ....                                   | 51 |
| <i>Figura 19.</i> Detalle de placa aligerada del Edificio C.....                                           | 53 |
| <i>Figura 20.</i> Modelo del Edificio C con sus respectivos valores de peso por planta W. ....             | 56 |
| <i>Figura 21.</i> Dibujos de las Plantas del Edificio C en AutoCAD. ....                                   | 57 |
| <i>Figura 22.</i> Espectro elástico de diseño de Bucaramanga. ....                                         | 60 |
| <i>Figura 23.</i> Acelerograma de diseño de Coalinga. ....                                                 | 62 |
| <i>Figura 24.</i> Acelerograma de Coalinga implementado en el Software SeismoSignal.....                   | 63 |
| <i>Figura 25.</i> Espectro del acelerograma de Coalinga escalado en el Software SeismoMatch. ....          | 64 |
| <i>Figura 26.</i> Acelerograma de diseño de Coalinga corregido, filtrado y escalado. ....                  | 65 |
| <i>Figura 27.</i> Acelerograma de diseño de Friuli corregido, filtrado y escalado. ....                    | 66 |
| <i>Figura 28.</i> Acelerograma de diseño de Loma Prieta, filtrado y escalado.....                          | 66 |
| <i>Figura 29.</i> Acelerograma de diseño de Duzce corregido, filtrado y escalado.....                      | 66 |
| <i>Figura 30.</i> Acelerograma de diseño de Helena corregido, filtrado y escalado.....                     | 67 |
| <i>Figura 31.</i> Acelerograma de diseño de Mammoth corregido, filtrado y escalado. ....                   | 67 |
| <i>Figura 32.</i> Acelerograma de diseño de Mendocino corregido, filtrado y escalado.....                  | 67 |
| <i>Figura 33.</i> Acelerograma de diseño de Umbria corregido, filtrado y escalado.....                     | 68 |
| <i>Figura 34.</i> Acelerograma de diseño de Montenegro corregido, filtrado y escalado. ....                | 68 |
| <i>Figura 35.</i> Acelerograma de diseño de Whittier corregido, filtrado y escalado.....                   | 68 |
| <i>Figura 36.</i> Espectro del acelerograma de Coalinga comparado con el espectro de Bucaramanga.<br>..... | 69 |
| <i>Figura 37.</i> Espectro del acelerograma de Duzce comparado con el espectro de Bucaramanga. .           | 69 |
| <i>Figura 38.</i> Espectro del acelerograma de Friuli comparado con el espectro de Bucaramanga....         | 70 |

|                                                                                                                             |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <i>Figura 39.</i> Espectro del acelerograma de Helena comparado con el espectro de Bucaramanga.                             | 70 |
| <i>Figura 40.</i> Espectro del acelerograma de Loma Prieta comparado con el espectro de Bucaramanga.....                    | 71 |
| <i>Figura 41.</i> Espectro del acelerograma de Mammoth comparado con el espectro de Bucaramanga. ....                       | 71 |
| <i>Figura 42.</i> Espectro del acelerograma de Mendocino comparado con el espectro de Bucaramanga.....                      | 72 |
| <i>Figura 43.</i> Espectro del acelerograma de Montenegro comparado con el espectro de Bucaramanga.....                     | 72 |
| <i>Figura 44.</i> Espectro del acelerograma de Umbria comparado con el espectro de Bucaramanga.                             | 73 |
| <i>Figura 45.</i> Espectro del acelerograma de Whittier comparado con el espectro de Bucaramanga. ....                      | 73 |
| <i>Figura 46.</i> Espectros de los acelerogramas escalados comparados con el Espectro de Bucaramanga.....                   | 74 |
| <i>Figura 47.</i> Portada catálogo ITT Infrastructure Products. (ITT ENGINEERED FOR LIFE) .....                             | 77 |
| <i>Figura 48.</i> Diagrama de Flujo para localización de amortiguadores viscosos no lineales a través del método SSSA. .... | 78 |
| <i>Figura 49.</i> Modelo estructural del Edificio A con amortiguadores viscosos no lineales. ....                           | 81 |
| <i>Figura 50.</i> Comportamiento de las derivas en el Edificio A sin amortiguadores, al usar varios sismos.....             | 82 |
| <i>Figura 51.</i> Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Coaliga .....  | 83 |

|                                                                                                                                                           |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <i>Figura 52.</i> Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Coaliga. ....                             | 83 |
| <i>Figura 53.</i> Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Helena. ....                                 | 84 |
| <i>Figura 54.</i> Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Helena ....                               | 84 |
| <i>Figura 55.</i> Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Mammoth.....                                 | 85 |
| <i>Figura 56.</i> Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en Edificio A con el sismo de Mammoth.....                                 | 85 |
| <i>Figura 57.</i> Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Montenegro.....                              | 86 |
| <i>Figura 58.</i> Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Montenegro. ....                          | 86 |
| <i>Figura 59.</i> Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Whittier. ....                               | 87 |
| <i>Figura 60.</i> Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Whittier ....                             | 87 |
| <i>Figura 61.</i> Comportamiento de la deriva máxima vs la cantidad de amortiguadores implementados en el Edificio A, al usar los sismos de estudio. .... | 88 |
| <i>Figura 62.</i> Modelo estructural del Edificio B con amortiguadores viscosos no lineales. ....                                                         | 93 |
| <i>Figura 63.</i> Comportamiento de las derivas en el Edificio B sin amortiguadores, al usar varios sismos.....                                           | 93 |

|                                                                                                                                                           |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <i>Figura 64.</i> Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Coalinga .....                               | 94  |
| <i>Figura 65.</i> Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Coalinga .....                            | 95  |
| <i>Figura 66.</i> Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Helena .....                                 | 95  |
| <i>Figura 67.</i> Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Helena .....                              | 96  |
| <i>Figura 68.</i> Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Mammoth.....                                 | 96  |
| <i>Figura 69.</i> Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Mammoth.....                              | 97  |
| <i>Figura 70.</i> Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Montenegro.....                              | 97  |
| <i>Figura 71.</i> Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en Edificio B con el sismo de Montenegro.....                              | 98  |
| <i>Figura 72.</i> Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Whittier .....                               | 98  |
| <i>Figura 73.</i> Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Whittier .....                            | 99  |
| <i>Figura 74.</i> Comportamiento de la deriva máxima vs la cantidad de amortiguadores implementados en el Edificio B, al usar los sismos de estudio ..... | 100 |
| <i>Figura 75.</i> Distribución Uniforme en el Edificio C.....                                                                                             | 105 |

|                                                                                                                                                      |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <i>Figura 76. Vista en dirección X de la D. Uniforme en el Edificio C. ....</i>                                                                      | 105 |
| <i>Figura 77. Distribución Variada en el Edificio C.....</i>                                                                                         | 105 |
| <i>Figura 78. Vista en dirección X de la D. Variada en el Edificio C .....</i>                                                                       | 106 |
| <i>Figura 79. Distribución Método SSSA en el Edificio C. ....</i>                                                                                    | 106 |
| <i>Figura 80. Vista en dirección X de la D. Método SSSA en el Edificio C.....</i>                                                                    | 107 |
| <i>Figura 81. Comportamiento de la deriva en el Edificio C, según la distribución de los<br/>amortiguadores, con el sismo de Coalinga. ....</i>      | 107 |
| <i>Figura 82. Comportamiento de la velocidad en el Edificio C, según la distribución de los<br/>amortiguadores, con el sismo de Coalinga. ....</i>   | 108 |
| <i>Figura 83. Comportamiento de la deriva en el Edificio C, según la distribución de los<br/>amortiguadores, con el sismo de Helena.....</i>         | 109 |
| <i>Figura 84. Comportamiento de la velocidad en el Edificio C, según la distribución de los<br/>amortiguadores, con el sismo de Helena.....</i>      | 109 |
| <i>Figura 85. Comportamiento de la deriva en el Edificio C, según la distribución de los<br/>amortiguadores, con el sismo de Mammoth .....</i>       | 110 |
| <i>Figura 86. Comportamiento de la velocidad en el Edificio C, según la distribución de los<br/>amortiguadores, con el sismo de Mammoth .....</i>    | 111 |
| <i>Figura 87. Comportamiento de la deriva en el Edificio C, según la distribución de los<br/>amortiguadores, con el sismo de Montenegro .....</i>    | 112 |
| <i>Figura 88. Comportamiento de la velocidad en el Edificio C, según la distribución de los<br/>amortiguadores, con el sismo de Montenegro .....</i> | 112 |
| <i>Figura 89. Comportamiento de la deriva en el Edificio C, según la distribución de los<br/>amortiguadores, con el sismo de Whittier.....</i>       | 113 |

|                                                                                                                                                 |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <i>Figura 90.</i> Comportamiento de la velocidad en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Whittier.....   | 114 |
| <i>Figura 91.</i> %Reducción de la deriva máxima en el Edificio C, para cada una de las distribuciones, aplicando los sismos de estudio.....    | 116 |
| <i>Figura 92.</i> Distribución Uniforme en el Edificio A .....                                                                                  | 118 |
| <i>Figura 93.</i> Vista en dirección X de la D. Uniforme en el Edificio A.....                                                                  | 118 |
| <i>Figura 94.</i> Vista en dirección Y de la D. Uniforme en el Edificio A.....                                                                  | 119 |
| <i>Figura 95.</i> Distribución Variada en el Edificio A .....                                                                                   | 119 |
| <i>Figura 96.</i> Vista en dirección X de la D. Variada en el Edificio A.....                                                                   | 120 |
| <i>Figura 97.</i> Vista en dirección Y de la D. Variada en el Edificio A.....                                                                   | 120 |
| <i>Figura 98.</i> Distribución Método SSSA en el Edificio A .....                                                                               | 120 |
| <i>Figura 99.</i> Vista en dirección X de la D. Método SSSA en el Edificio A. ....                                                              | 121 |
| <i>Figura 100.</i> Vista en dirección Y de la D. Método SSSA en el Edificio A .....                                                             | 121 |
| <i>Figura 101.</i> Comportamiento de la deriva en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Coalinga. ....    | 122 |
| <i>Figura 102.</i> Comportamiento de la velocidad en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Coalinga ..... | 122 |
| <i>Figura 103.</i> Comportamiento de la deriva en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Helena.....       | 123 |
| <i>Figura 104.</i> Comportamiento de la velocidad en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Helena.....    | 124 |
| <i>Figura 105.</i> Comportamiento de la deriva en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Mammoth .....     | 125 |

|                                                                                                                                                   |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <i>Figura 106.</i> Comportamiento de la velocidad en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Mammoth .....    | 125 |
| <i>Figura 107.</i> Comportamiento de la deriva en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Montenegro .....    | 126 |
| <i>Figura 108.</i> Comportamiento de la velocidad en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Montenegro ..... | 127 |
| <i>Figura 109.</i> Comportamiento de la deriva en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Whittier.....       | 128 |
| <i>Figura 110.</i> Comportamiento de la velocidad en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Whittier.....    | 128 |
| <i>Figura 111.</i> %Reducción de la deriva máxima en el Edificio A, para cada una de las distribuciones, aplicando los sismos de estudio.....     | 130 |
| <i>Figura 112.</i> Distribución Uniforme en el Edificio B.....                                                                                    | 133 |
| <i>Figura 113.</i> Vista en dirección X de la D. Uniforme en el Edificio B .....                                                                  | 133 |
| <i>Figura 114.</i> Vista en dirección Y de la D. Uniforme en el Edificio B .....                                                                  | 133 |
| <i>Figura 115.</i> Distribución Variada en el Edificio B.....                                                                                     | 134 |
| <i>Figura 116.</i> Vista en dirección X de la D. Variada en el Edificio B .....                                                                   | 134 |
| <i>Figura 117.</i> Vista en dirección Y de la D. Variada en el Edificio B .....                                                                   | 134 |
| <i>Figura 118.</i> Distribución Método SSSA en el Edificio B .....                                                                                | 135 |
| <i>Figura 119.</i> Vista en dirección X de la D. Método SSSA en el Edificio B.....                                                                | 135 |
| <i>Figura 120.</i> Vista en dirección Y de la D. Método SSSA en el Edificio B.....                                                                | 135 |
| <i>Figura 121.</i> Comportamiento de la deriva en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Coalinga .....      | 136 |

|                                                                                                                                                   |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <i>Figura 122.</i> Comportamiento de la velocidad en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Coalinga .....   | 137 |
| <i>Figura 123.</i> Comportamiento de la deriva en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Helena.....         | 138 |
| <i>Figura 124.</i> Comportamiento de la velocidad en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Helena.....      | 138 |
| <i>Figura 125.</i> Comportamiento de la deriva en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Mammoth .....       | 139 |
| <i>Figura 126.</i> Comportamiento de la velocidad en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Mammoth .....    | 140 |
| <i>Figura 127.</i> Comportamiento de la deriva en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Montenegro .....    | 141 |
| <i>Figura 128.</i> Comportamiento de la velocidad en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Montenegro ..... | 141 |
| <i>Figura 129.</i> Comportamiento de la deriva en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Whittier.....       | 142 |
| <i>Figura 130.</i> Comportamiento de la velocidad en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Whittier.....    | 143 |
| <i>Figura 131.</i> %Reducción de la deriva máxima en el Edificio B, para cada una de las distribuciones, aplicando los sismos de estudio.....     | 145 |
| <i>Figura 132.</i> Amortiguadores viscosos no lineales a los que se analizó su curva de histéresis. .                                             | 146 |
| <i>Figura 133.</i> Curva de histéresis del amortiguador ubicado en la planta baja del Edificio A, para la distribución Uniforme. ....             | 146 |

- Figura 134.* Curva de histéresis del amortiguador ubicado en la planta media del Edificio A, para la distribución Uniforme. .... 147
- Figura 135.* Curva de histéresis del amortiguador ubicado en la planta alta del Edificio A, para la distribución Uniforme. .... 147

## Lista de Tablas

Pág.

|                                                                                                      |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 1. Valores de los pesos de las placas en cada planta del Edificio A. ....                      | 42 |
| Tabla 2. Valores de los pesos de las columnas en cada planta del Edificio A. ....                    | 42 |
| Tabla 3. Valores de los pesos de las plantas (W) del Edificio A. ....                                | 43 |
| Tabla 4. Centros de Gravedad y Momentos de Inercia ( $I_x$ e $I_y$ ) en cada planta del Edificio A.. | 45 |
| Tabla 5. Momentos de Inercia de Masas en cada planta del Edificio A. ....                            | 46 |
| Tabla 6. Valores de los pesos de las placas en cada planta del Edificio B. ....                      | 48 |
| Tabla 7. Valores de los pesos de las columnas en cada planta del Edificio B. ....                    | 49 |
| Tabla 8. Valores de los pesos de las plantas (W) del Edificio B. ....                                | 50 |
| Tabla 9. Centros de Gravedad y Momentos de Inercia ( $I_x$ e $I_y$ ) en cada planta del Edificio B.. | 51 |
| Tabla 10. Momentos de Inercia de Masas en cada planta del Edificio B. ....                           | 52 |
| Tabla 11. Valores de los pesos de las placas en cada planta del Edificio C. ....                     | 54 |
| Tabla 12. Valores de los pesos de las columnas y muros en cada planta del Edificio C. ....           | 55 |
| Tabla 13. Valores de los pesos de las plantas (W) del Edificio C. ....                               | 56 |
| Tabla 14. Centros de Gravedad y Momentos de Inercia ( $I_x$ e $I_y$ ) en cada planta del Edificio C. | 57 |
| Tabla 15. Momentos de Inercia de Masas en cada planta del Edificio C. ....                           | 59 |
| Tabla 16. Parámetros para determinar el espectro elástico de diseño de Bucaramanga. ....             | 60 |
| Tabla 17. Valores del periodo fundamental de vibración para las edificaciones analizadas. ....       | 60 |

|                                                                                                                                                                                                         |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 18. <i>Eventos sísmicos para la zonificación sismogeotécnica de Bucaramanga. (Ingeominas)</i>                                                                                                     | 61  |
| Tabla 19. <i>Valores de la rigidez lateral analizada en cada planta del Edificio A.</i>                                                                                                                 | 80  |
| Tabla 20. <i>Reducción de la deriva máxima (<math>\Delta_{máx}</math>) en el Edificio A según la cantidad de amortiguadores nd.</i>                                                                     | 89  |
| Tabla 21. <i>Valores de la rigidez lateral analizada en cada planta del Edificio B.</i>                                                                                                                 | 91  |
| Tabla 22. <i>Reducción de la deriva máxima (<math>\Delta_{máx}</math>) en el Edificio B, según la cantidad de amortiguadores nd.</i>                                                                    | 100 |
| Tabla 23. <i>Valores de la rigidez lateral analizada en cada planta del Edificio C.</i>                                                                                                                 | 103 |
| Tabla 24. <i>Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio C bajo, el sismo de Coalinga</i>                                                                            | 108 |
| Tabla 25. <i>Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio C, bajo el sismo de Helena</i>                                                                              | 110 |
| Tabla 26. <i>Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio C, bajo el sismo de Mammoth.</i>                                                                            | 111 |
| Tabla 27. <i>Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio C, bajo el sismo de Montenegro</i>                                                                          | 113 |
| Tabla 28. <i>Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio C, bajo el sismo de Whittier</i>                                                                            | 114 |
| Tabla 29. <i>Reducción de la deriva máxima (<math>\Delta_{máx}</math>) en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores viscosos no lineales, bajo la acción de los sismos de estudio.</i> | 115 |
| Tabla 30. <i>Valores de la rigidez lateral analizada en cada planta del Edificio A.</i>                                                                                                                 | 117 |

|                                                                                                                                                                                                      |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 31. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio A bajo, el sismo de Coalinga .....                                                                          | 123 |
| Tabla 32. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio A, bajo el sismo de Helena .....                                                                            | 124 |
| Tabla 33. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio A, bajo el sismo de Mammoth.....                                                                            | 126 |
| Tabla 34. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio A, bajo el sismo de Montenegro .....                                                                        | 127 |
| Tabla 35. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio A, bajo el sismo de Whittier.....                                                                           | 129 |
| Tabla 36. Reducción de la deriva máxima ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ) en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores viscosos no lineales, bajo la acción de los sismos de estudio ..... | 130 |
| Tabla 37. Valores de la rigidez lateral analizada en cada planta del Edificio B.....                                                                                                                 | 131 |
| Tabla 38. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio B bajo, el sismo de Coalinga .....                                                                          | 137 |
| Tabla 39. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio B, bajo el sismo de Helena .....                                                                            | 139 |
| Tabla 40. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio B, bajo el sismo de Mammoth.....                                                                            | 140 |
| Tabla 41. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio B, bajo el sismo de Montenegro .....                                                                        | 142 |
| Tabla 42. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio B, bajo el sismo de Whittier.....                                                                           | 143 |

|                                                                                                                                                                                                     |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 43. Reducción de la deriva máxima ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ) en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores viscosos no lineales, bajo la acción de los sismos de estudio..... | 144 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|

### **Lista de Apéndices**

(Ver apéndices adjuntos en el CD y pueden visualizarlos en la Base de Datos de la Biblioteca UIS)

Apéndice A. Planos del Edificio A

Apéndice B. Planos del Edificio B

Apéndice C. Planos del Edificio C

### Resumen

**Título:** Efecto de amortiguadores viscosos no lineales sobre edificaciones residenciales con irregularidad en planta y/o altura.\*

**Autor:** Alexander Rodríguez Cruz\*\*

**Palabras claves:** Edificaciones residenciales, amortiguador viscoso no lineal, comportamiento sísmico, análisis tiempo historia, registro sísmico, método SSSA.

**Descripción:**

En este trabajo se estudia el comportamiento sísmico que se obtiene en edificaciones residenciales que presentan algún tipo de irregularidad en planta y/o altura, para lo cual se seleccionan tres estructuras aporticadas de concreto reforzado, ubicadas en la ciudad de Bucaramanga. Este estudio propone implementar el uso de amortiguadores viscosos no lineales en el diseño de las edificaciones y a su vez evaluar el comportamiento de la respuesta estructural cuando se realiza un análisis sísmico de tiempo historia bajo la acción de los registros sísmicos de Coalinga, Helena, Mammoth, Montenegro y Whittier. En primera instancia se definen las características de cada uno de los disipadores de energía, posterior a esto se realiza un análisis respecto a las cantidades a utilizar de los amortiguadores viscosos no lineales, para luego enfocar la investigación hacia los análisis que se pueden generar según la distribución de los amortiguadores y la implementación de una metodología de localización de los amortiguadores como es el caso del algoritmo de búsqueda secuencial simplificado (SSSA), cuyos resultados sirven de base para establecer puntos de comparación de los diversos efectos que se logran en la respuesta estructural al implementar los amortiguadores viscosos no lineales. Los análisis se llevan a cabo utilizando el software SAP2000 v19.0.0, cumpliendo con los requerimientos normativos establecidos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) para estructuras de ocupación normal (Grupo I).

---

\* Trabajo de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Oscar Javier Begambre Carrillo

### Abstract

**Title:** Effect of non-linear viscous dampers on residential buildings with irregularity in plant And/Or Height.\*

**Author:** Alexander Rodriguez Cruz\*\*

**Keywords:** Residential buildings, non-linear viscous damper, seismic behavior, time history analysis, seismic record, SSSA Method.

**Description:**

In this research the seismic behavior obtained in residential buildings that present some type of irregularity in plant and / or height is studied, for which three reinforced concrete structures are selected, located in the city of Bucaramanga. This study proposes to implement the use of non-linear viscous dampers in the design of the buildings and in turn to evaluate the behavior of the structural response when a seismic analysis of time history is performed under the action of seismic records of Coalinga, Helena, Mammoth, Montenegro and Whittier. In the first instance, the characteristics of each of the energy dissipaters are defined, after which analysis is made regarding the amounts to be used of the non-linear viscous dampers, to then focus the research on the analyzes that can be generated according to the distribution of the dampers and the implementation of a damping location methodology such as the simplified sequential search algorithm (SSSA), whose results serve as a basis to establish points of comparison of the various effects achieved in the structural response when implementing non-linear viscous dampers. The analyzes are carried out using the software SAP2000 v19.0.0, complying with the regulatory requirements established by the Colombian Seismic Resistance Construction Regulation (NSR-10) for normal occupation structures (Group I).

---

\* Bachelor Thesis

\*\* Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Oscar Javier Begambre Carrillo

## Introducción

Los sismos son una de las manifestaciones más comunes de la naturaleza sobre las construcciones, los cuales pueden presentarse en cualquier parte del mundo sin excepción alguna, diferenciándose en la magnitud bajo la cual se presentan. Las acciones sísmicas pueden generar graves consecuencias como la pérdida de vidas humanas dentro de estructuras que no son completamente capaces de generar una protección sismo resistente (Landi & Simone, 2014, págs. 137-149). Ante esto se vio la necesidad de establecer parámetros de seguridad y normativas constructivas, que puedan dar una mejor respuesta en el sistema estructural a la hora de presentarse un sismo (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

Bucaramanga, la capital del departamento de Santander, es una ciudad que se encuentra en constante actividad sísmica, debido a que la ciudad se encuentra ubicada a 24,8 kilómetros de uno de los nudos sísmicos más grandes del mundo en una zona llamada mesa de los santos, también la ciudad y su área metropolitana están rodeadas de tres fallas sísmicas importantes conocidas como la falla de Santa Marta, la falla Rio Suárez y la falla de Bucaramanga. Todas estas amenazas hacen que la ciudad tenga un riesgo sísmico alto. (Ingeominas, 2001)

Actualmente, se han implementado metodologías convencionales de diseño en gran parte de las construcciones de Bucaramanga, con el fin de afrontar los diversos movimientos telúricos, dejando a un lado importantes métodos usados en otras partes del mundo que cumplen la misma función, como lo son los disipadores de energía.

La selección de una técnica de control de respuesta sísmica, está muy relacionada por aspectos como el sistema estructural y las condiciones geográficas en la que se encuentra ubicada la

edificación. Aunque no se podría llegar a generalizar cual puede ser la más apropiada para una edificación en específico, se puede proponer el uso de una serie de dispositivos capaces de generar cierta protección sismo resistente (Oviedo & Duque, 2009, págs. 51-63).

Esta investigación centra su análisis en la implementación de amortiguadores viscosos no lineales sobre edificaciones con irregularidad en planta y/o altura, los cuales son capaces disipar una cantidad de energía considerable, cuando son sometidos a acciones sísmicas.

Diversos aportes en proyectos de investigación ya publicados sirven de base para orientar los lineamientos propuestos para esta investigación, y que son pauta para poder analizar aspectos como el comportamiento del amortiguador viscoso no lineal según las características de diseño del mismo; así como también poder entender la influencia que tiene usar una cantidad determinada de estos disipadores de energía y los efectos logrados en la respuesta estructural debido a la ubicación del amortiguador viscoso no lineal (López & Soong, 2002, págs. 19-30), (Whittaker, Constantinou, & Chrysostomou, 2001). La modelación de las estructuras se realiza en el programa de diseño estructural SAP2000, suministrado por el grupo de investigación INME-UIS, y sus resultados son verificados según los rangos establecidos por la NSR-10.

## 1. Objetivos

### 1.1. Objetivo General

Comparar los efectos de amortiguadores viscosos no lineales en el reforzamiento sísmico, de tres edificaciones residenciales con características de irregularidad en planta y/o altura, ubicadas en el área metropolitana de Bucaramanga en el departamento de Santander, Colombia.

### 1.2. Objetivos Específicos

- Establecer las variables y modelos de análisis que se emplean en la literatura, para determinar la respuesta de sistemas estructurales bajo la acción de amortiguadores viscosos no lineales.
- Definir el tipo de amortiguador viscoso no lineal que se puede implementar y las posibles ubicaciones bajo las cuales dicho amortiguador viscoso no lineal, se ajusta a la respuesta de los efectos sísmicos.
- Determinar cuáles son los efectos en la deriva que trae el uso de amortiguadores viscosos no lineales en una estructura que presenta irregularidades en planta y/o altura cuando se somete a los sismos del estudio de microzonificación de Bucaramanga.

## 2. Análisis tiempo historia en sistemas estructurales

El movimiento en un sistema estructural está asociado a una ecuación diferencial ordinaria de segundo orden, que se basa en el principio de la 2da Ley de Newton o ley fundamental de la dinámica, el cual establece que las fuerzas actuantes sobre un cuerpo son directamente proporcionales a la masa y la aceleración que este presenta.

$$\vec{\sum} \vec{F} = m \ddot{u}(t) \quad (1)$$

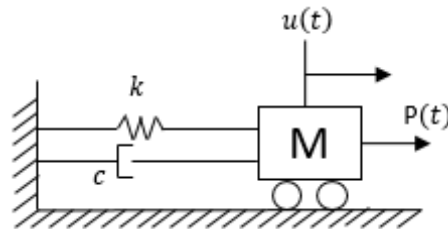


Figura 1. Estructura idealizada para un sistema de un grado de libertad

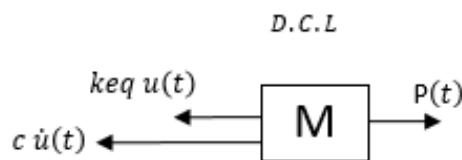


Figura 2. Diagrama de cuerpo libre para un sistema idealizado de un grado de libertad.

Por medio de un diagrama de cuerpo libre como el observado en la figura 2, se establece que las fuerzas que actúan en el sistema de un grado de libertad de la figura 1 y que permiten la condición de equilibrio dinámico son:

$$-[c]\dot{u}(t) - [keq]u(t) + P(t) = [m] \ddot{u}(t) \quad (2)$$

$$[m] \ddot{u}(t) + [c]\dot{u}(t) + [keq] u(t) = P(t) \quad (3)$$

Donde  $[m] \ddot{u}(t)$  representa la fuerza de inercia, como producto entre la masa y la aceleración.  $[c] \dot{u}(t)$  representa la fuerza de amortiguamiento como producto entre el coeficiente de amortiguamiento y la velocidad relativa.  $[keq] u(t)$  representa la fuerza elástica, como producto entre la rigidez equivalente y el desplazamiento relativo.

La sumatoria de estas fuerzas es igual a una fuerza externa dinámica en función del tiempo, que por lo general suelen ser acciones dinámicas como impactos, vientos, sismos, entre otros. (Maldonado & Chio, sf, págs. 1-6)

El análisis tiempo historia en sistemas estructurales, es una de las múltiples formas en que se puede analizar la respuesta estructural según la ecuación del movimiento definida para un sistema estructural en específico. El tiempo cumple un papel fundamental en todo el proceso, ya que implica que cada una de las variables que influyen en el sistema estructural, están en constante cambio durante un rango establecido, este tipo de análisis permite implementar información de acciones dinámicas recopiladas en las diferentes bases de datos, como es el caso de los registros sísmicos, para poder estudiar el comportamiento de la respuesta estructural durante el fenómeno ocurrido. (Castaldo, sf, págs. 72-78)

### 3. Amortiguadores de fluido viscoso

Los amortiguadores de fluido viscoso (AFV) fueron implementados inicialmente para aplicaciones de defensa militar y aeroespacial, siendo el medio capaz de disipar energía en choques destructivos y vibraciones. Este tipo de tecnología no fue revelada hasta el final de la Guerra Fría, luego de cambios políticos y económicos que permitieron difundir las diferentes aplicaciones dadas a los amortiguadores de fluido viscoso, como la protección de misiles bajo ataques nucleares, proteger a los submarinos de guardia contra las explosiones submarinas cercanas. Estas aplicaciones sirvieron de pauta para que los investigadores dirigieran su interés en implementar estos dispositivos en el campo de la ingeniería civil, con una transición desde la defensa de estructuras bajo ataque hacia aplicaciones comerciales en Edificios y puentes sometidos a impactos de sismo y/o viento. (Landi & Simone, 2014)

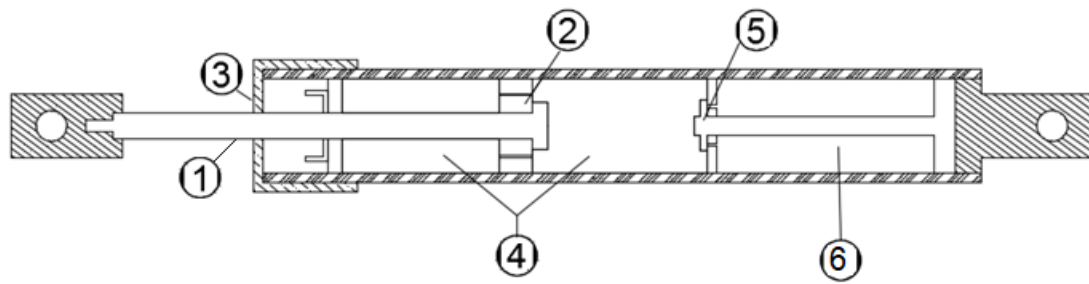
Los amortiguadores de fluido viscoso correctamente diseñados y fabricados implementados en edificaciones requieren de poco mantenimiento e inspección visual luego de un evento sísmico, a su vez pueden absorber casi toda la energía que este genera dejando intacta y lista la estructura para su uso inmediato después de un evento sísmico. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Un amortiguador es un dispositivo que se puede añadir a un sistema estructural, generando fuerzas que resisten al movimiento y su vez se encargan de disipar la energía producto de un evento sísmico. Esta fuerza de amortiguación ( $F$ ) es proporcional a la velocidad relativa entre los extremos del amortiguador ( $V$ ), un exponente de amortiguación ( $\alpha$ ), y un coeficiente de amortiguación ( $C$ ). La fuerza de amortiguación se expresa de la siguiente forma:

$$F = C * V^{\alpha} \quad (4)$$

Los valores del exponente de amortiguación ( $\alpha$ ), dependen del diseño interno de los orificios en la cabeza del piston del amortiguador, cuyos valores varian en un rango comprendido entre 0.3 y 1. El exponente de amortiguación se encarga de clasificar el comportamiento del amortiguador en relación a la velocidad relativa que este maneja. La relación entre fuerza y velocidad es lineal cuando  $\alpha = 1$ , y no lineal cuando  $\alpha < 1$ , siendo capaz de proporcionar una mayor fuerza de amortiguación a velocidades bajas y por el contrario aportar muy poca fuerza de amortiguación cuando se presentan altas velocidades. Algunas aplicaciones consideran valores de exponente de amortiguación ( $\alpha$ ) por encima de 1, por lo general en zonas sísmicas bajas, y se ha podido establecer que cualquier valor de exponente de amortiguación ( $\alpha$ ) por encima de 1 produce un escaso rendimiento. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Los amortiguadores de fluido viscoso correctamente diseñados y fabricados no deben presentar desgaste ni deterioro. A pesar de que no hay un límite práctico en la vida esperada, es común encontrar periodos de garantía de 35 años. Los AFV se caracterizan por tener muy pocos elementos, más sin embargo estos elementos pueden tener diseños complejos y los materiales utilizados no son tóxicos ni inflamables (Oviedo & Duque, 2009). La figura 3 representa un amortiguador de fluido viscoso típico y sus elementos.



*Figura 3.* Componentes de un amortiguador viscoso fluido. Adaptado de Galvis, J. R. y Marín, J. J. (2017). Empleo de amortiguadores viscosos para la rehabilitación sísmica en estructuras de concreto reforzado tipo pórtico.

1. Barra de pistón: Reacciona ante las fuerzas de amortiguación y a su vez proporciona una interfaz de sellado. Se fabrica a partir de acero inoxidable para prevenir cualquier tipo de oxidación o corrosión en su superficie.

2. Cabeza de pistón con orificios: Sirve para barrer el fluido a través de los orificios situados dentro de ella. Se encuentra conectada a la barra del pistón, por lo cual divide el cilindro del amortiguador en dos cámaras de presión.

3. Sello retenedor: Cierra los extremos abiertos del cilindro del amortiguador, para que el fluido de amortiguación no sea bombeado fuera del dispositivo.

4. Cámaras del fluido: Contienen el fluido viscoso, y permiten su paso de una cámara a otra a través de orificios que generan la presión de amortiguación dentro de estas cámaras.

5. Válvula de control: Mide la cantidad de fluido desplazado en el acumulador cuando se comprime y expande el amortiguador.

6. Cámara de acumulador: Permite el desplazamiento volumétrico de la barra de pistón a medida que entra o sale del amortiguador durante la excitación. También se encarga de compensar la expansión y contracción térmica del fluido.

Los amortiguadores de fluido viscoso pueden ser instalados en diferentes configuraciones como se observa en la figura 4, algunos de ellos son instalados en diagonal, o de forma horizontal en la parte superior de un soporte Chevron, o en forma de tijera. En algunos casos se utiliza la configuración de palanca para amplificar el movimiento del amortiguador en estructuras con muy poca flexión bajo carga dinámica (Lee & Taylor, sf).

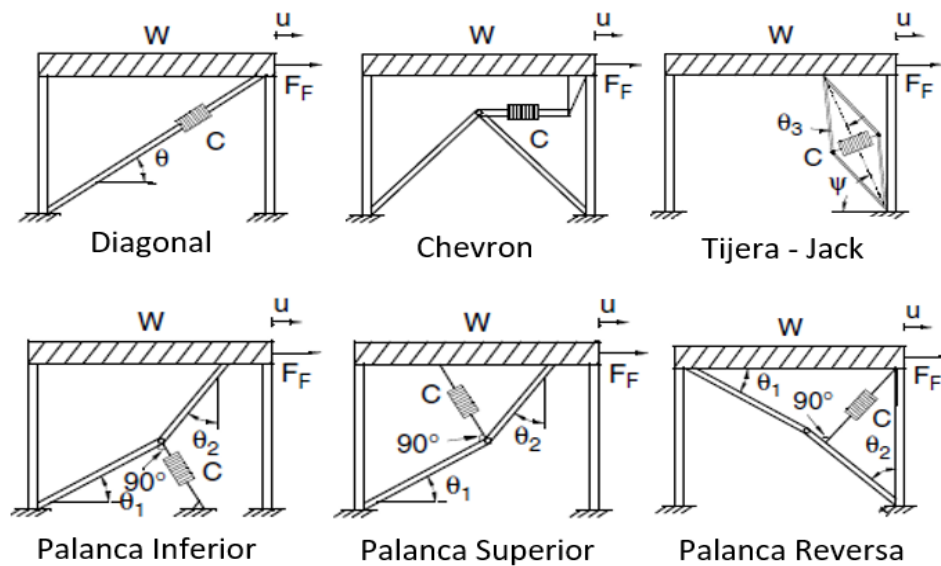


Figura 4. Configuraciones del amortiguador de fluido viscoso. Adaptado de Whittaker, A. y Constantinou, M. (2001). Seismic energy dissipation systems for buildings

#### 4. Metodología

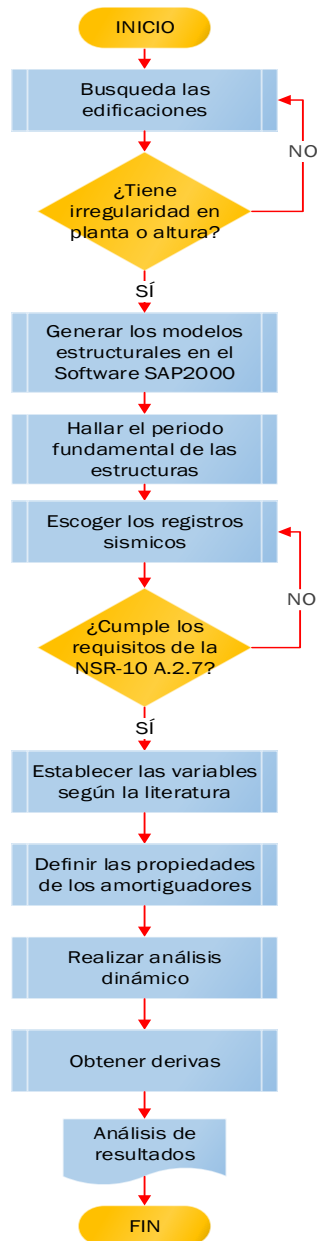


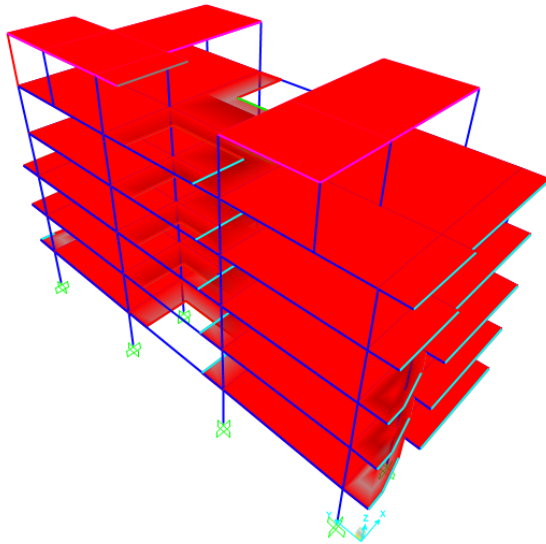
Figura 1. Metodología planteada para el desarrollo del análisis dinámico en edificaciones residenciales.

#### **4.1. Búsqueda de las edificaciones**

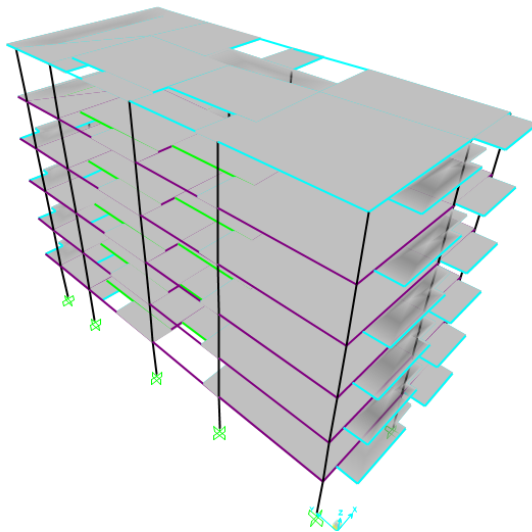
Las edificaciones residenciales analizadas en este estudio son estructuras aporticadas de concreto reforzado clasificadas como estructuras de ocupación normal. Los nombres de las edificaciones no se presentan en la redacción de este trabajo de investigación para respetar la privacidad de los residentes que habitan en estas edificaciones, más sin embargo, si desea verificar la veracidad de estas edificaciones, puede observar los anexos, los cuales contienen los planos estructurales y arquitectónicos de las edificaciones residenciales analizadas en este estudio, los cuales fueron obtenidos de la secretaría de planeación de Bucaramanga, donde se aclaró que esta información solo se usaría con fines académicos.

#### **4.2. Modelos estructurales en SAP2000**

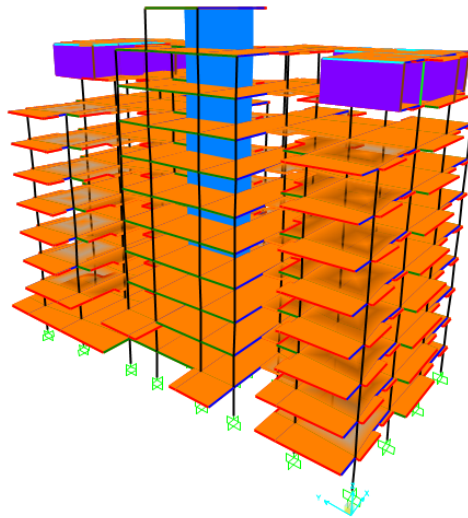
Para recrear los modelos estructurales de cada una de las edificaciones residenciales analizadas, se accedió a la información de los planos arquitectónicos y estructurales, con los cuales se realizó el modelamiento de las edificaciones en el software estructural SAP2000 y que han sido denominadas para este estudio como Edificio A, Edificio B y Edificio C.



*Figura 6.* Edificio A Modelado en SAP2000.

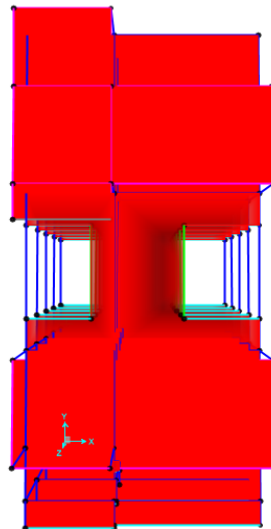


*Figura 7.* Edificio B Modelado en SAP2000.



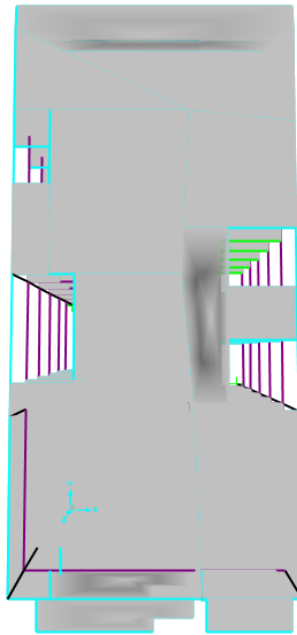
*Figura 8.* Edificio C Modelado en SAP2000.

El Edificio A presenta una irregularidad en planta tipo 3P definida en A.3 según la norma NSR-10 y que también se le conoce como la irregularidad del diafragma. Esta irregularidad se puede apreciar en la Figura 9.



*Figura 9.* Vista superior Edificio A.

El Edificio B presenta una irregularidad en planta tipo 3P definida en A.3 según la norma NSR-10 y que también se le conoce como la irregularidad del diafragma. Esta irregularidad se puede apreciar en la Figura 10.



*Figura 10.* Vista superior Edificio B.

El Edificio C presenta irregularidades en planta tipo 2P (retroceso en las esquinas) y 3P (irregularidad del diafragma) y en altura la tipo 3A (irregularidad geométrica) definidas en A.3 según la norma NSR-10, estas irregularidades se aprecian en la figura 11.

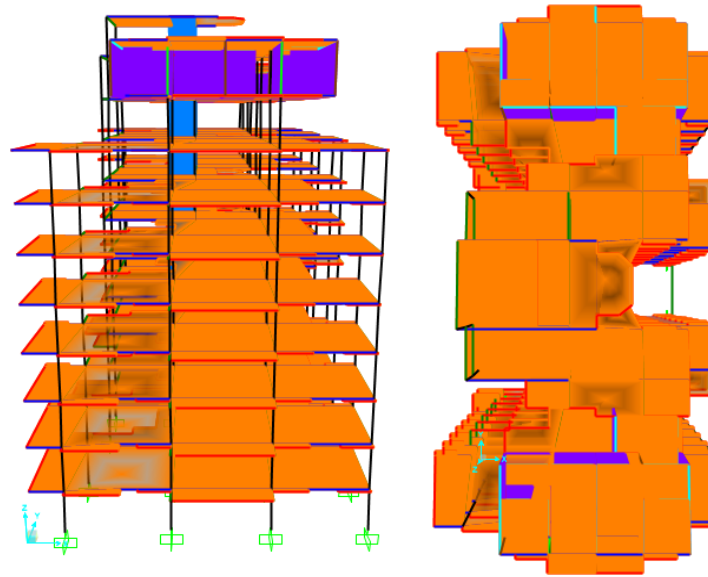


Figura 11. Vistas lateral y superior Edificio C.

#### 4.3. Periodo fundamental (T) de las estructuras

El periodo fundamental de vibración de una estructura es importante en el diseño sísmico y el comportamiento dinámico de la misma, permitiendo establecer si el sistema suelo-estructura se encuentra en un rango en el cual ocurra un fenómeno de resonancia que pueda causar efectos destructivos en la estructura (Gómez, sf, págs. 149-160). Por medio de la ayuda del programa de diseño estructural SAP2000 y la herramienta de dibujo AutoCAD se logra obtener el periodo fundamental de las estructuras. El software de diseño asistido de AutoCAD se usó para encontrar los valores de los centros de gravedad de cada una de las plantas, ya que en su mayoría cada una de ellas difieren respecto a las demás, también aportó datos de Inercias en  $I_x$  e  $I_y$ , que serían necesarios para calcular los momentos de inercia de masas en cada planta.

### Cálculo del periodo fundamental en el edificio A

Para poder realizar la evaluación de cargas y pesos asignados en cada una de las plantas del Edificio A, fue necesario conocer a detalle las dimensiones de la placa como se observa en la figura 12.

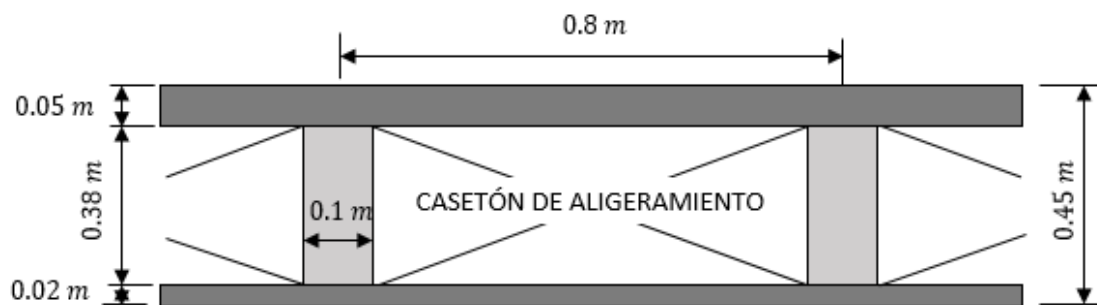


Figura 12. Detalle de placa aligerada del Edificio A.

Al conocer los detalles de cada uno de los elementos que conforman la placa, se procedió a calcular los pesos propios que se generan en las plantas. Tomando un valor de  $24 \text{ [kN/m}^3\text{]}$  de peso específico para el concreto reforzado, como se especifica en los planos estructurales de esta edificación.

$$\text{Peso Placa Superior} = 0.05 \text{ m} * 24 \text{ kn/m}^3 = 1.2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Placa Inferior} = 0.02 \text{ m} * 24 \text{ kn/m}^3 = 0.48 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Vigüeta} = \left( \frac{0.38 \text{ m} * 0.1 \text{ m}}{0.8 \text{ m}} \right) * 24 \text{ kn/m}^3 = 1.14 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Casetón} = 0.3 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Total Elementos de la Placa (D1)} = 1.2 + 0.48 + 1.14 + 0.3 = 3.12 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Muros} = 3 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ Según Tabla B.3.4.2-4 NSR-10}$$

*Peso Acabados* =  $1.6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$  Según Tabla B.3.4.1-3 NSR-10

*Peso Total Elementos No Estructurales (D2)* =  $3 + 1.6 = 4.6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

#### Calculo Tipo Planta 1

Una vez establecidos los pesos por metro cuadrado D1 y D2, se procedió a extraer la información de las áreas de las plantas y las áreas de las vigas para poder calcular los pesos P1 (Peso Acabados), P2 (Peso Vigas) y P3 (Peso Área Neta).

*Área Planta 1* =  $222.04 \text{ [m}^2\text{]}$

*Área Vigas Piso 1* =  $50.93 \text{ [m}^2\text{]}$

*P1* = *Área Planta* \* *D2*

*P1* =  $222.04 \text{ m}^2 * 4.6 \text{ kN/m}^2 = 1021.36 \text{ [kN]}$

*P2* = *Área Vigas* \* *h viga* \* *γ Concreto*

*P2* =  $50.93 \text{ m}^2 * 0.45 \text{ m} * 24 \text{ kN/m}^3 = 550.08 \text{ [kN]}$

*P3* = *Area Neta* \* *D1*

*P3* =  $(222.04 \text{ m}^2 - 50.93 \text{ m}^2) * 3.12 \text{ kN/m}^2 = 533.84 \text{ [kN]}$

*Peso Placa* = *P1* + *P2* + *P3*

*Peso Placa 1* =  $1021.36 + 550.08 + 533.84 = 2105.28 \text{ [kN]}$

Luego se procedió a calcular los pesos aportados por las columnas en cada una de las plantas de la edificación, como se observa a continuación:

$$\text{Peso Columna} = h_{col} * b_{col} * H_{piso} * \gamma_{\text{Concreto}} * \# \text{Columnas}$$

$$\text{Peso Columna (25x130)} = 0.25 \text{ m} * 1.3 \text{ m} * 2.3 \text{ m} * 24 \text{ kN/m}^3 * 4 = 71.76 \text{ [kN]}$$

$$\text{Peso Columna (80x40)} = 0.8 \text{ m} * 0.4 \text{ m} * 2.3 \text{ m} * 24 \text{ kN/m}^3 * 4 = 70.66 \text{ [kN]}$$

$$\text{Peso Columna (40x50)} = 0.4 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * 2.3 \text{ m} * 24 \text{ kN/m}^3 * 4 = 44.16 \text{ [kN]}$$

$$\text{Peso Columnas en Planta 1} = 71.76 + 70.66 + 44.16 = 186.58 \text{ [kN]}$$

$$W1 = \text{Peso Placa 1} + \text{Peso Columnas en Planta 1}$$

$$W1 = 2105.28 + 186.58 = 2291.85 \text{ [kN]}$$

Los valores de los pesos de las placas y los pesos de las columnas en cada una de las plantas del Edificio A se presentan en las tablas 1 y 2. Cabe recalcar que para poder calcular los valores de los pesos de las columnas en la planta 5 se toma la mitad del valor obtenido en la planta 4 y la mitad del valor obtenido por las columnas propias en esta planta. De igual forma en la planta 6 solo se toma la mitad del valor obtenido ya que la otra parte fue considerada en el cálculo de la planta 5.

Tabla 1. Valores de los pesos de las placas en cada planta del Edificio A.

|          | Área Planta | Área Vigas | Área Neta | P1       | P2       | P3       | Peso Placa |
|----------|-------------|------------|-----------|----------|----------|----------|------------|
|          | [ $m^2$ ]   | [ $m^2$ ]  | [ $m^2$ ] | [ $kN$ ] | [ $kN$ ] | [ $kN$ ] | [ $kN$ ]   |
| Planta 1 | 222.04      | 50.93      | 171.10    | 1021.36  | 550.08   | 533.84   | 2105.28    |
| Planta 2 | 222.9       | 50.92      | 171.98    | 1025.34  | 549.96   | 536.57   | 2111.87    |
| Planta 3 | 222.9       | 50.92      | 171.98    | 1025.34  | 549.96   | 536.57   | 2111.87    |
| Planta 4 | 206.05      | 47.9       | 158.15    | 947.82   | 517.28   | 493.43   | 1958.53    |
| Planta 5 | 206.05      | 47.9       | 158.15    | 947.82   | 517.28   | 493.43   | 1958.53    |
| Planta 6 | 105.72      | 24.32      | 81.4      | 486.31   | 175.13   | 253.96   | 915.39     |

Los valores finales de los pesos ( $w$ ) obtenidos en cada una de las plantas del Edificio A se encuentran consignados en la tabla 3 y también se pueden visualizar en la figura 13.

Tabla 2. Valores de los pesos de las columnas en cada planta del Edificio A.

|          | Tipo Columna | # Columnas | H piso [m] | $\gamma$ Concreto | Peso Columna [kN] |
|----------|--------------|------------|------------|-------------------|-------------------|
| Planta 1 | 25 X130      | 4          | 2.3        | 24                | 186.58            |
|          | 80 X 40      | 4          |            |                   |                   |
|          | 40 X 50      | 4          |            |                   |                   |
| Planta 2 | 25 X130      | 4          | 2.3        | 24                | 186.58            |
|          | 80 X 40      | 4          |            |                   |                   |
|          | 40 X 50      | 4          |            |                   |                   |
| Planta 3 | 25 X130      | 4          | 2.3        | 24                | 186.58            |
|          | 80 X 40      | 4          |            |                   |                   |
|          | 40 X 50      | 4          |            |                   |                   |

Tabla 2. *Continuación*

|          | Tipo Columna | # Columnas | H piso [m] | $\gamma$ Concreto | Peso Columna [kN] |
|----------|--------------|------------|------------|-------------------|-------------------|
| Planta 4 | 25 X130      | 4          | 2.3        | 24                | 186.58            |
|          | 80 X 40      | 4          |            |                   |                   |
|          | 40 X 50      | 4          |            |                   |                   |
| Planta 5 | 20 X 30      | 7          | 2.3        | 24                | 153.46            |
|          | 80 X 40      | 3          |            |                   |                   |
|          | 40 X 50      | 4          |            |                   |                   |
| Planta 6 | 20 X 30      | 7          | 2.3        | 24                | 60.17             |
|          | 80 X 40      | 3          |            |                   |                   |
|          | 40 X 50      | 4          |            |                   |                   |

Tabla 3. *Valores de los pesos de las plantas (W) del Edificio A.*

|          | Peso Placa [kN] | Peso Columna [kN] | W [kN]  |
|----------|-----------------|-------------------|---------|
| Planta 1 | 2105.28         | 186.58            | 2291.85 |
| Planta 2 | 2111.87         | 186.59            | 2298.45 |
| Planta 3 | 2111.88         | 186.60            | 2298.45 |
| Planta 4 | 1958.53         | 186.61            | 2145.11 |
| Planta 5 | 1958.54         | 153.46            | 2111.99 |
| Planta 6 | 915.39          | 60.17             | 975.56  |

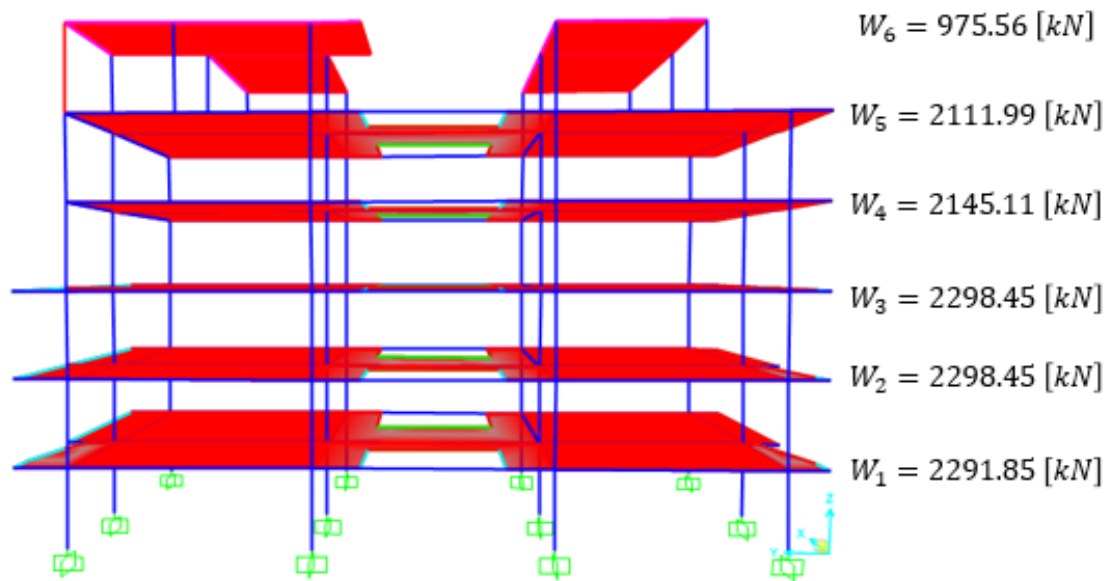


Figura 13. Modelo del Edificio A con sus respectivos valores de peso por planta W.

Por medio del Software de diseño asistido de AutoCAD se encontraron los valores de los centros de gravedad y las inercias en Ix e Iy del Edificio A, como se observa en la figura 14 y sus valores están consignados en la tabla 4.

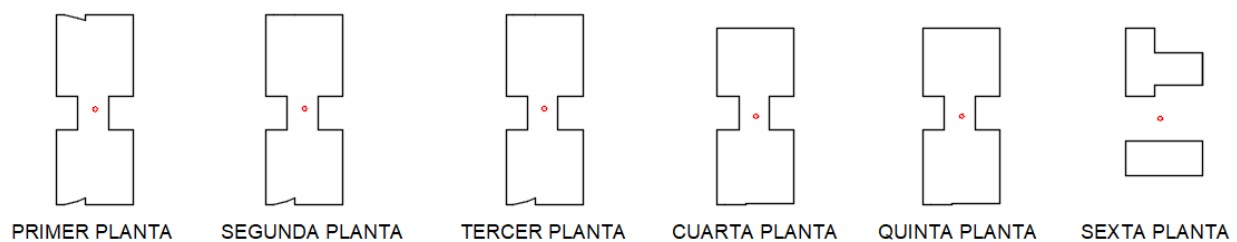


Figura 14. Dibujos de las Plantas del Edificio A en AutoCAD.

Tabla 4. Centros de Gravedad y Momentos de Inercia ( $I_x$  e  $I_y$ ) en cada planta del Edificio A.

|          | X [m]  | Y [m]   | $I_x [m^4]$ | $I_y [m^4]$ |
|----------|--------|---------|-------------|-------------|
| Planta 1 | 5.0494 | 12.4591 | 12518.70    | 1767.78     |
| Planta 2 | 5.0412 | 12.5061 | 12645.26    | 1771.95     |
| Planta 3 | 5.0412 | 12.5061 | 12645.26    | 1771.95     |
| Planta 4 | 5.0218 | 11.568  | 10243.57    | 1626.65     |
| Planta 5 | 5.0218 | 11.568  | 10243.57    | 1626.65     |
| Planta 6 | 4.5031 | 12.9796 | 4220.63     | 934.36      |

Para poder completar el análisis MODAL de SAP2000 y obtener el valor del periodo fundamental de vibración en el Edificio A, se asignaron en cada uno de sus centros de gravedad, los valores de los pesos de las plantas ( $W$ ) y de los momentos de inercia de masas ( $M_m$ ) consignados en la tabla 5.

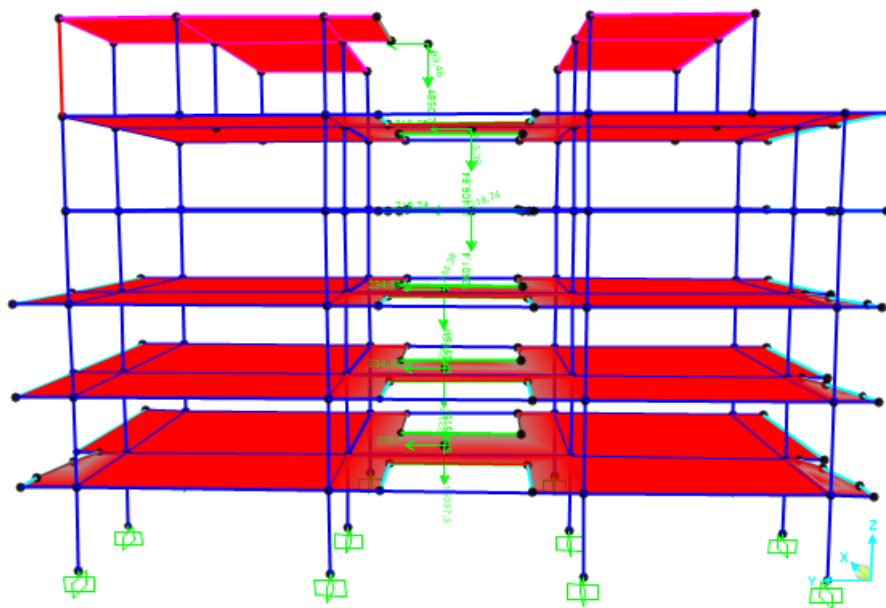
$$M_m = \frac{W * I_{Polar}}{\text{Área Planta}}$$

$$I_{Polar} = I_x + I_y$$

$$M_{m1} = \frac{2291.85 \text{ kN} * (12518.70 \text{ m}^4 + 1767.78 \text{ m}^4)}{222.04 \text{ m}^2} = 147465.56 [\text{kN} - \text{m}^2]$$

Tabla 5. *Momentos de Inercia de Masas en cada planta del Edificio A.*

|          | W [kN]  | I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ] | I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ] | I <sub>Polar</sub> [m <sup>4</sup> ] | Área Planta<br>[m <sup>2</sup> ] | M <sub>m</sub> [kN – m <sup>2</sup> ] |
|----------|---------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|
| Planta 1 | 2291.85 | 12518.6992                       | 1767.7828                        | 14286.482                            | 222.04                           | 147465.56                             |
| Planta 2 | 2298.45 | 12645.2572                       | 1771.9463                        | 14417.2035                           | 222.90                           | 148663.79                             |
| Planta 3 | 2298.45 | 12645.2572                       | 1771.9463                        | 14417.2035                           | 222.90                           | 148663.79                             |
| Planta 4 | 2145.11 | 10243.573                        | 1626.6451                        | 11870.2181                           | 206.05                           | 123577.51                             |
| Planta 5 | 2111.99 | 10243.573                        | 1626.6451                        | 11870.2181                           | 206.05                           | 121669.50                             |
| Planta 6 | 975.56  | 4220.63                          | 934.36                           | 5154.99                              | 105.72                           | 47569.35                              |

Figura 15. *Valores de masa y momentos de inercia de masas del Edificio A.*

Finalmente, al ejecutar este análisis Modal, se encuentra que para el modo torsional del Edificio A, el valor del **periodo fundamental de vibración (T)** corresponde a 0.57816 [s].

### Cálculo del periodo fundamental en el edificio B

Para poder realizar la evaluación de cargas y pesos asignados en cada una de las plantas del Edificio B, fue necesario conocer a detalle las dimensiones de la placa como se observa en la figura 16.

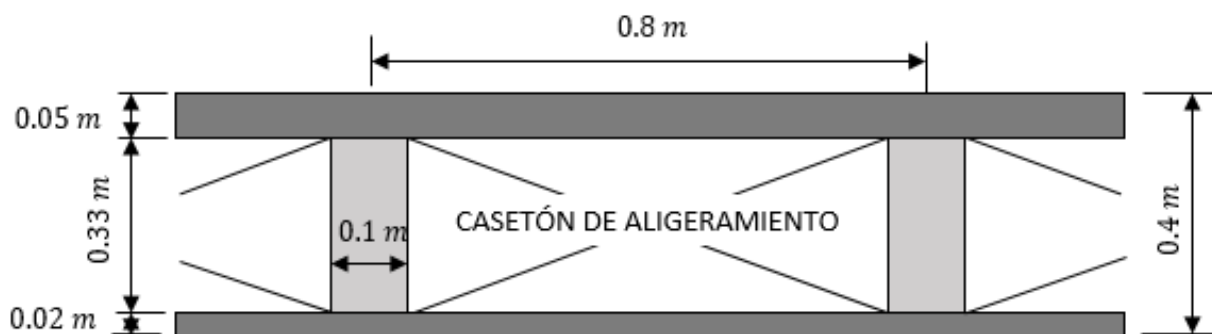


Figura 16. Detalle de placa aligerada del Edificio B.

Al conocer los detalles de cada uno de los elementos que conforman la placa, se procedió a calcular los pesos propios que se generan en las plantas. Tomando un valor de  $24 \text{ [kN/m}^3\text{]}$  de peso específico para el concreto reforzado, como se especifica en los planos estructurales de esta edificación.

$$\text{Peso Placa Superior} = 0.05 \text{ m} * 24 \text{ kn/m}^3 = 1.2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Placa Inferior} = 0.02 \text{ m} * 24 \text{ kn/m}^3 = 0.48 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Vigüeta} = \left( \frac{0.33 \text{ m} * 0.1 \text{ m}}{0.8 \text{ m}} \right) * 24 \text{ kn/m}^3 = 0.99 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Casetón} = 0.3 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Total Elementos de la Placa (D1)} = 1.2 + 0.48 + 0.99 + 0.3 = 2.97 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Muros} = 3 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ Según Tabla B.3.4.2-4 NSR-10}$$

$$\text{Peso Acabados} = 1.6 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ Según Tabla B.3.4.1-3 NSR-10}$$

$$\text{Peso Total Elementos No Estructurales (D2)} = 3 + 1.6 = 4.6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Los valores de los pesos de las placas y los pesos de las columnas en cada una de las plantas del Edificio B se presentan en las tablas 6 y 7. Cabe recalcar que para poder calcular los valores de los pesos de las columnas en la planta 6 solo se toma la mitad del valor obtenido ya que la otra parte fue considerada en el cálculo de la planta 5.

Tabla 6. Valores de los pesos de las placas en cada planta del Edificio B.

|          | Área Planta       | Área Vigas        | Área Neta         | P1     | P2     | P3     | Peso Placa |
|----------|-------------------|-------------------|-------------------|--------|--------|--------|------------|
|          | [m <sup>2</sup> ] | [m <sup>2</sup> ] | [m <sup>2</sup> ] | [kN]   | [kN]   | [kN]   | [kN]       |
| Planta 1 | 211.36            | 55.28             | 156.08            | 972.23 | 530.68 | 463.54 | 1966.46    |
| Planta 2 | 211.36            | 55.28             | 156.08            | 972.23 | 530.68 | 463.54 | 1966.46    |
| Planta 3 | 211.36            | 55.28             | 156.08            | 972.23 | 530.68 | 463.54 | 1966.46    |
| Planta 4 | 211.36            | 55.28             | 156.08            | 972.23 | 530.68 | 463.54 | 1966.46    |
| Planta 5 | 201.23            | 55.28             | 145.95            | 925.64 | 530.68 | 433.46 | 1889.77    |
| Planta 6 | 201.23            | 55.28             | 145.95            | 925.64 | 530.68 | 433.46 | 1889.77    |

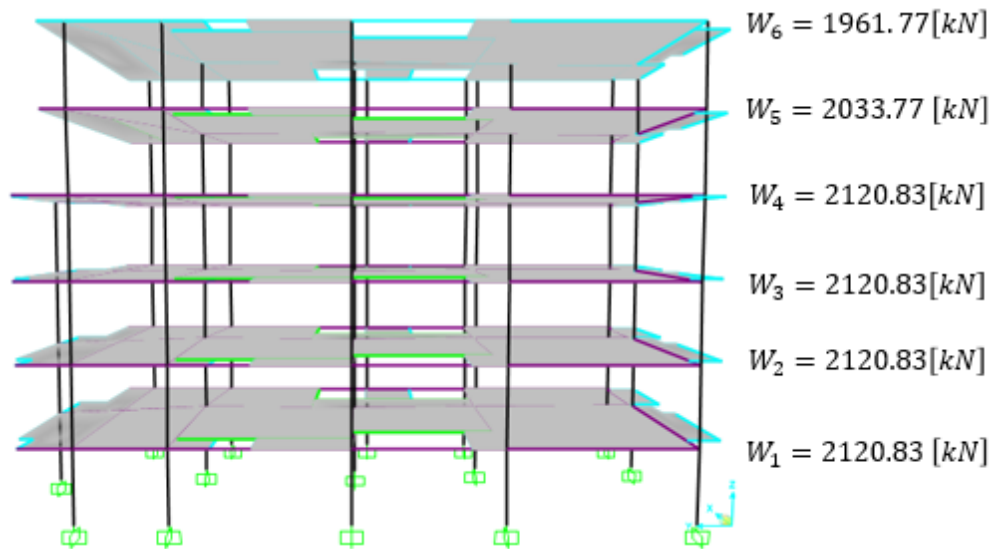
Tabla 7. Valores de los pesos de las columnas en cada planta del Edificio B.

|                 | Tipo Columna | # Columnas | H piso [m] | $\gamma$ Concreto | Peso Columna [kN] |
|-----------------|--------------|------------|------------|-------------------|-------------------|
| <b>Planta 1</b> | 30 X60       | 10         | 2.4        | 24                | 154.37            |
|                 | 40 X 40      | 1          |            |                   |                   |
|                 | 60 X 30      | 4          |            |                   |                   |
| <b>Planta 2</b> | 30 X60       | 10         | 2.4        | 24                | 154.37            |
|                 | 40 X 40      | 1          |            |                   |                   |
|                 | 60 X 30      | 4          |            |                   |                   |
| <b>Planta 3</b> | 30 X60       | 10         | 2.4        | 24                | 154.37            |
|                 | 40 X 40      | 1          |            |                   |                   |
|                 | 60 X 30      | 4          |            |                   |                   |
| <b>Planta 4</b> | 30 X60       | 10         | 2.4        | 24                | 154.37            |
|                 | 40 X 40      | 1          |            |                   |                   |
|                 | 60 X 30      | 4          |            |                   |                   |
| <b>Planta 5</b> | 30 X60       | 9          | 2.4        | 24                | 144               |
|                 | 40 X 40      | 1          |            |                   |                   |
|                 | 60 X 30      | 4          |            |                   |                   |
| <b>Planta 6</b> | 30 X60       | 9          | 2.4        | 24                | 72                |
|                 | 40 X 40      | 1          |            |                   |                   |
|                 | 60 X 30      | 4          |            |                   |                   |

Los valores finales de los pesos ( $w$ ) obtenidos en cada una de las plantas del Edificio B se encuentran consignados en la tabla 8 y también se pueden visualizar en la figura 17.

Tabla 8. Valores de los pesos de las plantas ( $W$ ) del Edificio B.

|          | Peso Placa [kN] | Peso Columna [kN] | W [kN]  |
|----------|-----------------|-------------------|---------|
| Planta 1 | 1966.46         | 154.37            | 2120.83 |
| Planta 2 | 1966.46         | 154.37            | 2120.83 |
| Planta 3 | 1966.46         | 154.37            | 2120.83 |
| Planta 4 | 1966.46         | 154.37            | 2120.83 |
| Planta 5 | 1889.77         | 144               | 2033.77 |
| Planta 6 | 1889.77         | 72                | 1961.77 |

Figura 17. Modelo del Edificio B con sus respectivos valores de peso por planta  $W$ .

Por medio del Software de diseño asistido de AutoCAD se encontraron los valores de los centros de gravedad y las inercias en  $I_x$  e  $I_y$  del Edificio B, como se observa en la figura 18 y sus valores están consignados en la tabla 9.

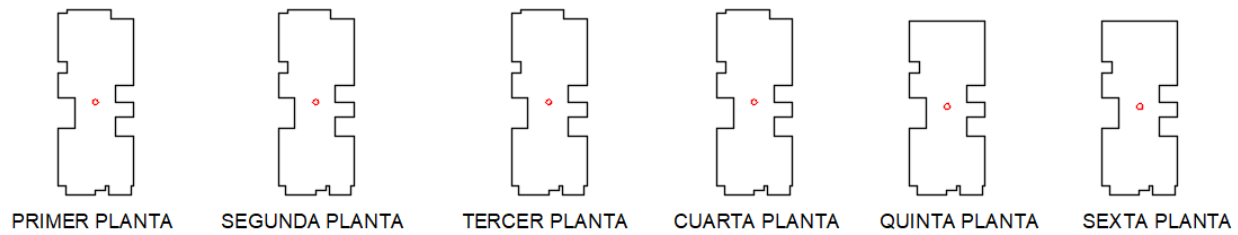


Figura 18. Dibujos de las Plantas del Edificio B en AutoCAD.

Tabla 9. Centros de Gravedad y Momentos de Inercia ( $I_x$  e  $I_y$ ) en cada planta del Edificio B.

|          | X [m]  | Y [m]   | $I_x [m^4]$ | $I_y [m^4]$ |
|----------|--------|---------|-------------|-------------|
| Planta 1 | 4.9046 | 12.1299 | 10687.71    | 1537.18     |
| Planta 2 | 4.9046 | 12.1299 | 10687.71    | 1537.18     |
| Planta 3 | 4.9046 | 12.1299 | 10687.71    | 1537.18     |
| Planta 4 | 4.9046 | 12.1299 | 10687.71    | 1537.18     |
| Planta 5 | 4.9506 | 11.5599 | 9321.09     | 1478.72     |
| Planta 6 | 4.9506 | 11.5599 | 9321.09     | 1478.72     |

Para poder completar el análisis MODAL de SAP2000 y obtener el valor del periodo fundamental de vibración en el Edificio B, se asignaron en cada uno de sus centros de gravedad, los valores de los pesos de las plantas ( $W$ ) y de los momentos de inercia de masas ( $M_m$ ) consignados en la tabla 10.

$$M_m = \frac{W * I_{polar}}{\text{Área Planta}}$$

$$I_{polar} = I_x + I_y$$

$$M_{m1} = \frac{2120.83 \text{ kN} * (10687.71 \text{ m}^4 + 1537.18 \text{ m}^4)}{211.36 \text{ m}^2} = 122670.03 [\text{kN} - \text{m}^2]$$

Tabla 10. *Momentos de Inercia de Masas en cada planta del Edificio B.*

|          | W [kN]  | I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ] | I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ] | I <sub>polar</sub> [m <sup>4</sup> ] | Área Planta [m <sup>2</sup> ] | M <sub>m</sub> [kN – m <sup>2</sup> ] |
|----------|---------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| Planta 1 | 2120.83 | 10687.71                         | 1537.18                          | 12224.89                             | 211.36                        | 122670.03                             |
| Planta 2 | 2120.83 | 10687.71                         | 1537.18                          | 12224.89                             | 211.36                        | 122670.03                             |
| Planta 3 | 2120.83 | 10687.71                         | 1537.18                          | 12224.89                             | 211.36                        | 122670.03                             |
| Planta 4 | 2120.83 | 10687.71                         | 1537.18                          | 12224.89                             | 211.36                        | 122670.03                             |
| Planta 5 | 2033.77 | 9321.09                          | 1478.72                          | 10799.81                             | 201.23                        | 109153.26                             |
| Planta 6 | 1961.77 | 9321.09                          | 1478.72                          | 10799.81                             | 201.23                        | 105289                                |

Finalmente, al ejecutar este análisis Modal, se encuentra que, para el modo torsional del Edificio B, el valor del **periodo fundamental de vibración (T)** corresponde a 0.81696 [s].

### Cálculo del periodo fundamental en el edificio C

Para poder realizar la evaluación de cargas y pesos asignados en cada una de las plantas del Edificio C, fue necesario conocer a detalle las dimensiones de la placa como se observa en la figura 19.

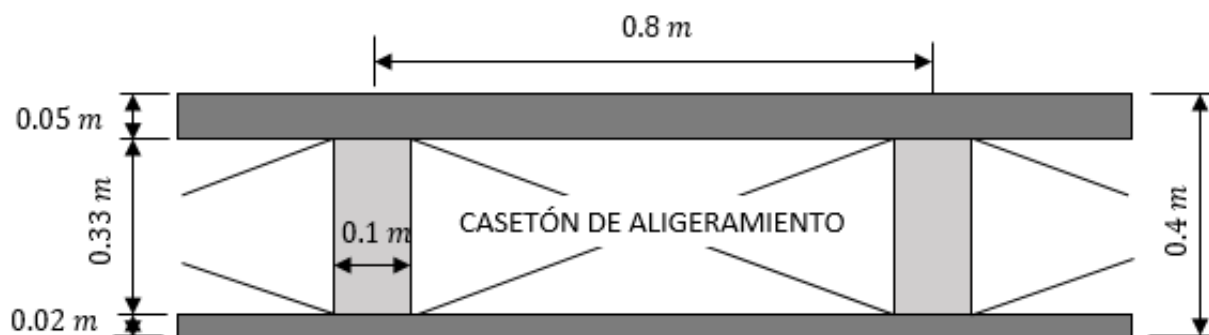


Figura 19. Detalle de placa aligerada del Edificio C.

Al conocer los detalles de cada uno de los elementos que conforman la placa, se procedió a calcular los pesos propios que se generan en las plantas. Tomando un valor de  $24 \text{ [kN/m}^3\text{]}$  de peso específico para el concreto reforzado, como se especifica en los planos estructurales de esta edificación.

$$\text{Peso Placa Superior} = 0.05 \text{ m} * 24 \text{ kn/m}^3 = 1.2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Placa Inferior} = 0.02 \text{ m} * 24 \text{ kn/m}^3 = 0.48 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Vigüeta} = \left( \frac{0.33 \text{ m} * 0.1 \text{ m}}{0.8 \text{ m}} \right) * 24 \text{ kn/m}^3 = 0.99 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Casetón} = 0.3 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Total Elementos de la Placa (D1)} = 1.2 + 0.48 + 0.99 + 0.3 = 2.97 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Muros} = 3 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ Según Tabla B.3.4.2-4 NSR-10}$$

$$\text{Peso Acabados} = 1.6 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ Según Tabla B.3.4.1-3 NSR-10}$$

$$\text{Peso Total Elementos No Estructurales (D2)} = 3 + 1.6 = 4.6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Tabla 11. Valores de los pesos de las placas en cada planta del Edificio C.

|           | Área Planta       | Área Vigas        | Área Neta         | P1      | P2      | P3      | Peso Placa |
|-----------|-------------------|-------------------|-------------------|---------|---------|---------|------------|
|           | [m <sup>2</sup> ] | [m <sup>2</sup> ] | [m <sup>2</sup> ] | [kN]    | [kN]    | [kN]    | [kN]       |
| Planta 1  | 645.24            | 126.55            | 518.68            | 2968.08 | 1214.9  | 1540.49 | 5723.47    |
| Planta 2  | 541.77            | 122.89            | 418.88            | 2492.15 | 1179.76 | 1244.08 | 4915.99    |
| Planta 3  | 520.65            | 115.35            | 405.3             | 2395    | 1107.37 | 1203.75 | 4706.12    |
| Planta 4  | 520.65            | 115.35            | 405.3             | 2395    | 1107.37 | 1203.75 | 4706.12    |
| Planta 5  | 520.65            | 115.35            | 405.3             | 2395    | 1107.37 | 1203.75 | 4706.12    |
| Planta 6  | 520.65            | 115.35            | 405.3             | 2395    | 1107.37 | 1203.75 | 4706.12    |
| Planta 7  | 520.65            | 115.35            | 405.3             | 2395    | 1107.37 | 1203.75 | 4706.12    |
| Planta 8  | 520.65            | 115.35            | 405.3             | 2395    | 1107.37 | 1203.75 | 4706.12    |
| Planta 9  | 397.82            | 88.34             | 309.48            | 1829.97 | 848.05  | 919.16  | 3597.19    |
| Planta 10 | 353.76            | 58.34             | 282.09            | 1627.3  | 592.1   | 837.82  | 3057.21    |
| Planta 11 | 48.17             | 11.65             | 36.52             | 221.58  | 111.8   | 108.48  | 441.86     |

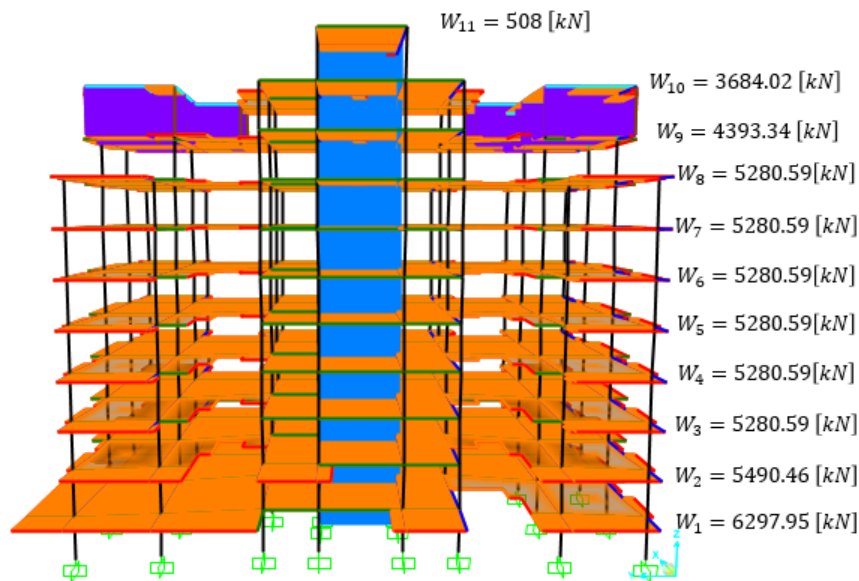
Los valores de los pesos de las columnas y muros en cada una de las plantas del Edificio C se presentan en la tabla 12. Cabe recalcar que para poder calcular los valores de los pesos de las columnas y muros en las plantas 9, 10 y 11, en algunos casos solo se toma la mitad del valor (identificados con la letra M) y otros casos si es necesario tomar el valor completo (identificados con la letra C).

Tabla 12. Valores de los pesos de las columnas y muros en cada planta del Edificio C.

|             | Tipo Columna /Muro | Cantidad | H piso [m] | $\gamma$ Concreto | Peso Col / Mur [kN] |
|-------------|--------------------|----------|------------|-------------------|---------------------|
| Plantas 1-8 | Col. 40 X 60       | 20       | 2.45       | 24                | 574.48              |
|             | Col. 40 X 80       | 8        |            |                   |                     |
|             | Col. 80 X 40       | 2        |            |                   |                     |
|             | Mur. 20 X 885      | 1        |            |                   |                     |
| Planta 9    | Col. 40 X 60 (M)   | 4        | 2.45       | 24                | 796.15              |
|             | Col. 40 X 80 (C)   | 8        |            |                   |                     |
|             | Col. 40 X 60 (C)   | 6        |            |                   |                     |
|             | Col. 40 X 30 (M)   | 4        |            |                   |                     |
|             | Col. 15 X 20 (M)   | 16       |            |                   |                     |
|             | Col. 20 X 15 (M)   | 10       |            |                   |                     |
|             | Mur. 20 X 885 (C)  | 1        |            |                   |                     |
|             | Mur 15 X 8880 (M)  | 1        |            |                   |                     |
| Planta 10   | Col. 40 X 30 (M)   | 4        | 2.45       | 24                | 626.81              |
|             | Col. 15 X 20 (M)   | 16       |            |                   |                     |
|             | Col. 20 X 15 (M)   | 10       |            |                   |                     |
|             | Col 40 X 80 (M)    | 4        |            |                   |                     |
|             | Col. 40 X 60 (M)   | 4        |            |                   |                     |
|             | Col. 40 X 60 (C)   | 2        |            |                   |                     |
|             | Mur. 20 X 885 (C)  | 1        |            |                   |                     |
|             | Mur. 15 X 8880 (M) | 1        |            |                   |                     |
| Planta 11   | Col. 40 X 60 (M)   | 2        | 2.45       | 24                | 66.15               |
|             | Mur. 20 X 885 (M)  | 1        |            |                   |                     |

Tabla 13. Valores de los pesos de las plantas ( $W$ ) del Edificio C.

|           | Peso Placa [kN] | Peso Col / Mur [kN] | W [kN]  |
|-----------|-----------------|---------------------|---------|
| Planta 1  | 5723.47         | 574.48              | 6297.95 |
| Planta 2  | 4915.99         | 574.48              | 5490.46 |
| Planta 3  | 4706.12         | 574.48              | 5280.59 |
| Planta 4  | 4706.12         | 574.48              | 5280.59 |
| Planta 5  | 4706.12         | 574.48              | 5280.59 |
| Planta 6  | 4706.12         | 574.48              | 5280.59 |
| Planta 7  | 4706.12         | 574.48              | 5280.59 |
| Planta 8  | 4706.12         | 574.48              | 5280.59 |
| Planta 9  | 3597.19         | 796.15              | 4393.34 |
| Planta 10 | 3057.21         | 626.81              | 3684.02 |
| Planta 11 | 441.86          | 66.15               | 508     |

Figura 20. Modelo del Edificio C con sus respectivos valores de peso por planta  $W$ .

Por medio del Software de diseño asistido de AutoCAD se encontraron los valores de los centros de gravedad y las inercias en  $I_x$  e  $I_y$  del Edificio C, como se observa en la figura 21 y sus valores están consignados en la tabla 14.

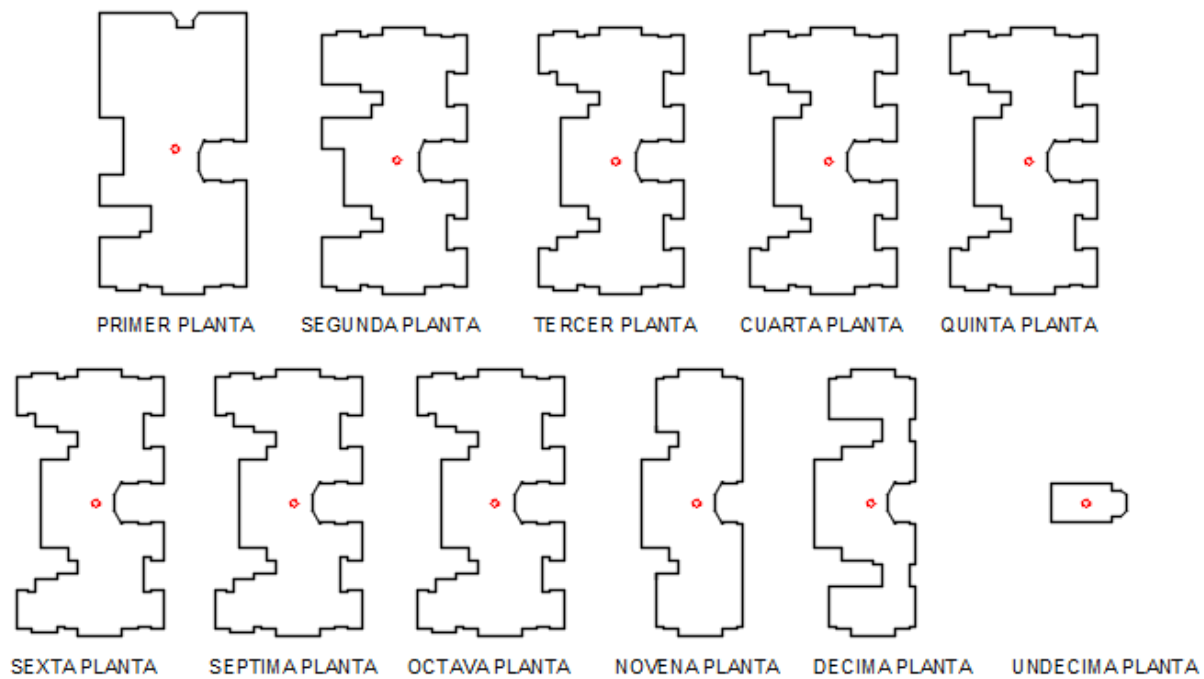


Figura 21. Dibujos de las Plantas del Edificio C en AutoCAD.

Tabla 14. Centros de Gravedad y Momentos de Inercia ( $I_x$  e  $I_y$ ) en cada planta del Edificio C.

|          | X [m]   | Y [m]   | $I_x [m^4]$ | $I_y [m^4]$ |
|----------|---------|---------|-------------|-------------|
| Planta 1 | 10.1222 | 19.5834 | 80936.08    | 19058.5     |
| Planta 2 | 10.1609 | 18.05   | 62031.04    | 14222.1     |
| Planta 3 | 10.5195 | 17.9565 | 60826.49    | 12544.77    |
| Planta 4 | 10.5195 | 17.9565 | 60826.49    | 12544.77    |
| Planta 5 | 10.5195 | 17.9565 | 60826.49    | 12544.77    |

Tabla 14. Continuación

|           | X [m]   | Y [m]   | I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ] | I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ] |
|-----------|---------|---------|----------------------------------|----------------------------------|
| Planta 6  | 10.5195 | 17.9565 | 60826.49                         | 12544.77                         |
| Planta 7  | 10.5195 | 17.9565 | 60826.49                         | 12544.77                         |
| Planta 8  | 10.5195 | 17.9565 | 60826.49                         | 12544.77                         |
| Planta 9  | 10.6660 | 17.9501 | 40623.79                         | 4938.0105                        |
| Planta 10 | 10.7472 | 17.9169 | 36351.99                         | 4557.0272                        |
| Planta 11 | 7.8176  | 17.9215 | 98.1738                          | 368.702                          |

Para poder completar el análisis MODAL de SAP2000 y obtener el valor del periodo fundamental de vibración en el Edificio C, se asignaron en cada uno de sus centros de gravedad, los valores de los pesos de las plantas (W) y de los momentos de inercia de masas ( $M_m$ ) consignados en la tabla 15.

$$M_m = \frac{W * I_{polar}}{\text{Área Planta}}$$

$$I_{polar} = I_x + I_y$$

$$M_{m1} = \frac{6297.95 \text{ kN} * (80936.08 \text{ m}^4 + 19058.5 \text{ m}^4)}{645.24 \text{ m}^2} = 976017.18 [\text{kN} - \text{m}^2]$$

Tabla 15. *Momentos de Inercia de Masas en cada planta del Edificio C.*

|           | W [kN]  | I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ] | I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ] | I <sub>polar</sub> [m <sup>4</sup> ] | Área Planta [m <sup>2</sup> ] | M <sub>m</sub> [kN – m <sup>2</sup> ] |
|-----------|---------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| Planta 1  | 6297.95 | 80936.08                         | 19058.5                          | 99994.59                             | 645.24                        | 976017.18                             |
| Planta 2  | 5490.46 | 62031.04                         | 14222.1                          | 76253.14                             | 541.77                        | 772769.11                             |
| Planta 3  | 5280.59 | 60826.49                         | 12544.77                         | 73371.26                             | 520.65                        | 744150.34                             |
| Planta 4  | 5280.59 | 60826.49                         | 12544.77                         | 73371.26                             | 520.65                        | 744150.34                             |
| Planta 5  | 5280.59 | 60826.49                         | 12544.77                         | 73371.26                             | 520.65                        | 744150.34                             |
| Planta 6  | 5280.59 | 60826.49                         | 12544.77                         | 73371.26                             | 520.65                        | 744150.34                             |
| Planta 7  | 5280.59 | 60826.49                         | 12544.77                         | 73371.26                             | 520.65                        | 744150.34                             |
| Planta 8  | 5280.59 | 60826.49                         | 12544.77                         | 73371.26                             | 520.65                        | 744150.34                             |
| Planta 9  | 4393.34 | 40623.79                         | 4938.0105                        | 45561.81                             | 397.82                        | 503163.16                             |
| Planta 10 | 3684.02 | 36351.99                         | 4557.0272                        | 40909.02                             | 353.76                        | 426022.22                             |
| Planta 11 | 508     | 98.1738                          | 368.702                          | 466.88                               | 48.17                         | 4923.76                               |

Finalmente, al ejecutar este análisis Modal, se encuentra que, para el modo torsional del Edificio C, el valor del **periodo fundamental de vibración (T)** corresponde a 1.422 [s].

Cabe recalcar que por medio del análisis MODAL de SAP2000, se ingresa una función de espectro de respuesta, que, para el caso de estudio, corresponde al espectro elástico de Bucaramanga, según los parámetros y valores establecidos en A.2 en la NSR-10, como se observa en la tabla 16.

Tabla 16. *Parámetros para determinar el espectro elástico de diseño de Bucaramanga.*

| Aa   | Av   | Fa   | Fv   | I    | Tc   | T0   | TL   |
|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 0.25 | 0.25 | 1.15 | 1.55 | 1.00 | 0.65 | 0.13 | 3.72 |

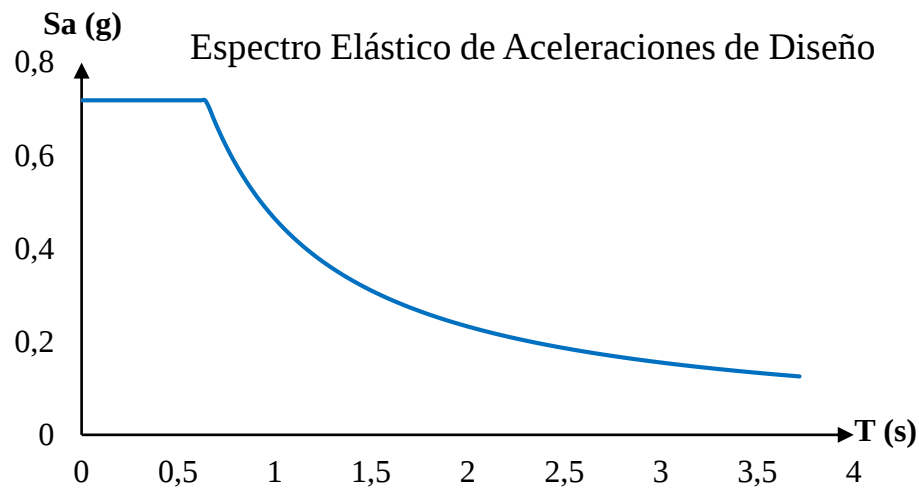


Figura 22. Espectro elástico de diseño de Bucaramanga.

Tabla 17. *Valores del periodo fundamental de vibración para las edificaciones analizadas.*

| Edificio | Periodo Fundamental de Vibración [s] |
|----------|--------------------------------------|
| A        | T = 0.57816                          |
| B        | T = 0.81696                          |
| C        | T = 1.422                            |

#### 4.4. Microzonificación sísmica de Bucaramanga

La microzonificación sísmica de Bucaramanga cuenta con un total de 10 eventos sísmicos compatibles con el escenario sísmico falla Bucaramanga – Santa Marta, que afectan la región en

estudio de amenaza y cumplen con los parámetros de diseño del movimiento. La información de los eventos sísmicos se observa en la tabla 18.

Tabla 18. *Eventos sísmicos para la zonificación sismogeotécnica de Bucaramanga. (Ingeominas)*

| Fecha      | Nombre Sismo   | Estación       |
|------------|----------------|----------------|
| 1935/10/31 | Helena         | Carr. Coll.    |
| 1976/09/15 | Friuli         | Robic          |
| 1980/05/27 | Mam. Lak. (As) | Long Val.D.    |
| 1983/07/22 | Coalinga (As)  | Oil Fie.       |
| 1987/10/01 | Whittier Narr. | Wilson         |
| 1997/09/26 | Umbria-Marche  | Nocera Umbra   |
| 1979/04/15 | Montenegro     | Hercerg Nov.   |
| 1989/10/18 | Loma Prieta    | Gilroy 1       |
| 1992/04/25 | C. Mendocino   | Butler Val. 2  |
| 1999/11/12 | Duzce          | Mud-Kaym. Bin. |

Utilizando la base de datos de los registros reales obtenidos en roca del estudio de microzonificación sísmica de Bucaramanga, se incorporó la información de los acelerogramas como el que se puede observar en la figura 23.

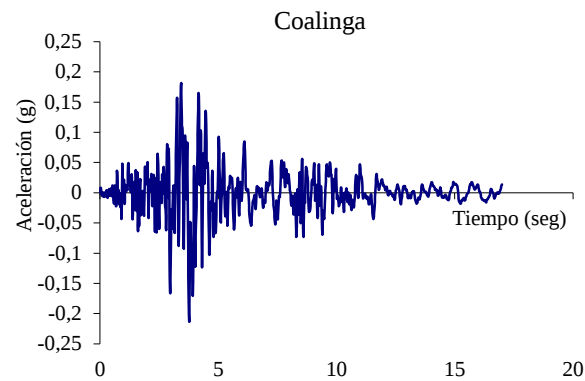


Figura 23. Acelerograma de diseño de Coalinga.

Cabe recalcar que todos los sismos tenían unidades (g) pero no se encontraban en la misma escala, por lo cual fue necesario escalarlos a través de dos Softwares de SEiSMOSOFT (cuya licencia estudiantil se obtuvo por medio del correo institucional de la universidad), que son SeismoSignal y SeismoMatch, el primero para poder corregir la línea base de los acelerogramas y sus filtrados y el segundo para poder escalar cada uno de los acelerogramas, según el espectro elástico de Bucaramanga.

### SeismoSignal

SeismoSignal es un Software diseñado por SEiSMOSOFT, una compañía que ofrece a los ingenieros sísmicos herramientas analíticas potentes y modernas, como es el caso de SeismoSignal, la cual constituye una manera fácil y eficiente de procesar datos de movimiento fuerte, como los acelerogramas. Su interfaz de fácil manejo permite que en los acelerogramas se puedan realizar diferentes tipos de filtrados y corrección de las líneas de base con funciones polinómicas de diferente orden, como se observa en la figura 24, a su vez esta herramienta permite

derivar una serie de parámetros que a menudo requieren los sismólogos e ingenieros sísmicos, como los espectros de respuesta elástica, entre otros.

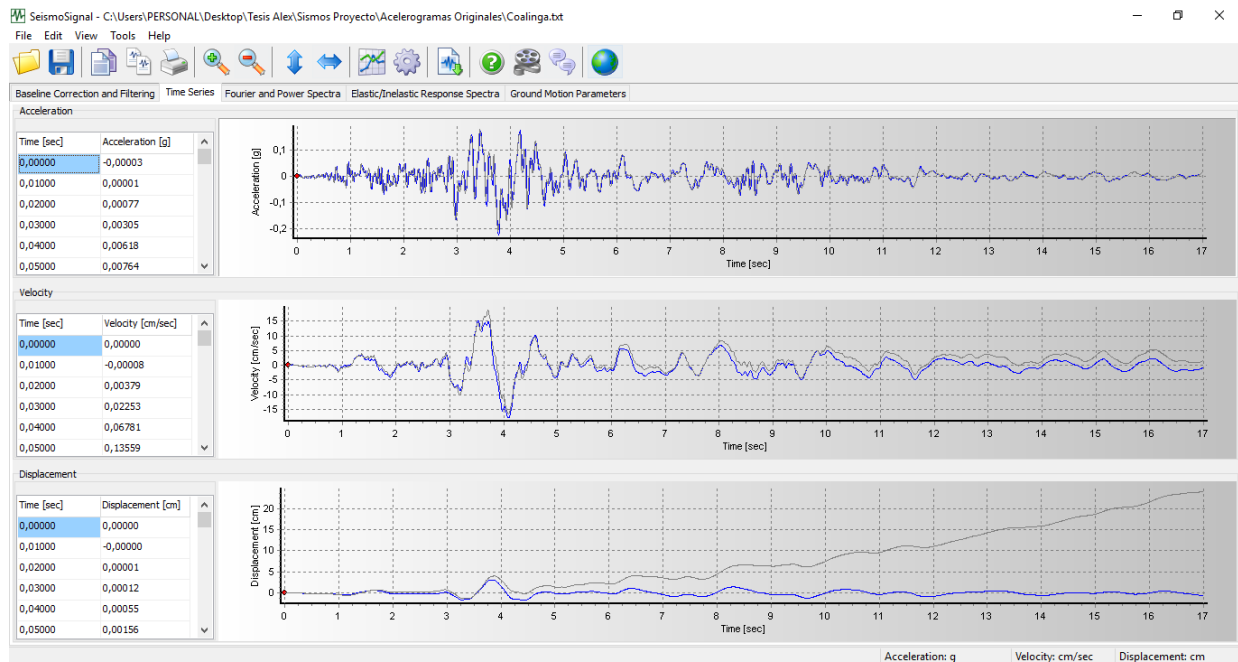


Figura 24. Acelerograma de Coalinga implementado en el Software SeismoSignal.

Como se observa en la figura 24 luego de realizar el filtrado y la corrección de base para el acelerograma de Coalinga, SeismoSignal aporta las gráficas de sus velocidades y desplazamientos en contra del tiempo, en donde se detallan las adaptaciones hechas por el software, que pasaron de la función en color gris a la función en color azul. Luego de realizar este proceso, se procedió a exportar cada uno de los datos de los nuevos valores de los acelerogramas aportados por el Software e implementarlos en SeismoMatch.

## SeismoMatch

SeismoMatch es un Software diseñado por SEiSMOSOFT, capaz de ajustar los acelerogramas de estudio, para que se adapten a un espectro de respuesta específico (como se observa en la figura 25), y lo hace a través de diversos algoritmos como los propuestos por Abrahamson [1992], Hancock et al. [2006], Al Atik y Abrahamson [2010]. Este software puede usarse en combinación con herramientas de selección de registros y algoritmos de verificación de registros apropiados que sirven para poder realizar un análisis dinámico en diversas estructuras.

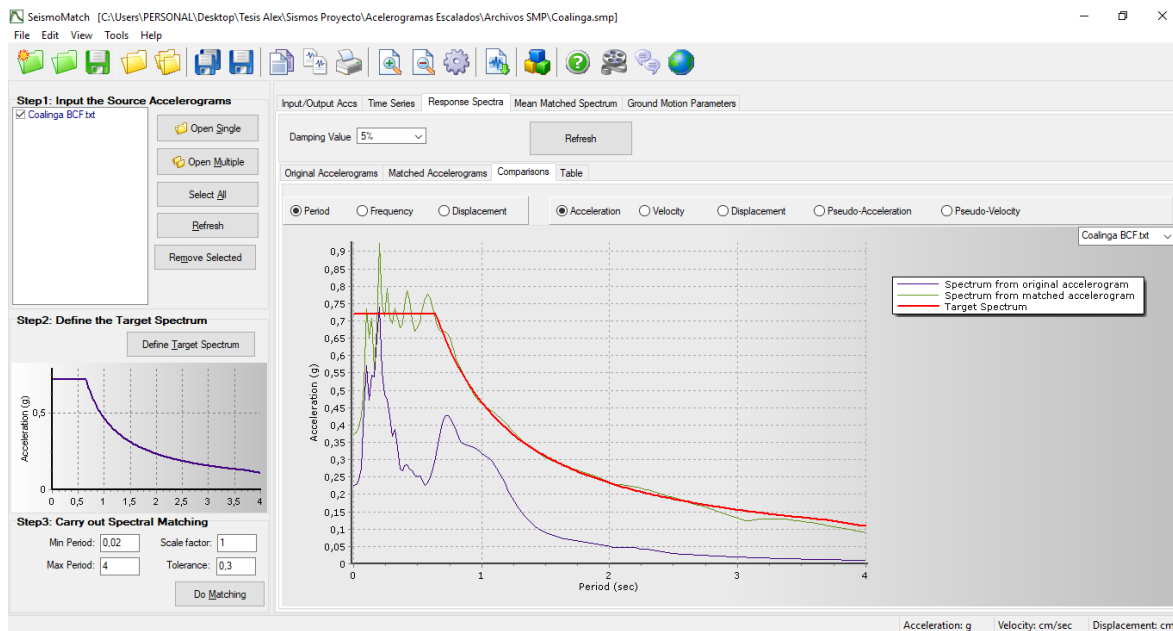


Figura 25. Espectro del acelerograma de Coalinga escalado en el Software SeismoMatch.

Luego de ingresar el acelerograma con su corrección de líneas de base y filtrado en el Software SeismoMatch, el siguiente paso fue ingresar el espectro, que en este caso corresponde al espectro elástico de diseño de Bucaramanga, según los parámetros y valores establecidos en A.2 en la NSR-10. Finalmente se ingresaron los límites mínimos y máximos del periodo, así como su factor de

escala y tolerancia. Luego de que el programa realizó internamente las iteraciones con sus respectivos algoritmos, se llevaron cabo las comparaciones espectrales del acelerograma de Coalinga como las observadas en la figura 25, en donde se evidencia que la función en color morado representa el espectro de respuesta de Coalinga original sin modificaciones y la función en color verde representa el espectro de respuesta de Coalinga escalado a valores cercanos del espectro elástico de diseño de Bucaramanga de color rojo.

Este mismo procedimiento realizado en el acelerograma de Coalinga se repitió con los restantes eventos sísmicos del estudio de microzonificación de Bucaramanga: Helena, Friuli, Mammoth, Whittier, Umbria, Montenegro, Loma Prieta, Mendocino y Duzce. Los acelerogramas corregidos, filtrados y escalados se presentan en las figuras 26-35 y adicional a esto se presentan sus respectivos espectros de respuesta proporcionados por el software SeismoMatch como se observa en las figuras 36–45.

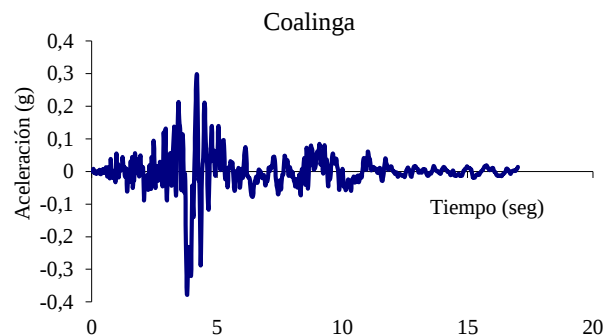


Figura 26. Acelerograma de diseño de Coalinga corregido, filtrado y escalado.

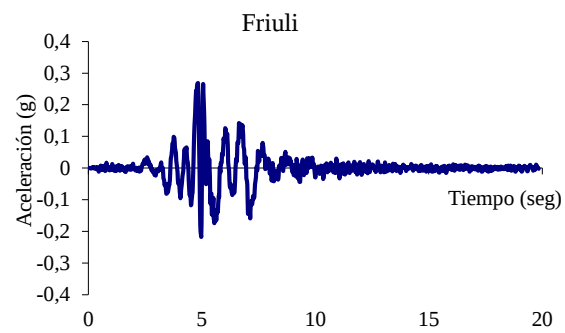


Figura 27. Acelerograma de diseño de Friuli corregido, filtrado y escalado.

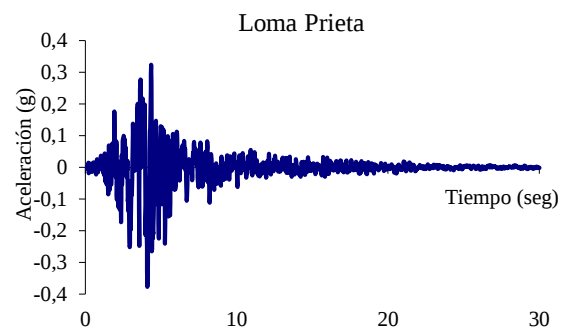


Figura 28. Acelerograma de diseño de Loma Prieta, filtrado y escalado.

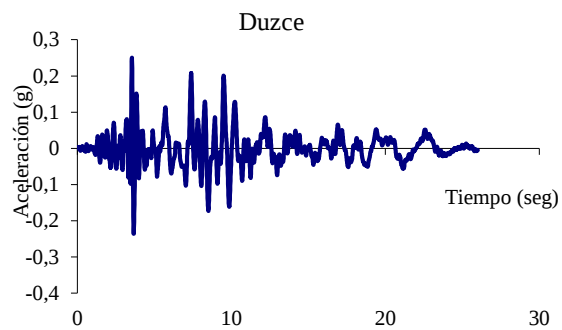


Figura 29. Acelerograma de diseño de Duzce corregido, filtrado y escalado.

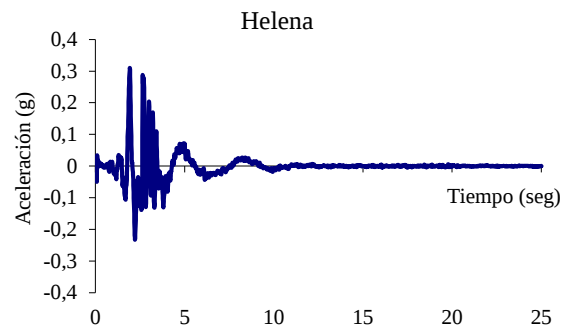


Figura 30. Acelerograma de diseño de Helena corregido, filtrado y escalado.

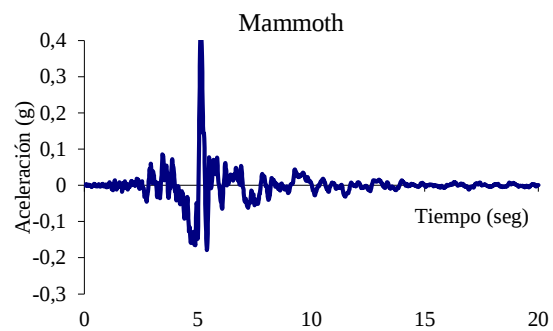


Figura 31. Acelerograma de diseño de Mammoth corregido, filtrado y escalado.

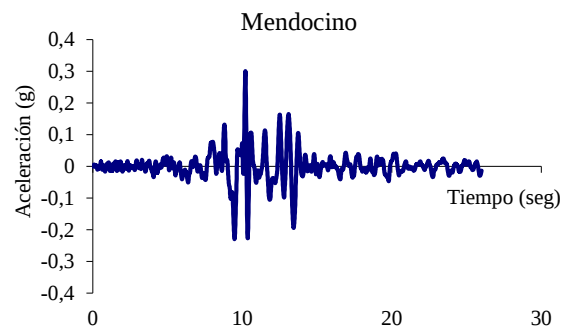


Figura 32. Acelerograma de diseño de Mendocino corregido, filtrado y escalado.

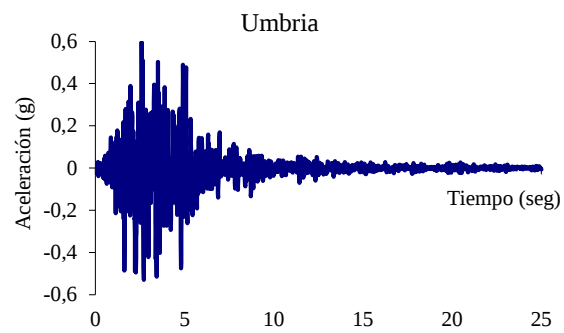


Figura 33. Acelerograma de diseño de Umbria corregido, filtrado y escalado.

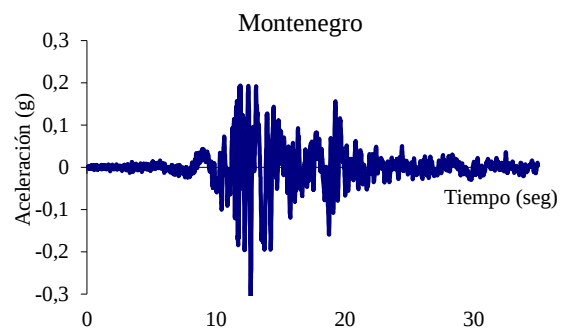


Figura 34. Acelerograma de diseño de Montenegro corregido, filtrado y escalado.

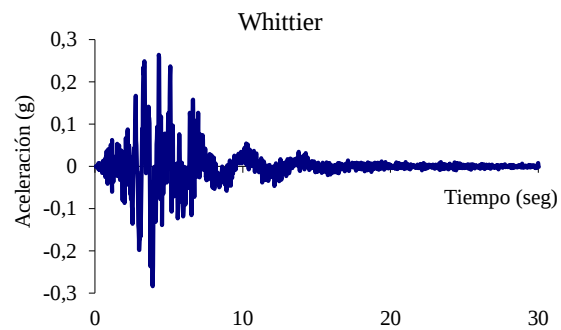


Figura 35. Acelerograma de diseño de Whittier corregido, filtrado y escalado.

En las figuras 36-45, adicional de los espectros de respuesta propios de los acelerogramas y el espectro elástico de diseño de Bucaramanga, cuentan con una tercera función que representa el espectro elástico de diseño de Bucaramanga reducido al 80%, como lo indica la NSR-10 y que a su vez permitió establecer cuáles de estos eventos sísmicos podían ser usados en la investigación.

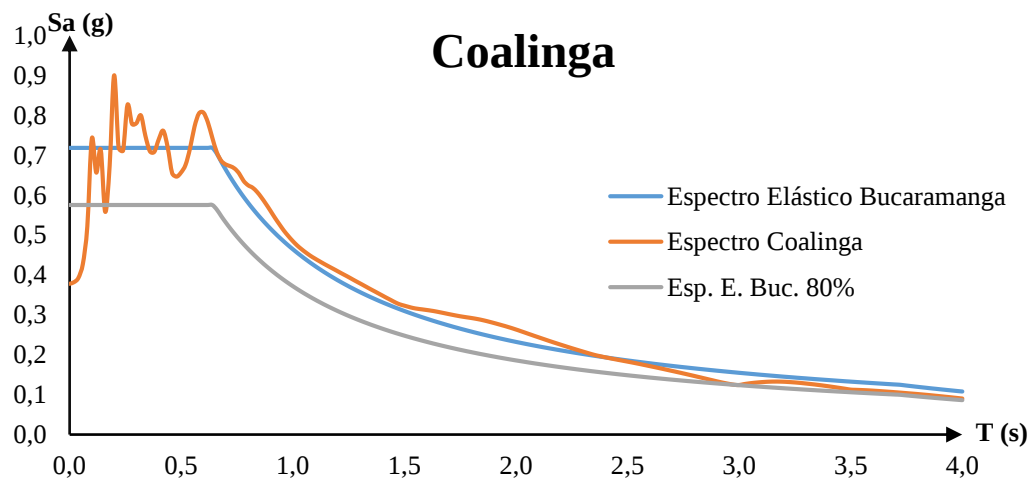


Figura 36. Espectro del acelerograma de Coalinga comparado con el espectro de Bucaramanga.

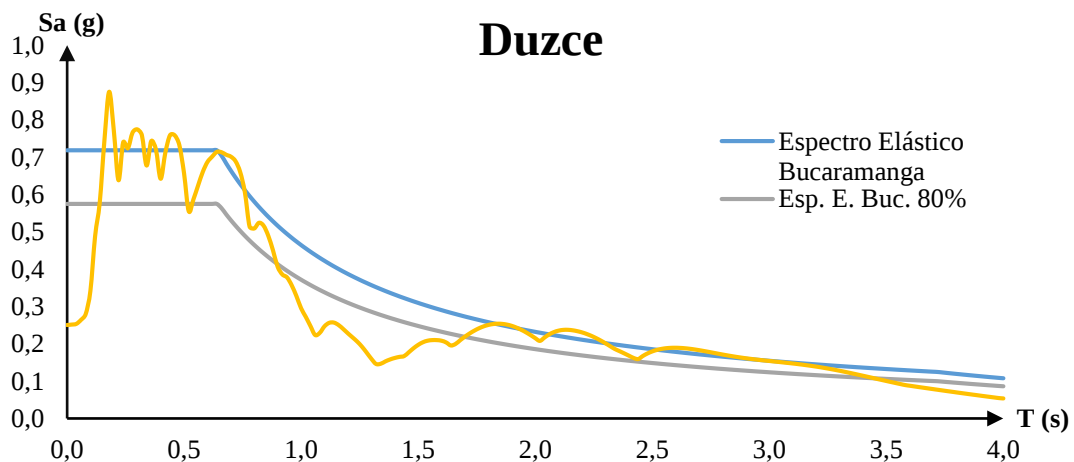


Figura 37. Espectro del acelerograma de Duzce comparado con el espectro de Bucaramanga.

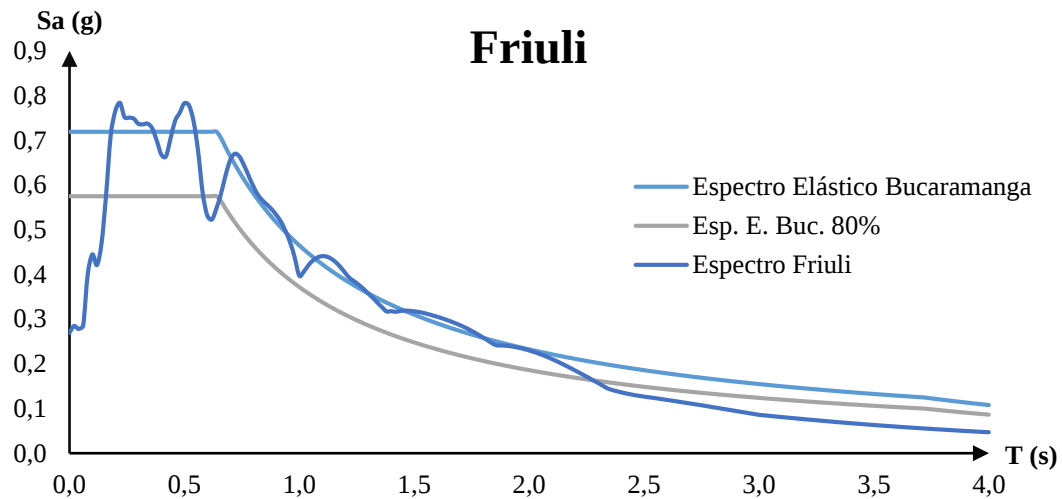


Figura 38. Espectro del acelerograma de Friuli comparado con el espectro de Bucaramanga.

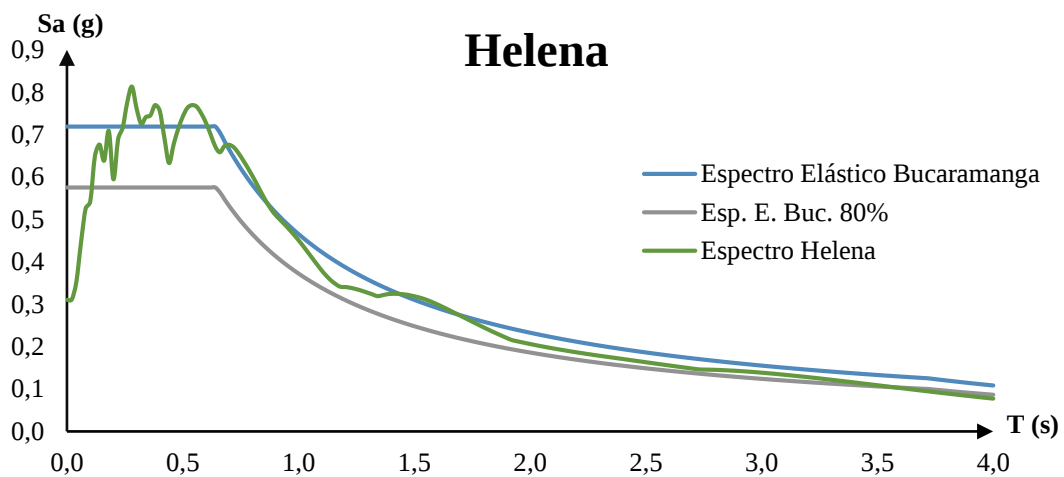


Figura 39. Espectro del acelerograma de Helena comparado con el espectro de Bucaramanga.

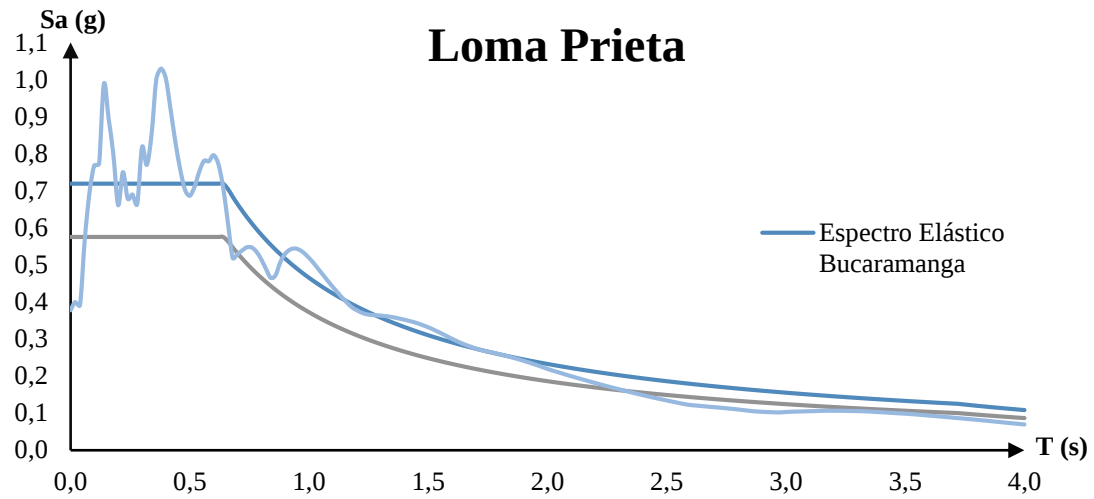


Figura 40. Espectro del acelerograma de Loma Prieta comparado con el espectro de Bucaramanga.

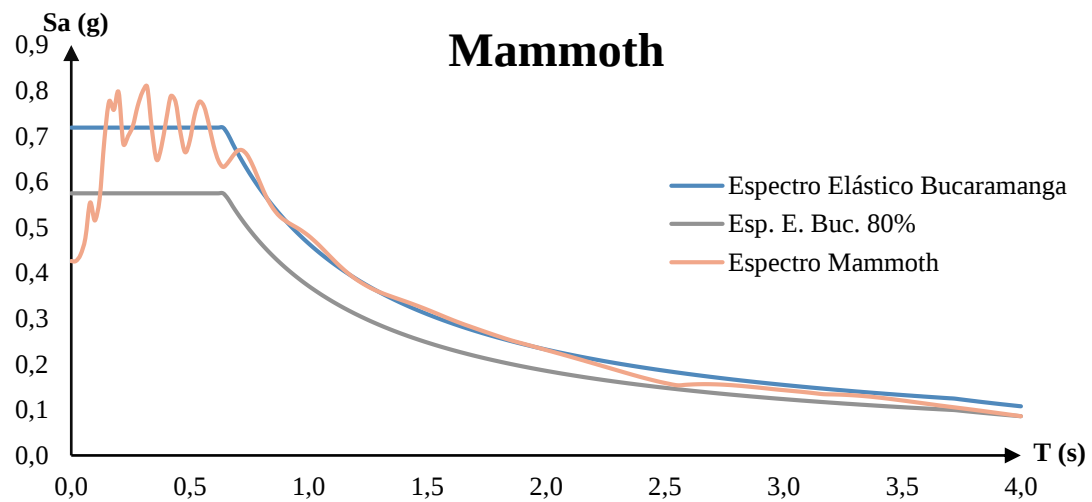


Figura 41. Espectro del acelerograma de Mammoth comparado con el espectro de Bucaramanga.

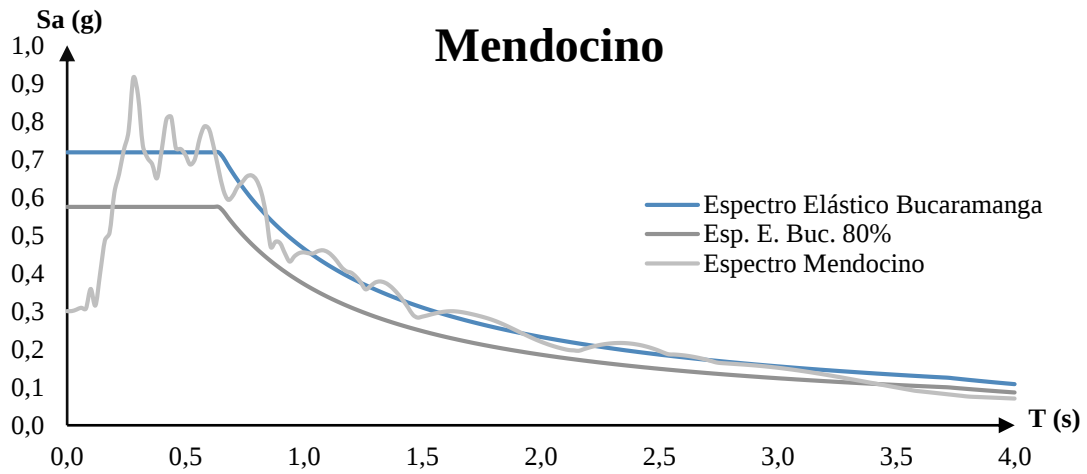


Figura 42. Espectro del acelerograma de Mendocino comparado con el espectro de Bucaramanga.

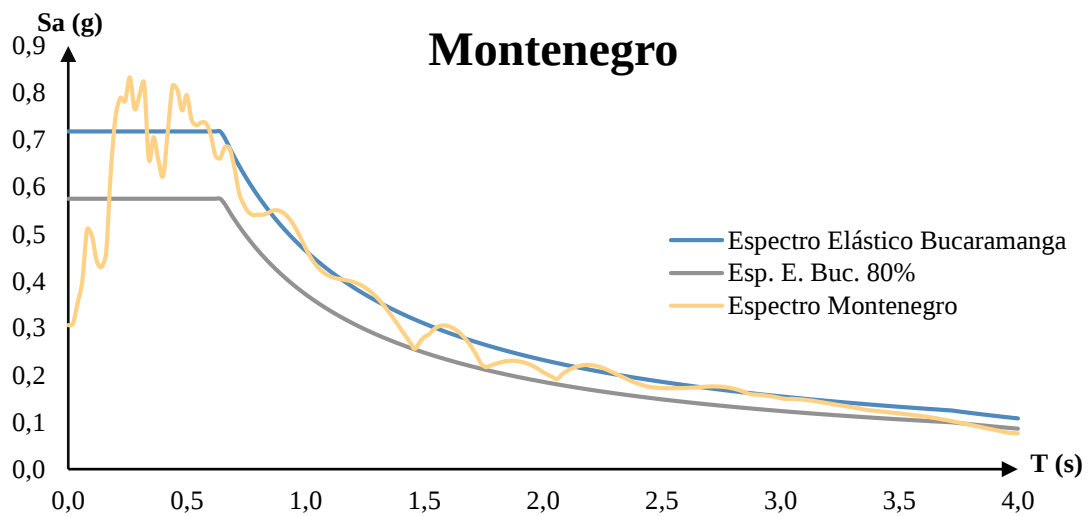


Figura 43. Espectro del acelerograma de Montenegro comparado con el espectro de Bucaramanga.

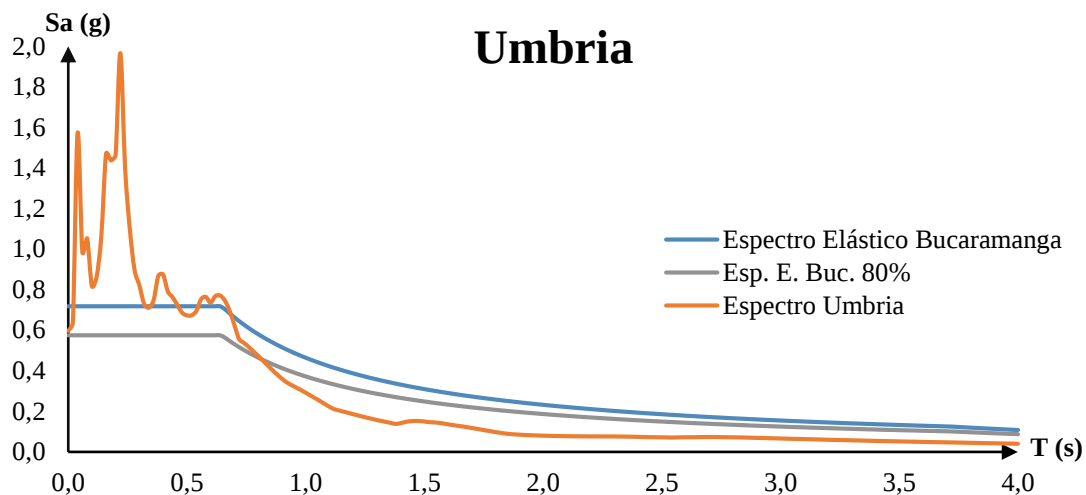


Figura 44. Espectro del acelerograma de Umbria comparado con el espectro de Bucaramanga.

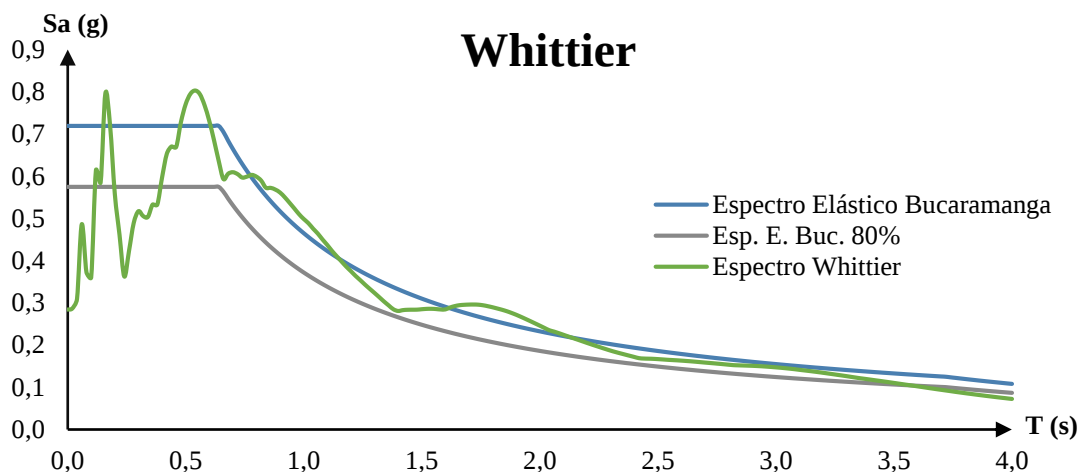


Figura 45. Espectro del acelerograma de Whittier comparado con el espectro de Bucaramanga.

Para establecer cuáles de los eventos sísmicos analizados en este estudio, serían utilizados en el análisis dinámico de las edificaciones residenciales, se siguieron los requerimientos y rangos establecidos en A.2.7 según la NSR-10, donde se tienen en cuenta los periodos fundamentales de vibración para cada una de las edificaciones. Luego de los respectivos chequeos en cumplimiento con lo establecido por la norma, se estableció que los acelerogramas que se implementarían para

este estudio son: Coalinga, Helena, Mammoth, Montenegro, Whittier y sus espectros de respuesta se pueden observar en la figura 46.

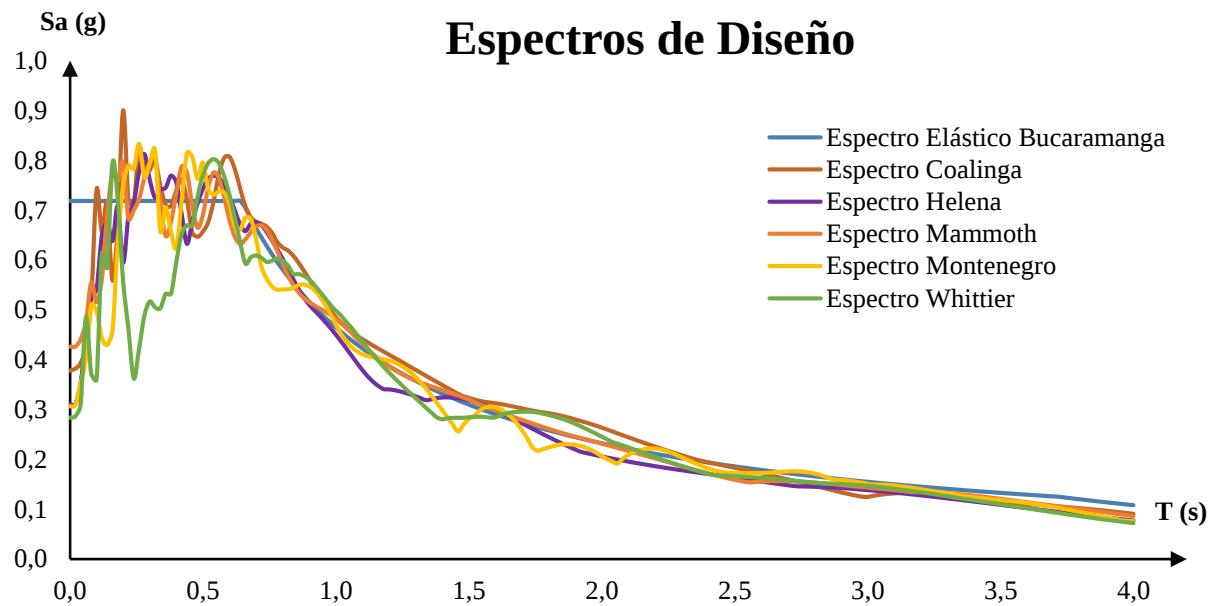


Figura 46. Espectros de los acelerogramas escalados comparados con el Espectro de Bucaramanga.

#### 4.5. Variables según la literatura

Los análisis con amortiguadores se complementan con una serie de fórmulas propuestas en diversos métodos, como es el caso del método del índice de controlabilidad presentado por Cheng y Pantelides (1988), o el algoritmo de búsqueda secuencial (SSA) propuesto por Zhang y Soong (1992) para encontrar la colocación óptima de amortiguadores viscoelásticos, hasta llegar al algoritmo de búsqueda secuencial simplificado (SSSA) propuesto por D. L. Garcia (2001) que se

puede implementar en amortiguadores viscosos no lineales y cuyas variables se visualizan en las siguientes formulas:

$$\gamma_i = \alpha_1 \delta_i + \alpha_2 \dot{\delta}_i \quad (5)$$

Dónde  $\gamma_i$  es el índice de localización óptima para el i-esimo piso,  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  son coeficientes constantes que se definen de acuerdo a si las características de disipación de energía de los amortiguadores a utilizar son dependientes del desplazamiento, la velocidad o ambos y  $\delta_i$  y  $\dot{\delta}_i$  son deriva de entrepiso y la velocidad en el i-esimo piso respectivamente.

$$\xi_T = \xi_o + \xi_d \quad (6)$$

Dónde  $\xi_T$  es el factor de amortiguamiento equivalente total,  $\xi_o$  es el factor de amortiguamiento inherente de la estructura,  $\xi_d$  es el factor de amortiguamiento añadido.

$$C = \frac{\xi_d T \sum_{i=1}^n K_i}{\pi n_d \cos^2 \theta} \quad (7)$$

Dónde  $C$  es el coeficiente de amortiguación,  $T$  es el periodo fundamental de vibración de la estructura,  $\sum_{i=1}^n K_i$  es sumatoria de la rigidez de las columnas,  $n_d$  es el número de amortiguadores implementados,  $\theta$  es el ángulo de inclinación de amortiguador.

$$F = C V^\alpha \quad (8)$$

Dónde  $F$  es la fuerza de amortiguación,  $C$  es el coeficiente de amortiguación,  $V$  es relativa entre los extremos del amortiguador y  $\alpha$  es el exponente de amortiguación.

#### 4.6. Propiedades de los amortiguadores

Por medio de la ecuación 7 y las variables que definen su función, se obtiene un valor de coeficiente de amortiguación ( $C$ ) según las propiedades estructurales de las edificaciones. Adicional se maneja un valor estándar en todos los análisis del exponente de amortiguación ( $\alpha$ ) de 0.5, permitiendo que el amortiguador viscoso se comporte en su rango no lineal, como se pretende estudiar en esta investigación.

Adicional a esto todas las propiedades asignadas a los amortiguadores viscosos no lineales son verificadas para ver su aplicabilidad en la vida real, por eso se escoge el catálogo de amortiguadores que ofrece la compañía ITT Infrastructure a los diseñadores. Dentro de los amortiguadores viscosos no lineales que podemos encontrar en este catálogo, los que se destacan y son recomendados por la misma compañía para ser implementados en edificaciones, son los tipos FDV-H Series, capaces de producir mayor Fuerza y disipación de energía.



Figura 47. Portada catálogo ITT Infrastructure Products. (ITT ENGINEERED FOR LIFE)

#### 4.7 Método SSSA

El algoritmo de búsqueda secuencial simplificado conocido por sus siglas en inglés como el SSSA, es un método en el cual se propone implementar los amortiguadores de forma secuencial para maximizar los efectos del mismo. Este método se caracteriza por la uniformidad en las propiedades del amortiguador más sin embargo existe la posibilidad de manejar diferentes propiedades en los amortiguadores si así se desea. Una de las principales diferencias de este método es su simplificación a la hora de calcular el índice de localización, como se describe en la ecuación 5, dejando a un lado procesos complejos que cumplen esta misma función implementados en otros métodos.

El SSSA se puede implementar en amortiguadores viscosos lineales y no lineales (los cuales se encargan de disipar energía en el evento sísmico), a través de su proceso de ensayo y error, como se observa en la figura 48.

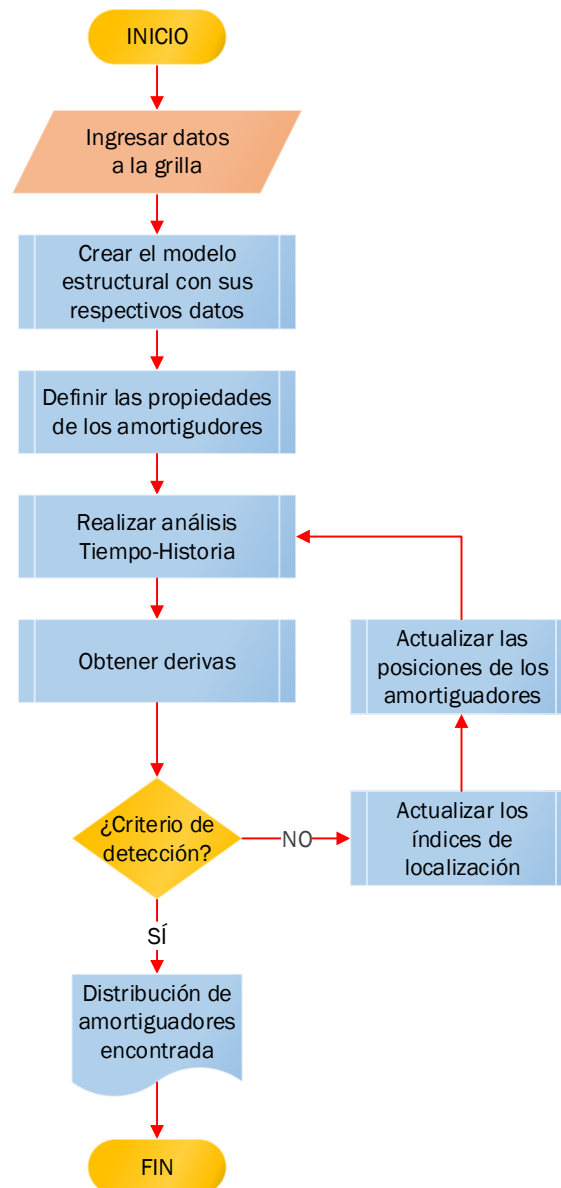


Figura 48. Diagrama de Flujo para localización de amortiguadores viscosos no lineales a través del método SSSA.

## 5. Resultados

Con la información de los modelos estructurales incorporada en el software estructural SAP2000, se procede a obtener y comparar el comportamiento de la respuesta estructural de las tres edificaciones, como sus derivas y velocidades en cada una de las plantas, antes y después de que se añaden los amortiguadores viscosos no lineales.

En una primera etapa se analizan los resultados obtenidos según la cantidad de amortiguadores utilizados y posterior a esto, se interactúa con las distribuciones que pueden tener los amortiguadores viscosos no lineales con sus propiedades ya definidas y la cantidad deseada a usar.

### 5.1. Comportamiento según la cantidad de amortiguadores (CCA)

Una vez establecidos los valores de las propiedades de los amortiguadores viscosos no lineales que se utilizan en los modelos estructurales, se estudia el efecto que se logra al implementar una cantidad de amortiguadores en las caras laterales de las edificaciones en dirección X.

#### 5.1.1. CCA en el Edificio A

##### Cálculo del Coeficiente de Amortiguación en el Edificio A

El coeficiente de amortiguación fue calculado con base en la ecuación extraída de la literatura según el método propuesto por D. L. García (2001), aplicado a las caras laterales de las edificaciones, como se presenta a continuación:

$$C = \frac{\xi_d T \sum_{i=1}^n K_i}{\pi n_d \cos^2 \theta}$$

Una vez definidas las propiedades estructurales del Edificio A, como su factor de amortiguamiento añadido  $\xi_d = 5\%$ , el periodo fundamental de vibración de la estructura  $T = 0.57816$  [seg], la sumatoria de la rigidez de las columnas  $\sum_{i=1}^n K_i = 28338.46$  [kN/cm] (ver tabla 19), número de amortiguadores implementados  $n_d = 12$  y el ángulo de inclinación del amortiguador  $\theta = 25^\circ$  se procede a realizar el cálculo del coeficiente de amortiguación.

Tabla 19. Valores de la rigidez lateral analizada en cada planta del Edificio A.

| Planta             | Rigidez [kN/cm] |
|--------------------|-----------------|
| 1                  | 6282.88         |
| 2                  | 4987.55         |
| 3                  | 4987.55         |
| 4                  | 4987.55         |
| 5                  | 4987.55         |
| 6                  | 2105.37         |
| $\sum K_i$ [Kn/cm] | 28338.46        |

$$C = \frac{\xi_d T \sum_{i=1}^n K_i}{\pi n_d \cos^2 \theta}$$

$$C = \frac{(5\%) * (0.57816 \text{ seg}) * (28338.46 \text{ kN/cm})}{\pi * (12) * \cos^2(25^\circ)} = 26.45 \left[ \frac{\text{kN} - \text{seg}}{\text{cm}} \right]$$

$$C = 2645 \left[ \frac{\text{kN} - \text{seg}}{\text{m}} \right]$$

Una vez establecidas las propiedades de los amortiguadores viscosos no lineales que se utilizan en el modelo estructural del Edificio A, se estudiaron los efectos logrados al poner de uno en uno los disipadores de energía en las caras laterales de la edificación en dirección X, como se observa en la figura 49. La máxima cantidad de amortiguadores usados en los análisis fue de 21 amortiguadores, como lo permitió la distribución geométrica de la edificación, cada uno con un coeficiente de amortiguación.

$$C = 2645 \text{ [kN} - \text{seg/m]}$$

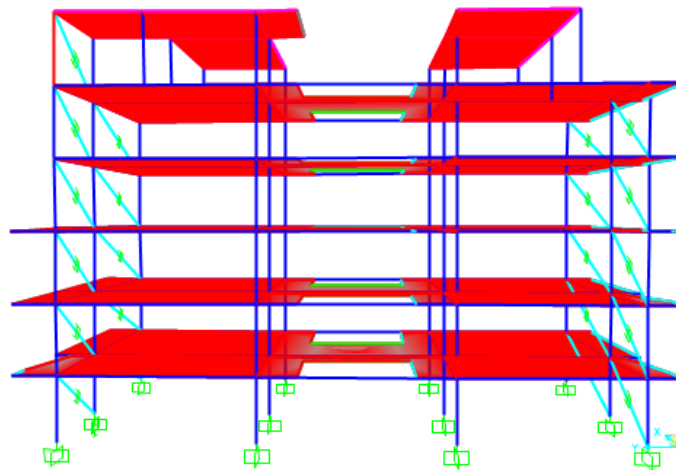


Figura 49. Modelo estructural del Edificio A con amortiguadores viscosos no lineales.

Para tener un punto de partida, en los efectos que se logran al implementar los amortiguadores viscosos no lineales es importante tener de referencia su comportamiento en la respuesta estructural sin ningún disipador de energía, a través de un análisis dinámico como el empleado en esta investigación por medio de los sismos de: Coalinga, Helena, Mammoth, Montenegro, Whittier, como se observa en la figura 50, donde se evidencia que para el Edificio A, su respuesta

estructural varía según el sismo empleado, ratificando la importancia de usar más de un evento sísmico, como lo indica la NSR-10.

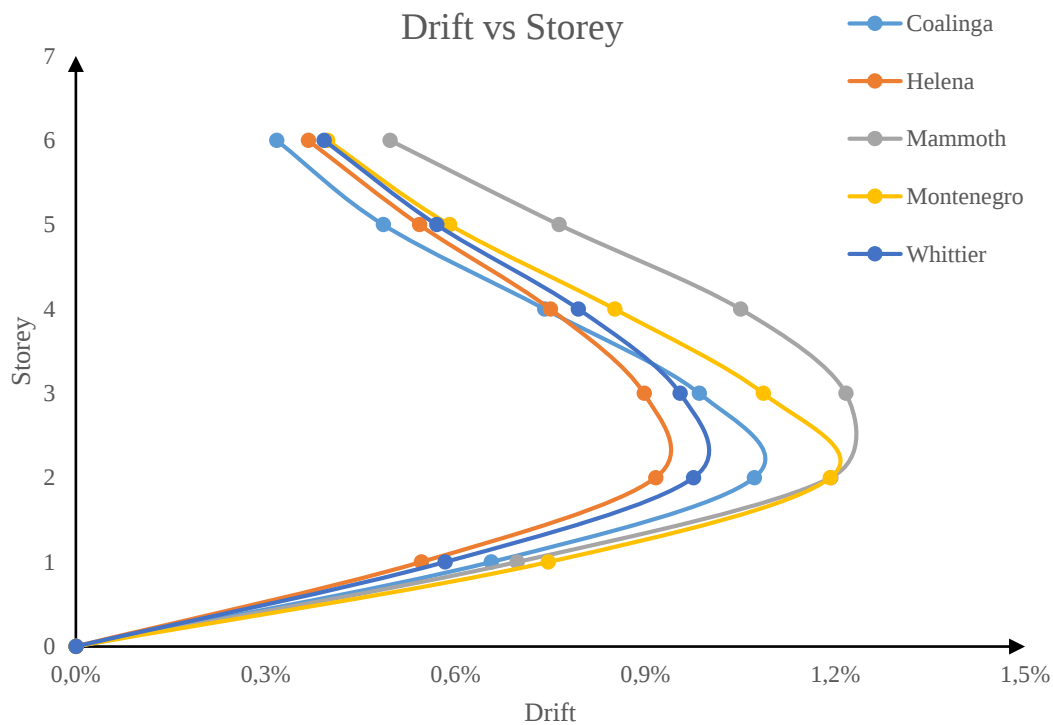


Figura 50. Comportamiento de las derivas en el Edificio A sin amortiguadores, al usar varios sismos

La respuesta estructural del Edificio A tiende a reducir los valores de las derivas y las velocidades a medida que se implementan uno a uno los amortiguadores viscosos no lineales como se evidencia en las figuras 51-60 y sus leyendas se describen a continuación

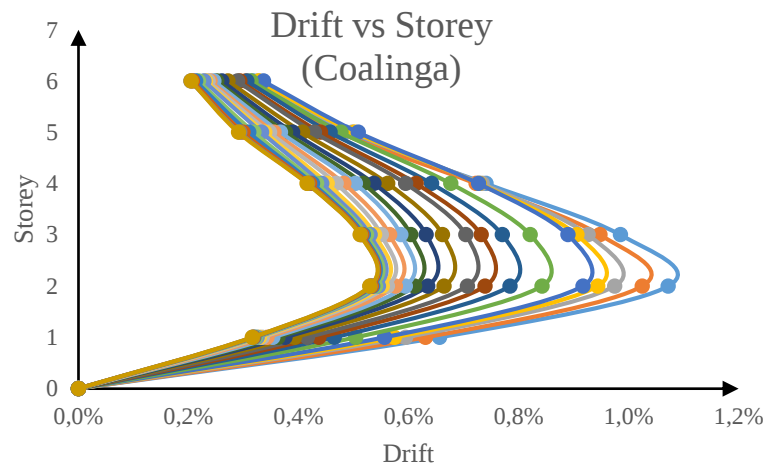
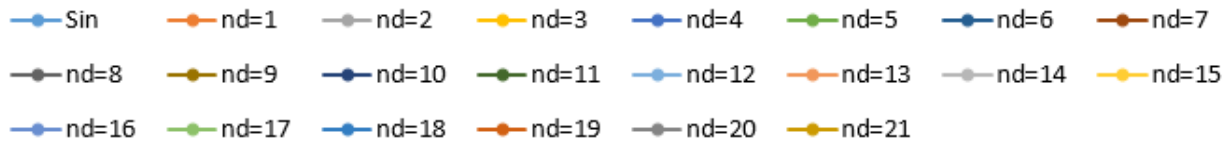


Figura 51. Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Coalinga

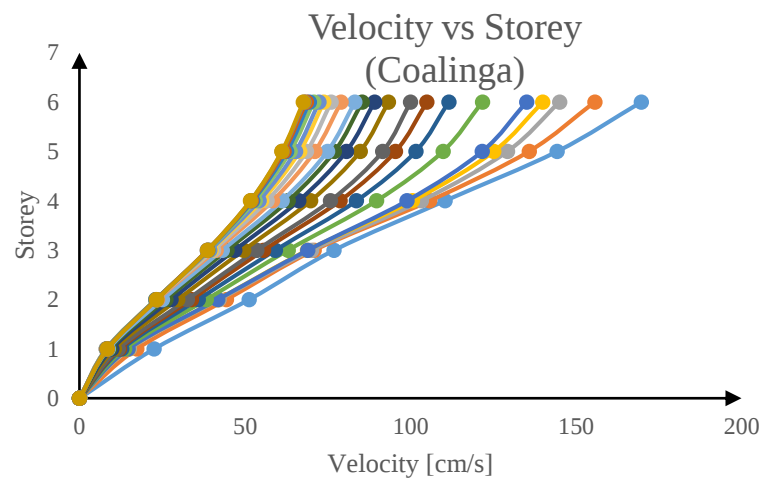


Figura 52. Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Coalinga.

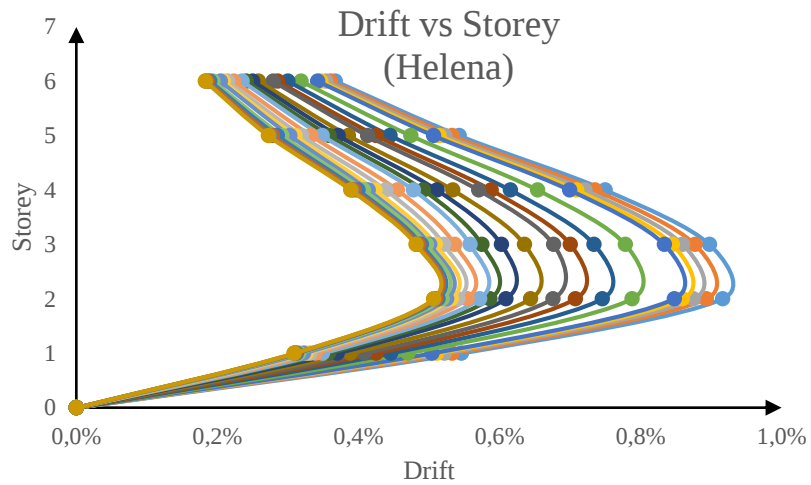


Figura 53. Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Helena.

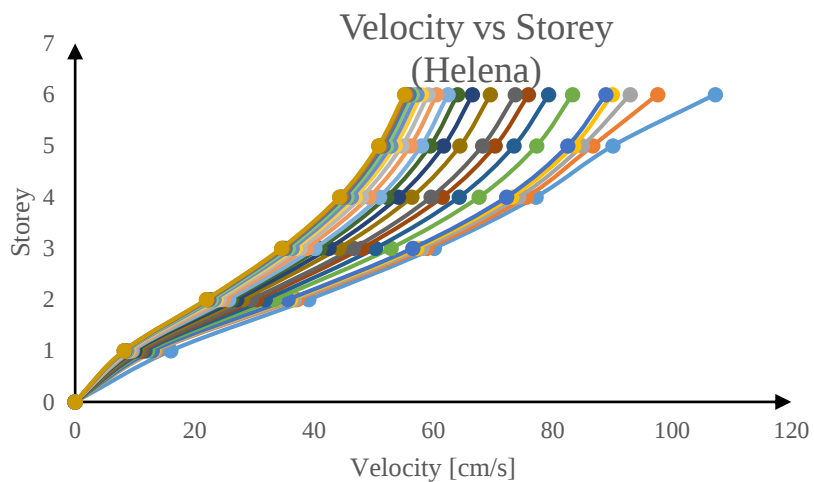


Figura 54. Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Helena

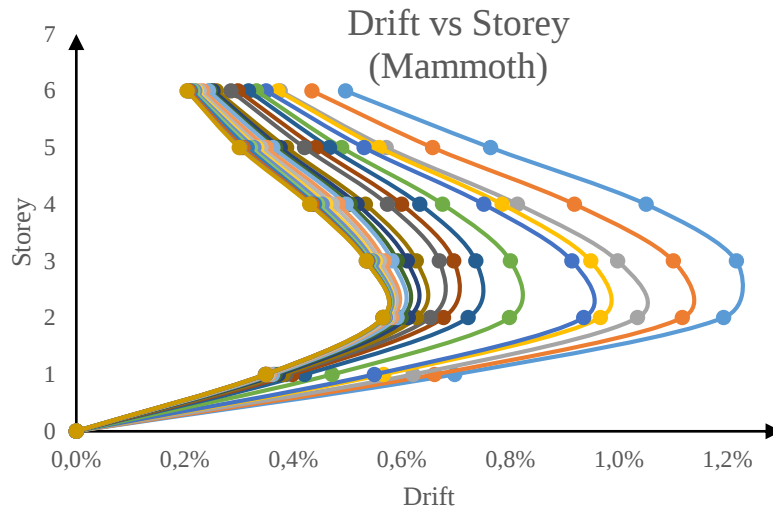


Figura 55. Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Mammoth

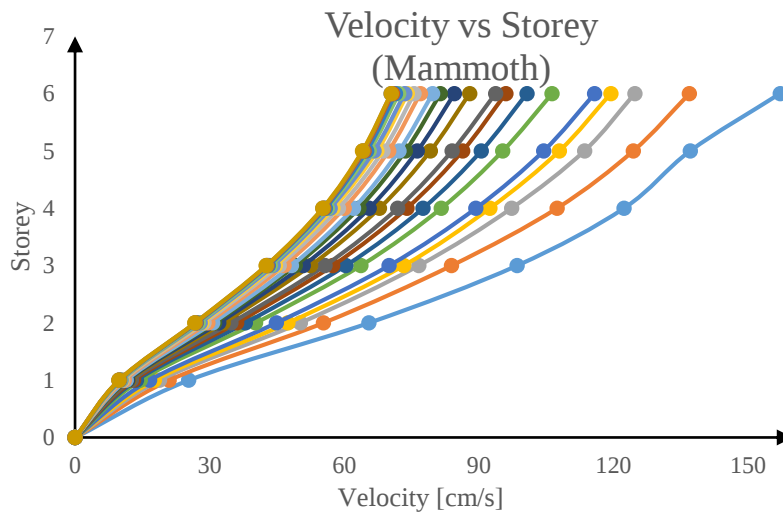


Figura 56. Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en Edificio A con el sismo de Mammoth

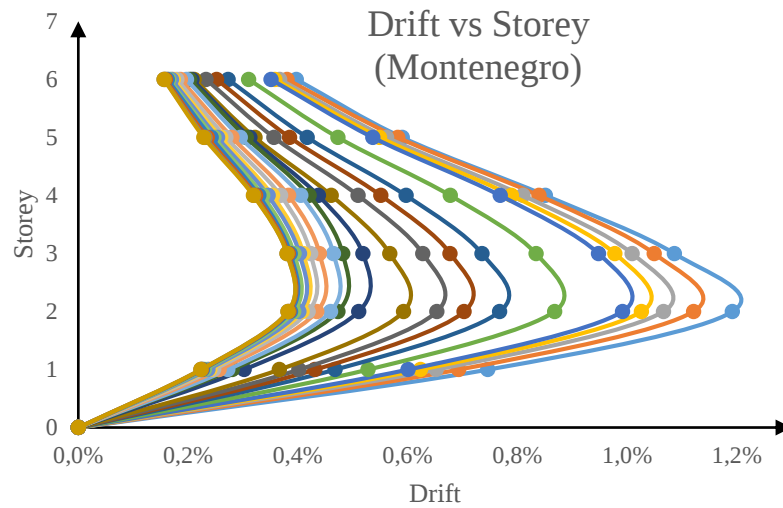


Figura 57. Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Montenegro

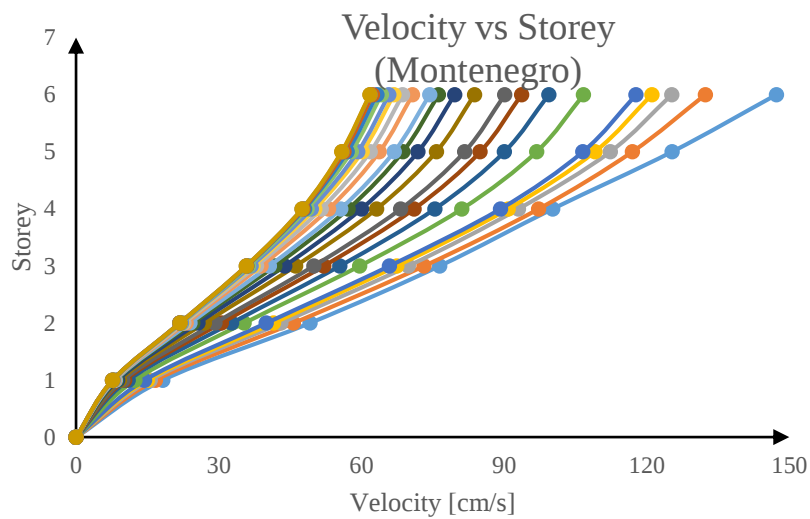


Figura 58. Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Montenegro.

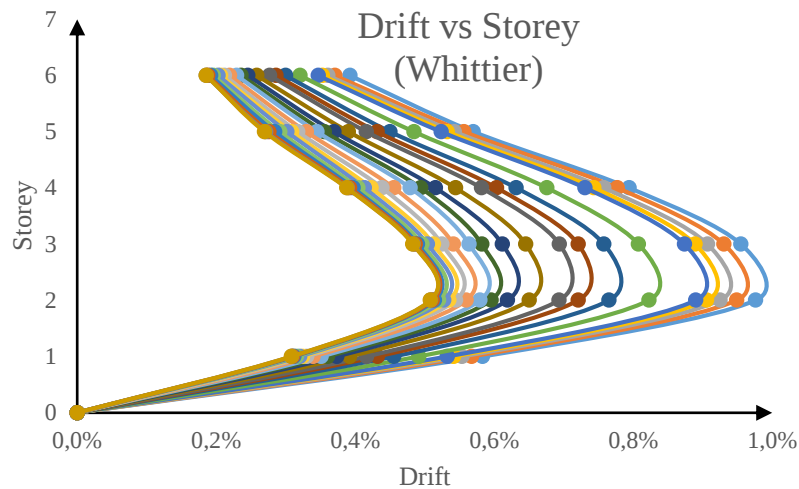


Figura 59 Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Whittier.

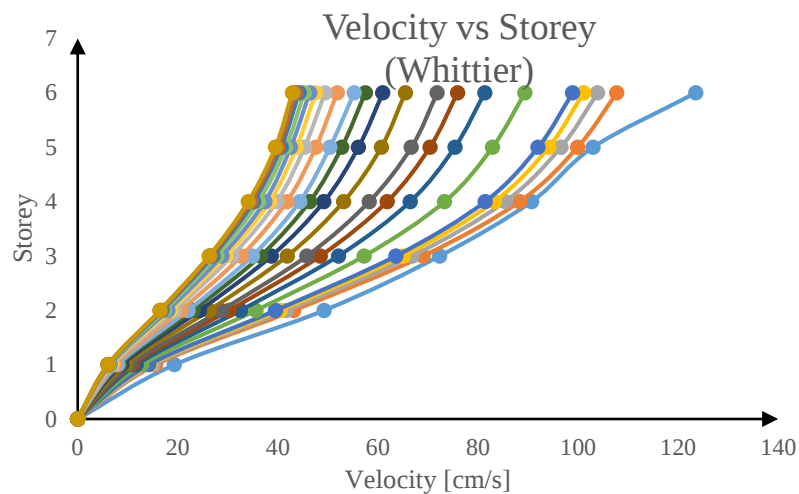


Figura 60. Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio A con el sismo de Whittier

En la figura 61 se visualiza el efecto logrado por los amortiguadores viscosos no lineales, a la hora de reducir la deriva máxima en el Edificio A, bajo la acción de todos los eventos sísmicos, al igual que lo hicieron las figuras 51-60 en las que muestran indicios de que luego de cierta cantidad

de amortiguadores, la reducción ya no se da en un porcentaje mayor respecto de cuando se ponen al inicio, es decir, por más amortiguadores que se añadan a la edificación, desde cierto punto la respuesta de la deriva máxima tiende a estabilizarse y su reducción es mínima, como se evidencia en la tabla 20.

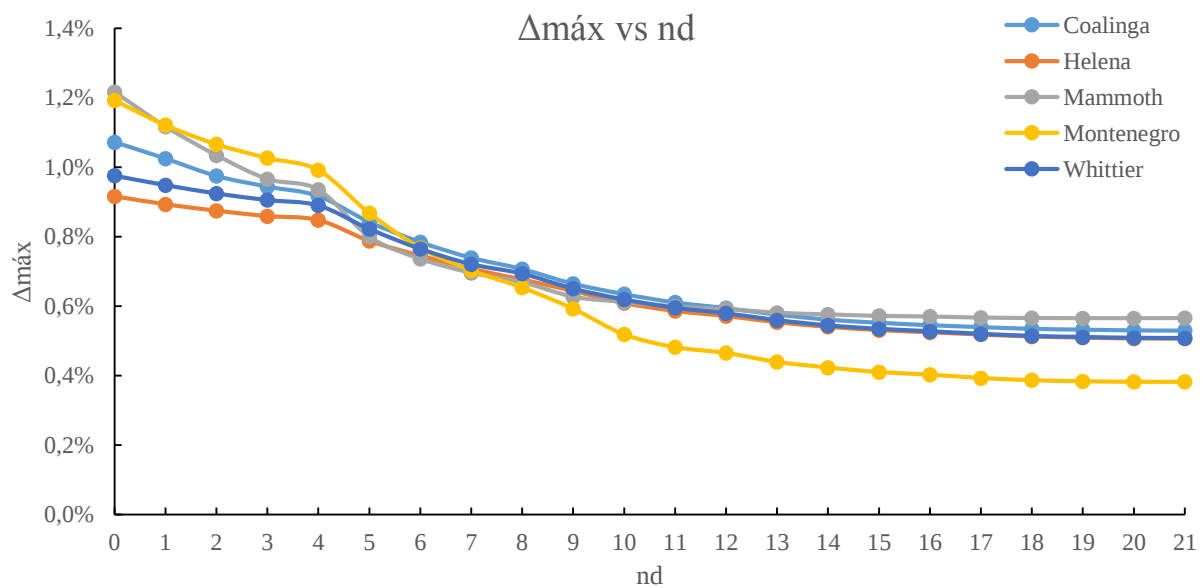


Figura 61. Comportamiento de la deriva máxima vs la cantidad de amortiguadores implementados en el Edificio A, al usar los sismos de estudio.

Tabla 20. Reducción de la deriva máxima ( $\Delta_{\max}$ ) en el Edificio A según la cantidad de amortiguadores  $nd$ .

| nd | $\Delta_{\max}$ [%] | Coalinga             |             | $\Delta_{\max}$ [%] | Helena               |             |
|----|---------------------|----------------------|-------------|---------------------|----------------------|-------------|
|    |                     | $\Delta_{\max}$ [cm] | % Reducción |                     | $\Delta_{\max}$ [cm] | % Reducción |
| 0  | 1.07%               | 2.895                | 0.00%       | 0.92%               | 2.474                | 0.00%       |
| 1  | 1.02%               | 2.767                | 4.40%       | 0.89%               | 2.411                | 2.53%       |
| 2  | 0.97%               | 2.632                | 9.08%       | 0.87%               | 2.362                | 4.53%       |
| 3  | 0.94%               | 2.549                | 11.94%      | 0.86%               | 2.319                | 6.24%       |
| 4  | 0.92%               | 2.476                | 14.48%      | 0.85%               | 2.289                | 7.49%       |
| 5  | 0.84%               | 2.274                | 21.43%      | 0.79%               | 2.127                | 14.02%      |
| 6  | 0.78%               | 2.118                | 26.82%      | 0.75%               | 2.013                | 18.64%      |
| 7  | 0.74%               | 1.996                | 31.05%      | 0.71%               | 1.910                | 22.78%      |
| 8  | 0.71%               | 1.908                | 34.07%      | 0.68%               | 1.827                | 26.15%      |
| 9  | 0.66%               | 1.795                | 38.00%      | 0.64%               | 1.739                | 29.72%      |
| 10 | 0.63%               | 1.714                | 40.80%      | 0.61%               | 1.644                | 33.53%      |
| 11 | 0.61%               | 1.649                | 43.03%      | 0.59%               | 1.583                | 36.00%      |
| 12 | 0.59%               | 1.605                | 44.56%      | 0.57%               | 1.544                | 37.60%      |
| 13 | 0.58%               | 1.555                | 46.28%      | 0.55%               | 1.496                | 39.54%      |
| 14 | 0.56%               | 1.516                | 47.64%      | 0.54%               | 1.460                | 40.99%      |
| 15 | 0.55%               | 1.491                | 48.48%      | 0.53%               | 1.435                | 42.00%      |
| 16 | 0.55%               | 1.473                | 49.13%      | 0.52%               | 1.417                | 42.70%      |
| 17 | 0.54%               | 1.458                | 49.64%      | 0.52%               | 1.400                | 43.40%      |
| 18 | 0.53%               | 1.444                | 50.11%      | 0.51%               | 1.385                | 44.02%      |
| 19 | 0.53%               | 1.438                | 50.33%      | 0.51%               | 1.376                | 44.37%      |
| 20 | 0.53%               | 1.432                | 50.53%      | 0.51%               | 1.370                | 44.64%      |
| 21 | 0.53%               | 1.430                | 50.60%      | 0.51%               | 1.368                | 44.71%      |

Tabla 20. Continuación

| nd | Mammoth         |                 |           | Montenegro      |                 |           | Whittier        |                 |           |
|----|-----------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------------|-----------|
|    | $\Delta_{\max}$ | $\Delta_{\max}$ | %         | $\Delta_{\max}$ | $\Delta_{\max}$ | %         | $\Delta_{\max}$ | $\Delta_{\max}$ | %         |
|    | [%]             | [cm]            | Reducción | [%]             | [cm]            | Reducción | [%]             | [cm]            | Reducción |
| 0  | 1.22%           | 3.285           | 0.00%     | 1.19%           | 3.219           | 0.00%     | 0.98%           | 2.635           | 0.00%     |
| 1  | 1.12%           | 3.016           | 8.18%     | 1.12%           | 3.027           | 5.95%     | 0.95%           | 2.562           | 2.77%     |
| 2  | 1.03%           | 2.793           | 14.98%    | 1.07%           | 2.879           | 10.55%    | 0.92%           | 2.497           | 5.24%     |
| 3  | 0.97%           | 2.608           | 20.61%    | 1.03%           | 2.771           | 13.90%    | 0.91%           | 2.445           | 7.20%     |
| 4  | 0.94%           | 2.525           | 23.13%    | 0.99%           | 2.677           | 16.82%    | 0.89%           | 2.403           | 8.79%     |
| 5  | 0.80%           | 2.160           | 34.26%    | 0.87%           | 2.344           | 27.19%    | 0.82%           | 2.220           | 15.73%    |
| 6  | 0.74%           | 1.988           | 39.48%    | 0.77%           | 2.073           | 35.59%    | 0.77%           | 2.066           | 21.59%    |
| 7  | 0.70%           | 1.879           | 42.80%    | 0.70%           | 1.898           | 41.04%    | 0.72%           | 1.946           | 26.13%    |
| 8  | 0.67%           | 1.806           | 45.01%    | 0.65%           | 1.764           | 45.20%    | 0.69%           | 1.873           | 28.91%    |
| 9  | 0.63%           | 1.693           | 48.45%    | 0.59%           | 1.600           | 50.29%    | 0.65%           | 1.756           | 33.35%    |
| 10 | 0.61%           | 1.653           | 49.69%    | 0.52%           | 1.401           | 56.48%    | 0.62%           | 1.672           | 36.56%    |
| 11 | 0.60%           | 1.617           | 50.77%    | 0.48%           | 1.301           | 59.57%    | 0.60%           | 1.607           | 39.00%    |
| 12 | 0.59%           | 1.597           | 51.39%    | 0.47%           | 1.256           | 60.97%    | 0.58%           | 1.564           | 40.63%    |
| 13 | 0.58%           | 1.569           | 52.24%    | 0.44%           | 1.187           | 63.13%    | 0.56%           | 1.511           | 42.65%    |
| 14 | 0.58%           | 1.556           | 52.64%    | 0.42%           | 1.143           | 64.48%    | 0.54%           | 1.470           | 44.20%    |
| 15 | 0.57%           | 1.544           | 52.99%    | 0.41%           | 1.108           | 65.58%    | 0.53%           | 1.444           | 45.21%    |
| 16 | 0.57%           | 1.539           | 53.14%    | 0.40%           | 1.088           | 66.19%    | 0.53%           | 1.424           | 45.94%    |
| 17 | 0.57%           | 1.531           | 53.40%    | 0.39%           | 1.061           | 67.02%    | 0.52%           | 1.405           | 46.69%    |
| 18 | 0.57%           | 1.528           | 53.49%    | 0.39%           | 1.044           | 67.55%    | 0.51%           | 1.388           | 47.32%    |
| 19 | 0.57%           | 1.527           | 53.53%    | 0.38%           | 1.036           | 67.81%    | 0.51%           | 1.380           | 47.63%    |
| 20 | 0.57%           | 1.527           | 53.53%    | 0.38%           | 1.032           | 67.94%    | 0.51%           | 1.373           | 47.88%    |
| 21 | 0.57%           | 1.527           | 53.51%    | 0.38%           | 1.032           | 67.93%    | 0.51%           | 1.372           | 47.94%    |

### 5.1.2. CCA en el Edificio B

#### Cálculo del Coeficiente de Amortiguación en el Edificio B

El coeficiente de amortiguación fue calculado con base en la ecuación extraída de la literatura según el método propuesto por D. L. García (2001), aplicado a las caras laterales de las edificaciones, como se presenta a continuación:

$$C = \frac{\xi_d T \sum_{i=1}^n K_i}{\pi n_d \cos^2 \theta}$$

Una vez definidas las propiedades estructurales del Edificio B, como su factor de amortiguamiento añadido  $\xi_d = 5\%$ , el periodo fundamental de vibración de la estructura  $T = 0.81696[\text{seg}]$ , la sumatoria de la rigidez de las columnas  $\sum_{i=1}^n K_i = 13834.74 [kN/cm]$  (ver tabla 21), número de amortiguadores implementados  $n_d = 12$  y el ángulo de inclinación del amortiguador  $\theta = 38^\circ$  se procede a realizar el cálculo del coeficiente de amortiguación.

Tabla 21. Valores de la rigidez lateral analizada en cada planta del Edificio B.

| Planta              | Rigidez [ $kN/cm$ ] |
|---------------------|---------------------|
| 1                   | 2765.13427          |
| 2                   | 2213.92128          |
| 3                   | 2213.92128          |
| 4                   | 2213.92128          |
| 5                   | 2213.92128          |
| 6                   | 2213.92128          |
| $\sum K_i [K_n/cm]$ | 13834.7407          |

$$C = \frac{\xi_d T \sum_{i=1}^n K_i}{\pi n_d \cos^2 \theta}$$

$$C = \frac{(5\%) * (0.81696 \text{ seg}) * (13834.74 \text{ kN/cm})}{\pi * (12) * \cos^2(38^\circ)} = 24.14 \left[ \frac{\text{kN} - \text{seg}}{\text{cm}} \right]$$

$$C = 2414 \left[ \frac{\text{kN} - \text{seg}}{\text{m}} \right]$$

Una vez establecidas las propiedades de los amortiguadores viscosos no lineales que se utilizan en el modelo estructural del Edificio B, se estudiaron los efectos logrados al poner de uno en uno los disipadores de energía en las caras laterales de la edificación en dirección X, como se observa en la figura 62. La máxima cantidad de amortiguadores usados en los análisis fue de 24 amortiguadores, como lo permitió la distribución geométrica de la edificación, cada uno con un coeficiente de amortiguación

$$C = 2414 [\text{kN} - \text{seg/m}].$$

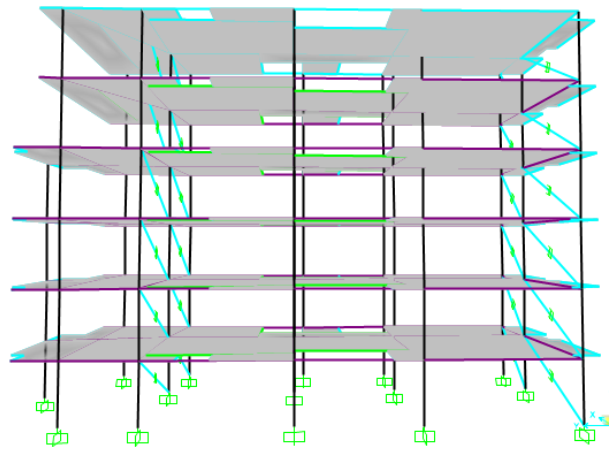


Figura 62. Modelo estructural del Edificio B con amortiguadores viscosos no lineales.

El análisis dinámico empleado en esta investigación se logró a través de los sismos de: Coalinga, Helena, Mammoth, Montenegro, Whittier, como se observa en la figura 63, donde se evidencia que, para el Edificio B, su respuesta estructural varía según el sismo empleado, ratificando la importancia de usar más de un evento sísmico, como lo indica la NSR-10.

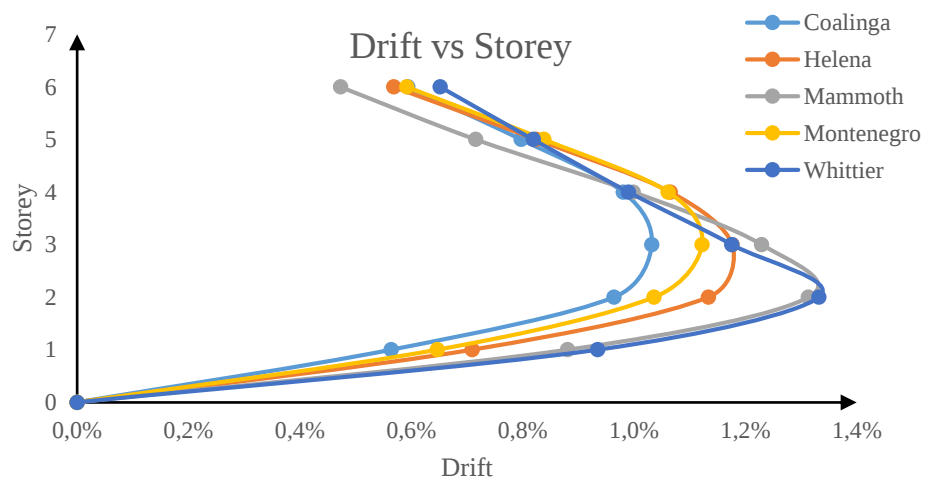


Figura 63. Comportamiento de las derivas en el Edificio B sin amortiguadores, al usar varios sismos.

La respuesta estructural del Edificio B tiende a reducir los valores de las derivas y las velocidades a medida que se implementan uno a uno los amortiguadores viscosos no lineales como se evidencia en las figuras 64-73 y sus leyendas se describen a continuación:

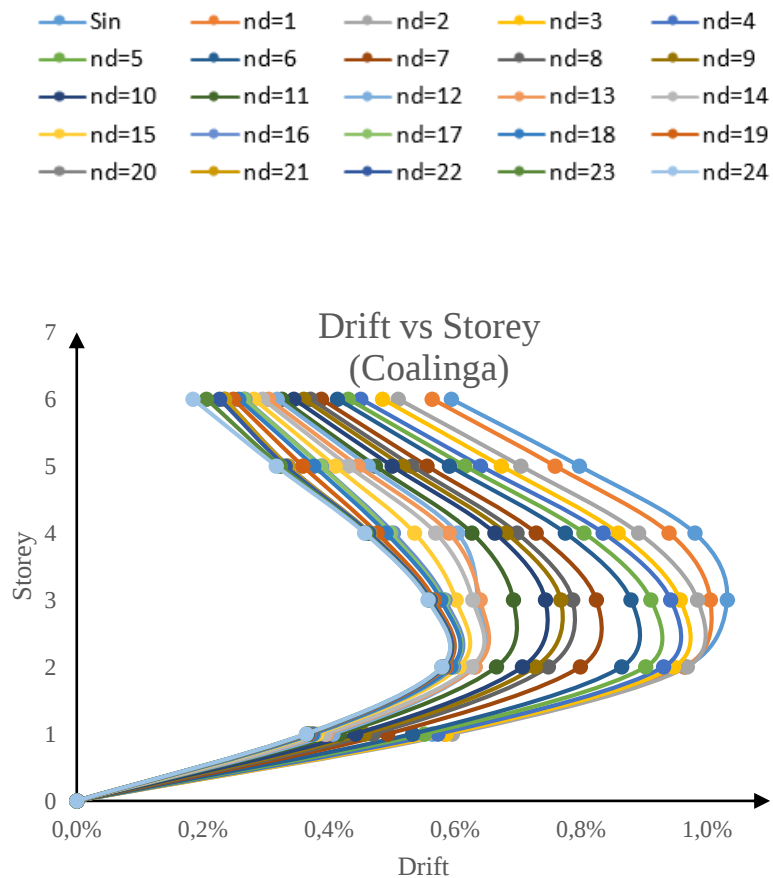


Figura 64. Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Coalinga

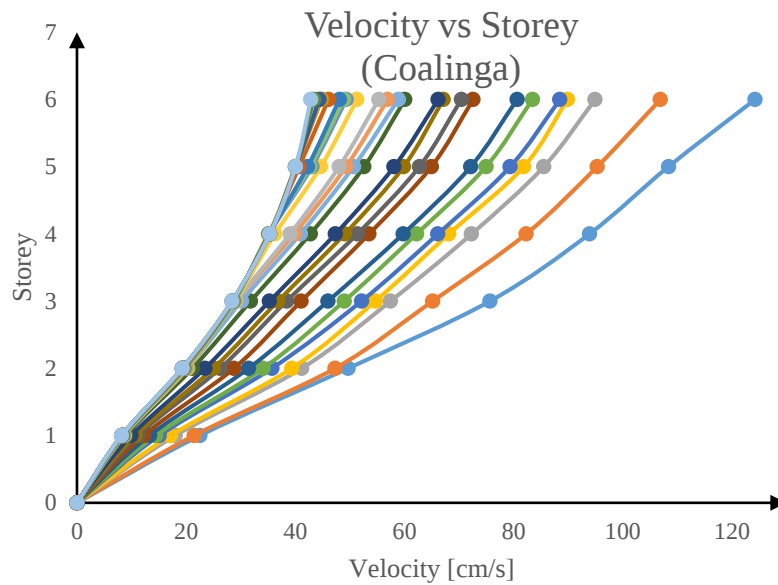


Figura 65. Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Coalinga

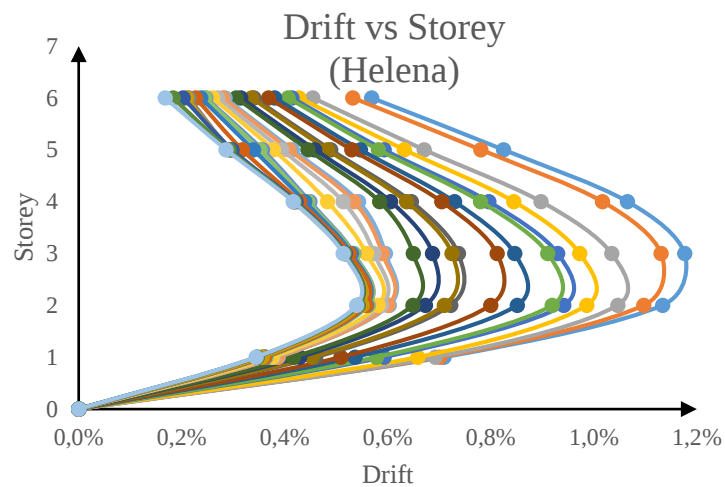


Figura 66. Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Helena

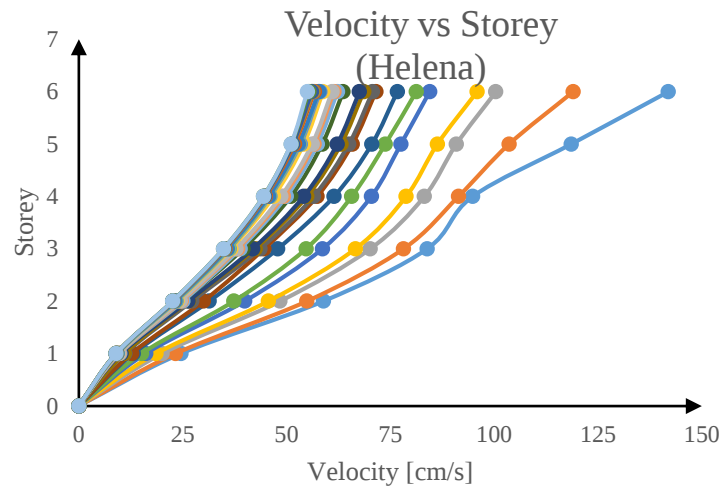


Figura 67. Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Helena

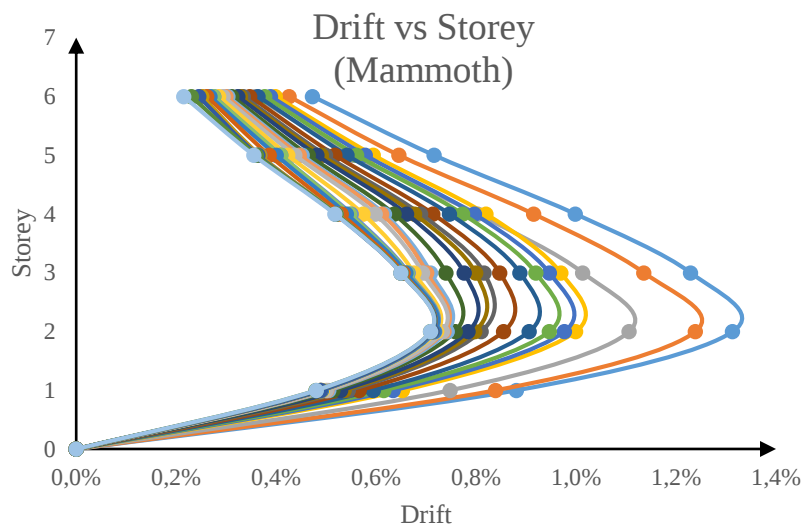


Figura 68. Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Mammoth

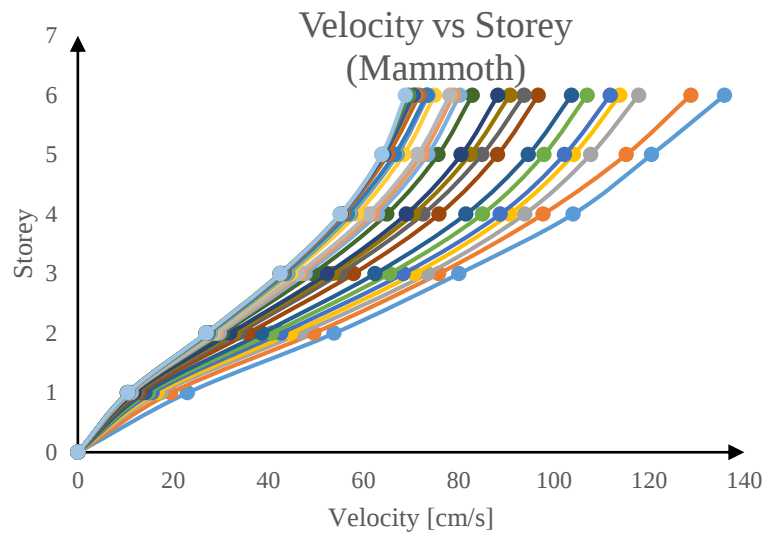


Figura 69. Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Mammoth

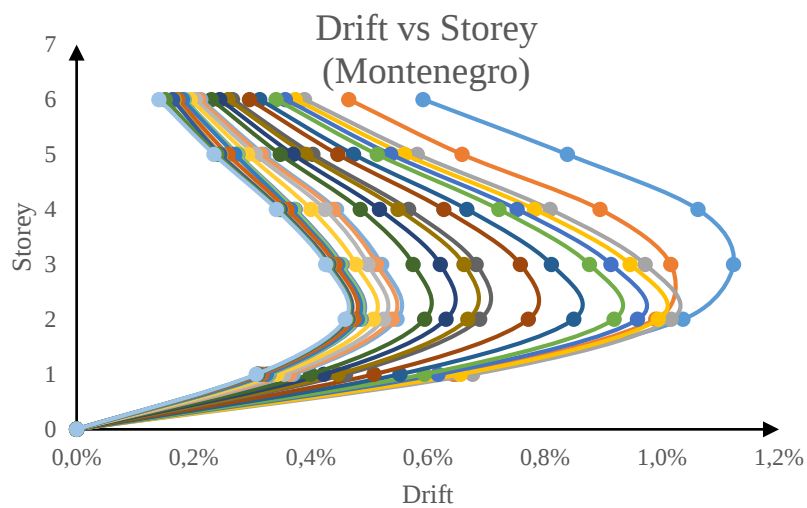


Figura 70. Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Montenegro

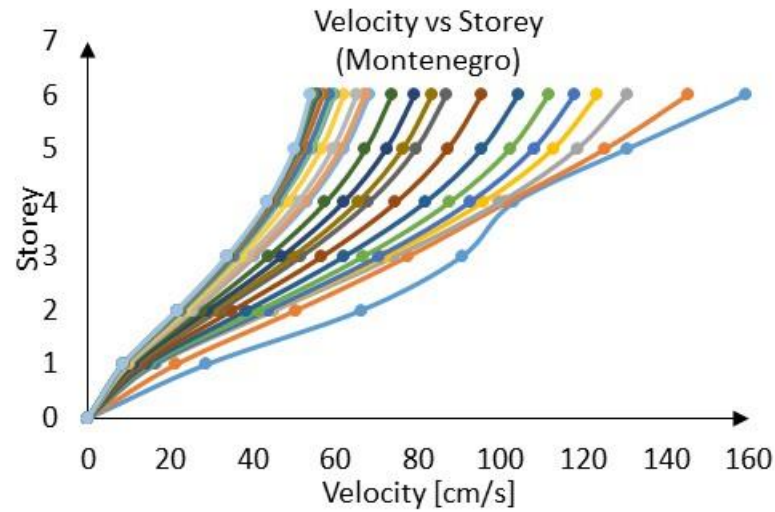


Figura 71. Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en Edificio B con el sismo de Montenegro

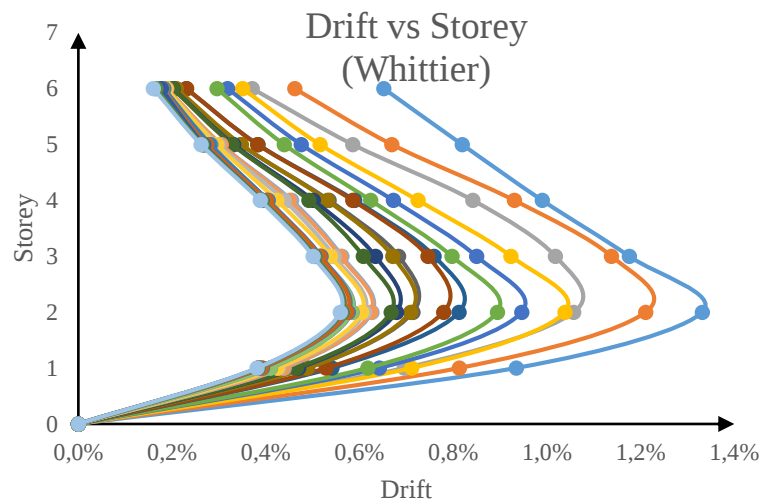
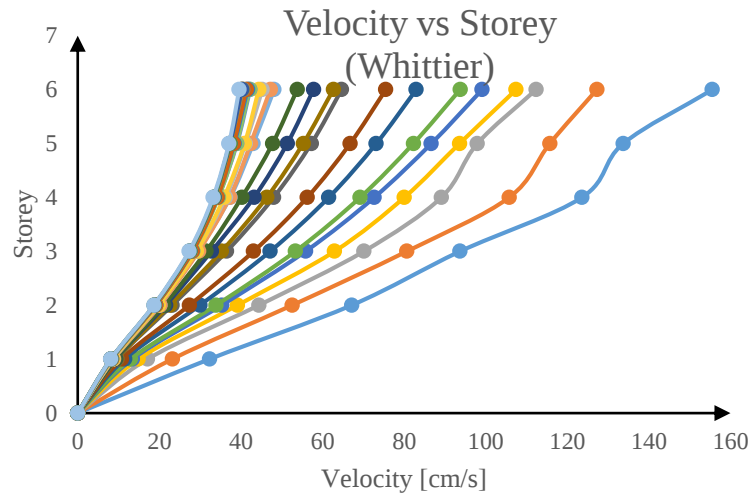


Figura 72. Comportamiento de la deriva al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Whittier



*Figura 73.* Comportamiento de la velocidad al implementar amortiguadores en el Edificio B con el sismo de Whittier

En la figura 74 se visualiza el efecto logrado por los amortiguadores viscosos no lineales, a la hora de reducir la deriva máxima en el Edificio B, bajo la acción de todos los eventos sísmicos, al igual que lo hicieron las figuras 64-73 en las que muestran indicios de que luego de cierta cantidad de amortiguadores, la reducción ya no se da en un porcentaje mayor respecto de cuando se ponen al inicio, es decir, por más amortiguadores que se añadan a la edificación, desde cierto punto la respuesta de la deriva máxima tiende a estabilizarse y su reducción es mínima, como se evidencia en la tabla 22.

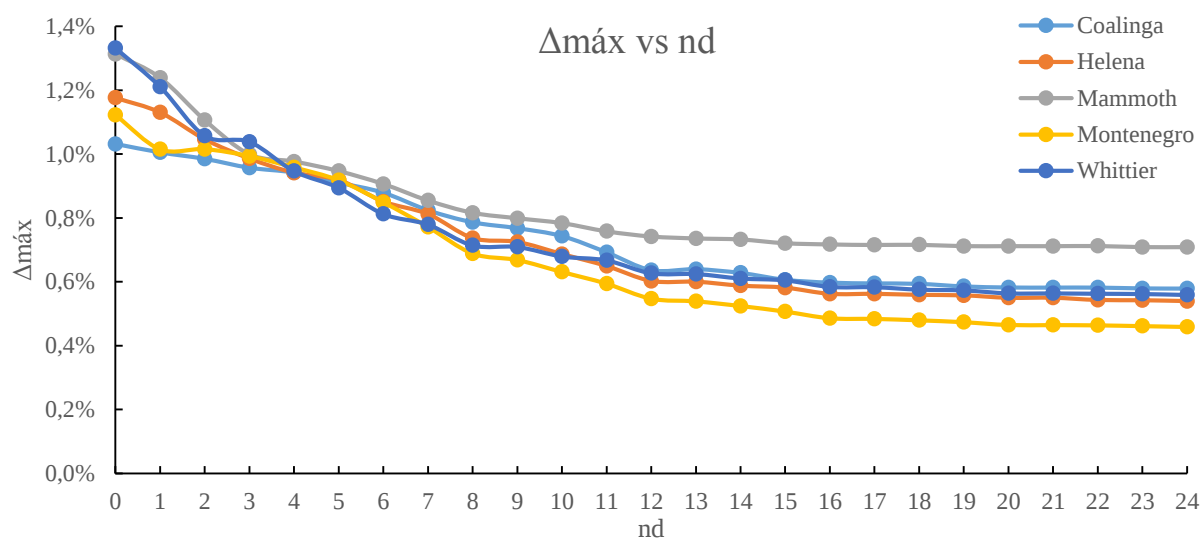


Figura 74. Comportamiento de la deriva máxima vs la cantidad de amortiguadores implementados en el Edificio B, al usar los sismos de estudio

Tabla 22. Reducción de la deriva máxima ( $\Delta_{máx}$ ) en el Edificio B, según la cantidad de amortiguadores  $nd$ .

| nd | Coalinga           |                     |             | Helena             |                     |             |
|----|--------------------|---------------------|-------------|--------------------|---------------------|-------------|
|    | $\Delta_{max}$ [%] | $\Delta_{max}$ [cm] | % Reducción | $\Delta_{max}$ [%] | $\Delta_{max}$ [cm] | % Reducción |
| 0  | 1.03%              | 2.889               | 0.00%       | 1.18%              | 3.294               | 0.00%       |
| 1  | 1.01%              | 2.815               | 2.57%       | 1.13%              | 3.166               | 3.89%       |
| 2  | 0.98%              | 2.758               | 4.54%       | 1.05%              | 2.930               | 11.05%      |
| 3  | 0.96%              | 2.680               | 7.23%       | 0.99%              | 2.761               | 16.18%      |
| 4  | 0.94%              | 2.638               | 8.68%       | 0.94%              | 2.636               | 19.97%      |
| 5  | 0.91%              | 2.550               | 11.73%      | 0.92%              | 2.573               | 21.88%      |
| 6  | 0.88%              | 2.461               | 14.80%      | 0.85%              | 2.384               | 27.64%      |
| 7  | 0.82%              | 2.308               | 20.12%      | 0.81%              | 2.274               | 30.97%      |
| 8  | 0.79%              | 2.202               | 23.78%      | 0.74%              | 2.063               | 37.36%      |
| 9  | 0.77%              | 2.150               | 25.56%      | 0.72%              | 2.029               | 38.39%      |

Tabla 22. Continuación

| nd | Coalinga            |                      |             | Helena              |                      |             |
|----|---------------------|----------------------|-------------|---------------------|----------------------|-------------|
|    | $\Delta_{\max}$ [%] | $\Delta_{\max}$ [cm] | % Reducción | $\Delta_{\max}$ [%] | $\Delta_{\max}$ [cm] | % Reducción |
| 10 | 0.74%               | 2.082                | 27.95%      | 0.69%               | 1.923                | 41.62%      |
| 11 | 0.69%               | 1.939                | 32.87%      | 0.65%               | 1.818                | 44.81%      |
| 12 | 0.64%               | 1.783                | 38.29%      | 0.60%               | 1.687                | 48.78%      |
| 13 | 0.64%               | 1.792                | 37.99%      | 0.60%               | 1.680                | 48.99%      |
| 14 | 0.63%               | 1.758                | 39.13%      | 0.59%               | 1.646                | 50.03%      |
| 15 | 0.61%               | 1.699                | 41.21%      | 0.58%               | 1.628                | 50.57%      |
| 16 | 0.60%               | 1.673                | 42.08%      | 0.56%               | 1.574                | 52.21%      |
| 17 | 0.60%               | 1.667                | 42.30%      | 0.56%               | 1.574                | 52.22%      |
| 18 | 0.59%               | 1.663                | 42.45%      | 0.56%               | 1.565                | 52.50%      |
| 19 | 0.59%               | 1.640                | 43.22%      | 0.56%               | 1.560                | 52.63%      |
| 20 | 0.58%               | 1.631                | 43.55%      | 0.55%               | 1.539                | 53.28%      |
| 21 | 0.58%               | 1.630                | 43.57%      | 0.55%               | 1.540                | 53.26%      |
| 22 | 0.58%               | 1.630                | 43.58%      | 0.54%               | 1.520                | 53.86%      |
| 23 | 0.58%               | 1.623                | 43.82%      | 0.54%               | 1.518                | 53.93%      |
| 24 | 0.58%               | 1.621                | 43.88%      | 0.54%               | 1.510                | 54.15%      |
| 0  | 1.12%               | 3.142                | 0.00%       | 1.33%               | 3.729                | 0.00%       |
| 1  | 1.01%               | 2.842                | 9.55%       | 1.21%               | 3.391                | 9.08%       |
| 2  | 1.02%               | 2.844                | 9.50%       | 1.06%               | 2.961                | 20.61%      |
| 3  | 0.99%               | 2.783                | 11.44%      | 1.04%               | 2.908                | 22.02%      |
| 4  | 0.96%               | 2.684                | 14.59%      | 0.95%               | 2.651                | 28.92%      |
| 5  | 0.92%               | 2.570                | 18.20%      | 0.89%               | 2.504                | 32.84%      |
| 6  | 0.85%               | 2.378                | 24.32%      | 0.81%               | 2.275                | 39.00%      |
| 7  | 0.77%               | 2.161                | 31.22%      | 0.78%               | 2.182                | 41.48%      |

Tabla 22. Continuación

| nd | Montenegro         |                     |             | Whittier           |                     |             |
|----|--------------------|---------------------|-------------|--------------------|---------------------|-------------|
|    | $\Delta_{max}$ [%] | $\Delta_{max}$ [cm] | % Reducción | $\Delta_{max}$ [%] | $\Delta_{max}$ [cm] | % Reducción |
| 8  | 0.69%              | 1.929               | 38.62%      | 0.71%              | 1.999               | 46.38%      |
| 9  | 0.67%              | 1.872               | 40.43%      | 0.71%              | 1.986               | 46.74%      |
| 10 | 0.63%              | 1.767               | 43.77%      | 0.68%              | 1.903               | 48.98%      |
| 11 | 0.59%              | 1.664               | 47.04%      | 0.67%              | 1.868               | 49.90%      |
| 12 | 0.55%              | 1.532               | 51.23%      | 0.63%              | 1.755               | 52.93%      |
| 13 | 0.54%              | 1.509               | 51.96%      | 0.62%              | 1.749               | 53.10%      |
| 14 | 0.52%              | 1.469               | 53.26%      | 0.61%              | 1.710               | 54.14%      |
| 15 | 0.51%              | 1.420               | 54.82%      | 0.60%              | 1.694               | 54.58%      |
| 16 | 0.49%              | 1.361               | 56.67%      | 0.58%              | 1.636               | 56.13%      |
| 17 | 0.48%              | 1.356               | 56.86%      | 0.58%              | 1.633               | 56.20%      |
| 18 | 0.48%              | 1.343               | 57.25%      | 0.58%              | 1.612               | 56.77%      |
| 19 | 0.47%              | 1.327               | 57.77%      | 0.57%              | 1.605               | 56.95%      |
| 20 | 0.47%              | 1.302               | 58.55%      | 0.56%              | 1.579               | 57.65%      |
| 21 | 0.46%              | 1.301               | 58.58%      | 0.56%              | 1.579               | 57.66%      |
| 22 | 0.46%              | 1.299               | 58.66%      | 0.56%              | 1.576               | 57.74%      |
| 23 | 0.46%              | 1.292               | 58.88%      | 0.56%              | 1.574               | 57.80%      |
| 24 | 0.46%              | 1.285               | 59.11%      | 0.56%              | 1.565               | 58.02%      |

## 5.2. Comportamiento según la distribución de los amortiguadores (CDA)

En los modelos estructurales se analiza la respuesta estructural que se logra, cuando varía la distribución de una cantidad específica de amortiguadores, las distribuciones presentadas son:

Distribución Uniforme, Distribución Variada, Distribución método SSSA.

### 5.2.1 CDA en el Edificio C

#### Cálculo del Coeficiente de Amortiguación en el Edificio C

El coeficiente de amortiguación fue calculado con base en la ecuación extraída de la literatura según el método propuesto por D. L. García (2001), aplicado a las caras laterales de las edificaciones, como se presenta a continuación:

$$C = \frac{\xi_d T \sum_{i=1}^n K_i}{\pi n_d \cos^2 \theta}$$

Una vez definidas las propiedades estructurales del Edificio C, como su factor de amortiguamiento añadido  $\xi_d = 3\%$ , el periodo fundamental de vibración de la estructura  $T = 1.422$  [seg], la sumatoria de la rigidez de las columnas  $\sum_{i=1}^n K_i = 47574.3$  [kN/cm] (ver tabla 23), número de amortiguadores implementados  $n_d = 20$  y el ángulo de inclinación del amortiguador  $\theta = 24^\circ$  se procede a realizar el cálculo del coeficiente de amortiguación.

Tabla 23. Valores de la rigidez lateral analizada en cada planta del Edificio C.

| Planta | Rigidez [kN/cm] |
|--------|-----------------|
| 1      | 6878.16         |
| 2      | 5529.37         |
| 3      | 5529.37         |
| 4      | 5529.37         |
| 5      | 5529.37         |

Tabla 23. Continuación

| Planta                 | Rigidez [ $kN/cm$ ] |
|------------------------|---------------------|
| 6                      | 5529.37             |
| 7                      | 5529.37             |
| 8                      | 5529.37             |
| 9                      | 1327.05             |
| 10                     | 663.52              |
| $\sum K_i$ [ $Kn/cm$ ] | 47574.23            |

$$C = \frac{\xi_d T \sum_{i=1}^n K_i}{\pi n_d \cos^2 \theta}$$

$$C = \frac{(3\%) * (1.422 \text{ seg}) * (47574.3 \text{ kN/cm})}{\pi * (20) * \cos^2(24^\circ)} = 38.7 \left[ \frac{kN - \text{seg}}{cm} \right]$$

$$C = 3870 \left[ \frac{kN - \text{seg}}{m} \right]$$

Una vez establecidas las propiedades de los amortiguadores viscosos no lineales que se utilizan en el modelo estructural del Edificio C, se estudiaron los efectos logrados cuando se varia la distribución de una cantidad específica de los disipadores de energía en las caras laterales de la edificación en dirección X, como se observa en las figuras 75-80. Para estos análisis se utilizó una cantidad de 20 amortiguadores, cada uno con un coeficiente de amortiguación  $C = 3870 \text{ [kN - seg/m]}$ .

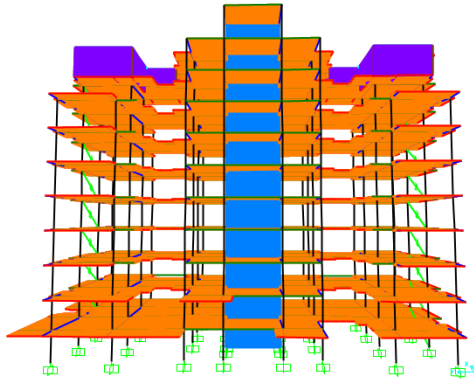


Figura 75. Distribución Uniforme en el Edificio C.

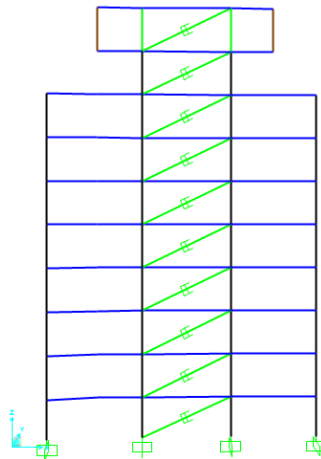


Figura 76. Vista en dirección X de la D. Uniforme en el Edificio C.

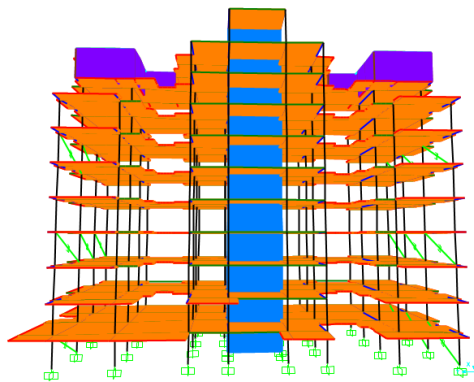


Figura 77. Distribución Variada en el Edificio C



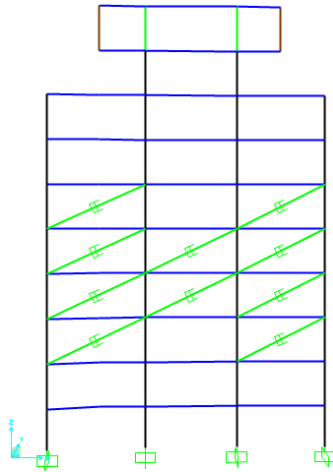


Figura 80. Vista en dirección X de la D. Método SSSA en el Edificio C

Al contrastar cada una de las respuestas estructurales obtenidas en el Edificio C bajo acción de los sismos de estudio, se evidencia que los valores de las derivas y las velocidades en la edificación difieren según el sismo utilizado y la distribución aplicada, como se observa en las figuras 81-90 y sus leyendas se describen a continuación:

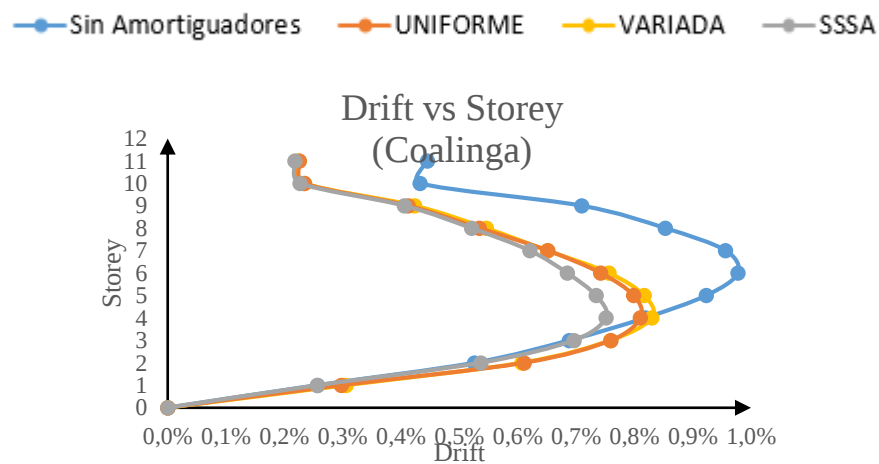


Figura 81. Comportamiento de la deriva en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Coalinga.

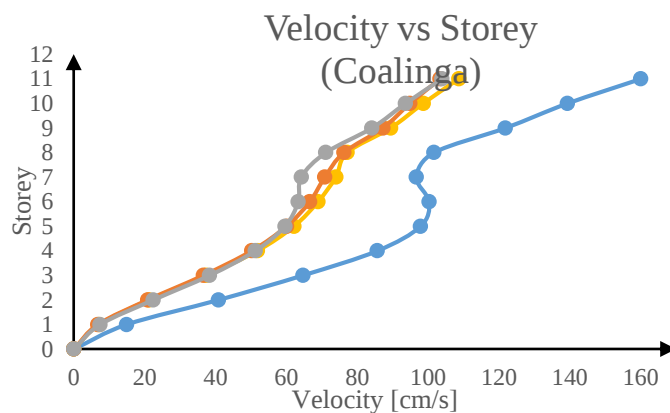


Figura 82. Comportamiento de la velocidad en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Coalinga.

Tabla 24. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio C bajo, el sismo de Coalinga

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |        |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|--------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA   |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0      |
| 1      | 0.26%       | 0.31%   | 0.30%    | 0.26% | 14.91             | 7.1     | 6.75     | 7.42   |
| 2      | 0.53%       | 0.61%   | 0.61%    | 0.54% | 40.79             | 21.18   | 20.82    | 22.42  |
| 3      | 0.69%       | 0.76%   | 0.76%    | 0.70% | 64.63             | 37.33   | 36.54    | 38.32  |
| 4      | 0.82%       | 0.83%   | 0.81%    | 0.75% | 85.65             | 51.8    | 50.21    | 51.24  |
| 5      | 0.92%       | 0.82%   | 0.80%    | 0.73% | 97.87             | 62.14   | 60.03    | 59.59  |
| 6      | 0.98%       | 0.76%   | 0.74%    | 0.68% | 100.26            | 68.94   | 66.59    | 63.34  |
| 7      | 0.96%       | 0.65%   | 0.65%    | 0.62% | 96.66             | 73.96   | 70.84    | 64.18  |
| 8      | 0.85%       | 0.55%   | 0.53%    | 0.52% | 101.65            | 77.16   | 76.22    | 71.13  |
| 9      | 0.71%       | 0.42%   | 0.41%    | 0.41% | 121.79            | 89.42   | 87.22    | 84.13  |
| 10     | 0.43%       | 0.23%   | 0.23%    | 0.23% | 139.29            | 98.61   | 94.87    | 93.6   |
| 11     | 0.45%       | 0.22%   | 0.23%    | 0.22% | 160.02            | 108.66  | 103.39   | 103.92 |

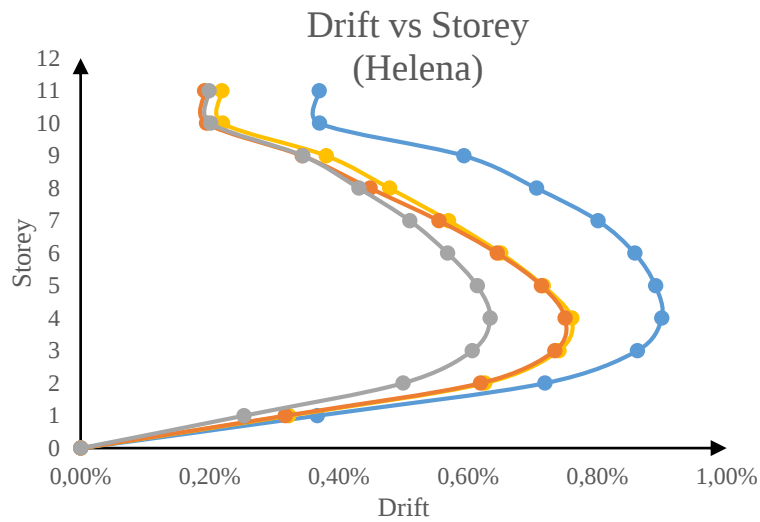


Figura 83. Comportamiento de la deriva en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Helena

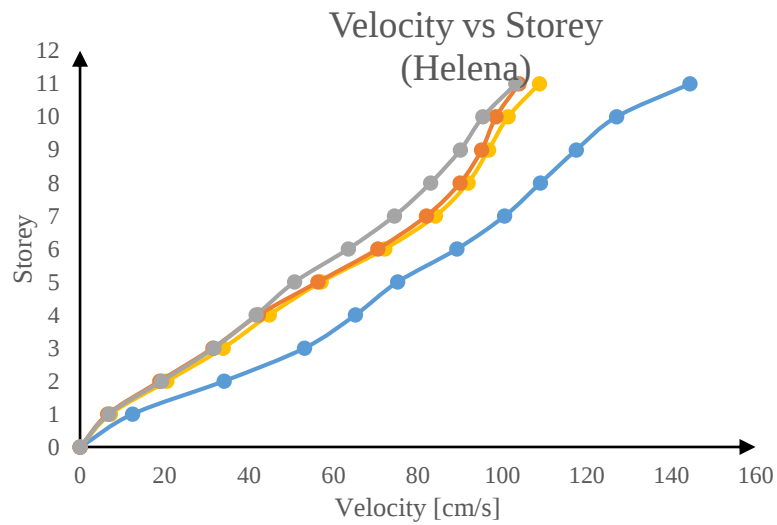


Figura 84. Comportamiento de la velocidad en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Helena

Tabla 25. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio C, bajo el sismo de Helena

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |        |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|--------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA   |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0      |
| 1      | 0.37%       | 0.32%   | 0.32%    | 0.25% | 12.4              | 7.16    | 6.52     | 6.77   |
| 2      | 0.72%       | 0.63%   | 0.62%    | 0.50% | 34.08             | 20.55   | 18.86    | 19.33  |
| 3      | 0.86%       | 0.74%   | 0.73%    | 0.61% | 53.16             | 33.87   | 31.43    | 31.69  |
| 4      | 0.90%       | 0.76%   | 0.75%    | 0.63% | 65.16             | 44.77   | 42.24    | 41.66  |
| 5      | 0.89%       | 0.72%   | 0.71%    | 0.61% | 75.18             | 57.05   | 56.3     | 50.81  |
| 6      | 0.86%       | 0.65%   | 0.64%    | 0.57% | 89.26             | 72.15   | 70.48    | 63.49  |
| 7      | 0.80%       | 0.57%   | 0.55%    | 0.51% | 100.57            | 84.19   | 82.01    | 74.44  |
| 8      | 0.71%       | 0.48%   | 0.45%    | 0.43% | 109.03            | 91.89   | 89.99    | 82.99  |
| 9      | 0.59%       | 0.38%   | 0.34%    | 0.34% | 117.51            | 96.77   | 95.08    | 90.07  |
| 10     | 0.37%       | 0.22%   | 0.19%    | 0.20% | 127.05            | 101.4   | 98.49    | 95.41  |
| 11     | 0.37%       | 0.22%   | 0.19%    | 0.20% | 144.45            | 108.79  | 103.96   | 103.21 |

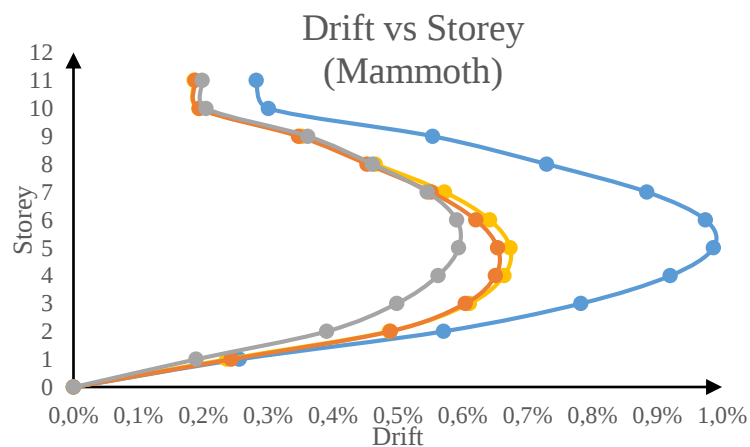


Figura 85. Comportamiento de la deriva en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Mammoth

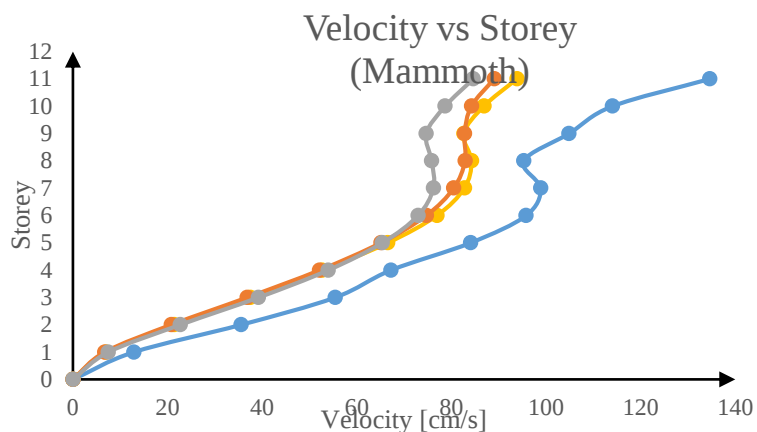


Figura 86. Comportamiento de la velocidad en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Mammoth

Tabla 26. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio C, bajo el sismo de Mammoth.

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.26%       | 0.24%   | 0.24%    | 0.19% | 12.86             | 7.02    | 6.72     | 7.5   |
| 2      | 0.57%       | 0.49%   | 0.49%    | 0.39% | 35.52             | 21.42   | 20.77    | 22.68 |
| 3      | 0.78%       | 0.61%   | 0.60%    | 0.50% | 55.42             | 37.49   | 36.84    | 39.21 |
| 4      | 0.92%       | 0.66%   | 0.65%    | 0.56% | 67.23             | 52.68   | 52.15    | 53.95 |
| 5      | 0.99%       | 0.67%   | 0.65%    | 0.59% | 84.05             | 66.57   | 65.1     | 65.39 |
| 6      | 0.97%       | 0.64%   | 0.62%    | 0.59% | 95.79             | 76.95   | 74.7     | 72.94 |
| 7      | 0.88%       | 0.57%   | 0.55%    | 0.55% | 98.86             | 82.76   | 80.5     | 76.19 |
| 8      | 0.73%       | 0.47%   | 0.45%    | 0.46% | 95.29             | 84.28   | 82.9     | 75.83 |
| 9      | 0.55%       | 0.35%   | 0.35%    | 0.36% | 104.86            | 82.65   | 82.8     | 74.68 |
| 10     | 0.30%       | 0.19%   | 0.19%    | 0.20% | 114.05            | 86.88   | 84.24    | 78.66 |
| 11     | 0.28%       | 0.19%   | 0.19%    | 0.20% | 134.63            | 93.86   | 89.04    | 84.61 |

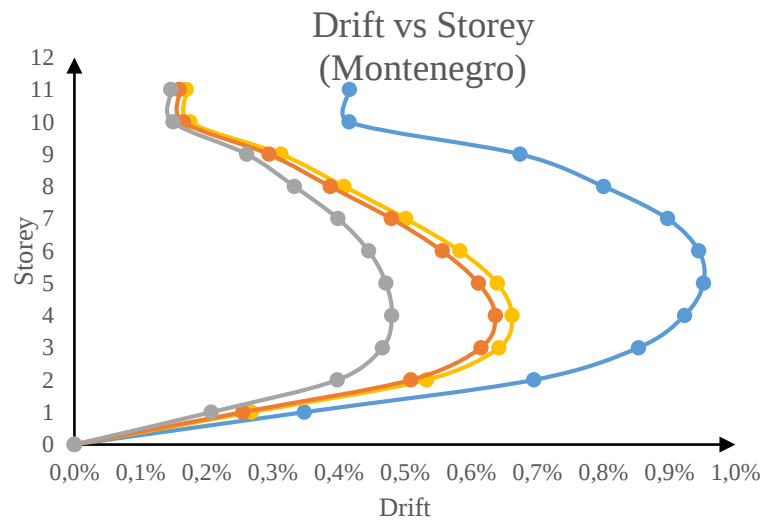


Figura 87. Comportamiento de la deriva en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Montenegro

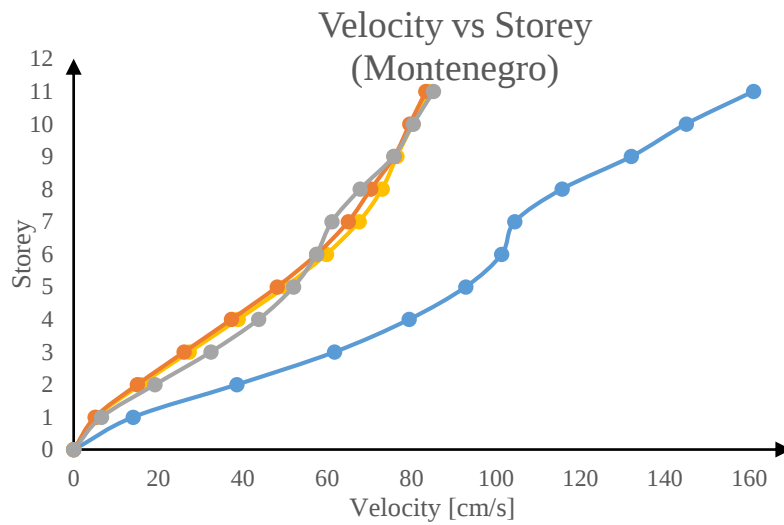


Figura 88. Comportamiento de la velocidad en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Montenegro

Tabla 27. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio C, bajo el sismo de Montenegro

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.35%       | 0.27%   | 0.25%    | 0.21% | 14.07             | 5.28    | 5.03     | 6.55  |
| 2      | 0.69%       | 0.53%   | 0.51%    | 0.40% | 38.67             | 15.86   | 15.05    | 19.26 |
| 3      | 0.85%       | 0.64%   | 0.61%    | 0.47% | 61.77             | 27.37   | 26.12    | 32.47 |
| 4      | 0.92%       | 0.66%   | 0.64%    | 0.48% | 79.44             | 38.92   | 37.35    | 43.77 |
| 5      | 0.95%       | 0.64%   | 0.61%    | 0.47% | 92.86             | 50.12   | 48.18    | 52.08 |
| 6      | 0.94%       | 0.58%   | 0.56%    | 0.44% | 101.36            | 59.88   | 57.55    | 57.5  |
| 7      | 0.90%       | 0.50%   | 0.48%    | 0.40% | 104.49            | 67.61   | 65.01    | 61.14 |
| 8      | 0.80%       | 0.41%   | 0.39%    | 0.33% | 115.68            | 73.05   | 70.38    | 67.88 |
| 9      | 0.67%       | 0.31%   | 0.29%    | 0.26% | 132.1             | 76.58   | 75.9     | 75.8  |
| 10     | 0.42%       | 0.17%   | 0.16%    | 0.15% | 145.1             | 80.35   | 79.6     | 80.41 |
| 11     | 0.42%       | 0.17%   | 0.16%    | 0.15% | 161.07            | 84.23   | 83.41    | 85.25 |

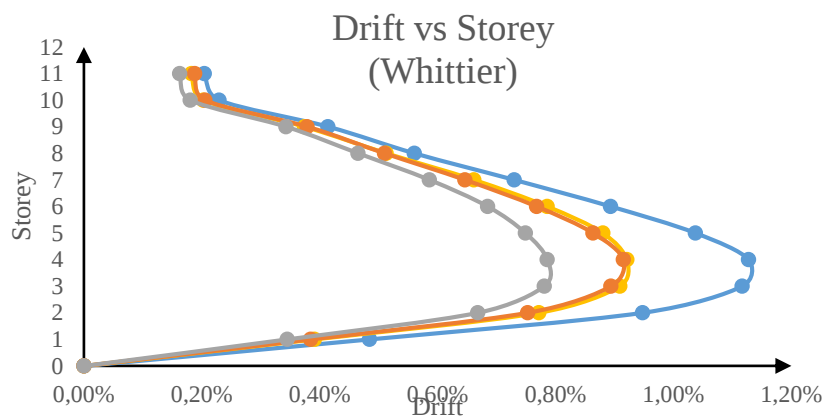


Figura 89. Comportamiento de la deriva en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Whittier

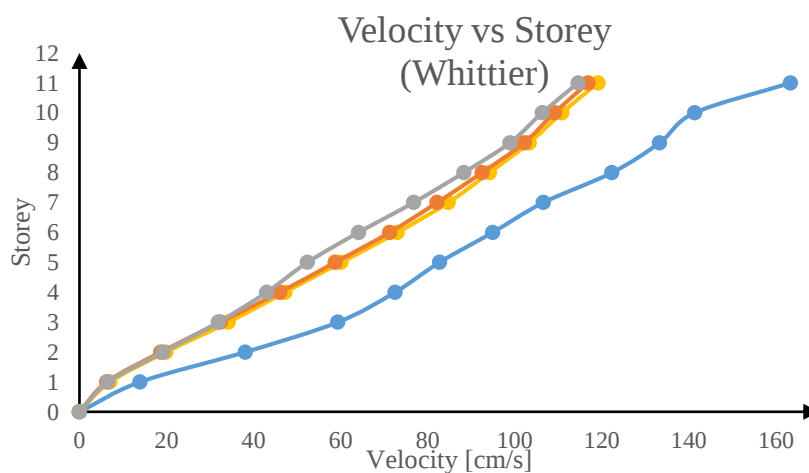


Figura 90. Comportamiento de la velocidad en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Whittier

Tabla 28. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio C, bajo el sismo de Whittier

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |        |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|--------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA   |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0      |
| 1      | 0.48%       | 0.39%   | 0.38%    | 0.34% | 13.92             | 7.03    | 6.3      | 6.52   |
| 2      | 0.95%       | 0.77%   | 0.75%    | 0.67% | 38.1              | 19.88   | 18.74    | 19.22  |
| 3      | 1.12%       | 0.91%   | 0.89%    | 0.78% | 59.39             | 34.24   | 32.41    | 31.98  |
| 4      | 1.13%       | 0.92%   | 0.91%    | 0.79% | 72.52             | 47.24   | 46.04    | 43.06  |
| 5      | 1.04%       | 0.88%   | 0.86%    | 0.75% | 82.74             | 60.13   | 58.79    | 52.42  |
| 6      | 0.89%       | 0.79%   | 0.77%    | 0.68% | 94.95             | 73.06   | 71.31    | 64.16  |
| 7      | 0.73%       | 0.66%   | 0.65%    | 0.59% | 106.61            | 84.75   | 82.21    | 76.82  |
| 8      | 0.56%       | 0.51%   | 0.51%    | 0.47% | 122.36            | 94.22   | 92.54    | 88.33  |
| 9      | 0.41%       | 0.37%   | 0.38%    | 0.34% | 133.32            | 103.36  | 102.24   | 98.97  |
| 10     | 0.23%       | 0.20%   | 0.21%    | 0.18% | 141.35            | 110.86  | 109.19   | 106.37 |
| 11     | 0.20%       | 0.18%   | 0.19%    | 0.16% | 163.39            | 119.14  | 116.88   | 114.6  |

Al comparar cada una de las respuestas estructurales obtenidas en el Edificio C, bajo la acción de los sismos de estudio, se evidencia que para esta esta edificación los porcentajes de reducción de las derivas máximas difieren según el sismo utilizado y la distribución aplicada, dejando ver una notoria ventaja al usar la distribución del método SSSA respecto de las distribución uniforme y variada, como se evidencia en la tabla 29 y se observa en la figura 91.

Tabla 29. Reducción de la deriva máxima ( $\Delta_{\text{máx}}$ ) en el Edificio C, según la distribución de los amortiguadores viscosos no lineales, bajo la acción de los sismos de estudio.

|                           | Distribución | Coalinga | Helena | Mammoth | Montenegro | Whittier |
|---------------------------|--------------|----------|--------|---------|------------|----------|
| $\Delta_{\text{máx}}$ [%] | Sin          | 0.977%   | 0.900% | 0.987%  | 0.951%     | 1.127%   |
|                           | Variada      | 0.830%   | 0.760% | 0.673%  | 0.662%     | 0.921%   |
|                           | Uniforme     | 0.810%   | 0.750% | 0.654%  | 0.636%     | 0.915%   |
|                           | SSSA         | 0.751%   | 0.634% | 0.594%  | 0.480%     | 0.786%   |
| % Reducción               | Sin          | 0.00%    | 0.00%  | 0.00%   | 0.00%      | 0.00%    |
|                           | Variada      | 15.08%   | 15.51% | 31.76%  | 30.46%     | 18.31%   |
|                           | Uniforme     | 17.11%   | 16.63% | 33.70%  | 33.10%     | 18.83%   |
|                           | SSSA         | 23.13%   | 29.55% | 39.80%  | 49.56%     | 30.28%   |

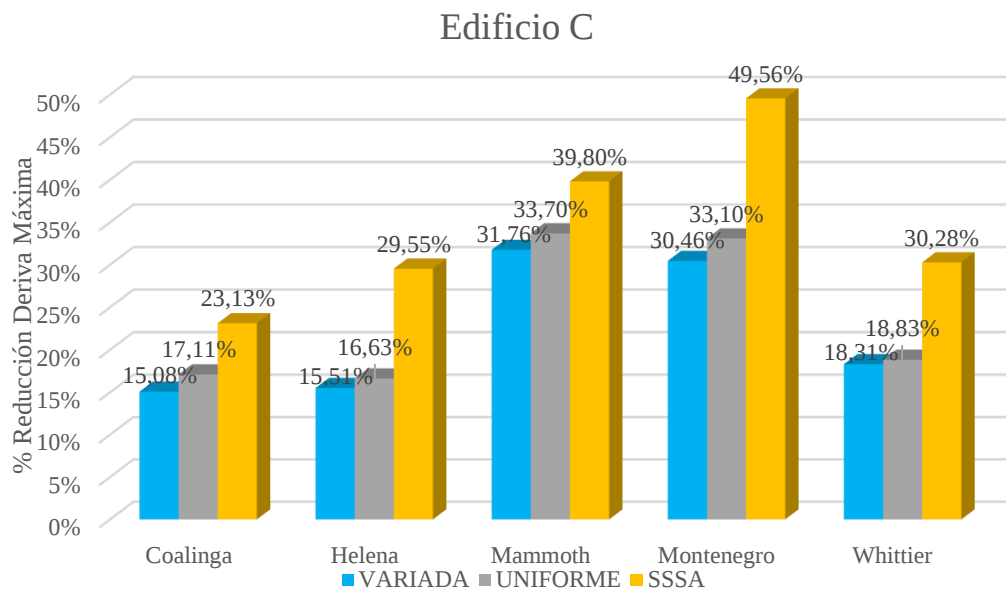


Figura 91. %Reducción de la deriva máxima en el Edificio C, para cada una de las distribuciones, aplicando los sismos de estudio

### 5.2.2. CDA en el Edificio A

#### Cálculo del Coeficiente de Amortiguación en el Edificio A

El coeficiente de amortiguación fue calculado con base en la ecuación extraída de la literatura según el método propuesto por D. L. García (2001), aplicado a las caras laterales de las edificaciones, como se presenta a continuación:

$$C = \frac{\xi_d T \sum_{i=1}^n K_i}{\pi n_d \cos^2 \theta}$$

Una vez definidas las propiedades estructurales del Edificio A, como su factor de amortiguamiento añadido  $\xi_d = 5\%$ , el periodo fundamental de vibración de la estructura  $T = 0.57816$  [seg], la sumatoria de la rigidez de las columnas  $\sum_{i=1}^n K_i = 28338.46$  [kN/cm] (ver tabla 30), número de amortiguadores implementados  $n_d = 10$  y el ángulo de inclinación del amortiguador  $\theta = 25^\circ$  se procede a realizar el cálculo del coeficiente de amortiguación.

Tabla 30. Valores de la rigidez lateral analizada en cada planta del Edificio A.

| Planta             | Rigidez [kN/cm] |
|--------------------|-----------------|
| 1                  | 6282.88         |
| 2                  | 4987.55         |
| 3                  | 4987.55         |
| 4                  | 4987.55         |
| 5                  | 4987.55         |
| 6                  | 2105.37         |
| $\sum K_i$ [Kñ/cm] | 28338.46        |

$$C = \frac{\xi_d T \sum_{i=1}^n K_i}{\pi n_d \cos^2 \theta}$$

$$C = \frac{(5\%) * (0.57816 \text{ seg}) * (28338.46 \text{ kN/cm})}{\pi * (10) * \cos^2(25^\circ)} = 31.74 \left[ \frac{\text{kN} - \text{seg}}{\text{cm}} \right]$$

$$C = 3174 \left[ \frac{\text{kN} - \text{seg}}{\text{m}} \right]$$

Una vez establecidas las propiedades de los amortiguadores viscosos no lineales que se utilizan en el modelo estructural del Edificio A, se estudiaron los efectos logrados cuando se varia la distribución de una cantidad específica de los disipadores de energía en las caras laterales de la edificación en dirección X y en dirección Y, como se observa en las figuras 92-100. Para estos análisis se utilizó una cantidad de 10 amortiguadores, cada uno con un coeficiente de amortiguación  $C = 3174 \text{ [kN} \cdot \text{seg/m]}$ .

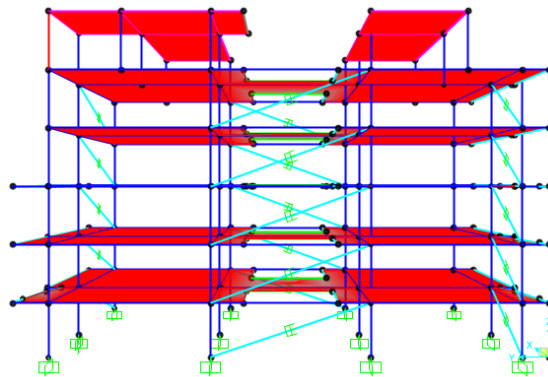


Figura 92. Distribución Uniforme en el Edificio A

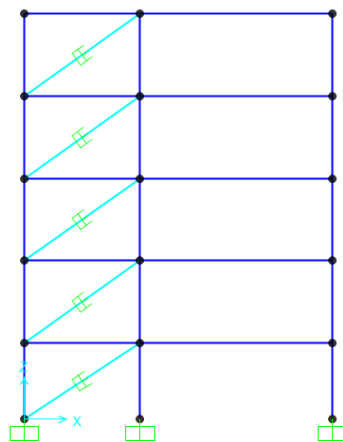


Figura 93. Vista en dirección X de la D. Uniforme en el Edificio A

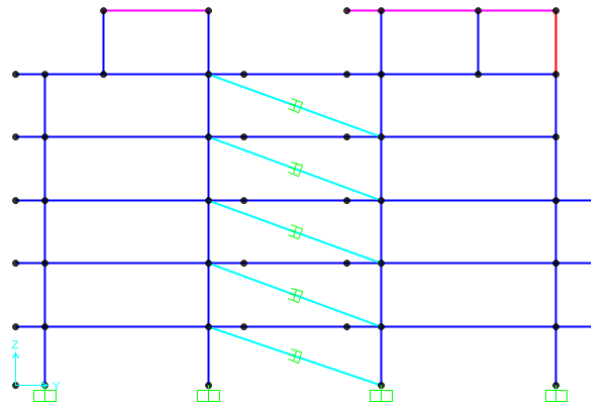


Figura 94. Vista en dirección Y de la D. Uniforme en el Edificio A

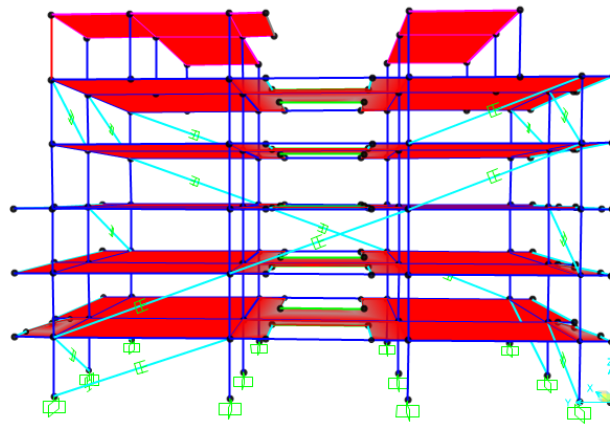


Figura 95. Distribución Variada en el Edificio A

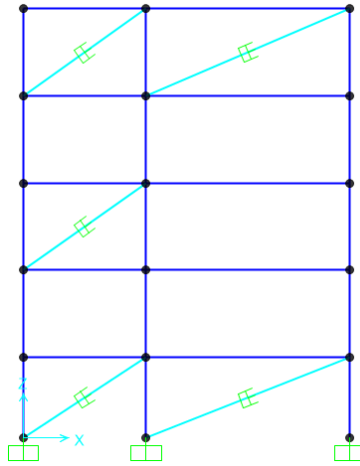


Figura 96. Vista en dirección X de la D. Variada en el Edificio A

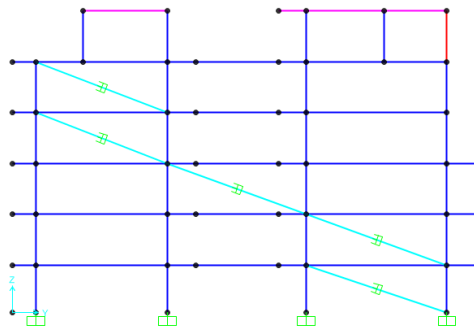


Figura 97. Vista en dirección Y de la D. Variada en el Edificio A

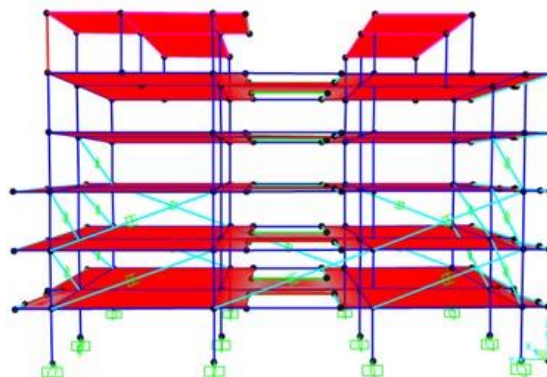


Figura 98. Distribución Método SSSA en el Edificio A

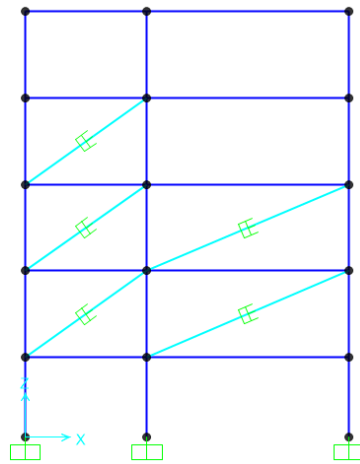


Figura 99. Vista en dirección X de la D. Método SSSA en el Edificio A.

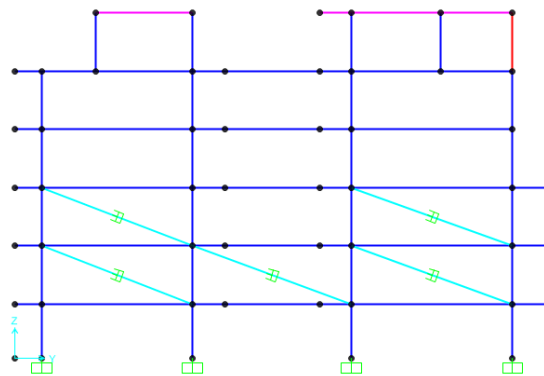


Figura 100. Vista en dirección Y de la D. Método SSSA en el Edificio A

Para una misma cantidad de amortiguadores viscosos no lineales, los efectos que generan en la deriva y la velocidad de las edificaciones, varía según la distribución en que se ubican, dejando en evidencia que la distribución según el método SSSA tiene un porcentaje de reducción favorable respecto de las otras dos distribuciones, como se observa en las figuras 101-110 y sus leyendas se describen a continuación:

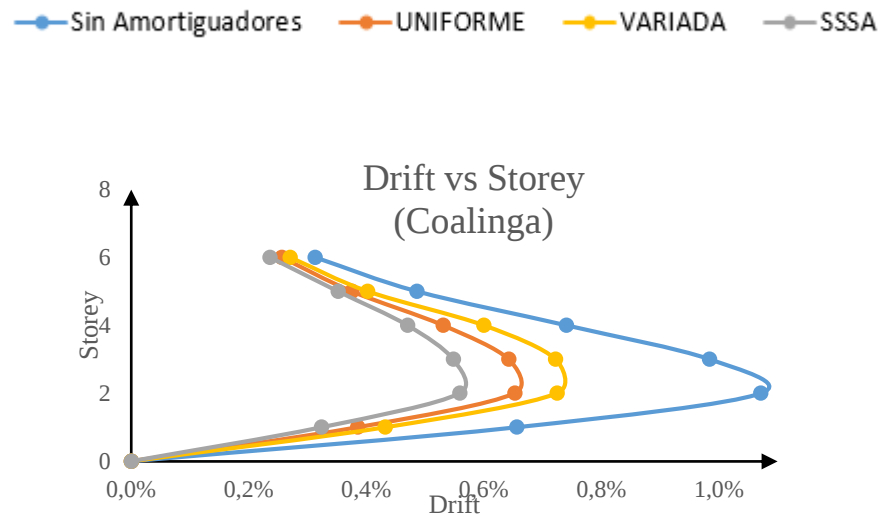


Figura 101. Comportamiento de la deriva en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Coalinga.

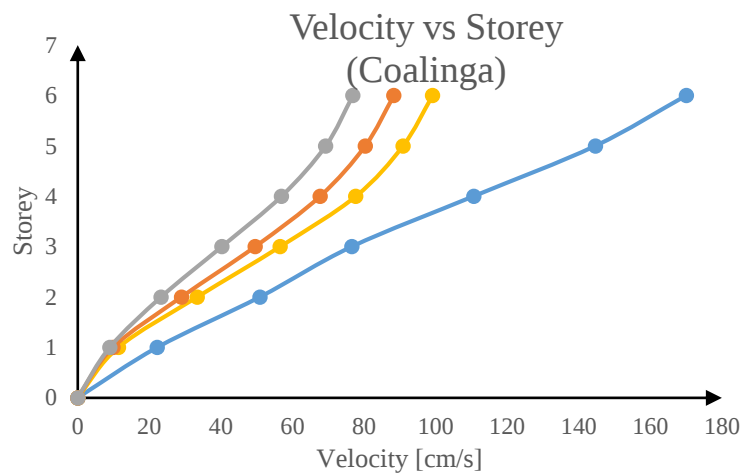


Figura 102. Comportamiento de la velocidad en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Coalinga

Tabla 31. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio A bajo, el sismo de Coalinga

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.66%       | 0.43%   | 0.39%    | 0.32% | 22.26             | 11.4    | 9.88     | 9     |
| 2      | 1.07%       | 0.72%   | 0.65%    | 0.56% | 50.92             | 33.42   | 29       | 23.3  |
| 3      | 0.98%       | 0.72%   | 0.64%    | 0.55% | 76.61             | 56.57   | 49.59    | 40.26 |
| 4      | 0.74%       | 0.60%   | 0.53%    | 0.47% | 110.63            | 77.71   | 67.73    | 56.93 |
| 5      | 0.49%       | 0.40%   | 0.38%    | 0.35% | 144.65            | 90.88   | 80.34    | 69.29 |
| 6      | 0.31%       | 0.27%   | 0.26%    | 0.24% | 170.05            | 99.15   | 88.35    | 76.87 |

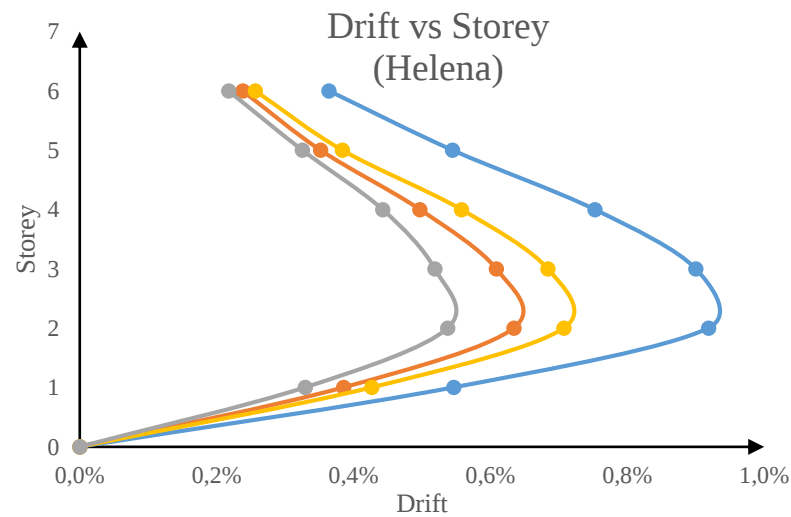


Figura 103. Comportamiento de la deriva en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Helena

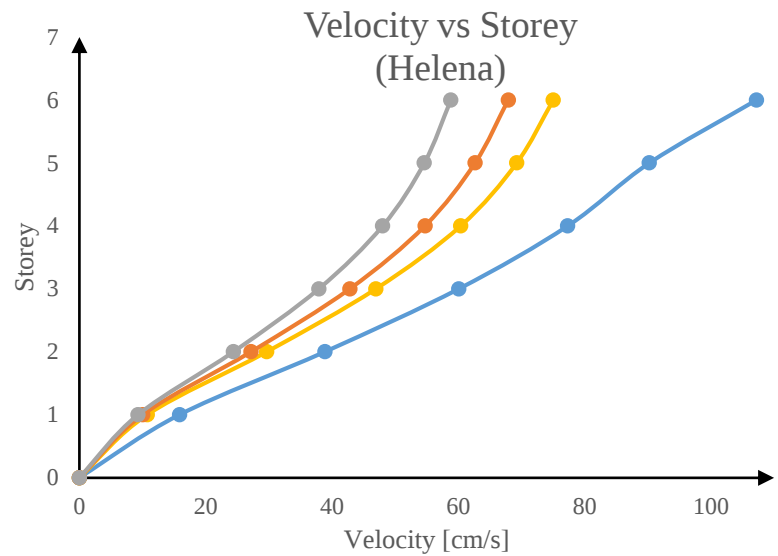


Figura 104 Comportamiento de la velocidad en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Helena

Tabla 32. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio A, bajo el sismo de Helena

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.55%       | 0.43%   | 0.39%    | 0.33% | 15.86             | 10.76   | 10.03    | 9.3   |
| 2      | 0.92%       | 0.71%   | 0.63%    | 0.54% | 38.88             | 29.68   | 27.2     | 24.41 |
| 3      | 0.90%       | 0.68%   | 0.61%    | 0.52% | 60.09             | 46.96   | 42.84    | 37.92 |
| 4      | 0.75%       | 0.56%   | 0.50%    | 0.44% | 77.34             | 60.39   | 54.74    | 48.04 |
| 5      | 0.54%       | 0.38%   | 0.35%    | 0.33% | 90.26             | 69.25   | 62.68    | 54.63 |
| 6      | 0.36%       | 0.26%   | 0.24%    | 0.22% | 107.23            | 75.04   | 67.92    | 58.83 |

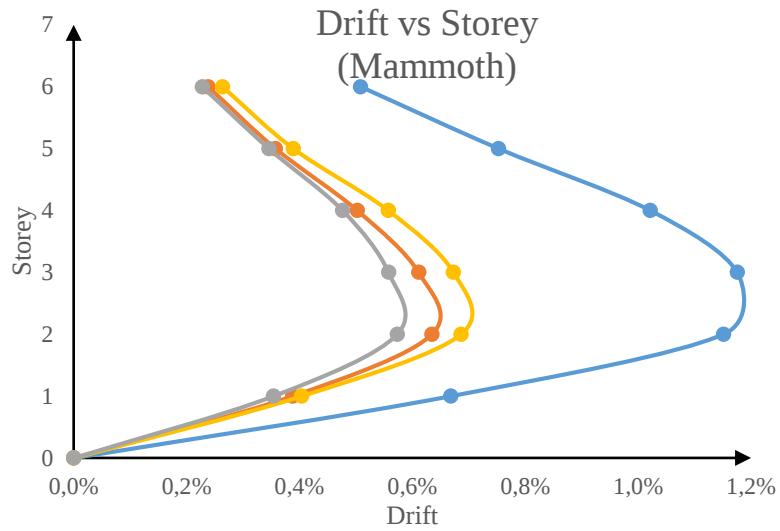


Figura 105. Comportamiento de la deriva en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Mammoth

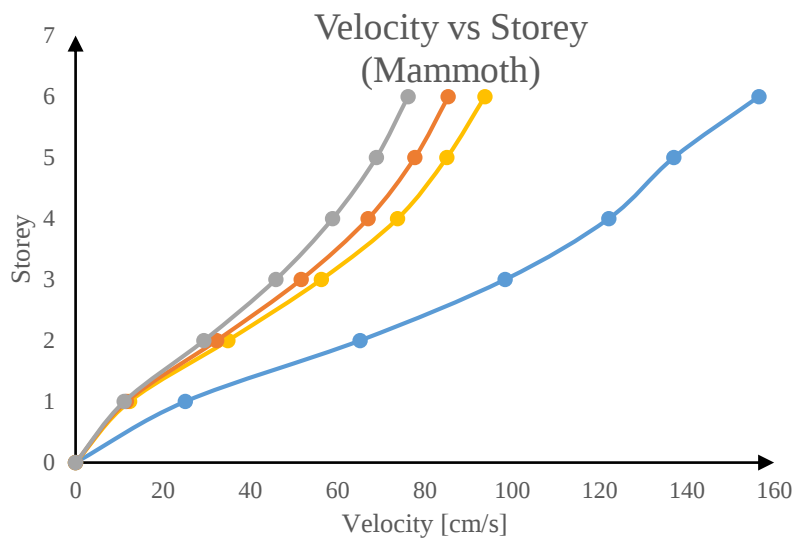


Figura 106. Comportamiento de la velocidad en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Mammoth

Tabla 33. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio A, bajo el sismo de Mammoth

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.67%       | 0.40%   | 0.39%    | 0.35% | 25.14             | 12.35   | 11.68    | 11.14 |
| 2      | 1.15%       | 0.69%   | 0.63%    | 0.57% | 65.18             | 34.89   | 32.3     | 29.41 |
| 3      | 1.18%       | 0.67%   | 0.61%    | 0.56% | 98.42             | 56.29   | 51.65    | 45.87 |
| 4      | 1.02%       | 0.56%   | 0.50%    | 0.48% | 122.16            | 73.78   | 67       | 58.89 |
| 5      | 0.75%       | 0.39%   | 0.36%    | 0.35% | 137.04            | 85.04   | 77.69    | 68.91 |
| 6      | 0.51%       | 0.26%   | 0.24%    | 0.23% | 156.54            | 93.75   | 85.36    | 76.17 |

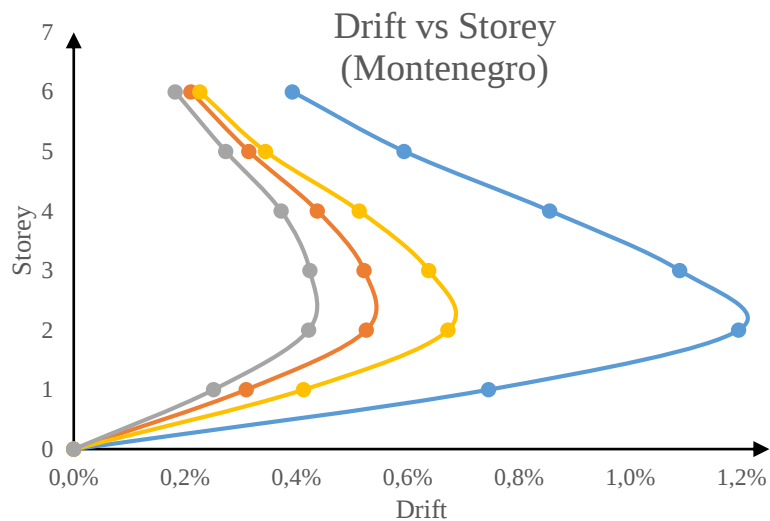


Figura 107. Comportamiento de la deriva en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Montenegro

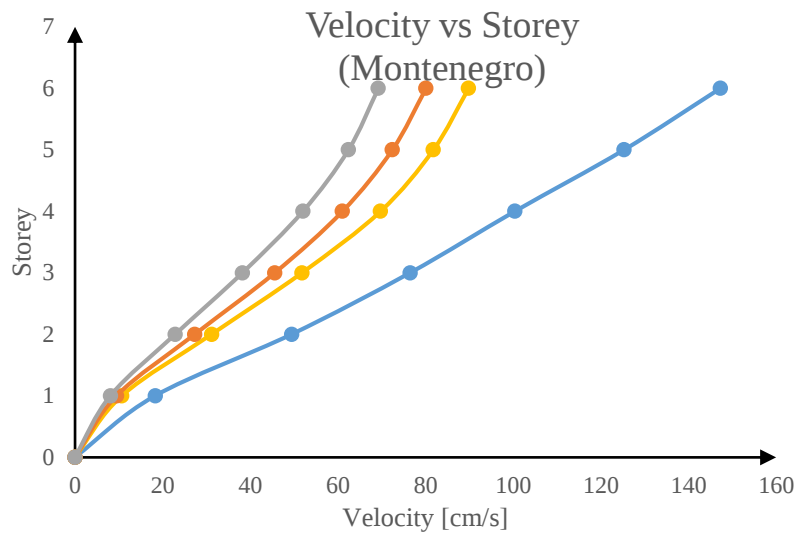


Figura 108. Comportamiento de la velocidad en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Montenegro

Tabla 34. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio A, bajo el sismo de Montenegro

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.75%       | 0.41%   | 0.31%    | 0.25% | 18.32             | 10.7    | 9.5      | 8.1   |
| 2      | 1.19%       | 0.67%   | 0.53%    | 0.42% | 49.45             | 31.18   | 27.35    | 22.88 |
| 3      | 1.09%       | 0.64%   | 0.52%    | 0.42% | 76.47             | 51.8    | 45.59    | 38.2  |
| 4      | 0.86%       | 0.51%   | 0.44%    | 0.37% | 100.36            | 69.72   | 61.03    | 51.99 |
| 5      | 0.59%       | 0.34%   | 0.31%    | 0.27% | 125.28            | 81.76   | 72.4     | 62.39 |
| 6      | 0.39%       | 0.23%   | 0.21%    | 0.18% | 147.25            | 89.81   | 80.09    | 69.2  |

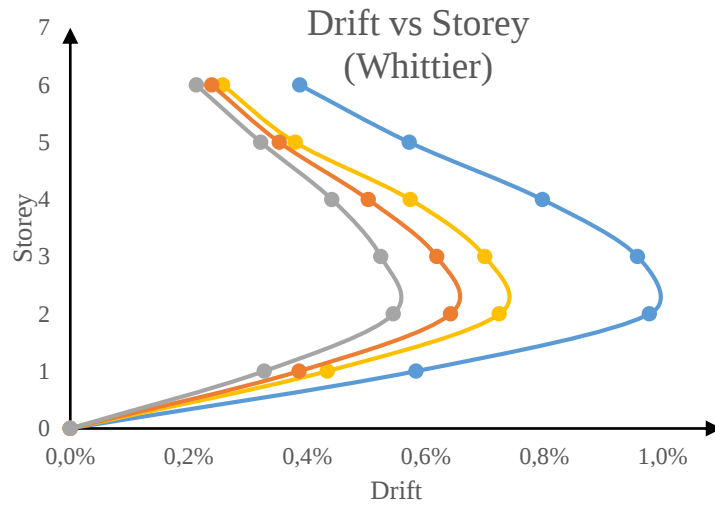


Figura 109. Comportamiento de la deriva en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Whittier

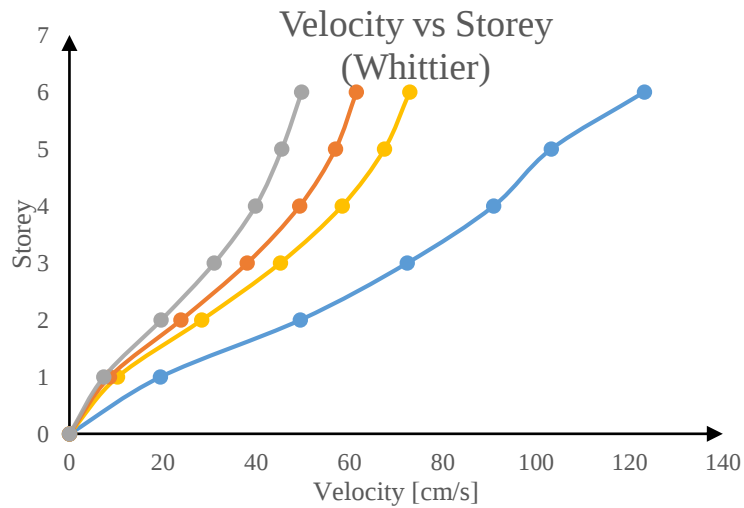


Figura 110. Comportamiento de la velocidad en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Whittier

Tabla 35. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio A, bajo el sismo de Whittier

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.58%       | 0.43%   | 0.39%    | 0.33% | 19.48             | 10.27   | 8.57     | 7.34  |
| 2      | 0.98%       | 0.72%   | 0.64%    | 0.55% | 49.44             | 28.36   | 23.87    | 19.64 |
| 3      | 0.96%       | 0.70%   | 0.62%    | 0.52% | 72.39             | 45.18   | 38.08    | 31.01 |
| 4      | 0.80%       | 0.57%   | 0.50%    | 0.44% | 90.88             | 58.41   | 49.3     | 39.86 |
| 5      | 0.57%       | 0.38%   | 0.35%    | 0.32% | 103.24            | 67.52   | 56.97    | 45.5  |
| 6      | 0.39%       | 0.26%   | 0.24%    | 0.21% | 123.18            | 72.91   | 61.47    | 49.74 |

Al comparar cada una de las respuestas estructurales obtenidas en el Edificio A, bajo la acción de los sismos de estudio, se evidencia que para esta edificación los porcentajes de reducción de las derivas máximas difieren según el sismo utilizado y la distribución aplicada, dejando ver una notoria ventaja al usar la distribución del método SSSA respecto de las distribución uniforme y variada, como se evidencia en la tabla 36 y se observa en la figura 111.

Tabla 36. Reducción de la deriva máxima ( $\Delta_{\text{máx}}$ ) en el Edificio A, según la distribución de los amortiguadores viscosos no lineales, bajo la acción de los sismos de estudio

| Distribución |          | Coalinga | Helena | Mammoth | Montenegro | Whittier |
|--------------|----------|----------|--------|---------|------------|----------|
| Amáx [%]     | Sin      | 1.071%   | 0.919% | 1.176%  | 1.195%     | 0.978%   |
|              | Variada  | 0.725%   | 0.707% | 0.686%  | 0.672%     | 0.724%   |
|              | Uniforme | 0.653%   | 0.634% | 0.635%  | 0.526%     | 0.642%   |
|              | SSSA     | 0.559%   | 0.538% | 0.573%  | 0.424%     | 0.545%   |
| % Reducción  | Sin      | 0.00%    | 0.00%  | 0.00%   | 0.00%      | 0.00%    |
|              | Variada  | 32.36%   | 23.00% | 41.62%  | 43.71%     | 25.91%   |
|              | Uniforme | 39.08%   | 30.97% | 46.00%  | 56.00%     | 34.34%   |
|              | SSSA     | 47.81%   | 41.47% | 51.24%  | 64.47%     | 44.21%   |

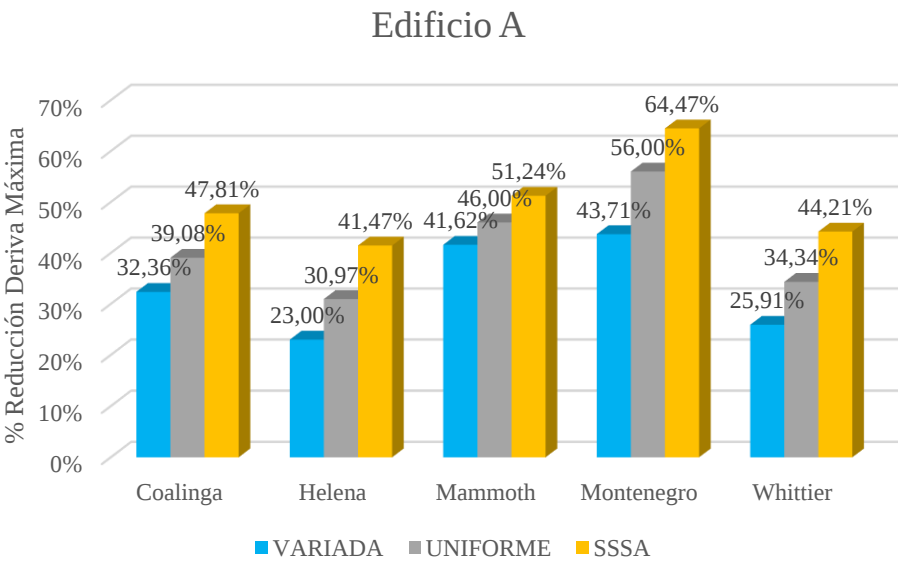


Figura 111. %Reducción de la deriva máxima en el Edificio A, para cada una de las distribuciones, aplicando los sismos de estudio.

### 5.2.3. CDA en el Edificio B

#### Cálculo del Coeficiente de Amortiguación en el Edificio B

El coeficiente de amortiguación fue calculado con base en la ecuación extraída de la literatura según el método propuesto por D. L. García (2001), aplicado a las caras laterales de las edificaciones, como se presenta a continuación:

$$C = \frac{\xi_d T \sum_{i=1}^n K_i}{\pi n_d \cos^2 \theta}$$

Una vez definidas las propiedades estructurales del Edificio B, como su factor de amortiguamiento añadido  $\xi_d = 5\%$ , el periodo fundamental de vibración de la estructura  $T = 0.81696$  [seg], la sumatoria de la rigidez de las columnas  $\sum_{i=1}^n K_i = 13834.74$  [kN/cm] (ver tabla 37), número de amortiguadores implementados  $n_d = 12$  y el ángulo de inclinación del amortiguador  $\theta = 38^\circ$  se procede a realizar el cálculo del coeficiente de amortiguación.

Tabla 37. Valores de la rigidez lateral analizada en cada planta del Edificio B.

| Planta | Rigidez [kN/cm] |
|--------|-----------------|
| 1      | 2765.13427      |
| 2      | 2213.92128      |
| 3      | 2213.92128      |
| 4      | 2213.92128      |
| 5      | 2213.92128      |

Tabla 37. Continuación

| Planta                 | Rigidez [ $kN/cm$ ] |
|------------------------|---------------------|
| 6                      | 2213.92128          |
| $\sum K_i$ [ $Kn/cm$ ] | 13834.7407          |

$$C = \frac{\xi_d T \sum_{i=1}^n K_i}{\pi n_d \cos^2 \theta}$$

$$C = \frac{(5\%) * (0.81696 \text{ seg}) * (13834.74 \text{ kN/cm})}{\pi * (12) * \cos^2(38^\circ)} = 24.14 \left[ \frac{kN - \text{seg}}{cm} \right]$$

$$C = 2414 \left[ \frac{kN - \text{seg}}{m} \right]$$

Una vez establecidas las propiedades de los amortiguadores viscosos no lineales que se utilizan en el modelo estructural del Edificio B, se estudiaron los efectos logrados cuando se varia la distribución de una cantidad específica de los disipadores de energía en las caras laterales de la edificación en dirección X y en dirección Y, como se observa en las figuras 112-120. Para estos análisis se utilizó una cantidad de 12 amortiguadores, cada uno con un coeficiente de amortiguación  $C = 2414 \text{ [kN - seg/m]}$ .

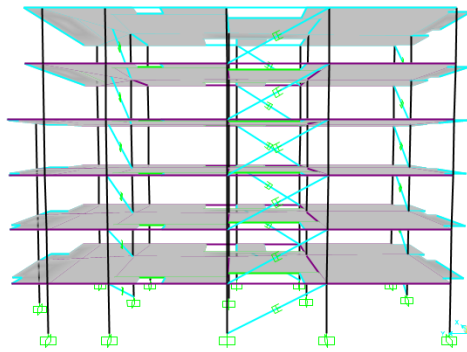


Figura 112. Distribución Uniforme en el Edificio B

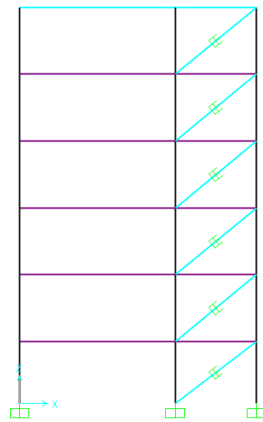


Figura 113. Vista en dirección X de la D. Uniforme en el Edificio B

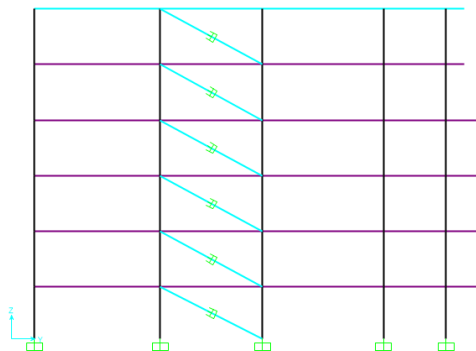


Figura 114. Vista en dirección Y de la D. Uniforme en el Edificio B

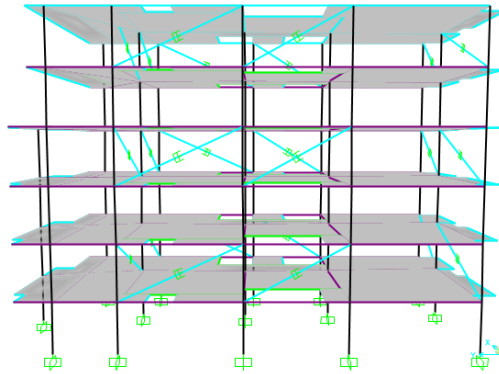


Figura 115. Distribución Variada en el Edificio B

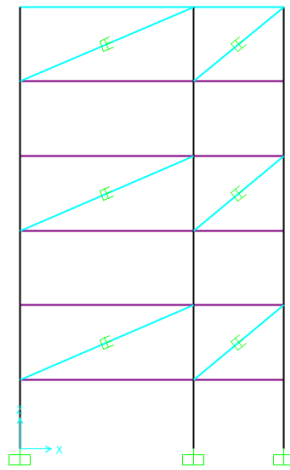


Figura 116. Vista en dirección X de la D. Variada en el Edificio B

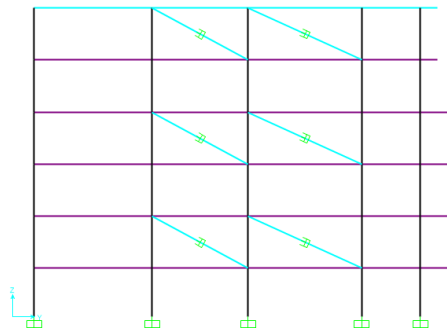


Figura 117. Vista en dirección Y de la D. Variada en el Edificio B

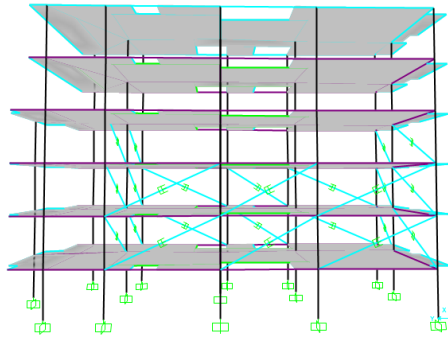


Figura 118. Distribución Método SSSA en el Edificio B

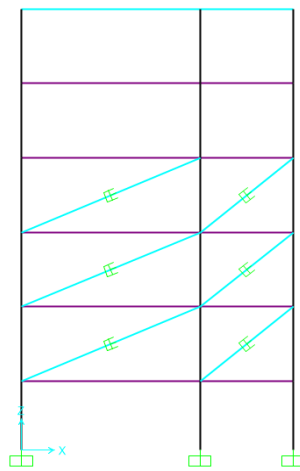


Figura 119. Vista en dirección X de la D. Método SSSA en el Edificio B

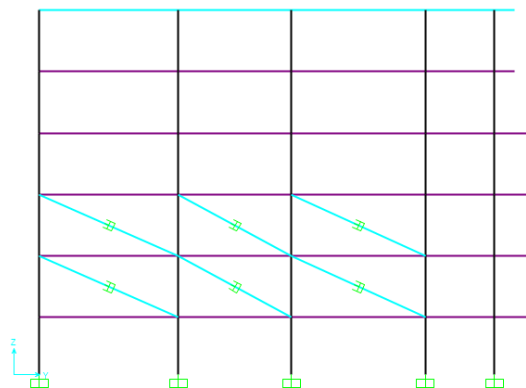


Figura 120. Vista en dirección Y de la D. Método SSSA en el Edificio B

Los efectos obtenidos en la derivas y velocidades al implementar las distribuciones Uniforme y Variada son muy cercanos, en algunos sismos la distribución Uniforme logra reducir un poco más la deriva máxima en el Edificio B.

A pesar de las alternancias entre las distribuciones Uniforme y Variada, la distribución del método SSSA mantiene un comportamiento estable y favorable bajo la acción de todos los eventos sísmicos, al lograr que los valores de las derivas del Edificio B se reduzcan considerablemente, respecto de las otras dos distribuciones. Con base a estos resultados se puede establecer que, para una determinada cantidad de amortiguadores viscosos no lineales, los efectos logrados en la respuesta estructural varían notoriamente según su ubicación

Al contrastar cada una de las respuestas estructurales obtenidas en el Edificio B, bajo acción de los sismos de estudio, se evidencia que los valores de las derivas y las velocidades en la edificación difieren según el sismo utilizado y la distribución aplicada, como se observa en las figuras 121-130 y sus leyendas se describen a continuación:

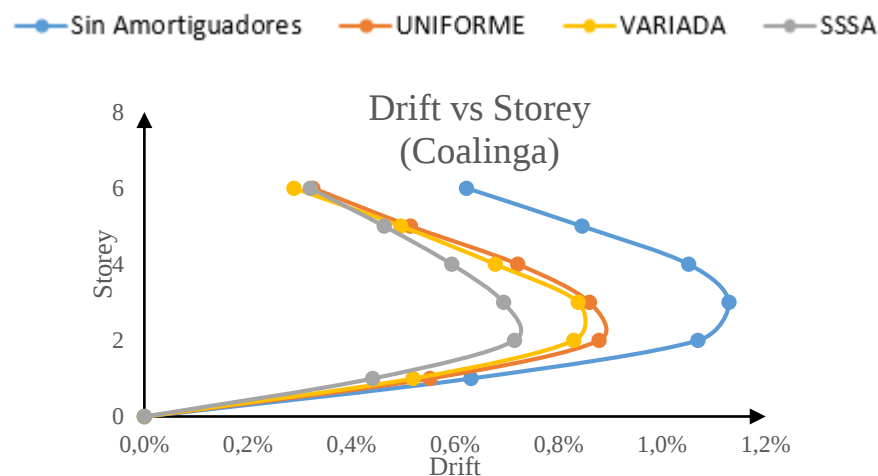


Figura 121. Comportamiento de la deriva en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Coalinga

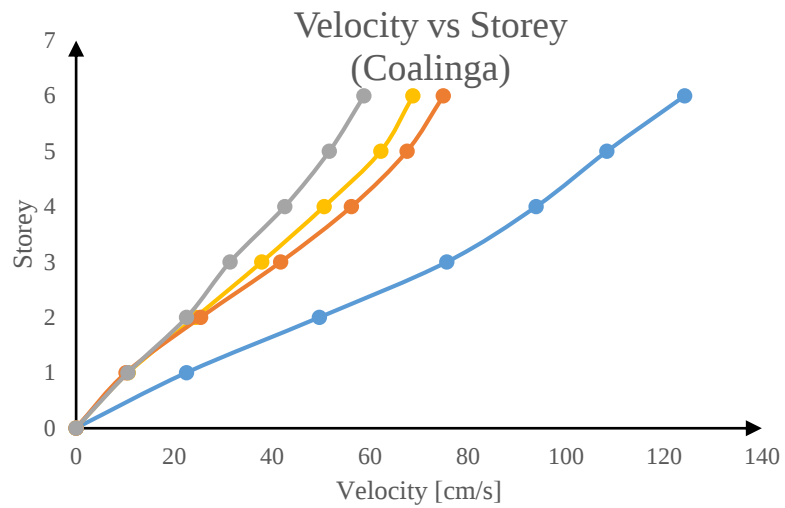


Figura 122. Comportamiento de la velocidad en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Coalinga

Tabla 38. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio B bajo, el sismo de Coalinga

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.63%       | 0.52%   | 0.55%    | 0.44% | 22.52             | 10.66   | 10.22    | 10.61 |
| 2      | 1.07%       | 0.83%   | 0.88%    | 0.71% | 49.68             | 24.4    | 25.46    | 22.58 |
| 3      | 1.13%       | 0.84%   | 0.86%    | 0.69% | 75.69             | 37.92   | 41.79    | 31.45 |
| 4      | 1.05%       | 0.68%   | 0.72%    | 0.59% | 93.92             | 50.64   | 56.23    | 42.59 |
| 5      | 0.85%       | 0.50%   | 0.51%    | 0.46% | 108.38            | 62.21   | 67.56    | 51.7  |
| 6      | 0.62%       | 0.29%   | 0.32%    | 0.32% | 124.25            | 68.79   | 75       | 58.78 |

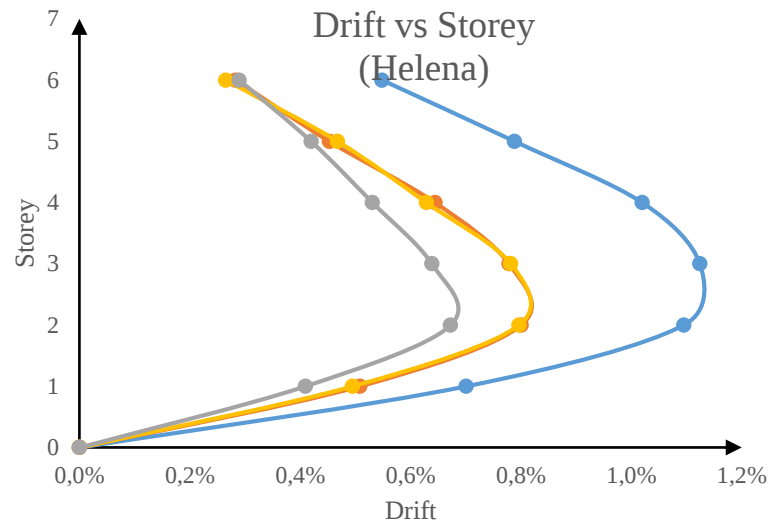


Figura 123. Comportamiento de la deriva en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Helena

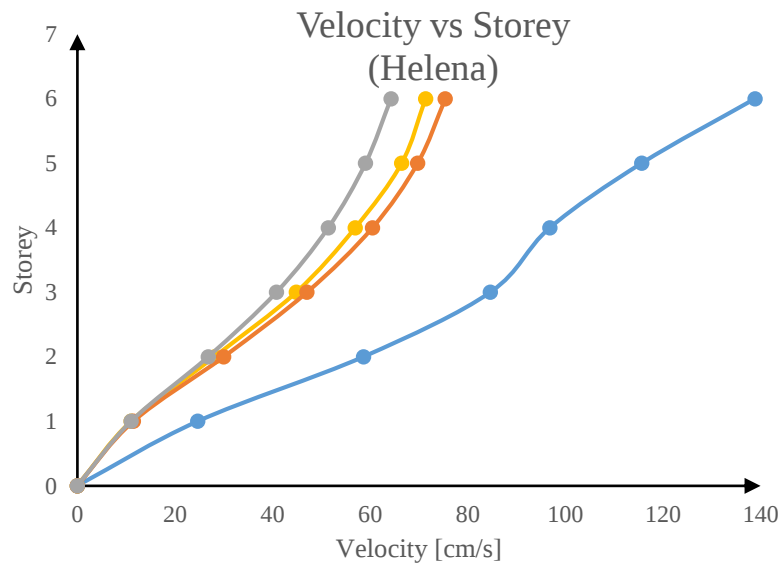


Figura 124. Comportamiento de la velocidad en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Helena

Tabla 39. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio B, bajo el sismo de Helena

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.70%       | 0.49%   | 0.51%    | 0.41% | 24.71             | 11.02   | 11.51    | 11.05 |
| 2      | 1.09%       | 0.80%   | 0.80%    | 0.67% | 58.66             | 28.13   | 30.03    | 26.85 |
| 3      | 1.12%       | 0.78%   | 0.78%    | 0.64% | 84.65             | 44.88   | 47.08    | 40.83 |
| 4      | 1.02%       | 0.63%   | 0.64%    | 0.53% | 96.85             | 56.98   | 60.49    | 51.45 |
| 5      | 0.79%       | 0.47%   | 0.45%    | 0.42% | 115.65            | 66.48   | 69.74    | 59.09 |
| 6      | 0.55%       | 0.26%   | 0.28%    | 0.29% | 138.88            | 71.38   | 75.42    | 64.3  |

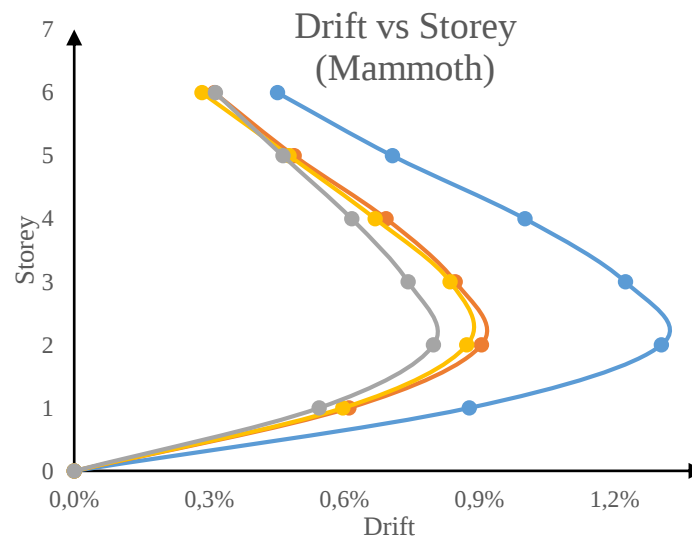


Figura 125. Comportamiento de la deriva en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Mammoth

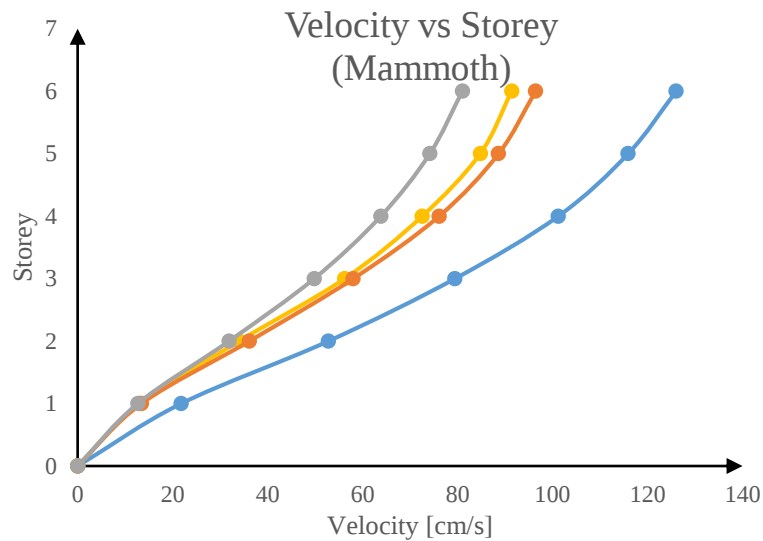


Figura 126. Comportamiento de la velocidad en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Mammoth

Tabla 40. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio B, bajo el sismo de Mammoth

| Planta | derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.88%       | 0.60%   | 0.61%    | 0.54% | 21.78             | 13.09   | 13.43    | 12.66 |
| 2      | 1.30%       | 0.87%   | 0.90%    | 0.80% | 52.78             | 33.99   | 36.13    | 31.89 |
| 3      | 1.22%       | 0.83%   | 0.85%    | 0.74% | 79.43             | 56.22   | 58.01    | 49.81 |
| 4      | 1.00%       | 0.67%   | 0.69%    | 0.62% | 101.18            | 72.56   | 76.09    | 63.87 |
| 5      | 0.71%       | 0.48%   | 0.49%    | 0.46% | 115.89            | 84.78   | 88.61    | 74.18 |
| 6      | 0.45%       | 0.28%   | 0.31%    | 0.31% | 126               | 91.4    | 96.41    | 81.03 |

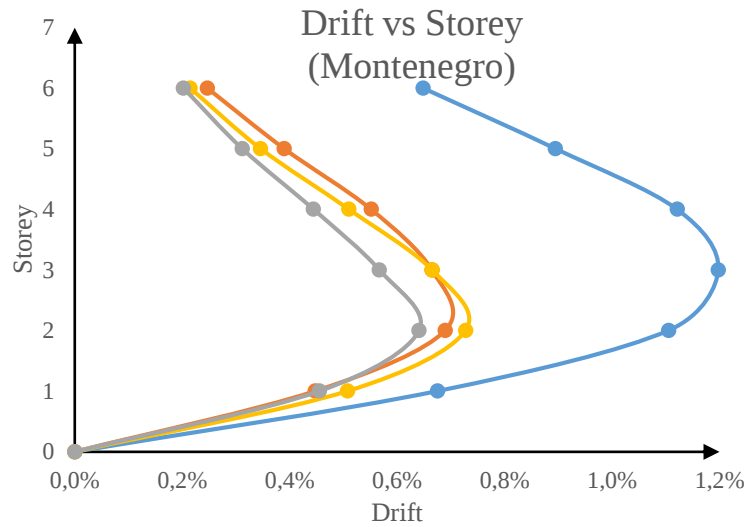


Figura 127. Comportamiento de la deriva en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Montenegro

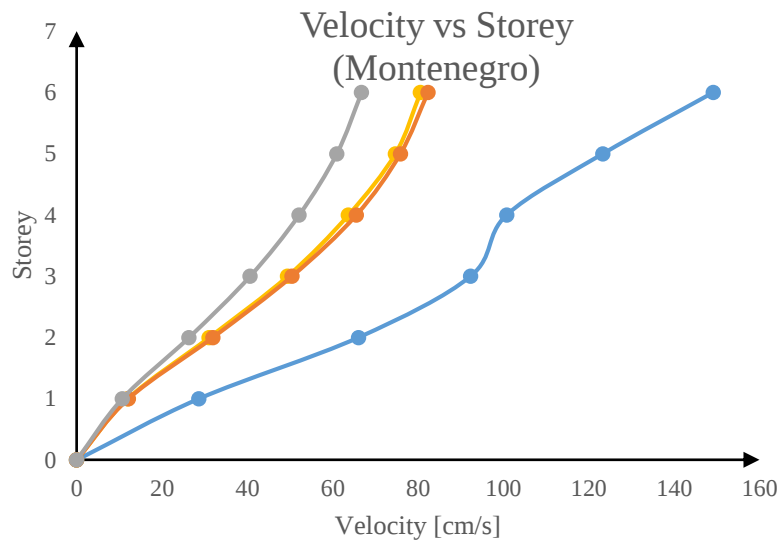


Figura 128. Comportamiento de la velocidad en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Montenegro

Tabla 41. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio B, bajo el sismo de Montenegro

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.67%       | 0.51%   | 0.45%    | 0.46% | 28.64             | 11.99   | 12.12    | 10.68 |
| 2      | 1.11%       | 0.73%   | 0.69%    | 0.64% | 66.05             | 31.05   | 31.92    | 26.33 |
| 3      | 1.20%       | 0.66%   | 0.66%    | 0.57% | 92.31             | 49.44   | 50.48    | 40.64 |
| 4      | 1.12%       | 0.51%   | 0.55%    | 0.44% | 100.77            | 63.69   | 65.56    | 52.13 |
| 5      | 0.89%       | 0.35%   | 0.39%    | 0.31% | 123.34            | 74.68   | 75.88    | 60.95 |
| 6      | 0.65%       | 0.21%   | 0.25%    | 0.20% | 149.19            | 80.58   | 82.34    | 66.77 |



Figura 129. Comportamiento de la deriva en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Whittier

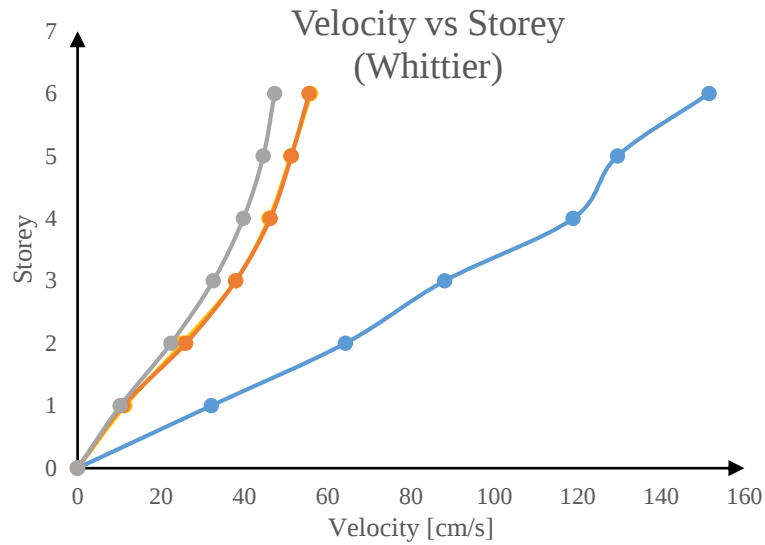


Figura 130. Comportamiento de la velocidad en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores, con el sismo de Whittier

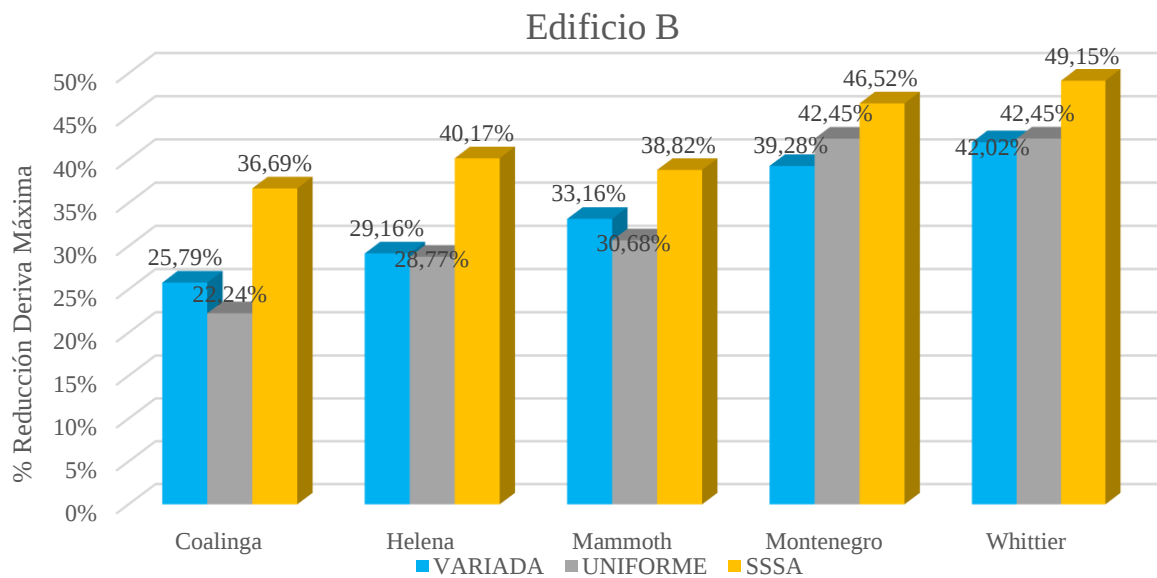
Tabla 42. Valores de Derivas y Velocidades según la distribución aplicada en el Edificio B, bajo el sismo de Whittier

| Planta | Derivas [%] |         |          |       | Velocidades [m/s] |         |          |       |
|--------|-------------|---------|----------|-------|-------------------|---------|----------|-------|
|        | Sin         | Variada | Uniforme | SSSA  | Sin               | Variada | Uniforme | SSSA  |
| 0      | 0.00%       | 0.00%   | 0.00%    | 0.00% | 0                 | 0       | 0        | 0     |
| 1      | 0.93%       | 0.51%   | 0.54%    | 0.46% | 32.12             | 11.35   | 10.91    | 10.25 |
| 2      | 1.33%       | 0.77%   | 0.76%    | 0.67% | 64.27             | 25.17   | 25.99    | 22.42 |
| 3      | 1.18%       | 0.71%   | 0.67%    | 0.59% | 88.12             | 37.93   | 37.93    | 32.55 |
| 4      | 1.00%       | 0.52%   | 0.52%    | 0.46% | 118.96            | 45.95   | 46.25    | 39.8  |
| 5      | 0.82%       | 0.34%   | 0.35%    | 0.31% | 129.6             | 51.16   | 51.31    | 44.58 |
| 6      | 0.65%       | 0.22%   | 0.22%    | 0.19% | 151.55            | 55.93   | 55.57    | 47.3  |

Al comparar cada una de las respuestas estructurales obtenidas en el Edificio B bajo la acción de los sismos de estudio, se evidencia que para esta esta edificación los porcentajes de reducción de las derivas máximas difieren según el sismo utilizado y la distribución aplicada, dejando ver una notoria ventaja al usar la distribución del método SSSA respecto de las distribución uniforme y variada, como se evidencia en la tabla 43 y se observa en la figura 131.

Tabla 43. Reducción de la deriva máxima ( $\Delta_{\text{máx}}$ ) en el Edificio B, según la distribución de los amortiguadores viscosos no lineales, bajo la acción de los sismos de estudio.

|                           | Distribución | Coalinga | Helena | Mammoth | Montenegro | Whittier |
|---------------------------|--------------|----------|--------|---------|------------|----------|
| $\Delta_{\text{máx}}$ [%] | Sin          | 1.129%   | 1.124% | 1.304%  | 1.198%     | 1.326%   |
|                           | Variada      | 0.838%   | 0.796% | 0.872%  | 0.727%     | 0.769%   |
|                           | Uniforme     | 0.878%   | 0.801% | 0.904%  | 0.689%     | 0.763%   |
|                           | SSSA         | 0.715%   | 0.672% | 0.798%  | 0.641%     | 0.674%   |
| % Reducción               | Sin          | 0.00%    | 0.00%  | 0.00%   | 0.00%      | 0.00%    |
|                           | Variada      | 25.79%   | 29.16% | 33.16%  | 39.28%     | 42.02%   |
|                           | Uniforme     | 22.24%   | 28.77% | 30.68%  | 42.45%     | 42.45%   |
|                           | SSSA         | 36.69%   | 40.17% | 38.82%  | 46.52%     | 49.15%   |



*Figura 131.* %Reducción de la deriva máxima en el Edificio B, para cada una de las distribuciones, aplicando los sismos de estudio.

### 5.3. Curva de histéresis de los amortiguadores viscosos no lineales

Los amortiguadores viscosos no lineales no disipan la misma cantidad de energía, a pesar de poseer propiedades iguales asignadas a su diseño. Esto se puede observar cuando se analiza su comportamiento en las curvas histeréticas de los amortiguadores, donde se compara la fuerza axial contra el desplazamiento alcanzado por el dispositivo disipador de energía.

Tomando como ejemplo el Edificio A, para la distribución Uniforme, cuando se somete al evento sísmico de Whittier y se le asigna un valor de coeficiente de amortiguación  $C = 3174 [kN - seg/m]$  a los disipadores de energía, las curvas de histéresis de sus amortiguadores son diferentes, es decir, un amortiguador viscoso no lineal ubicado en la planta baja del Edificio, no va a disipar la misma energía que un amortiguador ubicado en la planta media o en la planta alta, como se observa en las figuras 133-135.

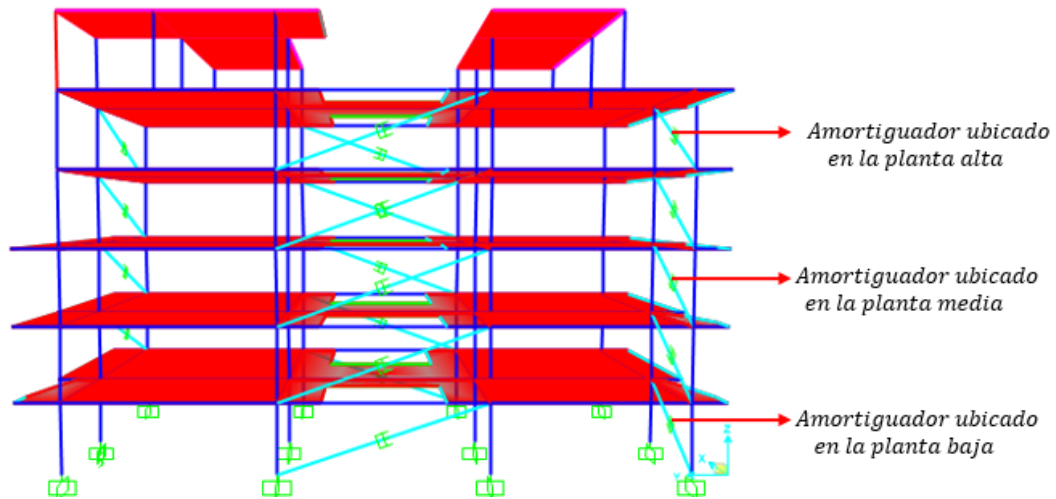


Figura 132. Amortiguadores viscosos no lineales a los que se analizó su curva de histéresis.

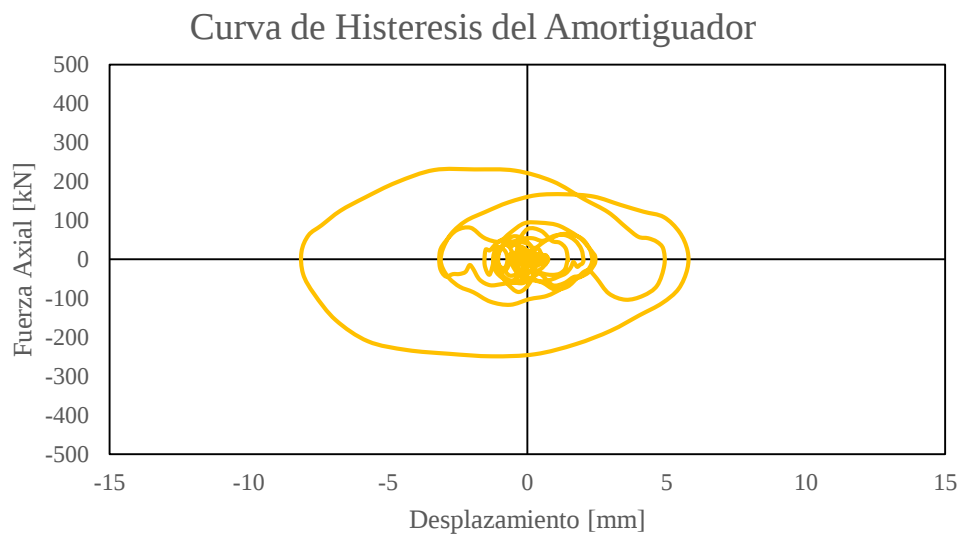
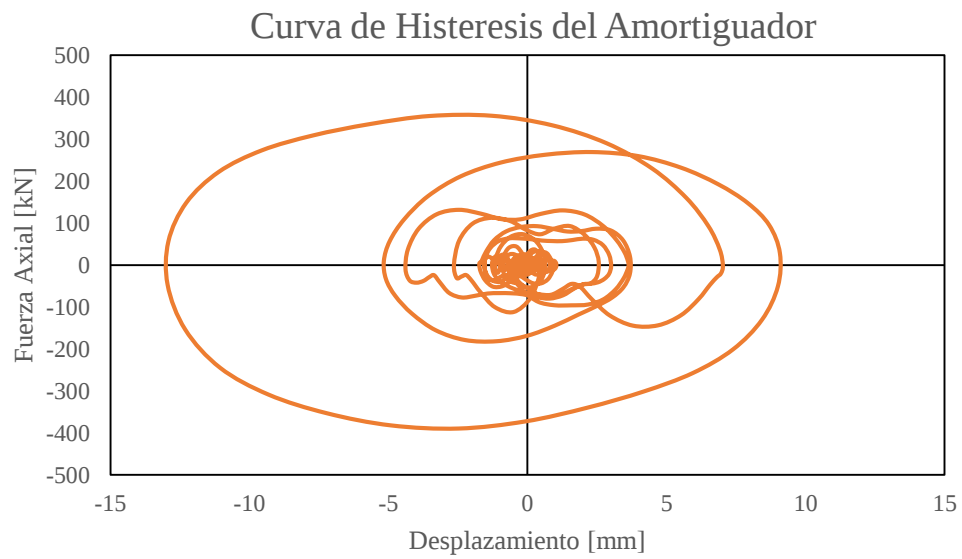
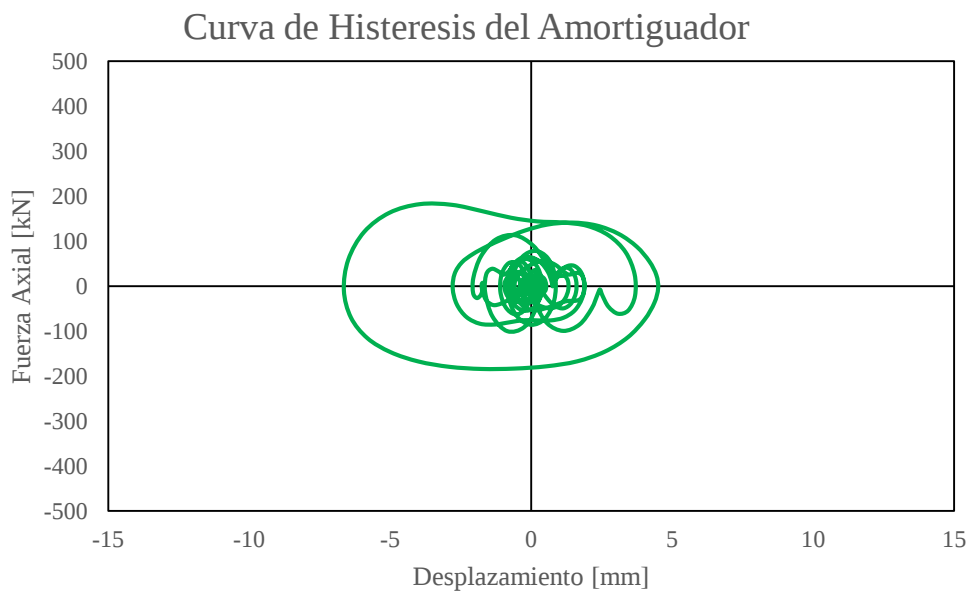


Figura 133. Curva de histéresis del amortiguador ubicado en la planta baja del Edificio A, para la distribución Uniforme.



*Figura 134.* Curva de histéresis del amortiguador ubicado en la planta media del Edificio A, para la distribución Uniforme.



*Figura 135.* Curva de histéresis del amortiguador ubicado en la planta alta del Edificio A, para la distribución Uniforme.

## 6. Conclusiones

Al modelar cada una de las edificaciones clasificadas como estructuras de ocupación normal, se logró analizar el comportamiento de la deriva y la velocidad en cada una de las plantas. Esto fue posible a través de la definición de las variables que determinan la respuesta del sistema estructural con amortiguadores viscosos no lineales.

Se encontró que, al implementar los amortiguadores viscosos no lineales en las tres edificaciones residenciales, la deriva se redujo en un porcentaje considerable, evidenciando que estos dispositivos disipadores de energía, aportan valores de fuerza capaces de actuar ante acciones sísmicas.

El análisis de la cantidad de amortiguadores implementados en las edificaciones permitió establecer que la ecuación que define el valor del coeficiente de amortiguación, se adapta al comportamiento esperado para un número de amortiguadores asignado  $n_d$ , es decir, el diseñador tiene la posibilidad de interactuar con las variables de esta ecuación y así tener la suficiente libertad a la hora de tomar la decisión en la cantidad de amortiguadores  $n_d$  que desea usar y que a su vez condicionan el valor del coeficiente de amortiguación, como se observó en los resultados, en donde por más amortiguadores que se implementen, los efectos de reducción de las derivas se estabilizan cuando se usa una cantidad de amortiguadores por encima del que se había propuesto.

Las derivas y las velocidades obtenidas en las tres edificaciones variaron según el sismo bajo la cual fueron sometidas, ratificando la importancia de implementar varios sismos si desea realizar un análisis dinámico como el que se presentó en este estudio. Es importante que las historias de

tiempo de aceleración del suelo utilizadas correspondan a la zona de estudio ya que inciden en la respuesta estructural de las edificaciones.

Las irregularidades de las edificaciones no condicionan la implementación de los amortiguadores viscosos no lineales, como se observó en los resultados de tres edificaciones residenciales diferentes sometidas a los sismos de microzonificación de Bucaramanga, a su vez el uso de estos disipadores de energía no altera los periodos fundamentales de las estructuras.

Dentro del análisis expuesto, se encontró que una cantidad específica de amortiguadores viscosos no lineales propuesta por el diseñador, tuvo diversos efectos positivos en términos de reducción de la deriva, más sin embargo la respuesta estructural de las edificaciones difiere según la distribución y localización de los disipadores de energía, como se evidenció al plantear las siguientes distribuciones: Distribución Uniforme, Distribución Variada, Distribución método SSSA.

Los porcentajes de reducción de la deriva máxima obtenidos en el Edificio A, evidencian que la distribución variada puede lograr hasta un 43.71%, seguida de la distribución uniforme que obtuvo un valor del 56% y la distribución método SSSA con un valor significativo de 64.47% cuando se implementa el sismo de Montenegro; este efecto se mantiene en las demás acciones sísmicas implementadas para esta edificación. Un fenómeno similar ocurrió en el Edificio B y el Edificio C en donde el método SSSA tuvo la mayor reducción de la deriva máxima con un 49.15% y 49.56% respectivamente, más sin embargo las distribuciones uniforme y variada, no mantuvieron un comportamiento estable en todos los resultados, es decir, en algunas acciones sísmicas resultó mejor el desempeño de la distribución uniforme y en otras la distribución variada.

Al comparar las distribuciones de los amortiguadores aplicadas, se determinó que la distribución método SSSA es mucho más eficaz en términos de reducción de la deriva máxima,

respecto de las otras dos distribuciones en las tres edificaciones analizadas, más, sin embargo, es un proceso iterativo que requiere de un tiempo de análisis computacional mayor que cuando se implementan la distribuciones uniforme y variada, que dependen del criterio del diseñador.

En última instancia, se obtuvo las curvas de histéresis de algunos de los amortiguadores implementados en el análisis, en donde se evidencia que estos dispositivos son capaces de disipar energía según la ubicación en la que se encuentren dentro de las edificaciones. De esta forma se genera un grado de confianza para la implementación de estos elementos que resultan ser una solución viable para el reforzamiento estructural de edificaciones que presentan irregularidades en planta y altura ubicadas en la ciudad de Bucaramanga.

### Referencias Bibliográficas

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá: Ministerio de Minas, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Castaldo, P. (2014). Integrated Seismic Design of Structure and Control Systems. Salerno: Springer. p. 72-78
- Constantinou, M. C.; Symans, M.D. y Taylor, D. (1993). Fluid Viscous Damper for Improving the Earthquake Resistance of Buildings. Taylor Devices Inc.
- Gómez, J. A. (2002). Presentación de un nuevo modelo matemático para el cálculo del periodo fundamental de vibración de estructuras de Edificios. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C. No 069. pp. 149-160.
- Ingeominas. (2001). Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga, Ingeominas. Bogotá.
- Landi, L.; Simone, L. y Diotallevi, P. P. (2014). A procedure for the direct determination of the required supplemental damping for the seismic retrofit with viscous dampers. Engineering Structures. Vol 71, No 1. pp. 137-149.
- Lee, D. A. y Taylor, D. P. (2002). Viscous Damper Development and Future Trends. Taylor Devices. Inc.
- Leu, L.J. y Chang, J.T. (2011). Optimal Allocation of Non-linear Viscous Dampers for Three-Dimensional Building Structures. Procedia Engineering. Vol. 14. pp. 2489-2497.
- Lopez A., D. (2001). Simple Method for the Design of Optimal Damper Configurations in MDOF Structures. Earthquake Spectra. Vol 17, No 3. pp. 387-398.

- López, D. y Soong, T. T. (2002). Efficiency of a simple approach to damper allocation in MDOF structures. *Journal of Structural Control*. Vol 9. pp. 19-30.
- Maldonado, E. y Chio, G. (2004). Análisis sísmico de edificaciones. Universidad Industrial de Santander. Esc. Ingeniería Civil. p. 1-6.
- Mathew, L. y Prabha, C. (2014). Effect of Fluid Viscous Dampers in Multi-Storeyed Buildings. *Impact Journals*. Vol 2. pp. 59-64.
- Oviedo, J. A. y Duque, M. P. (2009). Disipadores Histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas. *Revista Escuela de Ingeniería de Antioquia*. No. 11. pp. 51-63.
- Sadeghi, V.; Reza, M.; Bagheri, B. y Behraves, A. (2013). Evaluating Effects of Viscous Dampers on optimizing Seismic Behavior of Structures. *International Journal of Current Engineering and Technology*. Vol 3, No. 4. pp. 1150-1157.
- Taylor, D. P. (2002). History, design and applications of fluid dampers in structural engineering. Taylor Devices. Inc.
- Whittaker, A.; Constantinou, M. y Chrysostomou, C. Z. (2001). Seismic Energy Dissipation Systems for Buildings. Research Gate. Conference Paper.