

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL
ECUADOR**

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

**DISERTACIÓN DE GRADO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

ESTUDIO COMPARATIVO PARA DETERMINAR LA EFICIENCIA
Y APLICABILIDAD DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE Y
DIAGONALES CON AMORTIGUADORES, COMO SISTEMAS DE
PROTECCIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE ACERO EN LA
CIUDAD DE QUITO

AUTOR:

OSCAR MARCELO GUTIÉRREZ RODRÍGUEZ

DIRECTOR:

ING. MARCELO GUERRA AVENDAÑO

QUITO, 2016

DEDICATORIA

A Dios y a mis padres, por haberme dado la oportunidad de estudiar y formarme como Ingeniero Civil en esta prestigiosa universidad.

AGRADECIMIENTO

A mi padre Roberto y mi madre Libia, por su guía y apoyo incondicional para permitirme cumplir esta meta tan importante en mi vida.

A mis hermanos mayores César y Andrea, por todo el apoyo y consejos brindados a lo largo de toda mi carrera.

Al Ing. Marcelo Guerra, director de esta disertación, un agradecimiento especial por su tiempo y atención prestada, motivo por el cual los objetivos de la investigación se cumplieron con éxito.

A los revisores de mi trabajo de disertación, el Ing. Juan Carlos Garcés y el Ing. Oscar Jaramillo por su tiempo prestado y por sus consejos durante la realización de esta investigación.

Un agradecimiento especial a todos los profesores de la Facultad de Ingeniería, por compartir sus conocimientos y consejos durante las horas de clase.

A mis amigos y compañeros de clase, por tantas experiencias vividas dentro y fuera de las aulas.

Al Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional por facilitar la información requerida para este estudio.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación consiste en un estudio comparativo para determinar la eficiencia y aplicabilidad de sistemas de protección sísmica para estructuras de acero a ser construidas en la ciudad de Quito. En este estudio se proponen dos sistemas de protección de estructuras ante eventos sísmicos destructivos como son el aislamiento basal y la utilización de disipadores de energía ubicados en diagonales metálicas, sistemas que han tenido una gran aceptación en todo el mundo debido a los altísimos niveles de desempeño que se logra en estas estructuras durante eventos sísmicos severos.

En el Capítulo I se desarrolla un marco teórico de las propiedades y características del acero como material de construcción. Además se establecen los fundamentos teóricos del aislamiento de base y de la disipación de energía mediante dispositivos amortiguadores instalados en la superestructura.

En el Capítulo II se establecen los principales requerimientos establecidos en la normativa AISC 341-10 para el diseño sismorresistente de estructuras de acero. Además en este capítulo se modela edificios de 5, 10, 15, 20 y 30 pisos constituidos de pórticos especiales resistentes a momento cumpliendo los requerimientos establecidos anteriormente.

En el Capítulo III se determina las propiedades y se dimensiona aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento para ser modelados en la base de las estructuras planteadas en el Capítulo II.

En el Capítulo IV se establece un arreglo de diagonales concéntricas para los pórticos modelados en el Capítulo II, para posteriormente determinar las propiedades de los dispositivos disipadores de energía Tipo Taylor para ser modelados en dichas diagonales.

En Capítulo V se realiza una comparación de los resultados obtenidos en los Capítulos II, III y IV, para finalmente en el Capítulo VI establecer conclusiones y recomendaciones que permitan cumplir con los objetivos planteados en esta investigación.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTO.....	III
RESUMEN	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABLAS	XIX
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	XXIV
CAPÍTULO I GENERALIDADES.....	26
1.1. INTRODUCCIÓN.....	26
1.2. JUSTIFICACIÓN	27
1.3. OBJETIVOS.....	28
1.3.1. Objetivo General.....	28
1.3.2. Objetivos Específicos.....	28
1.4. MARCO TEÓRICO.....	29
1.4.1. Acero Estructural.....	29
1.4.2. Propiedades Mecánicas Del Acero.....	29
1.4.3. Ventajas Del Acero En Estructuras.....	30
1.4.4. Desventajas Del Acero Como Material Estructural.....	31
1.4.5. Clasificación Del Acero Estructural	31
1.4.6. Edificios De Acero	33
1.4.7. Fuerzas Laterales En Edificios	34
1.4.8. Alternativas De Protección Sísmica Para Edificios	37
1.4.9. Aislamiento Sísmico	43
1.4.10. Disipación De Energía.....	53
CAPÍTULO II DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO .	61
2.1. SISMICIDAD EN EL ECUADOR	61
2.2. RIESGO SÍSMICO.....	64

2.3.	FILOSOFÍA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	65
2.4.	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ACERO.....	68
2.5.	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE ACERO DEBIDO AL PANDEO LOCAL	70
2.6.	CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO ..	71
2.6.1.	Comportamiento Sísmico De Estructuras De Acero	71
2.6.2.	Efectos De Segundo Orden	72
2.6.3.	Mecanismo Viga Débil – Columna Fuerte.....	74
2.6.4.	Conexiones Viga – Columna.....	75
2.7.	MÉTODOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO.....	77
2.7.1.	Método ASD	77
2.7.2.	Método LRFD	78
2.8.	DEFINICIÓN DE ESTADOS DE CARGA SÍSMICA	79
2.8.1.	Método De La Carga Estática Equivalente	80
2.8.2.	Método Del Espectro De Respuesta Modal	81
2.8.3.	Análisis Tiempo Historia.....	83
2.9.	SISTEMA ESTRUCTURAL UTILIZADO	84
2.10.	CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS MODELOS.....	85
2.11.	PREDIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES.....	86
2.11.1.	Predimensionamiento De Losas.....	87
2.11.2.	Predimensionamiento De Vigas Secundarias.....	90
2.11.3.	Predimensionamiento De Vigas Principales	93
2.11.4.	Predimensionamiento De Columnas	98
2.12.	CRITERIOS GENERALES DE MODELACIÓN.....	107
2.12.1.	Materiales Utilizados	108
2.12.2.	Condiciones De Apoyo De Las Estructuras.....	109
2.12.3.	Liberación De Momentos En Extremos De Vigas Secundarias.....	110

2.12.4.	Sección Reducida En Vigas Principales.....	111
2.13.	PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS DE LA CARGA ESTÁTICA EQUIVALENTE	111
2.14.	PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	113
2.14.1.	Espectro Elástico De Acuerdo A La Norma NEC 2015	113
2.14.2.	Espectro Elástico De Acuerdo A La Norma ASCE 7-10	115
2.14.3.	Comparación De Espectros De Diseño Elástico NEC 2015 Y ASCE 7-10.....	118
2.14.4.	Espectro De Diseño NEC 2015.....	119
2.15.	ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS.....	120
2.15.1.	Definición De Los Estados De Carga Estáticos	120
2.16.	ASIGNACIÓN DE CARGAS ESTÁTICAS	121
2.17.	DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS DE CARGA DINÁMICOS	123
2.17.1.	Ingreso Del Espectro De Diseño Al Programa ETABS 2015	123
2.18.	COMBINACIONES DE CARGA UTILIZADAS.....	125
2.19.	CORRECCIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO	126
2.20.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	133
2.20.1.	Índice De Estabilidad De Piso	133
2.20.2.	Periodo De Vibración Dinámico Y Participación Modal De Los Edificios	134
2.20.3.	Derivas De Piso.....	137
2.20.4.	Resumen De Resultados.....	143
2.21.	RESULTADOS DEL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS.....	143
2.21.1.	Sección Definitiva Para Vigas Secundarias.....	143
2.21.2.	Secciones Definitivas Para Vigas Principales (Unidades en mm).....	145
2.21.3.	Secciones Definitivas Para Las Columnas (Unidades en mm).....	148
CAPÍTULO III MODELACIÓN DE AISLADORES DE BASE EN LOS EDIFICIOS 149		
3.1.	INTRODUCCIÓN.....	149
3.2.	FILOSOFÍA DE DISEÑO	150

3.3.	CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS	151
3.3.1.	Procedimiento De Diseño De Aisladores Elastoméricos De Alto Amortiguamiento (HDR)	153
3.3.2.	Resumen De Resultados Del Dimensionamiento De Los Aisladores Elastoméricos Para Los Edificios De 5, 10, 15, 20 Y 30.....	163
3.4.	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN DE AISLADORES DE ALTO AMORTIGUAMIENTO EN ETABS 2015	167
3.4.1.	Parámetros Para La Modelación De Los Aisladores Elastoméricos En Los Edificios De 5, 10, 15, 20 Y 30 Pisos	171
3.5.	MODELACIÓN DE LOS AISLADORES DE BASE EN LOS EDIFICIOS PROPUESTOS	172
3.6.	ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS	178
3.6.1.	Análisis Estático De Las Estructuras Aisladas	179
3.6.2.	Análisis Modal Espectral De Las Estructuras Aisladas.....	179
3.7.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	180
3.7.1.	Periodo De Vibración Fundamental De Las Estructuras Aisladas	180
3.7.2.	Derivas De Piso De Las Estructuras Aisladas	181
3.7.3.	Amplificación De La Aceleración En Pisos Superiores.....	186
CAPÍTULO IV MODELACIÓN DE DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA EN LOS EDIFICIOS		190
4.1.	INTRODUCCIÓN.....	190
4.2.	PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE.....	191
4.2.1.	Comportamiento Estructural De Pórticos Arriostrados Concéntricamente ..	192
4.2.2.	Criterios Estructurales Para Definir La Configuración Geométrica De Las Diagonales.....	193
4.3.	SISTEMA ESTRUCTURAL UTILIZADO	194
4.3.1.	Sistemas Duales Con Pórticos Resistentes A Momento	194
4.4.	FUNCIÓN DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA EN ESTRUCTURAS	195

4.5.	MODELAMIENTO DE LOS DISIPADORES VISCOSOS EN ETABS 2015	196
4.5.1.	Comportamiento De Los Disipadores Viscosos.....	196
4.5.2.	Determinación De Los Parámetros Para La Modelación De Disipadores Viscosos En ETABS 2015.....	199
4.6.	PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN DE LOS DISIPADORES VISCOSOS EN LOS EDIFICIOS DE 5, 10, 15, 20 Y 30 PISOS.....	199
4.6.1.	Cálculo De La Constante De Amortiguamiento Según FEMA 450	201
4.7.	MODELACIÓN DE LOS DISIPADORES VISCOSOS EN LOS EDIFICIOS PROPUESTOS .	207
4.8.	ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS CON DISIPADORES.....	210
4.8.1.	Análisis Estático De Las Estructuras Con Disipadores	210
4.8.2.	Análisis Modal Espectral De Las Estructuras Con Disipadores.....	211
4.8.3.	Análisis Tiempo Historia De Las Estructuras Con Disipadores	211
4.9.	CORTANTE DE DISEÑO PARA LAS ESTRUCTURAS CON DISIPADORES.....	215
4.10.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	217
4.10.1.	Derivas De Piso De Las Estructuras Con Disipadores	217
4.10.2.	Diagramas de Energía De Las Estructuras Con Disipadores.....	222
	CAPÍTULO V COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	225
5.1.	COMPARACIÓN DE LOS PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO Y LAS ESTRUCTURAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO	225
5.1.1.	Comparación De Derivas Inelásticas	225
5.1.2.	Comparación De La Amplificación De La Aceleración De Entrada En Pisos Superiores	235
5.1.3.	Comparación Del Cortante Basal Real O De Diseño Elástico	241
5.1.4.	Comparación Del Cortante Basal De Diseño	242
5.1.5.	Comparación Del Nivel De Esfuerzo En Vigas	243
5.2.	COMPARACIÓN DE LOS PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO Y LAS ESTRUCTURAS CON SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	244

5.2.1.	Comparación De Derivas Inelásticas	245
5.2.2.	Comparación De La Amplificación De La Aceleración De Entrada En Pisos Superiores	254
5.2.3.	Diagramas De Energía De Los Edificios Convencionales	257
5.2.4.	Comparación Del Cortante De Diseño	259
5.2.5.	Comparación Del Nivel De Esfuerzo En Vigas	260
5.2.6.	Incremento De Disipadores De Energía En Pórticos Interiores	261
5.3.	RESUMEN DE RESULTADOS.....	269
	CAPÍTULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	271
	BIBLIOGRAFÍA.....	280

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Vista general de un edificio de estructura de acero	34
Figura 2. Edificio de acero con muros de corte de hormigón armado	39
Figura 3. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente: (a) en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida o Chevron y (e) en V	40
Figura 4. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente	41
Figura 5. Detalle del enlace en un pórtico con arriostramiento excéntrico	42
Figura 6. Amplificación de la aceleración en edificio sin aisladores sísmicos	45
Figura 7. Amplificación de la aceleración en edificio con aisladores sísmicos	45
Figura 8. Desplazamientos laterales en estructura convencional y aislada	46
Figura 9. Edificio Los Angeles City Hall	47
Figura 10. Partes de un aislador elastomérico.....	48
Figura 11. Partes de un aislador deslizante.....	50
Figura 12. Principio de funcionamiento de un aislador deslizante	50
Figura 13. Aislador instalado sobre fundación	51
Figura 14. Aislador instalado en piso intermedio	52
Figura 15. Detalle de aislador instalado en piso intermedio.....	52
Figura 16. Disipador tipo ADAS.....	56
Figura 17. Disipador tipo ADAS en arriostramiento en X	56
Figura 18. Disipador tipo TADAS.....	57
Figura 19. Disipador tipo PVD	58
Figura 20. Amortiguador tipo Taylor instalado en arriostramiento excéntrico.....	59
Figura 21. Disipador de amortiguamiento viscoelástico.....	60
Figura 22. Interacción placas de Nazca y Sudamericana	61
Figura 23. Sistema de fallas intraplaca en Ecuador.....	62
Figura 24. Zonificación sísmica del Ecuador	63
Figura 25. Diagrama corte basal vs desplazamiento lateral.....	66
Figura 26. Nivel de desempeño esperado de acuerdo a categoría de ocupación...	67
Figura 27. Curvas tensión vs deformación para tres aceros estructurales.....	69
Figura 28. Pandeo local en las alas de una columna de acero	70
Figura 29. Clasificación de secciones de acero para elementos en compresión	71
Figura 30. Efectos P-Delta sobre la estructura	73

Figura 31. Comportamiento inelástico de una estructura.....	74
Figura 32. Conexión precalificada con placas rigidizadoras	76
Figura 33. Conexión precalificada con vigas de sección reducida	76
Figura 34. Distribución del cortante basal en altura	81
Figura 35. Modos de vibración de una estructura.....	81
Figura 36. Construcción de un espectro de respuesta.....	83
Figura 37. Acelerograma registrado en terremoto de El Centro.....	84
Figura 38. Coeficientes de diseño y limitaciones para sistemas resistentes sísmicos	85
Figura 39. Planta tipo para los edificios propuestos	86
Figura 40. Detalle de losa con sistema de placas colaborantes	87
Figura 41. Propiedades de las planchas tipo Deck (NOVALOSA)	88
Figura 42. Propiedades de la losa tipo Deck modelada en ETABS 2015.....	89
Figura 43. Esquema de viga simplemente apoyada	91
Figura 44. Esquema de viga principal y vigas secundarias	93
Figura 45. Esquema de viga empotrada y diagrama de momentos	94
Figura 46. Esquema de viga simplemente apoyada y diagrama de momentos	94
Figura 47. Arriostamiento del ala inferior de viga principal	96
Figura 48. Sección de columna para los modelos propuestos.....	100
Figura 49. Sección de columna con atiesadores	101
Figura 50. Longitudes efectivas de columnas.....	103
Figura 51. Nomogramas para determinar longitudes efectivas de columnas.....	104
Figura 52. Selección del método de análisis en ETABS 2015	105
Figura 53. Factor de longitud efectiva de la columna A2 calculada por ETABS 2015	106
Figura 54. Columna analizada y elementos que llegan a sus nudos	106
Figura 55. Vista 3D edificios de 10, 20 y 30 pisos	107
Figura 56. Propiedades del acero A-36	108
Figura 57. Propiedades del hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	109
Figura 58. Condiciones de apoyo de las estructuras	109
Figura 59. Liberación de momentos en extremos de vigas secundarias.....	110
Figura 60. Vigas secundarias con liberación de momento en sus extremos.....	110
Figura 61. Definición de sección reducida en vigas principales	111
Figura 62. Espectro elástico NEC 2015.....	114

Figura 63. Espectro para diseño elástico NEC 2015	115
Figura 64. Espectro elástico ASCE 7-10	116
Figura 65. Espectro para diseño elástico ASCE 7-10.....	118
Figura 66. Comparación espectro elástico NEC 2015 y ASCE 7-10.....	119
Figura 67. Espectro para diseño inelástico (R = 8) NEC 2015.....	120
Figura 68. Definición de estados de carga estáticos	121
Figura 69. Asignación de carga permanente a los modelos	121
Figura 70. Asignación de carga viva a los modelos.....	122
Figura 71. Asignación de carga lateral estática equivalente Sismo X1	122
Figura 72. Ingreso de espectro de diseño NEC 2015 al programa ETABS 2015 ..	123
Figura 73. Definición del caso de carga dinámico en la dirección X (U1).....	124
Figura 74. Estados de carga estáticos y dinámicos	125
Figura 75. Definición del peso reactivo sísmico en el programa ETABS 2015.....	127
Figura 76. Ingreso del factor de corrección para cortante basal en X	129
Figura 77. Determinación de derivas de piso	137
Figura 78. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio convencional de 5 pisos	138
Figura 79. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio convencional de 10 pisos	139
Figura 80. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio convencional de 15 pisos	140
Figura 81. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio convencional de 20 pisos	141
Figura 82. Deformaciones elástica máximas y derivas inelásticas en Y para edificio convencional de 30 pisos	143
Figura 83. Sección de vigas secundarias	144
Figura 84. Nivel de esfuerzos en vigas secundarias.....	144
Figura 85. Secciones de vigas principales en edificio de 5 pisos.....	145
Figura 86. Secciones de vigas principales en edificio de 10 pisos.....	145
Figura 87. Secciones de vigas principales en edificio de 15 pisos.....	146
Figura 88. Secciones de vigas principales en edificio de 20 pisos.....	146
Figura 89. Secciones de vigas principales en edificio de 30 pisos.....	147
Figura 90. Secciones de columnas para los cinco modelos.....	148
Figura 91. Dimensiones del aislador para el edificio de 5 pisos.....	163

Figura 92. Dimensiones del aislador para el edificio de 10 pisos.....	164
Figura 93. Dimensiones del aislador para el edificio de 15 pisos.....	165
Figura 94. Dimensiones del aislador para el edificio de 20 pisos.....	166
Figura 95. Dimensiones del aislador para el edificio de 30 pisos.....	167
Figura 96. Modelamiento de aisladores como elemento “link”	168
Figura 97. Comportamiento de histéresis bilineal de un apoyo elastomérico.....	168
Figura 98. Definición de las propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal	173
Figura 99. Detalle del aislador modelado en la base del edificio de 5 pisos en ETABS	173
Figura 100. Ingreso de propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal para el edificio de 5 pisos.....	174
Figura 101. Ingreso de propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal para el edificio de 10 pisos.....	175
Figura 102. Ingreso de propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal para el edificio de 15 pisos.....	176
Figura 103. Ingreso de propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal para el edificio de 20 pisos.....	177
Figura 104. Ingreso de propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal para el edificio de 30 pisos.....	178
Figura 105. Espectro para diseño inelástico ($R = 2$)	180
Figura 106. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio aislado de 5 pisos	181
Figura 107. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio aislado de 10 pisos	182
Figura 108. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio aislado de 15 pisos	183
Figura 109. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio aislado de 20 pisos	184
Figura 110. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio aislado de 30 pisos	186
Figura 111. Torre Mayor ubicada en México D.F.....	191
Figura 112. Zonas protegidas en una diagonal.....	193

Figura 113. Configuraciones inadecuadas de diagonales concéntricas en pórticos	194
Figura 114. Pórtico exterior arriostrado con diagonales concéntricas del edificio de 10 pisos	195
Figura 115. Espectros de diseño para diferentes porcentajes de amortiguamiento	196
Figura 116. Amortiguador viscoso tipo Taylor instalado en diagonal metálica	197
Figura 117. Modelo dinámico simplificado de Maxwell	197
Figura 118. Funcionamiento de un amortiguador tipo Taylor.....	198
Figura 119. Sección de diagonal (unidades en mm).....	200
Figura 120. Definición de las propiedades del disipador.....	207
Figura 121. Detalle de los disipadores del edificio de 5 pisos modelado en ETABS207	
Figura 122. Ingreso de propiedades del disipador para el edificio de 5 pisos	208
Figura 123. Ingreso de propiedades del disipador para el edificio de 10 pisos	208
Figura 124. Ingreso de propiedades del disipador para el edificio de 15 pisos	209
Figura 125. Ingreso de propiedades del disipador para el edificio de 20 pisos	209
Figura 126. Ingreso de propiedades del disipador para el edificio de 30 pisos	210
Figura 127. Componente este del sismo de Quito	212
Figura 128. Componente norte del sismo de Quito	213
Figura 129. Componente este escalada ($Z = 0.4$)	213
Figura 130. Componente norte escalada ($Z = 0.4$)	214
Figura 131. Ingreso del acelerograma escalado al programa ETABS 2015.....	214
Figura 132. Definición del caso de carga TIEMPO HISTORIA X	215
Figura 133. Derivas inelásticas en Y para edificio de 5 pisos con disipadores	217
Figura 134. Derivas inelásticas en Y para edificio de 10 pisos con disipadores....	218
Figura 135. Derivas inelásticas en Y para edificio de 15 pisos con disipadores....	219
Figura 136. Derivas inelásticas en Y para edificio de 20 pisos con disipadores....	220
Figura 137. Derivas inelásticas en Y para edificio de 30 pisos con disipadores....	222
Figura 138. Diagrama de energía del modelo de 5 pisos con disipadores.....	222
Figura 139. Diagrama de energía del modelo de 10 pisos con disipadores.....	223
Figura 140. Diagrama de energía del modelo de 15 pisos con disipadores.....	223
Figura 141. Diagrama de energía del modelo de 20 pisos con disipadores.....	224
Figura 142. Diagrama de energía del modelo de 30 pisos con disipadores.....	224

Figura 143. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 5 pisos	226
Figura 144. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 10 pisos	227
Figura 145. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 15 pisos	228
Figura 146. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 20 pisos	229
Figura 147. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 30 pisos	231
Figura 148. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio aislado de 5 pisos	232
Figura 149. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio aislado de 10 pisos	232
Figura 150. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio aislado de 15 pisos	233
Figura 151. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio aislado de 20 pisos	233
Figura 152. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio aislado de 30 pisos	234
Figura 153. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas máximas de los edificios aislados.....	234
Figura 154. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en último piso de los edificios aislados	235
Figura 155. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en primer piso de los edificios aislados	235
Figura 156. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 5 pisos	236
Figura 157. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 10 pisos	237
Figura 158 . Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 15 pisos	238
Figura 159. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 20 pisos	239

Figura 160. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 30 pisos	240
Figura 161. Porcentaje de reducción de aceleración de entrada en último piso de los edificios aislados	241
Figura 162 . Porcentaje de reducción del corte basal real en los edificios aislados	242
Figura 163. Porcentaje de incremento del corte basal de diseño en los edificios aislados.....	242
Figura 164. Comparación espectros de diseño para estructura convencional y aislada	243
Figura 165. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 5 pisos.....	245
Figura 166. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 10 pisos.....	246
Figura 167. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 15 pisos.....	247
Figura 168. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 20 pisos.....	248
Figura 169. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 30 pisos.....	250
Figura 170. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio de 5 pisos con disipadores.....	250
Figura 171. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio de 10 pisos con disipadores	251
Figura 172. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio de 15 pisos con disipadores	251
Figura 173. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio de 20 pisos con disipadores	252
Figura 174. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio de 30 pisos con disipadores	252
Figura 175. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas máximas de los edificios con disipadores	253
Figura 176. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en último piso de los edificios con disipadores	253

Figura 177. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en primer piso de los edificios con disipadores	254
Figura 178. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y con disipadores de 5 pisos.....	255
Figura 179. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y con disipadores de 30 pisos.....	256
Figura 180. Porcentaje de reducción del corte basal real en los edificios con disipadores.....	256
Figura 181. Diagrama de energía del edificio convencional de 5 pisos	257
Figura 182. Diagrama de energía del edificio convencional de 10 pisos	257
Figura 183. Diagrama de energía del edificio convencional de 15 pisos	258
Figura 184. Diagrama de energía del edificio convencional de 20 pisos	258
Figura 185. Diagrama de energía del edificio convencional de 30 pisos	259
Figura 186. Porcentaje de reducción del corte basal real en los edificios con disipadores.....	260
Figura 187. Planta y elevación de pórtico interior B de edificio de 10 pisos.....	261
Figura 188 . Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 5 pisos	262
Figura 189. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 10 pisos	263
Figura 190. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 15 pisos	264
Figura 191. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 20 pisos	265
Figura 192. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentado de 30 pisos	267
Figura 193. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas máximas de los edificios con disipadores aumentados.....	267
Figura 194. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en último piso de los edificios con disipadores aumentados.....	268
Figura 195. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en primer piso de los edificios con disipadores aumentados.....	268

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Principales aceros estructurales	33
Tabla 2. Sismos de mayor magnitud registrados en el mundo.....	63
Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica	64
Tabla 4. Propiedades de las planchas tipo Deck (NOVALOSA).....	88
Tabla 5. Capacidad de carga de las planchas tipo Deck (NOVALOSA)	88
Tabla 6. Secciones de vigas secundarias utilizadas en ETABS 2015	93
Tabla 7. Secciones de vigas principales utilizadas en los modelos.....	96
Tabla 8. Compacidad sísmica de las alas.....	97
Tabla 9. Compacidad sísmica del alma	98
Tabla 10. Secciones de las columnas utilizadas en los modelos	100
Tabla 11. Compacidad sísmica de las columnas propuestas.....	102
Tabla 12. Propiedades de los elementos que llegan al nudo de la columna A2	106
Tabla 13. Factor G para cada nudo de la columna A2	107
Tabla 14. Parámetros para definir la carga estática equivalente	112
Tabla 15. Periodo dinámico máximo para el análisis de las estructuras.....	113
Tabla 16. Factores de amplificación por tipo de suelo según NEC 2015.....	114
Tabla 17. Periodos para definir el espectro elástico NEC 2015.....	115
Tabla 18. Parámetros de aceleración espectral de sitio según USGS	116
Tabla 19. Factores de amplificación por tipo de suelo según ASCE 7-10	116
Tabla 20. Aceleraciones espectrales ASCE 7-10 para diseño	117
Tabla 21. Periodos para definir el espectro elástico ASCE 7-10	117
Tabla 22. Cortante basal estático y dinámico para el edificio de 5 pisos.....	128
Tabla 23. Cortante basal dinámico corregido para el edificio de 5 pisos	129
Tabla 24. Cortante basal estático y dinámico para el edificio de 10 pisos.....	130
Tabla 25. Cortante basal dinámico corregido para el edificio de 10 pisos	130
Tabla 26. Cortante basal estático y dinámico para el edificio de 15 pisos.....	130
Tabla 27. Cortante basal dinámico corregido para el edificio de 15 pisos	131
Tabla 28. Cortante basal estático y dinámico para el edificio de 20 pisos.....	131
Tabla 29. Cortante basal dinámico corregido para el edificio de 20 pisos	132
Tabla 30. Cortante basal estático y dinámico para el edificio de 30 pisos.....	132
Tabla 31. Cortante basal dinámico corregido para el edificio de 30 pisos	132
Tabla 32. Índice de estabilidad para el edificio de 5 pisos.....	133
Tabla 33. Índice de estabilidad para el edificio de 30 pisos.....	133

Tabla 34. Periodos y participación modal del edificio de 5 pisos.....	134
Tabla 35. Periodos y participación modal del edificio de 10 pisos.....	135
Tabla 36. Periodos y participación modal del edificio de 15 pisos.....	135
Tabla 37. Periodos y participación modal del edificio de 20 pisos.....	136
Tabla 38. Periodos y participación modal del edificio de 30 pisos.....	136
Tabla 39. Deriva inelástica máxima según NEC 2015	138
Tabla 40. Derivas inelásticas del edificio convencional de 5 pisos.....	138
Tabla 41. Derivas inelásticas del edificio convencional de 10 pisos.....	139
Tabla 42. Derivas inelásticas del edificio convencional de 15 pisos.....	140
Tabla 43. Derivas inelásticas del edificio convencional de 20 pisos.....	141
Tabla 44. Derivas inelásticas del edificio convencional de 30 pisos.....	142
Tabla 45. Resumen de resultados	143
Tabla 46. Datos preliminares obtenidos del modelo de 5 pisos.....	152
Tabla 47. Propiedades de los aisladores HDR.....	152
Tabla 48. Coeficientes de amortiguamiento	154
Tabla 49. Resumen de resultados para aisladores de edificio de 5 pisos	163
Tabla 50. Resumen de resultados para aisladores de edificio de 10 pisos	164
Tabla 51. Resumen de resultados para aisladores de edificio de 15 pisos	165
Tabla 52. Resumen de resultados para aisladores de edificio de 20 pisos	166
Tabla 53. Resumen de resultados para aisladores de edificio de 30 pisos	167
Tabla 54. Propiedades de diseño de aisladores elastoméricos.....	169
Tabla 55. Parámetros para modelar los aisladores de base en edificio de 5 pisos....	171
Tabla 56. Parámetros para modelar los aisladores de base en edificio de 10 pisos..	171
Tabla 57. Parámetros para modelar los aisladores de base en edificio de 15 pisos..	171
Tabla 58. Parámetros para modelar los aisladores de base en edificio de 20 pisos..	172
Tabla 59. Parámetros para modelar los aisladores de base en edificio de 30 pisos..	172
Tabla 60. Periodos de vibración de estructuras aisladas	180
Tabla 61. Derivas inelásticas del edificio aislado de 5 pisos	181
Tabla 62. Derivas inelásticas del edificio aislado de 10 pisos	182
Tabla 63. Derivas inelásticas del edificio aislado de 15 pisos	183
Tabla 64. Derivas inelásticas del edificio aislado de 20 pisos	184
Tabla 65. Derivas inelásticas del edificio aislado de 30 pisos	185
Tabla 66. Amplificación de la aceleración en edificio aislado de 5 pisos.....	186
Tabla 67. Amplificación de la aceleración en edificio aislado de 10 pisos.....	187

Tabla 68. Amplificación de la aceleración en edificio aislado de 15 pisos	187
Tabla 69. Amplificación de la aceleración en edificio aislado de 20 pisos	188
Tabla 70. Amplificación de la aceleración en edificio aislado de 30 pisos	189
Tabla 71. Cálculo de la rigidez axial de la diagonal.....	200
Tabla 72. Coeficiente de amortiguamiento para disipadores en edificio de 5 pisos...	202
Tabla 73. Coeficiente de amortiguamiento para disipadores en edificio de 10 pisos.	203
Tabla 74. Coeficiente de amortiguamiento para disipadores en edificio de 15 pisos.	204
Tabla 75. Coeficiente de amortiguamiento para disipadores en edificio de 20 pisos.	205
Tabla 76. Coeficiente de amortiguamiento para disipadores en edificio de 30 pisos.	206
Tabla 77. Parámetros para definir la carga estática equivalente	211
Tabla 78. Características del sismo utilizado en el análisis tiempo historia	212
Tabla 79. Características de la estación que registró el sismo.....	212
Tabla 80. Coeficiente para considerar el amortiguamiento efectivo de la estructura.	216
Tabla 81. Derivas inelásticas del edificio de 5 pisos con disipadores.....	217
Tabla 82. Derivas inelásticas del edificio de 10 pisos con disipadores.....	218
Tabla 83. Derivas inelásticas del edificio de 15 pisos con disipadores.....	219
Tabla 84. Derivas inelásticas del edificio de 20 pisos con disipadores.....	220
Tabla 85. Derivas inelásticas del edificio de 30 pisos con disipadores.....	221
Tabla 86. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 5 pisos	225
Tabla 87. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 10 pisos	226
Tabla 88. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 15 pisos	227
Tabla 89. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 20 pisos	228
Tabla 90. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 30 pisos	230
Tabla 91. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 5 pisos.....	236
Tabla 92. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 10 pisos.....	237
Tabla 93. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 15 pisos.....	238

Tabla 94. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 20 pisos.....	239
Tabla 95. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 30 pisos.....	240
Tabla 96. Comparación del cortante basal real o de diseño elástico en edificios aislados	241
Tabla 97. Comparación del cortante basal de diseño en edificios aislados.....	242
Tabla 98. Comparación del nivel de esfuerzo en vigas	244
Tabla 99. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 5 pisos	245
Tabla 100. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 10 pisos	246
Tabla 101. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 15 pisos	247
Tabla 102. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 20 pisos	248
Tabla 103. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 30 pisos	249
Tabla 104. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y con disipadores de 5 pisos	254
Tabla 105. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y con disipadores de 30 pisos	255
Tabla 106. Comparación del cortante basal de diseño en edificios con disipadores .	259
Tabla 107. Comparación del nivel de esfuerzo en vigas	260
Tabla 108. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 5 pisos.....	262
Tabla 109. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 10 pisos.....	263
Tabla 110. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 15 pisos.....	264
Tabla 111. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 20 pisos.....	265
Tabla 112. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 30 pisos.....	266

Tabla 113. Comparación del porcentaje de reducción de aceleración de entrada en último piso de los sistemas propuestos.....	269
Tabla 114. Comparación del porcentaje de reducción de derivas en sistemas propuestos.....	270

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ec. 1. 1.....	35
Ec. 1. 2.....	36
Ec. 1. 3.....	36
Ec. 1. 4.....	36
Ec. 1. 5.....	36
Ec. 2. 1.....	73
Ec. 2. 2.....	75
Ec. 2. 3.....	79
Ec. 2. 4.....	80
Ec. 2. 5.....	90
Ec. 2. 6.....	91
Ec. 2. 7.....	92
Ec. 2. 8.....	97
Ec. 2. 9.....	97
Ec. 2. 10.....	99
Ec. 2. 11.....	101
Ec. 2. 12.....	104
Ec. 2. 13.....	111
Ec. 2. 14.....	112
Ec. 2. 15.....	114
Ec. 2. 16.....	114
Ec. 2. 17.....	114
Ec. 2. 18.....	117
Ec. 2. 19.....	117
Ec. 2. 20.....	117
Ec. 2. 21.....	117
Ec. 2. 22.....	117
Ec. 2. 23.....	117
Ec. 2. 24.....	127
Ec. 2. 25.....	137
Ec. 3. 1.....	153
Ec. 3. 2.....	153
Ec. 3. 3.....	154

Ec. 3. 4.....	155
Ec. 3. 5.....	155
Ec. 3. 6.....	156
Ec. 3. 7.....	156
Ec. 3. 8.....	158
Ec. 3. 9.....	158
Ec. 3. 10.....	159
Ec. 3. 11.....	159
Ec. 3. 12.....	160
Ec. 3. 13.....	160
Ec. 3. 14.....	160
Ec. 3. 15.....	161
Ec. 3. 16.....	161
Ec. 3. 17.....	162
Ec. 3. 18.....	162
Ec. 3. 19.....	162
Ec. 3. 20.....	162
Ec. 3. 21.....	170
Ec. 3. 22.....	170
Ec. 3. 23.....	170
Ec. 3. 24.....	171
Ec. 3. 25.....	179
Ec. 4. 1.....	198
Ec. 4. 2.....	200
Ec. 4. 3.....	201
Ec. 4. 4.....	215
Ec. 4. 5.....	215

CAPÍTULO I GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

El acero es considerado como el material estructural más versátil, ya que ha permitido desde hace más de 100 años la construcción de edificios de altura, torres, puentes, etc. en todo el mundo. Esto se debe a su facilidad de montaje y a sus propiedades mecánicas como son su ductilidad, tenacidad, elasticidad y en especial a su alta resistencia por unidad de peso.

Una premisa fundamental para el Ingeniero Estructural es la de obtener altos niveles de seguridad y mejorar el comportamiento de las estructuras ante eventos dinámicos. Debido a esto, países como Estados Unidos y Japón se han centrado en el desarrollo de técnicas que permitan mejorar el desempeño dinámico de los edificios y el control de daño en los mismos.

Los sistemas de protección pasiva de estructuras frente a eventos dinámicos son los más utilizados en la actualidad. A esta categoría corresponden los sistemas de aislación sísmica de base y los disipadores de energía.

Los dispositivos de disipación pasiva de energía han sido implementados en aplicaciones estructurales desde hace aproximadamente 30 años. Estos sistemas al ser incorporados en la superestructura de un edificio cumplen la función de absorber una gran parte de la energía sísmica de entrada, para de esta manera reducir la demanda de disipación de energía en los elementos estructurales principales y minimizar el posible daño en éstos.

Sin embargo, existe una técnica más antigua a la disipación pasiva de energía, ya que en el último siglo se empezó a buscar diversos mecanismos que permitan desacoplar a la estructura del suelo con el objetivo de reducir las fuerzas transmitidas especialmente por un sismo. Desde hace aproximadamente 40 a 50 años se empezó a utilizar sistemas de aislación de base en pocos edificios especialmente de Estados Unidos y Japón. El excelente desempeño que estas estructuras aisladas tuvieron durante los sismos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995, demostraron que la aislación de base es una alternativa para aumentar considerablemente el nivel de seguridad para los usuarios y la operatividad de la estructura después de un sismo.

En Latinoamérica, el país que cuenta con mayor experiencia y a la vez, con la mayor cantidad de estructuras con aisladores de base es Chile, donde ya se tienen más de treinta estructuras con aisladores, las cuales, al igual que sucedió en Los Ángeles y Kobe, demostraron un excelente desempeño durante el terremoto de 2010.

Actualmente en el Ecuador se diseñan las estructuras de acero para tener la suficiente resistencia y ductilidad ante un evento sísmico con el fin de prevenir el colapso, aunque la edificación pueda resultar con daños estructurales importantes. Hasta el momento en nuestro país se puede hacer referencia a dos edificaciones que disponen de aisladores sísmicos; estos son: el nuevo aeropuerto de Quito y el puente que une Bahía de Caráquez con San Vicente que tiene una longitud de aproximadamente 2 kilómetros.

Dados estos antecedentes, la utilización de aisladores de base para edificios en Ecuador será una realidad a futuro, por esto, la presente investigación plantea determinar la aplicabilidad de este sistema para edificios de acero en la ciudad de Quito, comparándolo con sistemas de disipación de energía, cuya implementación todavía no se ha llevado a cabo en nuestro país, y de esta manera determinar las ventajas y desventajas estructurales, al utilizar uno u otro sistema de protección sísmica en edificios de diferente altura.

1.2. JUSTIFICACIÓN

El creciente desarrollo urbano de la ciudad de Quito, así como la reubicación del Aeropuerto Internacional Mariscal Sucre fuera de la ciudad, han permitido que surjan propuestas para incrementar los límites de altura de las edificaciones. Dado que la ciudad de Quito se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, el Ingeniero Civil debe garantizar que las estructuras cumplan con normativa sismorresistente, de manera que sus dimensiones y detallamiento sean congruentes con su nivel de disipación de energía.

En las últimas tres décadas la ingeniería estructural ha desarrollado sistemas que contribuyen a la protección de las edificaciones frente a sismos destructivos, eventos naturales que anualmente causan la mayor cantidad de pérdidas económicas y de vidas humanas en todo el mundo.

Debido a los antecedentes mencionados anteriormente, surge la necesidad y adicionalmente el reto para la ingeniería ecuatoriana, de comenzar a estudiar e implementar estos sistemas, tanto de aislamiento sísmico como de disipación de energía, los cuales permiten reducir la demanda sísmica sobre las estructuras, asegurar su capacidad de resistencia frente a sismos destructivos y garantizar la seguridad de nuestras construcciones frente a dichos eventos.

En el presente trabajo se plantea realizar un estudio comparativo que permita determinar la aplicabilidad y eficiencia de estructuras con aisladores sísmicos de base y diagonales con amortiguadores en función de la altura de la edificación y asumiendo un suelo Tipo C para todos los modelos; como sistemas para garantizar la seguridad y disminuir la vulnerabilidad de las edificaciones en la ciudad.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Realizar un estudio comparativo entre edificios de acero de 5, 10, 15, 20 y 30 pisos de altura con aisladores sísmicos de base y diagonales con amortiguadores, ubicados en la ciudad de Quito, para determinar la eficiencia, aplicabilidad y respuesta sísmica de estos sistemas de protección de estructuras frente a eventos sísmicos.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Elaborar un marco teórico de sistemas de aislamiento sísmico de base y disipación de energía con amortiguadores ubicados en diagonales.
- Realizar y analizar los resultados de cinco modelos de edificios de acero de 5, 10, 15, 20 y 30 pisos basados en las Normas de diseño NEC 2015, ASCE 7-10, AISC 360-10 y AISC 341-10.
- Modelar aisladores de base en el Software de Análisis y Diseño Estructural ETABS 2015, basados en las Normas FEMA, IBC 2012 y ASCE 7-10, para acoplarlos a las cinco estructuras modeladas previamente y analizar los resultados.

- Definir un arreglo de diagonales y dotarlas de un dispositivo de amortiguamiento para modelarlas en las cinco estructuras y analizar sus resultados.
- Comparar los resultados del comportamiento de los distintos modelos para determinar la eficiencia y aplicabilidad estructural de los dos sistemas de protección sísmica en función de la altura de los edificios.

1.4. MARCO TEÓRICO

1.4.1. Acero Estructural

El acero estructural es el resultado de la combinación o aleación de hierro, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos tales como silicio, manganeso, níquel, etc. que le aportan características específicas.

Desde 1890 el acero fue el principal metal estructural usado en Estados Unidos, finalizando en ese año la construcción del primer edificio totalmente de acero, llamado Rand-McNally en la ciudad de Chicago, edificio que actualmente ya no existe.

Debido a sus buenas cualidades tanto técnicas como constructivas, el uso del acero como material estructural prácticamente no tiene limitación. De esta manera el empleo del acero ha permitido la construcción de edificios cada vez más altos.

1.4.2. Propiedades Mecánicas Del Acero

1.4.2.1. Alta Resistencia

La resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de la estructura comparado con otros materiales, esto lo hace adecuado para utilizarse en puentes de grades luces, edificios de altura y en estructuras con deficiencias en su cimentación.

1.4.2.2. Uniformidad

Las propiedades del acero no cambian significativamente en el tiempo.

1.4.2.3. Elasticidad

El comportamiento del acero frente a estados de carga es el que mejor se ajusta a la Ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos.

1.4.2.4. Ductilidad

El acero es un material que tiene la capacidad de soportar grandes deformaciones sin fallar, bajo altos esfuerzos de tensión. Un material que no tiene esta propiedad es duro y frágil.

1.4.2.5. Tenacidad

Un miembro de acero es capaz de resistir grandes fuerzas inclusive cuando presenta grandes deformaciones. Los aceros estructurales son tenaces cuando poseen resistencia y ductilidad.

1.4.3. Ventajas Del Acero En Estructuras

Debido a las propiedades mecánicas del acero, los elementos estructurales fabricados con este material presentan las siguientes ventajas:

- Elementos con secciones menores, lo que implica mayor área disponible para el diseño arquitectónico.
- Al tratarse de elementos prefabricados mediante un proceso industrializado, su elaboración se ve garantizada con un riguroso control de calidad, lo que implica también una precisión dimensional de las secciones después de su fabricación.
- Montaje rápido y facilidad de conexión entre elementos mediante soldadura, tornillos y remaches.
- Disponibilidad comercial de elementos de acero con diversos tamaños y formas.
- Las estructuras de acero con un mantenimiento adecuado pueden durar indefinidamente.
- Las estructuras de acero facilitan la ampliación de estructuras existentes.
- Los elementos de acero pueden reutilizarse después de desmontar una estructura.

1.4.4. Desventajas Del Acero Como Material Estructural

El acero estructural presenta ciertas desventajas o limitaciones que deben considerarse en el diseño y construcción de estas estructuras:

- **Corrosión:** El acero es susceptible a la corrosión cuando está expuesto a la intemperie, por lo tanto requiere ser protegido con esmaltes o pinturas anticorrosivas en esas condiciones.
- **Fuego:** El acero es un excelente conductor de calor, por lo que en el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por los elementos de la estructura, disminuyendo su resistencia.
- **Susceptibilidad al pandeo:** Debido a su propiedad de alta resistencia por unidad de peso, los perfiles esbeltos sujetos a compresión son muy susceptibles a pandearse.
- **Fatiga:** En general, la resistencia del acero y de otros materiales puede reducirse si se somete al elemento a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos de tracción.

1.4.5. Clasificación Del Acero Estructural

En la actualidad se dispone de una amplia variedad de aceros estructurales, debido a que sus propiedades pueden modificarse variando las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como manganeso, níquel, vanadio, cromo, etc.

La composición química del acero es de gran importancia en cuanto a su influencia en sus propiedades tales como su alta resistencia, soldabilidad, ductilidad, resistencia a la corrosión, etc.

De acuerdo a la Norma ASTM los aceros estructurales se agrupan de la siguiente manera:

1.4.5.1. Aceros De Propósitos Generales (A-36)

El acero A-36 es el acero al carbono de mayor utilización en Ecuador y en el mundo.

1.4.5.2. Aceros Estructurales De Carbono

Estos aceros tienen como principales elementos el carbono y el manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Se dividen en función del porcentaje de carbono que contienen:

- Acero de bajo contenido de carbono (< 0.15%)
- Acero dulce al carbono (0.15 a 0.29%)
- Acero medio al carbono (0.30 a 0.59%)
- Acero con alto contenido de carbono (0.60 a 1.70%)

1.4.5.3. Aceros Estructurales De Alta Resistencia Y Baja Aleación

Aceros que alcanzan una alta resistencia debido a que además de contener carbono y manganeso, se agrega agentes aleantes como el columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros, los cuales en total no exceden el 5% de la composición total del acero.

1.4.5.4. Aceros Estructurales De Alta Resistencia, Baja Aleación Y Resistencia A La Corrosión Atmosférica

Aceros a los que se les adiciona pequeños porcentajes de cobre para que se vuelvan más resistentes a la corrosión. Estos aceros tienen gran aplicación en estructuras con miembros expuestos y difíciles de pintar como en puentes, torres de transmisión, etc.

1.4.5.5. Aceros Templados Y Revenidos

Aceros con una cantidad de agentes aleantes mucho mayor en comparación con las cantidades usadas en los aceros al carbono, y son tratados térmicamente para darles dureza y resistencia.

Tabla 1.
Principales aceros estructurales

Designación de la ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos	Fy (kg/cm ²)	Fu (kg/cm ²)
A-36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas y soldadas	2534, (2253 si el espesor es mayor de 8 pulg.)	4083 a 5631
A-529	Al carbono	Perfiles y placas hasta de 1/2 pulg.	Similar al A-36	2956 a 3519	4223 a 7039
A-572	De alta resistencia y baja aleación (Columbio - vanadio)	Perfiles, placas y barras hasta de 6 pulg.	Construcción soldada y atornillada. No para puentes soldados con Fy grado 55 o mayor	2956 a 4575	4223 a 5631
A-242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión	Perfiles, placas y barras hasta de 5 pulg.	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas	2956 a 3519	4435 a 4927
A-588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada	2956 a 3519	4435 a 4927
A-992	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada	3519	4575

1.4.6. Edificios De Acero

El uso de acero se generalizó después de la Segunda Guerra Mundial, cuando hubo mayor disponibilidad de este material. En la actualidad los edificios de acero son ampliamente aceptados especialmente porque ha permitido la construcción de estructuras mucho más altas que con el hormigón armado de resistencia normal, situación muy valorada en las grandes ciudades del mundo donde los terrenos son escasos.

La experiencia obtenida por la industria de la construcción y de numerosas investigaciones, han permitido el desarrollo de distintos tipos de estructuras de acero sismorresistentes, los cuales se encuentran incluidos en la normativa sísmica AISC 341-10 y que presentan variaciones no solo en su comportamiento

estructural, sino también diferencias constructivas y económicas; de esta manera, el ingeniero estructural deberá seleccionar la solución más adecuada para cada caso en particular.



Figura 1. Vista general de un edificio de estructura de acero

Fuente: <http://famep.mx/sitio/portfolio/edificio-constituyentes/>

1.4.7. Fuerzas Laterales En Edificios

En el diseño de edificios debe considerarse las fuerzas laterales al igual que las fuerzas verticales. Los cortantes horizontales producidos en cada nivel, ya sea por viento o sismo, pueden ser de tal magnitud que sea necesario usar conexiones resistentes a momento, arrojamiento u otros métodos para resistir o disipar los efectos de estas fuerzas laterales.

Un edificio no sólo deberá estar suficientemente protegido lateralmente para evitar la falla de sus elementos estructurales, sino también para evitar deformaciones que dañen su contenido o generen una sensación de inseguridad en los usuarios; es decir, que cumpla con los criterios de serviciabilidad establecidos en las normas de diseño.

En el Ecuador, la sollicitación lateral crítica para la que deben diseñarse los edificios son las fuerzas producidas por un evento sísmico. Por esta razón, esta disertación se limita a analizar las estructuras sometidas a estados de carga sísmica y no se considera el efecto de las cargas laterales producidas por el viento.

La mayoría de pérdidas humanas y económicas que ocurren por un evento sísmico severo, no se deben a los mecanismos del terremoto mismo, sino a fallas que ocurren en las estructuras diseñadas y construidas por el hombre.

Luego de observar los daños producidos por eventos sísmicos severos, surge la tendencia de interpretar a un sismo en términos de fuerzas y deformaciones inducidas en la estructura. Esto lleva a pensar que la solución hubiese sido aumentar las dimensiones de la estructura y así incrementar su resistencia. Sin embargo, los sismos son en esencia fenómenos energéticos, para los cuales las estructuras deberán estar debidamente protegidas para limitar y disipar esa energía.

Si bien es posible diseñar estructuras que no sufran daño alguno inclusive en los sismos más severos, no es usual este tipo de diseño, pues no es justificable el elevado costo que esto representaría.

En la actualidad los avances de la Ingeniería Sísmica han desarrollado sistemas de protección sísmica de estructuras que incluyen desde diseños relativamente simples hasta avanzados sistemas totalmente automatizados.

1.4.7.1. Ecuación De Balance De Energía

Cuando tratamos un evento sísmico, la ecuación de balance de energía puede ser representada de la siguiente manera:

Ec. 1. 1

$$E_I = E_S + E_D$$

Donde:

E_I : Energía absoluta de entrada

E_S : Energía almacenada

E_D : Energía disipada

La energía E_S puede ser almacenada de dos maneras:

Ec. 1. 2

$$E_S = E_E + E_K$$

Donde:

E_E : Energía de deformación elástica recuperable

E_K : Energía cinética

La energía E_D puede ser disipada mediante dos mecanismos:

Ec. 1. 3

$$E_D = E_V + E_H$$

Donde:

E_V : Energía disipada por amortiguamiento viscoso

E_H : Energía disipada por mecanismos histeréticos

Al combinar las ecuaciones se obtiene la siguiente ecuación de balance de energía:

Ec. 1. 4

$$E_I = E_E + E_K + E_V + E_H$$

Si se interpreta la ecuación descrita anteriormente, se deduce que el término de la izquierda (E_I) representa la demanda sísmica, mientras que los términos de la derecha (E_E, E_K, E_V, E_H) representan las alternativas o posibles capacidades que el diseñador puede proporcionar a la estructura.

De esta manera el diseño sismorresistente de una estructura deberá satisfacer:

Ec. 1. 5

$$DEMANDA < CAPACIDAD$$

1.4.8. Alternativas De Protección Sísmica Para Edificios

1.4.8.1. Por Resistencia Y Ductilidad De Los Elementos Estructurales

Luego de estimar la energía absoluta (E_I) que llega a una estructura debido a un evento sísmico, generalmente no resulta factible, técnica ni económicamente balancear la demanda solamente por medio de un comportamiento elástico de la estructura.

Por esta razón es conveniente recurrir a los términos disipativos E_V y E_H ; sin embargo, la práctica común de diseño sismorresistente desde hace muchos años, consiste en utilizar solamente el término E_H , que resulta del comportamiento inelástico o plástico de la estructura.

En el diseño sismorresistente convencional, el desempeño aceptable de una estructura durante un evento sísmico está basado en que el sistema resistente de fuerza lateral sea capaz de absorber y disipar energía en regiones conocidas como rótulas plásticas especialmente detalladas en las vigas o en otros elementos. Estas características de diseño son aceptables por sus consideraciones económicas, siempre y cuando el colapso estructural sea prevenido y la seguridad de la vida de las personas esté asegurada.

El diseño sismorresistente de edificios y otras estructuras establecidas en normas nacionales e internacionales están basadas en la disipación post-elástica de la energía, es decir induciendo deformaciones que van más allá del límite elástico de los elementos durante el evento sísmico. De esta manera las normas de diseño establecen los requerimientos para el diseño de elementos cuyo detallamiento deberá ser congruente con el nivel de disipación de energía de la estructura para obtener niveles adecuados de ductilidad y lograr un adecuado desempeño de la misma.

El procedimiento para diseñar estructuras aplicando fuerzas sustancialmente menores a aquellas que se producirán realmente durante el evento sísmico consiste en aplicar un coeficiente de reducción o modificación de respuesta (R), el cual está definido en las normas nacionales e internacionales en función del sistema estructural y de los materiales utilizados en la estructura.

Cabe destacar que uno de los sistemas estructurales de acero que presenta el mayor coeficiente de modificación de respuesta (R) es el pórtico especial resistente a momento, el cual consiste en vigas y columnas conectadas entre sí mediante uniones precalificadas con soldadura o pernos.

Los pórticos resistentes a momento se caracterizan por su elevada capacidad de disipación de energía al ser comparados con otros sistemas estructurales; sin embargo, presentan problemas en edificios de altura, ya que suelen desplazarse mucho, incumpliendo requerimientos de serviciabilidad establecidos en las normas, por lo que se requiere buscar alternativas para su rigidización.

El diseño sismorresistente convencional además de fundamentarse en el concepto de ductilidad, está basado también en el criterio de redundancia estructural, que tiene una función prácticamente nula en la respuesta de la estructura mientras ésta se mantiene intacta; sin embargo, dicha función puede convertirse en esencial una vez que alguno o varios de los elementos de la estructura han sufrido un daño que los haga incapaces de seguir recibiendo incrementos de carga o de transmitirla, lo cual provoca una redistribución de esas carga hacia el resto de los elementos de la estructura que permanecen intactos.

Se debe considerar que dependiendo de la filosofía del diseño sismorresistente convencional, que se analiza posteriormente en el Capítulo II, la mayoría de estructuras resultan con daños en sus elementos estructurales cuya reparación puede ser muy costosa o que pueden dejar a la estructura fuera de servicio.

1.4.8.1.1. Alternativas De Rigidización Para Edificios De Acero

Si al utilizar pórticos resistentes a momento los desplazamientos laterales son excesivos, será necesario rigidizar la estructura. En nuestro medio las alternativas más comunes de rigidización para edificios de acero son la utilización de muros de corte de hormigón armado o el arriostramiento de la estructura mediante diagonales metálicas, ambas alternativas son conocidas como sistemas duales.

1.4.8.1.1.1. Edificios De Acero Con Muros De Corte De Hormigón Armado

Este sistema consiste en combinar pórticos resistentes a momento y muros de corte de hormigón armado, de tal manera de obtener una adecuada capacidad de disipar energía y controlar los desplazamientos laterales de la edificación. Para que un edificio de acero con muros de corte de hormigón armado sea considerado como un sistema dual, la Norma ASCE 7-10 establece que los pórticos resistentes a momento deberán ser capaces de soportar al menos el 25% de las fuerzas sísmicas en cada dirección considerada.



Figura 2. Edificio de acero con muros de corte de hormigón armado

1.4.8.1.1.2. Edificios De Acero Con Diagonales Rigidizadoras

Los pórticos arriostrados surgieron durante el siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana altura, debido a que este sistema estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos.

Para estabilizar o rigidizar edificios de acero se utilizan elementos conocidos como riostras o diagonales metálicas, formadas por perfiles laminados o compuestos. Estos elementos estructurales son colocados en los pórticos del

edificio para garantizar un adecuado comportamiento estructural, restringiendo los desplazamientos laterales producidos por viento y sismo fundamentalmente.

Existen varios tipos de arreglos para las diagonales, en general se las clasifica en dos grupos: diagonales concéntricas y diagonales excéntricas. La elección del arreglo o configuración más conveniente para una edificación se la determina a partir de consideraciones estructurales, funcionales y eventualmente aspectos estéticos.

1.4.8.1.1.2.1.1. Diagonales Concéntricas

Las diagonales concéntricas, como su nombre lo indica, son aquellas en las que sus líneas de acción coinciden o se interceptan en puntos.

El uso de diagonales concéntricas modifica significativamente el comportamiento del pórtico, ya que al formar una estructura con triangulaciones (reticulada) las acciones laterales del viento y del sismo inducen en las diagonales esfuerzos axiales de tracción y compresión; de esta manera, el comportamiento sísmico del sistema puede verse afectado por el pandeo de las diagonales comprimidas.

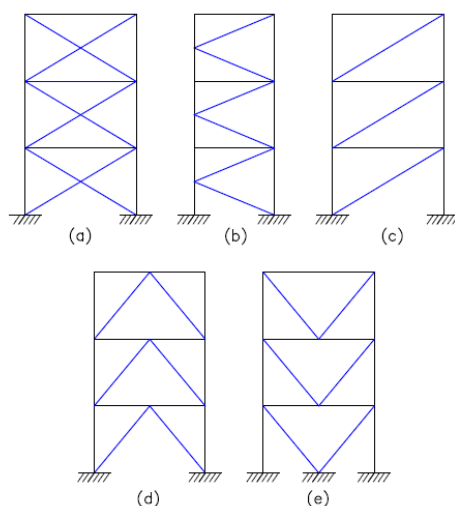


Figura 3. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente: (a) en X, (b) en K, (c) en diagonal, (d) en V invertida o Chevron y (e) en V

Fuente: Crisafulli, F. Diseño sismorresistente de construcciones de acero

1.4.8.1.1.2.1.2. Diagonales Excéntricas

Las diagonales excéntricas son aquellas que no concurren a un mismo punto, sino que dejan un espacio libre conocido como excentricidad, como se muestra en la Figura 4.

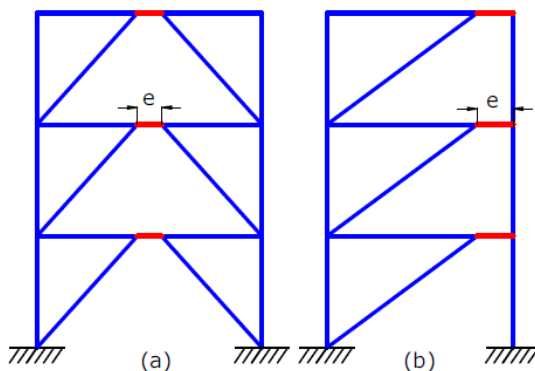


Figura 4. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente

Fuente: Crisafulli, F. Diseño sismorresistente de construcciones de acero

Este tipo de sistema estructural fue desarrollado para tratar de contrarrestar las debilidades de un pórtico con arriostramiento concéntrico, el cual presentaba pérdida de ductilidad por pandeo en aquellas diagonales sometidas a compresión.

La excentricidad generada en la viga es una zona conocida como enlace (link), en donde se generan esfuerzos de corte y flexión elevados, y por lo tanto debe diseñarse y detallarse en forma adecuada para disipar energía y asegurar una respuesta dúctil, mientras el resto de los componentes se diseñan para responder esencialmente en el rango elástico. De esta manera este sistema estructural combina una elevada rigidez lateral y una adecuada capacidad de disipación de energía.



Figura 5. Detalle del enlace en un pórtico con arriostramiento excéntrico

Fuente: Crisafulli, F. Diseño sismorresistente de construcciones de acero

Las investigaciones y ensayos realizados han demostrado que un pórtico con diagonales excéntricas presenta mayor capacidad de disipar energía que uno con diagonales concéntricas, lo cual se ve reflejado en la norma ASCE 7-10, la cual le da un mayor coeficiente para modificación de respuesta (R) al sistema con diagonales excéntricas.

1.4.8.2. Sistemas De Protección Sísmica Activos

Los sistemas activos de protección sísmica son sistemas complejos que incluyen sensores de movimiento, sistemas de control, procesamiento de datos y actuadores dinámicos. Estos sistemas monitorean la respuesta sísmica de la estructura en tiempo real, detectando movimientos y aplicando las fuerzas necesarias para contrarrestar los efectos sísmicos.

Este sistema de protección sísmica es complejo y presenta ciertas desventajas, ya que sus actuadores requieren ser alimentados por fuentes de energía externa para funcionar, además de un elevado costo de mantenimiento.

1.4.8.3. Sistemas De Protección Sísmica Semi-Activos

Los sistemas semi-activos de protección sísmica, al igual que los activos, cuentan con un mecanismo de monitoreo en tiempo real de la respuesta estructural. Estos sistemas a diferencia de los activos, actúan modificando en tiempo real las propiedades mecánicas (rigidez o amortiguamiento) de los dispositivos de disipación de energía, lo cual permite modificar las propiedades

dinámicas de la estructura con costos energéticos reducidos al compararlo con los sistemas activos.

1.4.8.4. Sistemas De Protección Sísmica Pasivos

Son los dispositivos de protección de estructuras más utilizados en la actualidad. A esta categoría corresponden los sistemas de aislación sísmica de base y los disipadores de energía.

Estos intervienen alterando las propiedades dinámicas del edificio y provocando una reducción de su respuesta estructural, teniendo ventajas económicas al compararlos con los sistemas activos y semi-activos.

Los sistemas de control pasivo se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica y a diferencia del resto de sistemas no requieren un aporte energético para funcionar.

1.4.9. Aislamiento Sísmico

El aislamiento sísmico o aislación basal es una técnica efectiva y comprobada para el diseño sismorresistente de estructuras, fundamentada en el principio de separar la superestructura de los movimientos del suelo a través de elementos flexibles generalmente ubicados entre la estructura y su fundación, para proteger a las estructuras ante eventos sísmicos.

En Estados Unidos y Japón se empezó a utilizar sistemas de aislación basal en edificios desde hace aproximadamente 50 años. Estos edificios presentaron un excelente desempeño durante los sismos de Northridge y Kobe respectivamente. Debido a estos antecedentes durante los últimos 20 años, la aislación basal ha sido considerada como una alternativa del diseño sismorresistente, con el propósito de aumentar considerablemente el nivel de seguridad para los usuarios y la operatividad de la estructura después de un sismo destructivo.

Este sistema permite reducir los esfuerzos sísmicos notablemente y pueden ser adaptados a estructuras nuevas, así como también se pueden incorporar en puentes y edificios existentes, razón por la cual, constituyen una alternativa válida para ser utilizada en países con alto riesgo sísmico como el Ecuador.

El aislamiento de base es una técnica comprobada y la principal razón para que este tipo de soluciones no se haya implementado en países como el Ecuador es el retraso en el desarrollo tecnológico. Además, la utilización de esta técnica requiere de profesionales debidamente capacitados tanto en el diseño como en su etapa constructiva.

1.4.9.1. Fundamentos Del Aislamiento Sísmico De Base

La filosofía del diseño sismorresistente convencional se basa en aumentar las capacidades de resistencia y deformación de los elementos estructurales, teniendo siempre en cuenta los criterios de ductilidad. Si sobre estas estructuras actúa un sismo severo, pueden generarse altas aceleraciones, altos esfuerzos y excesivas deformaciones, las mismas que pueden dañar la estructura a tal magnitud que quede inservible y haya la necesidad de derrocarla.

Cuando no es técnicamente factible o si económicamente es desventajoso balancear la energía de entrada (E_I) solamente con energía almacenada (E_S) más energía disipada (E_D), existe también la opción de disminuir la energía de entrada producto de un evento sísmico mediante la utilización de un sistema de aislación basal.

A partir de esta premisa se plantea el objetivo fundamental del uso de aisladores sísmicos de base que consiste en reducir las fuerzas laterales transmitidas por el sismo a la edificación, mediante el desacoplamiento de la superestructura de los movimientos laterales del suelo a través de elementos flexibles generalmente ubicados entre la estructura y su fundación

La disminución de la energía de entrada se consigue debido a que los aisladores de base reducen notablemente la rigidez lateral del sistema estructural, alargando el periodo fundamental de la estructura a una zona de menor aceleración espectral.



Figura 6. Amplificación de la aceleración en edificio sin aisladores sísmicos

Fuente: <http://es.slideshare.net/JaimeSandoval3/ponencia1-7242391>



Figura 7. Amplificación de la aceleración en edificio con aisladores sísmicos

Fuente: <http://es.slideshare.net/JaimeSandoval3/ponencia1-7242391>

Generalmente en el diseño se procura que el nuevo periodo de la estructura aislada se encuentre en un rango entre dos y tres segundos, o más. La Norma ASCE 7-10 no establece un periodo límite cuando para el diseño se utilizan los métodos de espectro de respuesta o un análisis de historia en el tiempo; sin embargo, la norma establece límites cuando se usa el método de la carga estática equivalente para determinar el cortante basal.

La reducción de las fuerzas inducidas por el sismo en la estructura se logra también debido al aumento de su amortiguamiento, el cual varía en función del sistema de aislación basal que se utilice; sin embargo, para un aislador elastomérico está entre 10 a 15% del amortiguamiento crítico y para un sistema típico de péndulo friccionante del 15 al 30%.

La aislación basal es el único sistema que permite reducir el cortante basal que ingresa a la estructura y por lo tanto disminuir simultáneamente los desplazamientos laterales, de este modo incrementa la protección sísmica de los elementos estructurales, no estructurales y del contenido de la edificación.

Al aislar la estructura se logra que la demanda de desplazamiento se concentre en los aisladores de base y no en la superestructura, como se evidencia en la Figura 8. De esta manera la superestructura se comporta como un bloque esencialmente rígido que se mueve sobre el sistema de aislación.

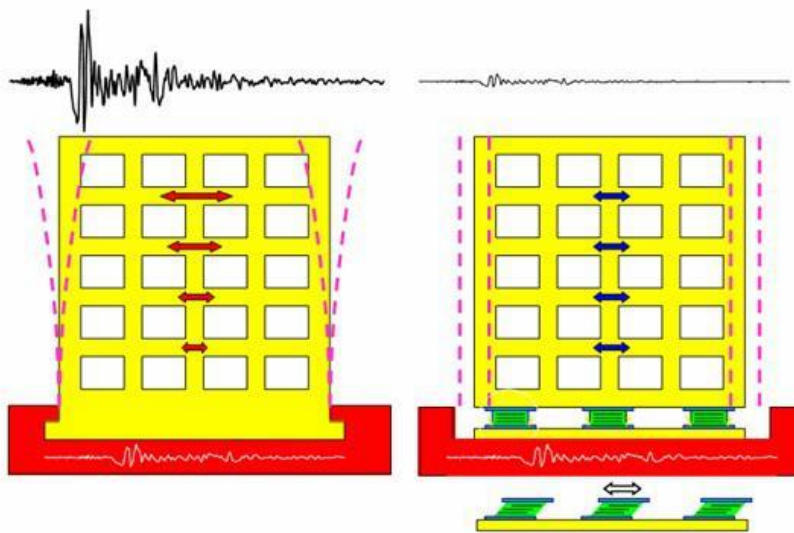


Figura 8. Desplazamientos laterales en estructura convencional y aislada

Fuente: <http://slideplayer.es/slide/3874947/>

La modificación de las características dinámicas de la estructura al aumentar tanto su periodo fundamental y su amortiguamiento derivan en una disminución de la energía sísmica de entrada en la estructura e inclusive en una mayor capacidad de la estructura para disiparla.

Para determinar la aplicabilidad del aislamiento sísmico en una estructura debe analizarse la forma del espectro. Además debe considerarse que la aislación basal tiene mayor efectividad en estructuras asentadas sobre suelos rígidos, y que tengan periodos fundamentales bajos, perdiendo efectividad en estructuras asentadas en suelos blandos y con periodos de vibración altos. Sin embargo, muchos tipos de estructuras han sido aisladas en su base, incluidos los edificios de altura y con periodos largos, como es el caso del edificio Los Angeles City Hall.

Este edificio es la estructura con aislamiento de base más alta del mundo y es el Centro de Gobierno de la Ciudad de Los Ángeles, California. Se terminó de construir en 1928, tiene 32 pisos y una altura total de 138 metros. Posee un sistema de aislamiento sísmico que le permitirá seguir funcionando después de un sismo de magnitud 8.2. Su sistema de aislamiento está compuesto por 450 aisladores elastoméricos, 70 apoyos deslizantes y 70 amortiguadores viscosos.



Figura 9. Edificio Los Angeles City Hall

Fuente: https://www.flickr.com/photos/kansas_sebastian/3485452526

1.4.9.2. Tipos De Aisladores Sísmicos De Base

1.4.9.2.1. Aisladores Elastoméricos

Este tipo de aislador está compuesto por capas alternadas de caucho natural o neopreno y finas placas de acero unidas entre sí por un proceso de vulcanización, es decir aplicando presión al conjunto a una temperatura muy elevada.

Este tipo de aislador tiene una baja rigidez lateral y una elevada rigidez vertical; de esta manera, la rigidez lateral del apoyo es controlada por el espesor de las capas de caucho, ya que mientras más gruesas son estas capas más flexible es el apoyo en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez de las placas de acero que impide la expansión lateral del caucho debido a la presión vertical.

En la Figura 10 se muestra las partes de un aislador elastomérico, se observa también que tanto en la parte superior como en la inferior se colocan placas de acero y sus pernos de anclaje, las mismas que van conectadas a la superestructura y a la fundación respectivamente.



Figura 10. Partes de un aislador elastomérico

Fuente: <http://www.elmostrador.cl/noticias/pais/2010/03/07/aisladores-sismicos-la-tecnologia-que-pudo-haber-mitigado-la-catastrofe/>

Al modificar químicamente la composición del caucho, es posible que el aislador elastomérico alcance valores de amortiguamiento entre 10 a 15% del crítico; sin embargo, si se desea alcanzar niveles de amortiguamiento mayores (entre 20 a 30%) se incorpora en el aislador un núcleo de plomo, el cual queda confinado por las láminas de caucho y acero.

Al incorporar un núcleo de plomo en el centro del aislador se aprovecha las propiedades disipativas de éste, debido a que el plomo puede fluir bajo deformación lateral, y además proveer mayor rigidez vertical a la estructura.

De acuerdo a los componentes del aislador, existen tres tipos de apoyos elastoméricos ampliamente usados: apoyos de caucho natural (NRB), apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB) y apoyos de caucho de alto amortiguamiento (HDR).

1.4.9.2.2. Aisladores Deslizantes O De Fricción

Los aisladores deslizantes utilizan el principio de un péndulo simple para incrementar el periodo natural de la estructura aislada. De esta manera, el periodo objetivo de la estructura aislada se determina en función del radio de curvatura de la superficie cóncava del aislador.

El principio de funcionamiento consiste en que al poseer una superficie de deslizamiento, se permite la disipación de energía por medio de las fuerzas de rozamiento. Básicamente estos dispositivos consisten de un deslizador (patín) articulado sobre una superficie de acero inoxidable esférica y una platina de cubierta.

Para un adecuado funcionamiento del dispositivo durante un evento sísmico, la superficie deslizante esférica debe ser de acero inoxidable pulido y el deslizador articulado debe estar revestido con un material de alta resistencia compuesto de teflón, el cual tiene un coeficiente de fricción muy bajo para evitar que la superficie de acero inoxidable se raye, lo que podría impedir el desplazamiento libre del aislador.

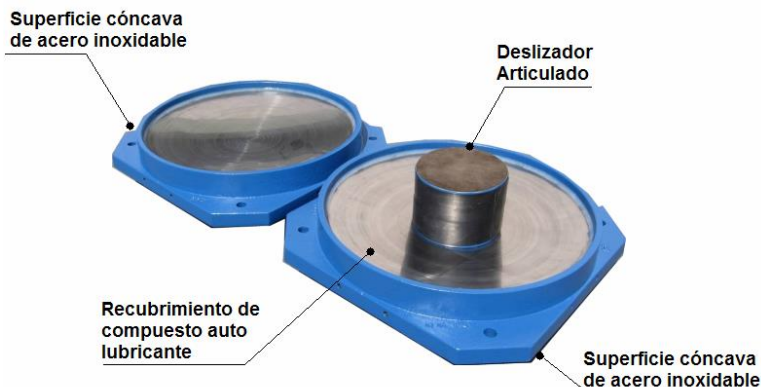


Figura 11. Partes de un aislador deslizante

Fuente: <http://www.elmostrador.cl/noticias/pais/2010/03/07/aisladores-sismicos-la-tecnologia-que-pudo-haber-mitigado-la-catastrofe/>

Este sistema hace que la estructura aislada se comporte como una estructura con base fija cuando las cargas laterales son menores que la fuerza de fricción estática, de esta manera el dispositivo es activado sólo cuando las cargas laterales superan esta fuerza de fricción. Una vez en movimiento, el deslizador se mueve a lo largo de la superficie esférica cóncava, causando la elevación de la masa soportada con movimientos equivalentes a los de un péndulo simple.

Durante un evento sísmico, el apoyo desarrolla una fuerza resistente lateral igual a la fuerza de fricción y una fuerza de restauración inducida por la gravedad.

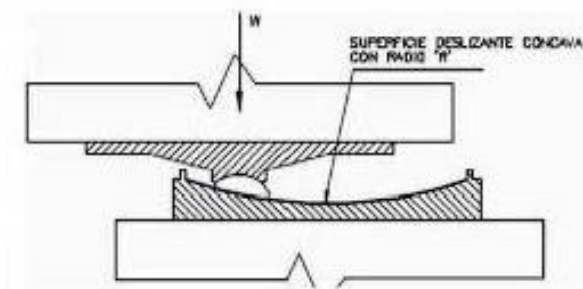


Figura 12. Principio de funcionamiento de un aislador deslizante

Fuente: http://www.scielo.org.co/scielo.php?pid=S0123-921X2012000400009&script=sci_arttext

1.4.9.3. Consideraciones Respecto A La Instalación De Aisladores Sísmicos De Base

En general, los dispositivos de aislación sísmica se instalan en las plantas bajas de los edificios, sobre las fundaciones como se muestra en la Figura 13. Sin embargo, debido a que las construcciones cuentan con subsuelos para parqueaderos, la colocación de los aisladores sísmicos puede darse en pisos intermedios como es el caso del Centro Médico Imbanaco en Colombia, el cual se presenta en la Figura 14.

Generalmente cuando la edificación cuenta con subsuelos, los aisladores suelen ubicarse entre el cielo del primer subterráneo y el primer piso de la estructura. De esta manera, se separa la parte superior de la estructura de los subsuelos mediante un sistema de aislación.



Figura 13. Aislador instalado sobre fundación

Fuente: <http://sirve.cl/archivos/proyectos/sistema-de-proteccion-sismica-edificio-san-agustin>



Figura 14. Aislador instalado en piso intermedio

Fuente: <http://ia.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2013/02/Analisis-Espacial-de-Estructuras.pdf>



Figura 15. Detalle de aislador instalado en piso intermedio

Fuente: <http://globalingenieros.com/aisladores-y-disipadores-de-energia/>

Alrededor de los aisladores debe proveerse de un espacio sin obstrucciones para permitir que estos puedan desplazarse libremente, ya que durante un evento sísmico se produce un gran desplazamiento horizontal relativo entre la superestructura y la subestructura.

Este desplazamiento, que suele estar en el rango entre 20 y 60 cm (o más), debe ser considerado en el diseño de instalaciones sanitarias, de agua potable, gas, electricidad, ductos de servicios, sistemas de ascensores, escaleras y en general cualquier instalación, servicio o componente arquitectónico que cruce de la subestructura a la superestructura. Un espacio de similares dimensiones debe disponerse alrededor de la estructura, a fin de prevenir el impacto de la estructura aislada con estructuras adyacentes.

Los diseños tanto estructurales como arquitectónicos deben contemplar que los dispositivos de aislación sísmica deben ser instalados en lugares de la estructura donde puedan ser inspeccionados y darles mantenimiento en caso de ser necesario, ya que por requerimientos normativos, los aisladores sísmicos deben ser susceptibles de reemplazo.

1.4.10. Disipación De Energía

Los eventos sísmicos severos han demostrado que los edificios diseñados y construidos de acuerdo a los códigos más recientes proveen una buena respuesta; sin embargo, el costo de reparación de daños y el tiempo necesario para realizar estas reparaciones podrían ser excesivos.

Como se ha mencionado anteriormente, países como Estados Unidos y Japón se han centrado en desarrollar técnicas que permitan mejorar el desempeño sísmico de los edificios y el control de daño en los mismos. Una de las técnicas que cuenta con un amplio campo de investigación y además ha sido utilizada con mucha frecuencia en la práctica, es la conocida como disipación pasiva de energía o amortiguamiento suplementario.

Las investigaciones e implementación de dispositivos pasivos de disipación de energía en aplicaciones estructurales se llevan a cabo desde hace aproximadamente 30 años. La función básica de los dispositivos pasivos de disipación de energía cuando son incorporados a la superestructura de un edificio es la de absorber una gran parte de la energía de entrada, para de esta manera reducir la demanda de disipación de energía en los elementos estructurales principales y minimizar el posible daño en éstos.

1.4.10.1. Fundamentos De Dispositivos Disipadores De Energía

Como alternativa para incrementar la capacidad de una estructura para resistir solicitaciones sísmicas, se implementó el uso de dispositivos disipadores de energía dispuestos en lugares estratégicos de la edificación, los cuales permiten aumentar significativamente tanto la energía disipada por amortiguamiento viscoso (E_V) como la energía disipada por mecanismos histeréticos (E_H).

A diferencia del principio que rige el funcionamiento de los aisladores sísmicos de base, los disipadores de energía no alteran la energía de entrada, sino que aumentan el nivel de amortiguamiento de la estructura para absorber y disipar la energía proveniente de un sismo, viento u otras solicitaciones de origen dinámico.

Los esfuerzos, aceleraciones y deformaciones inducidos por un sismo en una estructura con sistemas de amortiguación, pueden ser entre un 15 a 40% menores que los correspondientes a una estructura sin disipadores, protegiendo y reduciendo los daños en elementos estructurales y no estructurales.

En estos sistemas los dispositivos mecánicos son incorporados en el pórtico de la estructura y la energía puede ser disipada por fluencia de metales, fricción por deslizamiento, movimiento de un pistón, el paso de un fluido a través de un orificio, etc.

1.4.10.2. Tipos De Dispositivos De Disipación De Energía

Estos dispositivos permiten la disipación de energía mediante el comportamiento plástico de ciertos materiales, por lo que se los puede clasificar de la siguiente manera:

- Disipadores metálicos
 - Disipadores por plastificación de metales
 - Disipadores por fricción
- Disipadores de amortiguamiento viscoso
- Disipadores de amortiguamiento viscoelástico

1.4.10.2.1. Disipadores Metálicos

1.4.10.2.1.1. Disipadores Por Plastificación De Metales

La disipación de energía mediante la plastificación de metales se puede producir a partir de esfuerzos estructurales o a partir del proceso de extrusión del metal. Cualquier esfuerzo, sea de torsión, flexión, cortante o axial puede conducir a procesos de plastificación en metales.

Las investigaciones realizadas han demostrado que para reducir la respuesta estructural, es preferible disipar energía a partir de rangos bajos de fuerza y desplazamiento. Por esta razón, para la elaboración de estos dispositivos se utilizan aceros de bajo límite elástico y con gran capacidad de alargamiento en relación a los aceros de construcción convencionales.

Este tipo de dispositivos son diseñados para asegurar una respuesta dúctil de la estructura, presentando la ventaja de que pueden ser reemplazados fácilmente en caso de que fuera necesario.

En la actualidad los dispositivos más utilizados son los conocidos como ADAS (Added Damping and Stiffness) y TADAS (Triangular Added Damping and Stiffness), los cuales basan su funcionamiento en la plastificación de metales mediante esfuerzos estructurales. Además de éstos, existe otro sistema conocido como PVD (Penguin Vibration Damper) que a diferencia de los dos anteriores, disipa la energía a partir de la extrusión de plomo.

1.4.10.2.1.2. Disipador De Energía Tipo ADAS

El dispositivo tipo ADAS está formado por un conjunto de placas metálicas en paralelo, de espesor constante y sección variable en forma de X. La forma en X permite que exista una distribución uniforme de deformaciones plásticas en toda su altura.

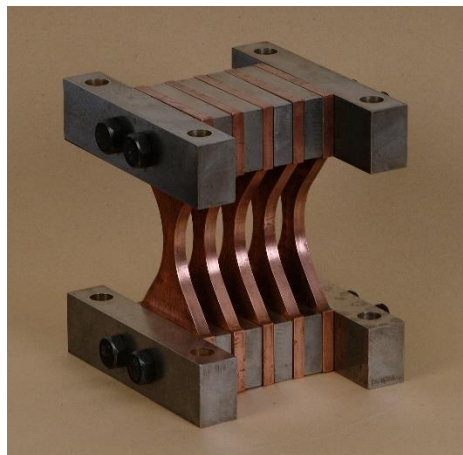


Figura 16. Disipador tipo ADAS

Fuente: <http://sirve.cl/archivos/proyectos/estudio-para-desarrollo-y-comercializacion-de-dispositivos-de-disipacion-de-energia-en-base-a-cobre>

Dadas las características geométricas del dispositivo, la plastificación se produce de forma uniforme y estable, optimizando el proceso de disipación de energía. Por esta razón estos dispositivos se los debe ubicar en zonas críticas de las diagonales, donde se prevé la formación de rótulas plásticas durante un evento sísmico.

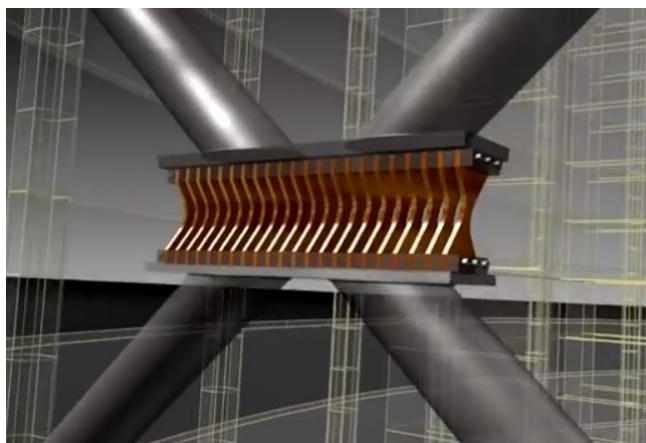


Figura 17. Disipador tipo ADAS en arriostamiento en X

Fuente: <http://prezi.com/am4cbnxxdik7/disipadores-de-energia/>

1.4.10.2.1.2.1.1. Disipador De Energía Tipo TADAS

Este dispositivo está formado por un conjunto de placas triangulares de acero, paralelas y de espesor constante. La forma triangular de las placas se debe a que éstas se encuentran con un extremo empotrado y el otro articulado, además esta configuración posibilita también una distribución global de la plastificación.



Figura 18. Disipador tipo TADAS

Fuente: http://www.scielo.org.co/scielo.php?pid=S1794-12372006000200010&script=sci_arttext

La base menor de la placa está soldada a una placa rígida, la cual se conecta a la viga de un pórtico, mientras que la otra se articula mediante un pasador a dos diagonales dirigidas a la base de las columnas del pórtico. Este tipo de unión admite el desplazamiento vertical, permitiendo que las cargas gravitatorias no influyan en el comportamiento del dispositivo; por lo tanto, se consigue la plastificación por flexión y la respuesta inelástica de este sistema es altamente predecible.

Al incorporar este sistema en un pórtico de acero, se ha observado que las reducciones en la respuesta son similares a las obtenidas con el dispositivo tipo ADAS.

1.4.10.2.1.2.1.2. Disipador De Energía Tipo Pvd (Pinguin Vibration Damper)

El dispositivo PVD permite disipar energía a partir de la extrusión del plomo. El funcionamiento de este sistema consiste en pasar el plomo por un orificio, forzando a un cambio de sección que permite la disipación de energía.

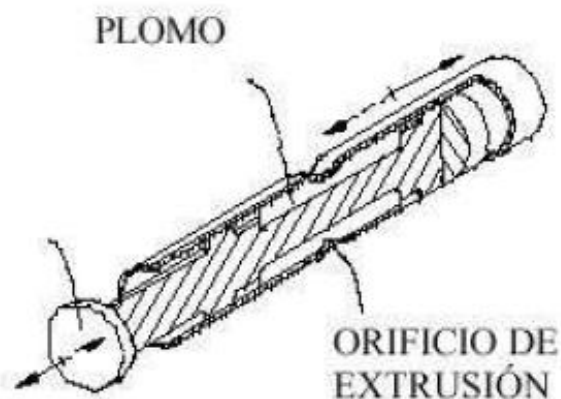


Figura 19. Disipador tipo PVD

Fuente: Villarreal, G. (2009). EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGÍA

1.4.10.2.1.3. Disipadores Por Fricción

Los sistemas de fricción disipan energía mediante el rozamiento existente entre dos superficies metálicas que deslizan entre sí. Existen varios dispositivos basados en la disipación de energía por fricción, los cuales generalmente son colocados en la intersección de un arriostramiento en X.

El mayor inconveniente que presentan estos dispositivos es que el coeficiente de fricción, durante el desplazamiento depende de la velocidad, de la presión entre las superficies y las condiciones de éstas. De esta manera resulta complicado garantizar un coeficiente de fricción independiente del tiempo y de las condiciones de los disipadores. Sin embargo, se ha observado que la variación de este coeficiente durante el desplazamiento no afecta significativamente a la respuesta estructural, si la estructura permanece en rango lineal, mientras que esta influencia puede ser significativa si la edificación entra en rango inelástico.

1.4.10.2.2. Disipadores De Amortiguamiento Viscoso

Son dispositivos de amortiguamiento que se conectan o instalan generalmente en un sistema de diagonales de una estructura metálica.

Estos dispositivos tienen por objetivo absorber la energía que ingresa a la estructura debido a un evento sísmico, disminuyendo esfuerzos y deflexiones que hacen que la estructura se mantenga dentro de su rango elástico o muy cercano a éste.

El disipador más conocido es el amortiguador viscoso Tipo Taylor, cuyo funcionamiento consiste en pasar un fluido viscoso (aceite de silicona) encerrado en un cilindro de acero inoxidable, bajo la acción de un pistón, ocasionando una fuerza resistiva que actúa en dirección opuesta al movimiento de entrada. Estos disipadores viscosos luego de producirse un sismo regresan a su posición original.



Figura 20. Amortiguador tipo Taylor instalado en arriostramiento excéntrico

Fuente: <http://www.cdvperu.com/disipadores-taylor/>

Los disipadores de fluido viscoso tienen la propiedad de reducir simultáneamente los esfuerzos y las deflexiones de la estructura. Esto se debe a que estos dispositivos varían su fuerza solamente con la velocidad, y cuya respuesta no depende de los esfuerzos debido a la flexibilidad de la estructura.

1.4.10.2.3. Disipadores De Amortiguamiento Viscoelástico

Los disipadores de amortiguamiento viscoelásticos han sido empleados con éxito durante los últimos 30 años para reducir la respuesta de edificios ante la acción de cargas laterales. Estos dispositivos están formados por placas metálicas unidas con capas finas de material viscoelástico y su funcionamiento se basa en el aumento del amortiguamiento estructural.

Generalmente son colocados en sistemas de diagonales y disipan la energía a través de la deformación del material viscoelástico por medio del movimiento de las placas metálicas, producido esencialmente por una deformación por cortante.

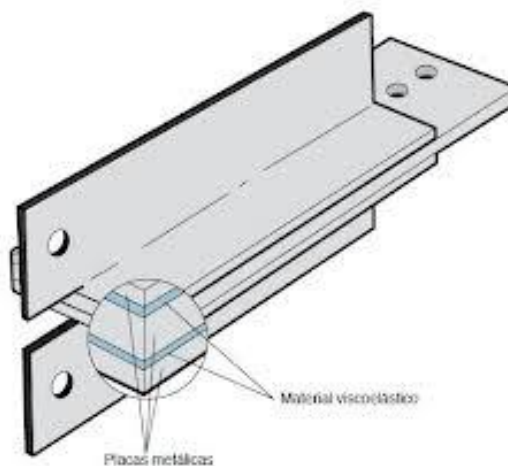


Figura 21. Disipador de amortiguamiento viscoelástico

Fuente: <http://byron-hoffmann.blogspot.com/>

Una de las principales ventajas que presentan estos dispositivos, es que trabajan con cualquier tipo de fuerza independiente de su magnitud, a diferencia de otros disipadores que requieren una gran fuerza para empezar a funcionar. Sin embargo existe un inconveniente en su uso, ya que los materiales viscoelásticos son sensibles a los cambios de temperatura, siendo ésta una desventaja importante.

CAPÍTULO II DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO

2.1. SISMICIDAD EN EL ECUADOR

Ecuador es un país en el cual los sismos son muy frecuentes; sin embargo, la mayoría de ellos son imperceptibles para el ser humano. La actividad sísmica del Ecuador está relacionada principalmente con la interacción de dos placas tectónicas, la placa oceánica de Nazca y la placa continental Sudamericana.

Este proceso evidencia en el país varias fuentes sísmicas debido a la colisión y subducción de aproximadamente 8 cm anuales de la placa oceánica bajo la placa continental, lo cual produce la acumulación y posterior liberación de energía de manera repentina, ocasionando eventos sísmicos.



Figura 22. Interacción placas de Nazca y Sudamericana

Fuente: <http://neetcurioso.com/frecuencia-de-sismos-en-ecuador/>

El fenómeno de subducción antes mencionado provoca a su vez la formación de fallas intraplaca dentro de la placa Sudamericana, de esta manera las investigaciones han demostrado que el Ecuador se encuentra asentado sobre tres sistemas de fallas geológicas activas, debido a los cuales se han generado gran cantidad de eventos sísmicos en el país.

Los sismólogos sostienen que el principal sistema de falla activa del Ecuador es el denominado Pallatanga-Chingual que comienza en el golfo de Guayaquil, pasa por Riobamba y sigue hacia Colombia. Además de esta falla existen dos secundarias que son la de Quito-Latacunga y la conocida como Subandina Oriental, ubicada en la región amazónica.

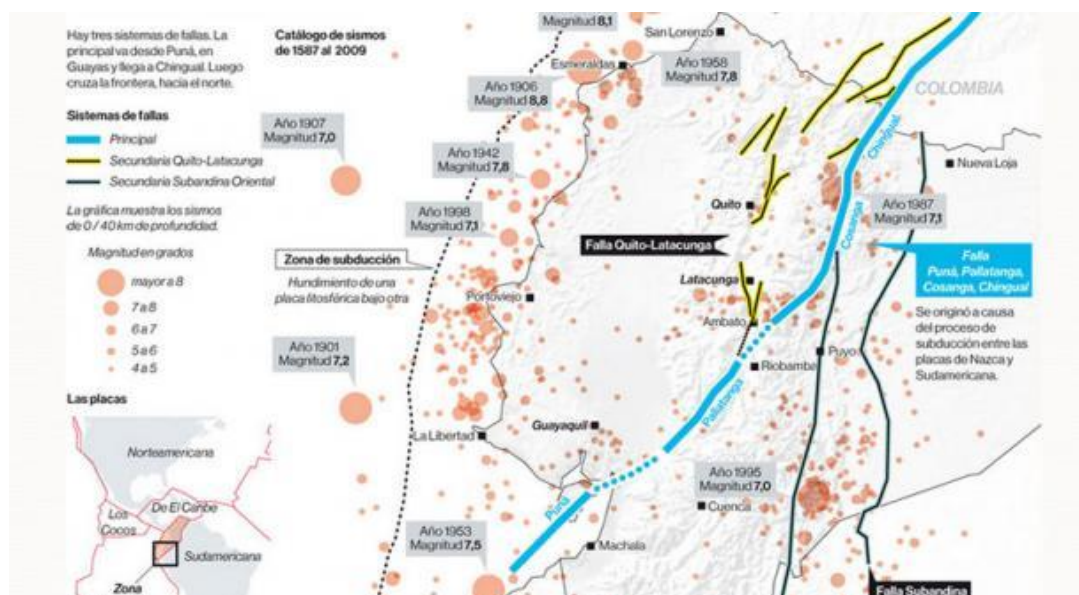


Figura 23. Sistema de fallas intraplaca en Ecuador

Fuente: <http://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador-asentado-tres-sistemas-fallas-1.html>

Históricamente en el país se han presentado fuertes terremotos que han alcanzado magnitudes de momento en el orden de los 7.2 a 8.8. El 31 de enero de 1906 se registró el terremoto de mayor magnitud ($M_w = 8.8$) con epicentro en la costa ecuatoriana, cerca de Esmeraldas.

En la Tabla 2 se muestra los cinco mayores sismos registrados en el mundo. El sismo producido en 1906 en las costas ecuatorianas comparte el quinto lugar con el sismo de Chile de 2010, en los sismos de mayor magnitud registrados en el mundo.

Tabla 2.
Sismos de mayor magnitud registrados en el mundo

Fecha	Magnitud de momento (Mw)	Lugar
22/05/1960	9.5	Chile
28/03/1964	9.2	Alaska
26/12/2004	9.1	Sumatra
04/11/1952	9.0	Kamchatka
31/01/1906	8.8	Ecuador

En función de las fuentes sísmicas que existen en el país y en base a los resultados del estudio de peligro sísmico, se estableció el mapa de zonificación sísmica para Ecuador, basado en el valor Z, que representa la aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad y cuyos valores se encuentran tabulados en la normativa NEC 2015.

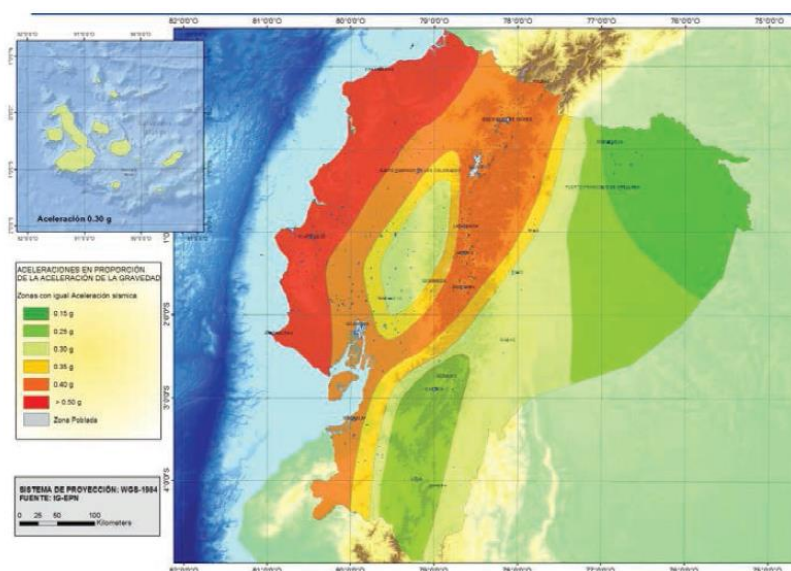


Figura 24. Zonificación sísmica del Ecuador

Fuente: NEC 2015

Se establecen seis zonas sísmicas como se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3.
Valores del factor Z en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor del factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

2.2. RIESGO SÍSMICO

A lo largo de su historia la humanidad ha experimentado los efectos destructivos de los terremotos, convirtiéndose en el fenómeno natural que ha causado el mayor número de pérdidas humanas, por encima de otros desastres como ciclones, huracanes, inundaciones y erupciones volcánicas.

El riesgo sísmico está definido principalmente por dos aspectos que son el peligro sísmico y la vulnerabilidad. El primer aspecto representa la peligrosidad o amenaza de un determinado lugar, debido a las fuentes sísmicas que actúan sobre la región considerada. En cambio, la vulnerabilidad puede definirse como la susceptibilidad de las construcciones a sufrir daño ante la ocurrencia de un evento sísmico.

De esta manera, en términos generales el riesgo sísmico puede ser interpretado como una medida de las pérdidas potenciales (económicas, sociales, etc.) que puede originar un evento sísmico.

Resulta imposible modificar la amenaza o peligro sísmico de un determinado lugar; sin embargo, el diseño sismorresistente debe enfocarse en reducir la vulnerabilidad de las edificaciones, y por consecuencia reducir el riesgo sísmico.

Durante los últimos 100 años, las experiencias recogidas tras la ocurrencia de terremotos, la investigación, experimentación y desarrollo de reglamentos de diseño sismorresistente han permitido que el daño producido por los sismos pueda controlarse y reducirse a niveles aceptables, mediante el uso de materiales estructurales, sistemas constructivos, dispositivos para control de vibraciones, métodos de análisis confiables y complejos, etc.

Países como el Ecuador presentan un riesgo sísmico alto, no solamente por estar ubicado en una zona sísmica, sino también por la vulnerabilidad de sus edificaciones, debido al gran número de construcciones informales que existen en el país, que incumplen los requerimientos del diseño sismorresistente o por la discrepancia entre los criterios de diseño y la estructura realmente construida, modificaciones que luego conducen al daño o colapso de los componentes estructurales durante un evento sísmico.

2.3. FILOSOFÍA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

Como ya se ha discutido anteriormente en el Capítulo I, las estructuras sismorresistentes, salvo casos especiales, se diseñan para responder en el rango inelástico, de modo de desarrollar ductilidad y asegurar una disipación post-elástica de energía durante la ocurrencia de un sismo severo.

El procedimiento convencional para diseñar estructuras sismorresistentes aplicando fuerzas sustancialmente menores a aquellas que se producirán realmente durante el evento sísmico, consiste en que las fuerzas obtenidas a partir del espectro de diseño elástico son reducidas mediante un factor de modificación de respuesta (R), el cual considera principalmente el efecto de la ductilidad y la sobrerresistencia del sistema estructural utilizado.

El propósito de este procedimiento es fundamentalmente económico y funcional, de tal manera que el tamaño de los elementos y los costos de construcción sean aceptables. Esta filosofía de diseño puede ser explicada y visualizada mediante un diagrama de corte basal vs desplazamiento lateral como se muestra en la Figura 25.

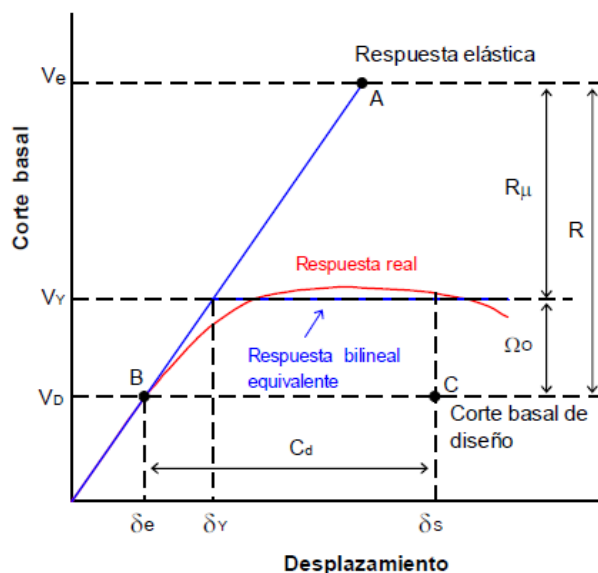


Figura 25. Diagrama corte basal vs desplazamiento lateral

Fuente: Crisafulli, F. Diseño sismorresistente de construcciones de acero

En la Figura 25 se observa el nivel del cortante basal real (V_e) que es definido mediante el espectro de diseño elástico y es reducido mediante el factor de modificación de respuesta (R) al nivel del corte basal de diseño (V_D). A medida que aumentan los desplazamientos, la respuesta deja de ser lineal y la estructura es capaz de desarrollar una resistencia mayor que V_D , estableciendo así el nivel del corte basal (V_Y) el cual lleva a la fluencia a la estructura.

El factor de sobrerresistencia (Ω_o) toma en cuenta la reserva de resistencia entre los niveles de corte de fluencia (V_Y) y corte de diseño (V_D), el cual está justificado por la sobrerresistencia de los materiales, el sobredimensionamiento de los elementos, la introducción de factores de reducción de capacidad de carga, etc.

Cabe destacar que la reducción de las fuerzas reales mediante el factor R , se lo hace bajo la hipótesis de que la estructura dispone de sobrerresistencia y una adecuada capacidad de disipar energía, es decir que el detallamiento y el tamaño de los elementos deberá ser congruente con el nivel de disipación de energía de la estructura para obtener niveles adecuados de ductilidad y lograr un correcto desempeño de la misma.

En general, los códigos de diseño sismorresistente establecen requerimientos mínimos para asegurar la protección de la vida humana (evitar el colapso total o parcial de la estructura) pero sin controlar el daño estructural que puede resultar de un evento sísmico severo.

De acuerdo a la normativa ecuatoriana NEC 2015 el diseño estructural se lo realiza para el sismo de diseño, es decir un evento sísmico con una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 475 años). En cambio para la Norma ASCE 7-10 el diseño se lo hace con el máximo sismo considerado, un evento con una probabilidad de 2% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 2475 años). Ambas filosofías de diseño conducen a los mismos resultados permitiendo definir los factores de importancia o de seguridad adecuados de acuerdo a la categoría de ocupación de la estructura.

En la Figura 26 se resume la filosofía de diseño convencional para estructuras de ocupación ordinarias, especiales y esenciales que establecen los códigos de diseño sismorresistente. Es evidente que esta filosofía prevé también la protección en mayor medida y la garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico severo para estructuras de ocupación especial y esencial.

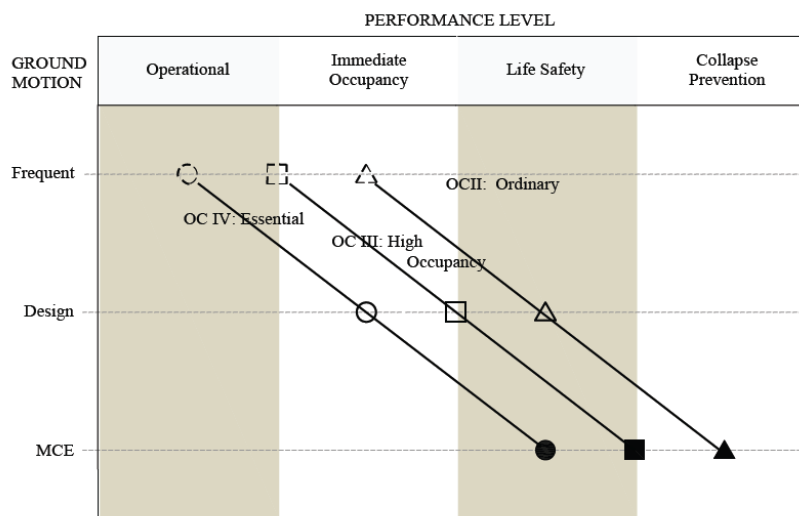


Figure C11.5-1 Expected performance as related to occupancy category (OC) and level of ground motion.

Figura 26. Nivel de desempeño esperado de acuerdo a categoría de ocupación

Fuente: Garcés, J. (2015). Clases Diseño Sismorresistente

En el caso del diseño de estructuras de acero, la aplicación de las especificaciones sismorresistentes AISC 341-10 asegura que la estructura presentará una adecuada ductilidad para evitar el colapso ante la ocurrencia de un sismo severo.

Las especificaciones AISC 341-10, al igual que los demás códigos de diseño sismorresistente, consideran tres niveles de desempeño para la estructura, éstos son: pórticos especiales, intermedios u ordinarios. Para los pórticos especiales se permite utilizar un factor de modificación de respuesta (R) mayor (lo que implica una acción sísmica menor), por lo que requieren verificaciones y detalles constructivos más estrictos que los otros dos niveles de desempeño. Por el contrario, los pórticos ordinarios se diseñan con acciones sísmicas mayores y por lo tanto menor nivel de detalle en sus elementos.

2.4. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ACERO

El acero es un material que se caracteriza por su elevada resistencia, rigidez y ductilidad, lo que lo hace capaz de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad de resistencia, por lo que su uso es muy recomendable en edificaciones sismorresistentes.

Los aceros utilizados convencionalmente para el diseño de estructuras sismorresistentes presentan resistencias menores pero mayor ductilidad al ser comparados con aceros de alta resistencia que presentan una ductilidad reducida. Por esta razón, la normativa sismorresistente AISC 341-10 limita el esfuerzo mínimo de fluencia a 345 MPa (3515 kg/cm²) en componentes donde se espera que se desarrolle un comportamiento inelástico.

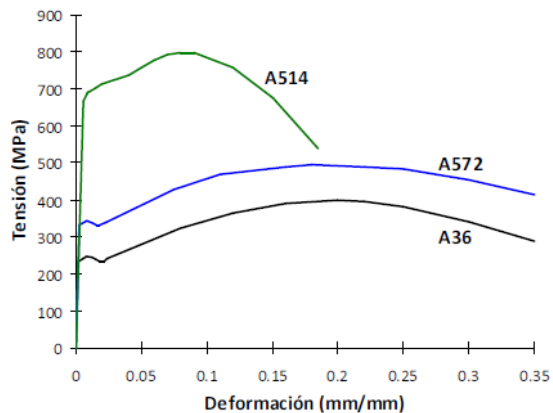


Figura 27. Curvas tensión vs deformación para tres aceros estructurales

Fuente: Crisafulli, F. Diseño sismorresistente de construcciones de acero

Es importante conocer las limitaciones que presenta el acero como material estructural, para contrarrestar sus efectos negativos. El mayor desafío en el diseño de estructuras de acero consiste en controlar los problemas de inestabilidad que se presentan en los componentes o zonas localizadas sometidas a compresión.

Este fenómeno se lo conoce con el nombre de pandeo, y se lo puede definir como la falla o inestabilidad que se produce en el elemento comprimido debido a una deformación lateral.

El pandeo en elementos de acero comprimidos puede presentarse en dos formas principalmente. La primera se denomina pandeo global porque comprende todo o gran parte del elemento de acero y la segunda forma de inestabilidad se denomina pandeo local, debido a que el problema se relaciona con el pandeo localizado de placas o componentes de una sección metálica.

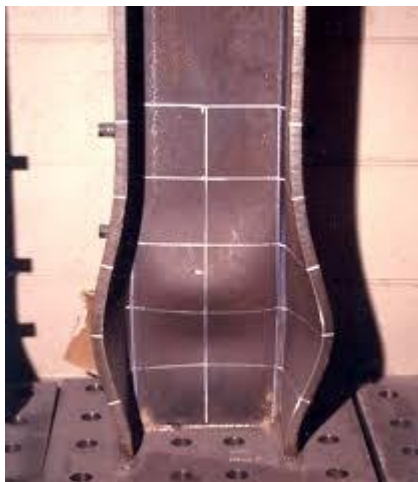


Figura 28. Pandeo local en las alas de una columna de acero

Fuente: Crisafulli, F. Diseño sismorresistente de construcciones de acero

2.5. CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE ACERO DEBIDO AL PANDEO LOCAL

De acuerdo al efecto del pandeo local, la Normativa AISC 360-10 establece la clasificación de las secciones de acero en tres grupos a partir de la relación ancho-espesor de los elementos componentes de la sección. Las condiciones para clasificar las secciones son las siguientes:

- **Secciones compactas:** Aquellas en las que todos sus elementos componentes cumplen que $\lambda \leq \lambda_p$ y además sus alas están conectadas en forma continua con una o más alma.
- **Secciones no compactas:** Cuando al menos uno de sus elementos cumple que $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$
- **Secciones esbeltas:** Cuando al menos un elemento cumple que $\lambda > \lambda_r$

Donde λ_p y λ_r son esbelteces límites que dependen del tipo de elemento, del estado de sollicitación y de otras características de la sección como se observa en la Figura 29.

TABLE B4.1 Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Elements					TABLE B4.1 (cont.) Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Elements						
Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example	Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)					λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
Unstiffened Elements	1	Flexure in flanges of rolled I-shaped sections and channels	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	7	Flexure in flanges of tees	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
	2	Flexure in flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_y}^{[a], [b]}$	8	Uniform compression in stems of tees	d/t	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$	
	3	Uniform compression in flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact and flanges of channels	b/t	NA	$0.56\sqrt{E/F_y}$	9	Flexure in webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	4	Uniform compression in flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	NA	$0.64\sqrt{k_c E/F_y}^{[a]}$	10	Uniform compression in webs of doubly symmetric I-shaped sections	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	5	Uniform compression in legs of angle sections, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	NA	$0.45\sqrt{E/F_y}$	11	Flexure in webs of singly-symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_f} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.09 \right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	6	Flexure in legs of single angles	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	12	Uniform compression in flanges of rectangular box and hollow structural sections of uniform thickness subject to bending or compression; flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
Stiffened Elements	13	Flexure in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$						

Figura 29. Clasificación de secciones de acero para elementos en compresión

Fuente: Norma AISC 360-10

2.6.CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO

2.6.1. Comportamiento Sísmico De Estructuras De Acero

El acero es un material dúctil; sin embargo, para asegurar un comportamiento dúctil del sistema estructural es necesario suministrar una adecuada ductilidad tanto a nivel del material como a nivel de las secciones de los miembros que componen el sistema (columnas, vigas, arriostramientos, conexiones).

El diseño sismorresistente de estructuras consiste en identificar las condiciones que pueden conducir a mecanismos de falla frágil de los elementos, para así adoptar estrategias de diseño que permitan asegurar una respuesta estable y una adecuada capacidad de disipación de energía.

Las especificaciones AISC 341-10 establecen que para elementos de acero que forman parte de estructuras sismorresistentes en las que se desarrollarán deformaciones plásticas, se requiere cumplir condiciones más estrictas para controlar el pandeo local, para lo cual las secciones deben ser sísmicamente compactas en las que todos sus elementos deben cumplir la condición $\lambda \leq \lambda_{hd}$, la cual se establece en la Tabla D1.1 de dicha normativa.

Las especificaciones de diseño AISC 341-10 también establecen requerimientos específicos, especialmente en aquellas zonas donde se espera que se desarrollen deformaciones plásticas; así como el diseño y detalle de las conexiones entre los componentes estructurales, el cual es un aspecto fundamental para alcanzar niveles de disipación de energía adecuados.

Las investigaciones y análisis de los daños producidos en estructuras de acero debido a los sismos de Northridge y Kobe, permitió el desarrollo de nuevos criterios de diseño que han sido incorporados en la normativa AISC; especialmente en el detallamiento de las conexiones viga-columna donde se observó la ocurrencia de distintos tipos de fallas como la fractura de placas y soldadura.

Las vigas de una estructura de pórticos son elementos sometidos a esfuerzos de flexión. Estos elementos se ven afectados por un tipo de pandeo conocido como pandeo lateral-torsional, el cual se origina por el pandeo lateral de la parte comprimida de la viga, que es parcialmente restringida por la parte traccionada.

En el caso de edificios con entrepisos o diafragmas rígidos, es decir con losas de hormigón armado o sistemas de placas colaborantes, el ala superior de una viga tipo W (I) se encuentra impedida de desplazarse lateralmente; sin embargo, los momentos flectores inducidos por los sismos pueden someter a compresión el ala inferior de la viga, por lo que es necesario arriostrar dicha ala para impedir su desplazamiento lateral y controlar el pandeo lateral-torsional.

2.6.2. Efectos De Segundo Orden

Los efectos de segundo orden son aquellos inducidos por las cargas actuando sobre la estructura deformada. En el caso del análisis sísmico, a medida que la estructura se deforma por la acción del sismo, las cargas gravitatorias inducen

un momento adicional en la estructura; a este efecto de segundo orden se lo denomina efecto P-Delta.

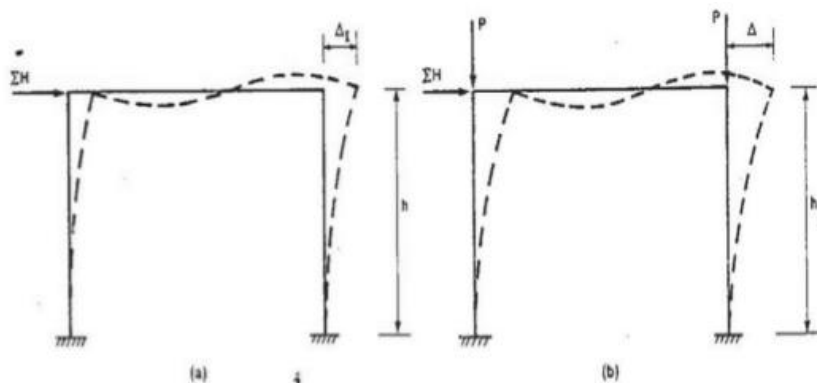


Figura 30. Efectos P-Delta sobre la estructura

Fuente: <http://es.slideshare.net/DEY01/exposicion-de-caplicada-del-csi-15595280>

Desde el punto de vista del diseño estructural los efectos P-Delta producen en la estructura un aumento de los desplazamientos; por lo tanto, además de un aumento de la resistencia de los elementos se requiere un incremento de la rigidez lateral de la estructura. Por esta razón, la importancia del efecto P-Delta puede ser cuantificada mediante un índice de estabilidad que depende de los desplazamientos laterales, las cargas gravitatorias y el cortante basal que actúa sobre la estructura.

La importancia de los efectos P-Delta en los modelos planteados para este estudio se lo realiza de acuerdo a lo establecido en la NEC 2015. Ésta establece que el índice de estabilidad (θ) debe ser evaluado en cada nivel de la edificación y que el efecto P-Delta es despreciable cuando el índice de estabilidad es menor o igual a 0.1, el cual se lo determina de la siguiente manera:

Ec. 2. 1

$$\theta_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_i}$$

Donde:

P_i : Carga vertical total actuando en el nivel considerado

Δ : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i : Cortante basal en el nivel considerado

h_i : Altura del piso

Existen diversos métodos con distintos grados de complejidad y precisión que permiten considerar los efectos de segundo orden en el análisis estructural. Sin embargo, en la actualidad los programas de análisis y diseño estructural disponen de herramientas que permiten considerar dichos efectos.

2.6.3. Mecanismo Viga Débil – Columna Fuerte

En el caso de la acción sísmica los momentos flectores desarrollan sus valores máximos en los extremos de vigas y columnas, donde puede desarrollarse un mecanismo de falla conocido como rótulas plásticas para permitir la disipación de energía por fluencia del acero.

Considerando que la falla de una columna puede originar colapso parcial o total del edificio, se han realizado investigaciones analíticas y experimentales que han demostrado que se puede lograr una adecuada respuesta estructural si se induce la formación de este mecanismo en las vigas.

El criterio de viga débil – columna fuerte consiste en que las rótulas plásticas se formen en los extremos de las vigas, mientras las columnas permanecen en el rango elástico o muy cercano a éste. Este mecanismo está basado en el diseño por capacidad mediante el cual el diseñador define un mecanismo de deformación plástica y evita modos de falla no deseados.

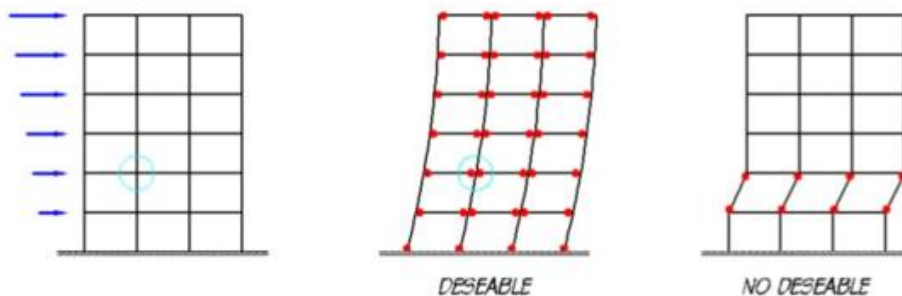


Figura 1: Comportamiento inelástico de una estructura.

Figura 31. Comportamiento inelástico de una estructura

Fuente: <http://es.slideshare.net/nelsonrsalas/diseo-por-capacidad>

En el diseño de pórticos especiales se asegura el mecanismo viga débil – columna fuerte cuando se cumple con la siguiente relación:

Ec. 2. 2

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$: Suma de los momentos nominales resistentes en las columnas sobre y bajo el nudo

$\sum M_{pb}^*$: Suma de los momentos nominales resistentes en las vigas a cada lado del nudo

Las zonas en las que se forman las rótulas plásticas en las vigas de pórticos a momento son conocidas como zonas protegidas. Las especificaciones sísmicas AISC 341-10 establecen criterios para el diseño, el detalle y la fabricación de las zonas protegidas, de manera que sean capaces de soportar deformaciones cíclicas inelásticas bajo la acción de un sismo.

2.6.4. Conexiones Viga – Columna

En pórticos resistentes a momento las conexiones entre vigas y columnas representan uno de los componentes más importantes del sistema para asegurar una respuesta dúctil y estable.

Como consecuencia de las fallas en las conexiones viga–columna observadas en los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995) se incrementaron significativamente los requerimientos que deben cumplir estas conexiones en estructuras de acero. Para el caso de pórticos especiales resistentes a momento, las especificaciones AISC 341-10 establecen que debe utilizarse conexiones precalificadas, las cuales han sido validadas de forma experimental.

En general, las conexiones precalificadas pueden agruparse en dos categorías:

- Aquellas en las que se refuerza la conexión mediante placas o rigidizadores con el objeto de aumentar su capacidad resistente. Un ejemplo de ésta se presenta en la Figura 32.

- Aquellas en las que se reduce la sección de la viga y por ende el momento plástico de la misma. Un ejemplo de ésta se presenta en la Figura 33.

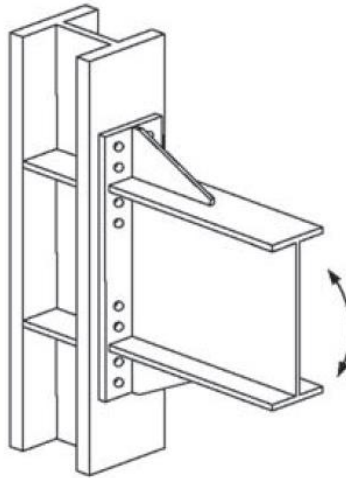


Figura 32. Conexión precalificada con placas rigidizadoras

Fuente: Norma AISC 358-10

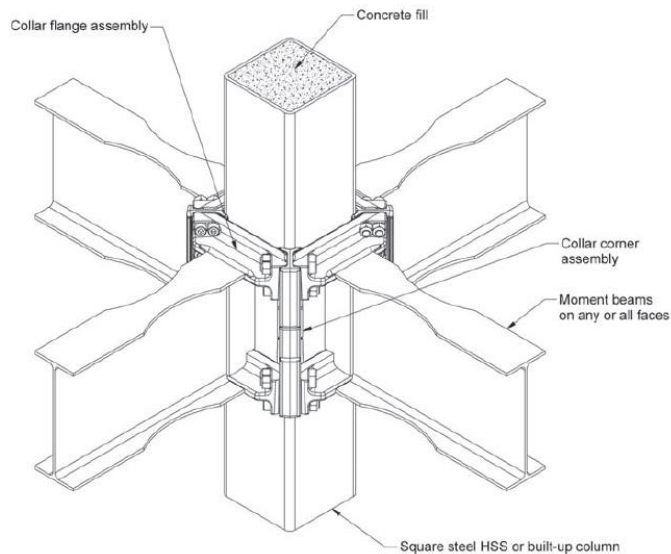


Figura 33. Conexión precalificada con vigas de sección reducida

Fuente: Norma AISC 358-10

En las conexiones con viga de sección reducida se realiza un corte en las alas del perfil en la zona cercana a la conexión, con esto se logra que la fluencia o rótula plástica se concentre en la zona de sección reducida. De esta manera se

asegura que durante un evento sísmico se cumpla el mecanismo viga débil – columna fuerte.

2.7. MÉTODOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO

Las especificaciones vigentes para la construcción de estructuras de acero consideran dos métodos de diseño: el Método de las Tensiones Admisibles ASD (Allowable Strength Design) y el Método de Factores de Carga y Resistencia LRFD (Load and Resistance Factor Design).

2.7.1. Método ASD

Este método ha sido utilizado por los ingenieros estructurales a lo largo de muchas décadas, el cual consiste en verificar que los esfuerzos inducidos en los elementos estructurales no excedan un esfuerzo admisible, el cual resulta de dividir la resistencia del material (generalmente el esfuerzo de fluencia F_y) por un factor de seguridad (Ω).

Las combinaciones de carga utilizadas en el método ASD son:

1. D
2. $D + L$
3. $D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
4. $D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $D \pm (W \text{ o } 0.7E)$
6. $D + 0.75(W \text{ o } 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
7. $0.6D \pm (W \text{ o } 0.7E)$

Donde:

D : Carga muerta

L : Carga viva

L_r : Carga viva de cubierta

S : Carga de nieve (granizo)

R : Carga por lluvia

W : Carga por viento

E: Carga por sismo

El factor de 0.75 en ciertos términos de las combinaciones, tiene el propósito de considerar la improbabilidad de que todas las cargas de esa combinación actúen simultáneamente durante la vida útil de la estructura.

2.7.2. Método LRFD

El método de “Diseño por Factores de Carga y Resistencia” es más reciente y en los últimos años ha sido aceptado de tal manera que es el más utilizado en la actualidad para el diseño de estructuras de acero.

Este método se basa en la evaluación de una serie de estados límites, más allá de los cuales toda la estructura o uno de sus componentes dejan de cumplir su función. Estos estados límites se dividen en dos grupos, los de servicio y los de resistencia.

Los estados de servicio están vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el uso normal de la edificación. Como ejemplos se puede nombrar el control de deformaciones excesivas o vibraciones cuando se somete a cargas de servicio. Mientras que los estados límites de resistencia (últimos) están relacionados con la capacidad resistente ante cargas últimas y vinculadas con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso.

Los estados límites de resistencia varían según el tipo de sollicitación actuante, y los más usuales son: fluencia, rotura, pandeo, fatiga, etc. De esta manera los factores de reducción de capacidad de carga multiplican la resistencia nominal, a efectos de considerar incertidumbres debidas a los procedimientos de cálculo, materiales, dimensiones, mano de obra, etc.

De igual forma el método LRFD establece factores de carga que se aplican a las distintas combinaciones y que están influenciados por el grado de precisión con el cual se puede calcular la magnitud de la carga, y a la vez por la probabilidad de ocurrencia simultánea de las distintas sollicitaciones durante la vida útil de la estructura. A continuación se presentan las combinaciones de carga básicas establecidas en las normativas vigentes.

1. $U = 1.4D$

2. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$
4. $U = 1.2D \pm 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = 1.2D \pm 1.0E + 1.0L + 0.2S$
6. $U = 0.9D \pm 1.0W$
7. $U = 0.9D \pm 1.0E$

De esta manera, la verificación de un estado límite de resistencia puede expresarse matemáticamente con la siguiente expresión:

Ec. 2. 3

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u : Resistencia requerida debido a las cargas últimas o factoradas

R_n : Resistencia nominal

ϕ : Factor de reducción de capacidad de carga

ϕR_n : Resistencia de diseño

2.8. DEFINICIÓN DE ESTADOS DE CARGA SÍSMICA

Los sismos son eventos netamente dinámicos; sin embargo, los primeros métodos para su estimación se basaron en análisis estáticos. De esta manera surgió el método de la fuerza estática equivalente, el cual es todavía usado para estructuras relativamente simples de baja y mediana altura, y de configuración regular.

El desarrollo de computadoras y programas de análisis estructural han permitido la aplicación de métodos dinámicos para considerar la acción sísmica con menor complejidad. En estos métodos, dependiendo del tipo de análisis, el sismo se cuantifica a través de un espectro de aceleración (método del espectro de respuesta modal) o mediante una serie de registros de aceleración de sismos reales (análisis tiempo-historia).

En las últimas décadas se ha desarrollado una nueva definición de la acción sísmica, considerando a los desplazamientos laterales como la variable principal de diseño, a partir de esto nació el método de diseño basado en desplazamientos.

Cualquiera que sea el método que se utilice, existen cuatro aspectos principales para cuantificar la acción sísmica, éstos son:

1. Sismicidad propia del lugar
2. Características del suelo de fundación
3. Importancia de la edificación
4. Respuesta del sistema estructural

Los dos primeros aspectos se definen a través de un espectro de diseño. La importancia de la edificación se cuantifica a través de un factor que mayor la demanda sísmica en función del uso de la edificación y el número de ocupantes. En cambio, la respuesta o comportamiento estructural se lo define mediante un factor de modificación de respuesta (R), el cual se lo determina en función del material y el sistema estructural utilizado en la edificación.

2.8.1. Método De La Carga Estática Equivalente

En este método el efecto vibratorio del sismo se reemplaza por una fuerza lateral o cortante basal que actúa en la base de la estructura y que posteriormente se distribuirá de forma creciente con la altura de la edificación como se muestra en la Figura 34. El corte basal se determina a partir de un coeficiente sísmico multiplicado por el peso de la estructura, incluyendo en ciertos casos establecidos en las normas de diseño, un porcentaje de la sobrecarga de uso.

Ec. 2. 4

$$V = C_s \cdot W$$

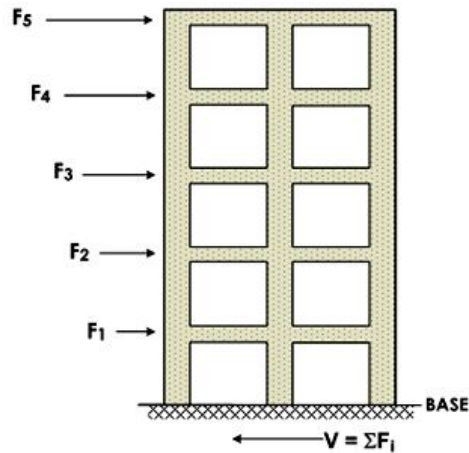


Figura 34. Distribución del cortante basal en altura

Fuente: <http://portales.puj.edu.co/javevirtual/Proyecto%20Estructuras/html/2clasificaion.htm>

2.8.2. Método Del Espectro De Respuesta Modal

Este es un método dinámico para considerar la acción sísmica sobre la estructura, la cual se cuantifica a partir de los espectros de respuesta.

Debido a que las estructuras son tridimensionales, éstas tienen la capacidad de deformarse o desplazarse en las tres direcciones del espacio, además de rotar con respecto a diferentes ejes de rotación. Por lo tanto existen varios modos o formas de vibración que pueden tener las estructuras frente a la acción sísmica, y cada modo presenta su propio desplazamiento y periodo de vibración.

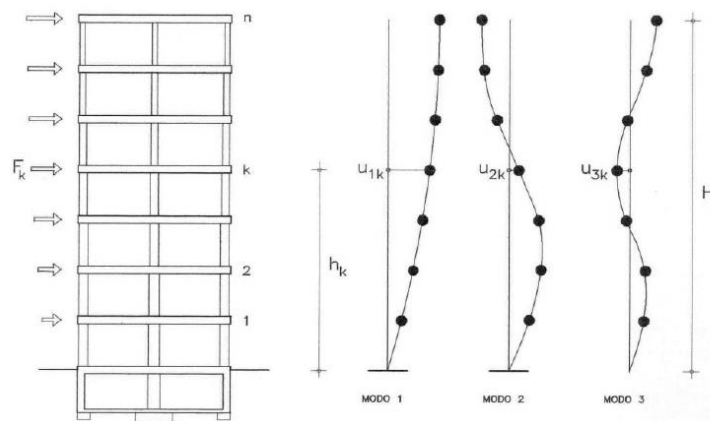


Figura 35. Modos de vibración de una estructura

Fuente: <https://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>

Cada modo de vibración aporta con un porcentaje de la masa total, de tal manera que el análisis debe contemplar el suficiente número de modos para obtener una combinación en la participación de las masas modales de al menos el 90% de la masa total en cada dirección ortogonal de la respuesta considerada en el modelo.

El análisis modal espectral es el análisis dinámico más utilizado en las normas para el diseño sismorresistentes y es posible utilizarlo para cualquier tipo de estructura.

2.8.2.1. Espectro De Respuesta

Un espectro de respuesta puede definirse como un gráfico de la respuesta máxima (desplazamiento, velocidad, aceleración o cualquier otro parámetro de interés) que produce una determinada acción dinámica en un oscilador de un grado de libertad, para un valor de amortiguamiento determinado.

El espectro de respuesta se define para un terremoto dado, por lo tanto representa el efecto de un solo registro y no puede utilizarse para el diseño. El procedimiento para la construcción de un espectro de respuesta consiste en una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración (T), y con igual factor de amortiguamiento, los cuales son sometidos a la acción de un mismo terremoto o registro de aceleraciones.

Con la respuesta de los osciladores simples se determinan la máxima respuesta en valor absoluto de cada uno de ellos para finalmente realizar un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. El procedimiento puede observarse en la Figura 36.

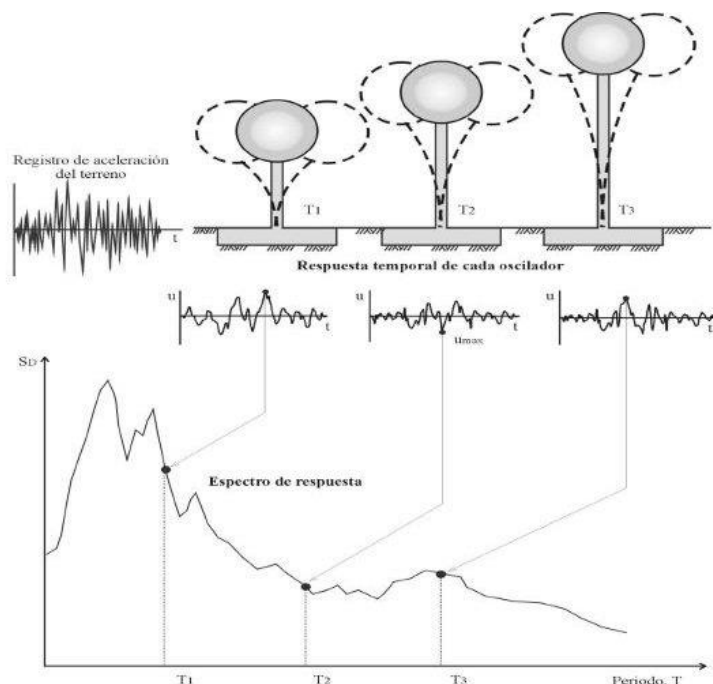


Figura 36. Construcción de un espectro de respuesta

Fuente: <http://civilgeeks.com/2012/04/04/apunte-sobre-espectros-de-respuesta-y-de-diseno/>

2.8.2.2. Espectro De Diseño

El espectro de diseño es la gráfica de una curva normalizada que representa la envolvente de una familia de espectros de respuesta que han sido construidos para un tipo de suelo en particular.

Desde el punto de vista estructural, la aceleración es uno de los parámetros más importantes para el diseño sismorresistente. A través de los espectros de aceleración, es posible definir la amenaza sísmica de un determinado lugar.

2.8.3. Análisis Tiempo Historia

Un análisis tiempo historia consiste en determinar la respuesta de la estructura a una serie de registros de aceleración correspondientes a sismos reales o artificiales representativos del lugar, los cuales deberán ser normalizados de tal manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio de implantación de la estructura.

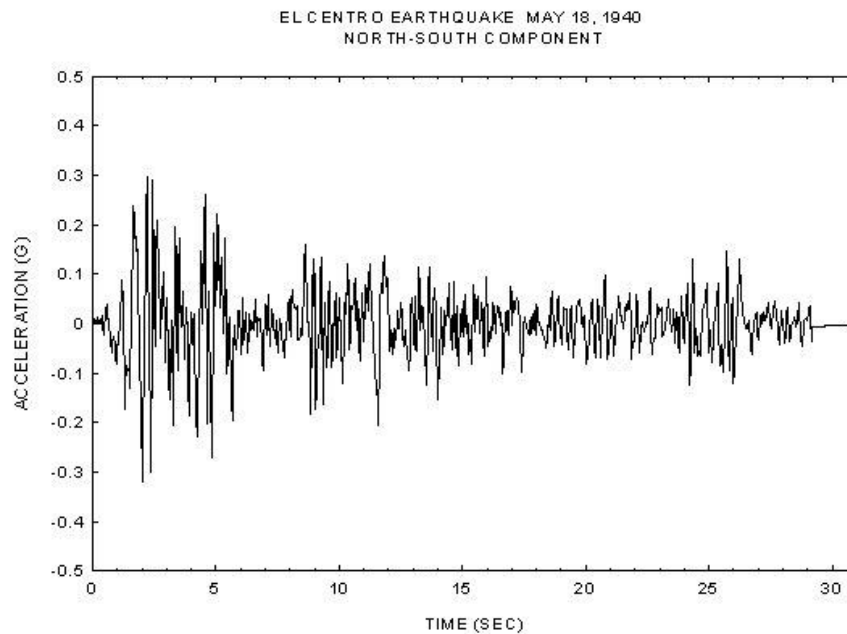


Figura 37. Acelerograma registrado en terremoto de El Centro

Fuente: <http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>

2.9. SISTEMA ESTRUCTURAL UTILIZADO

Se modelarán pórticos especiales resistentes a momento de acero que presentan un coeficiente de modificación de respuesta (R) de 8 tanto para la NEC 2015 y ASCE 7-10. De acuerdo a las especificaciones ASCE 7-10 en su Tabla 12.2-1, un pórtico especial resistente a momento no tiene límite en altura para ninguna categoría de diseño sísmico, como se observa en la Figura 38.

Table 12.2-1 (Continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_o^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h_x (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^e	F ^f
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^g	NP ^h	NP ^h
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP ⁱ	NP ^j	NP ^j
5. Special reinforced concrete moment frames ^d	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ^e	14.1	3½	3 ^o	3½	35	35	35	35	35

Figura 38. Coeficientes de diseño y limitaciones para sistemas resistentes sísmicos

Fuente: Norma ASCE 7-10

2.10. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS MODELOS

En este capítulo se desarrolló cinco modelos estructurales, los cuales consisten en edificios de estructura metálica de 5, 10, 15, 20 y 30 pisos de altura. Con propósito de la investigación se establece que los edificios estarán ubicados en la ciudad de Quito, serán regulares tanto en planta como en elevación, con un área total de 900 m² por piso y una altura de entrepiso de 3.24 m.

Para el análisis y diseño estructural se utilizará el software ETABS 2015, el cual se basa en el método de los elementos finitos y es la plataforma mayormente utilizada en el diseño de edificios.

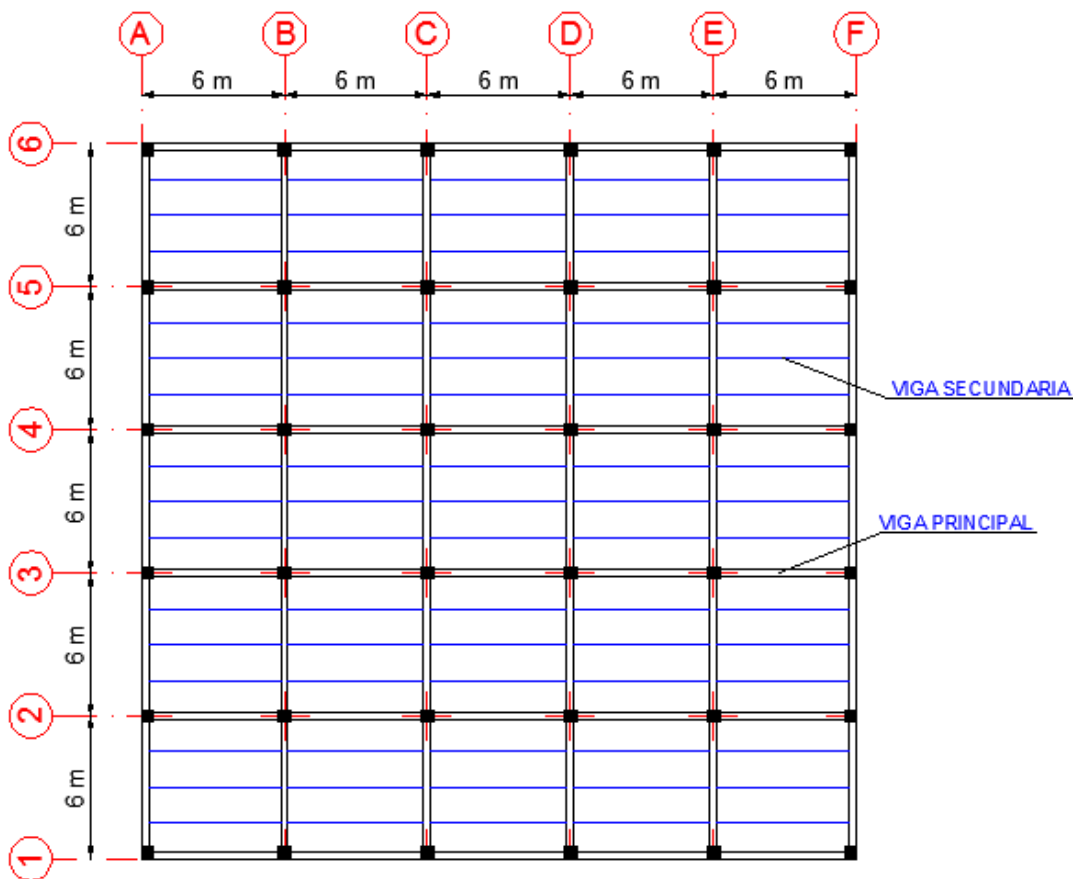


Figura 39. Planta tipo para los edificios propuestos

2.11. PREDIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

El predimensionamiento de los elementos debe tomar en cuenta tanto la seguridad como el costo de la edificación. En lo referente a la seguridad, las estructuras no solo deben soportar las solicitaciones impuestas, sino que además las deflexiones y vibraciones no deberán ser excesivas. Este criterio deberá siempre primar sobre el económico, ya que el proyectista deberá abatir los costos de construcción sin reducir la resistencia requerida.

En el caso de las edificaciones de acero es de gran importancia la selección del perfil más ligero que presente las propiedades requeridas para las distintas solicitaciones, el cual no necesariamente será el más económico. Además es importante que el diseñador tome en cuenta el equipo o maquinaria disponibles, para que de esta manera la fabricación y montaje de la estructura sea factible.

2.11.1. Predimensionamiento De Losas

Las losas tienen la finalidad de recibir y distribuir las cargas a las vigas principales, vigas secundarias y columnas.

En este caso las losas estarán formadas por placas colaborantes (deck metálico), cuyo predimensionamiento se lo realiza básicamente en función de la separación entre los elementos sobre los cuales se apoyará el panel.

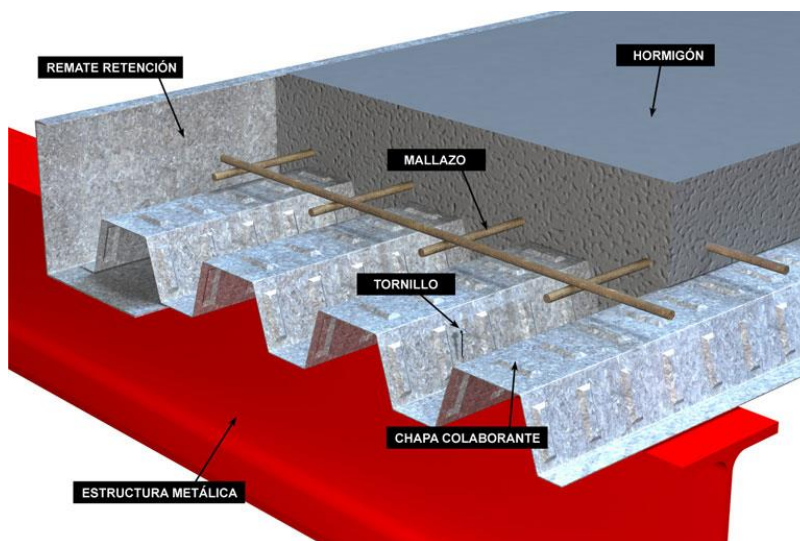


Figura 40. Detalle de losa con sistema de placas colaborantes

Fuente: <http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/materiales/steel-deck-o-losa-colaborante>

Se modelará una losa tipo deck con un espesor de placa de 0.65 mm, un espesor de hormigón sobre la cresta del panel de 5.00 cm, generándose una losa de un espesor total igual a 11 cm. Las dimensiones y propiedades de las losas se establecen de acuerdo al catálogo de Novacero para planchas tipo Deck (NOVALOSA).



Figura 41. Propiedades de las planchas tipo Deck (NOVALOSA)

Fuente: <http://www.novacero.com/catalogo-productos/sistemas-constructivos-estructurales/novalosa.html>

Tabla 4. Propiedades de las planchas tipo Deck (NOVALOSA)

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE					
Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	I+ (cm ⁴ /m)	S+ (cm ³ /m)	S- (cm ³ /m)	As (cm ² /m)
0.65	6.38	31.56	9.66	10.41	8.13
0.76	7.47	39.37	12.43	13.29	9.51
1.00	9.82	55.99	18.43	19.34	12.51

Fuente: <http://www.novacero.com/catalogo-productos/sistemas-constructivos-estructurales/novalosa.html>

Tabla 5. Capacidad de carga de las planchas tipo Deck (NOVALOSA)

CUADRO DE CAPACIDADES DE CARGA NOVALOSA 55												
Espesor de losa (cm)	Volumen de hormigón (m ³ /m ²)	Espesor Novalosa (mm)	Máxima luz sin apuntalar (m)		Carga total sobreimpuesta (kg/m ²)							
			Condición de apoyo		Separación entre apoyos (m)							
			1 vano	2 o más vanos	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00
5	0.075	0.65	1.46	1.94	1418	1030	861	656	500	378	282	204
		0.76	1.73	2.31	1531	1301	980	742	638	498	486	296
		1.00	2.23	2.96	2000	1638	1225	920	880	699	556	440
6	0.085	0.65	1.41	1.87	1595	1141	1001	761	578	436	323	232
		0.76	1.66	2.22	1699	1463	1088	810	741	577	446	341
		1.00	2.13	2.85	2000	1837	1354	1250	978	767	599	556
10	0.125	0.65	1.24	1.66	2000	2000	1562	1171	875	644	460	312
		0.76	1.45	1.96	2000	1999	1946	1494	1151	884	672	501
		1.00	1.85	2.50	2000	2000	2000	1706	1264	1361	1088	868

Fuente: <http://www.novacero.com/catalogo-productos/sistemas-constructivos-estructurales/novalosa.html>

Determinación de la carga muerta de la losa

Peso de la placa (e=0.65 mm) = 6.38 kg/m²

Peso del hormigón = 0.075m³/m² * 2400kg/m³ = 180 kg/m²

Peso propio de losa = 186.38 kg/m²

Enlucido y masillado = 1m * 1m * 0.02m * 2200kg/m³ = 44 kg/m²

Recubrimiento de piso = 1m * 1m * 0.02 m * 2200kg/m³ = 44 kg/m²

Peso mampostería (asumido) = 250 kg/m²

Carga permanente = 338 kg/m²

Carga viva = 200 kg/m²

El modelamiento de la losa con placas colaborantes en el programa ETABS 2015 queda definido en la Figura 42.

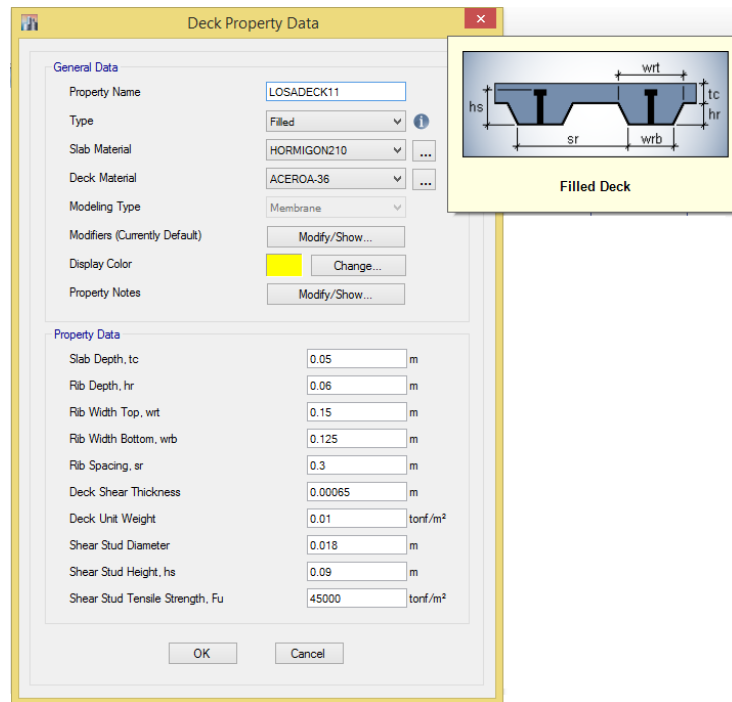


Figura 42. Propiedades de la losa tipo Deck modelada en ETABS 2015

2.11.2. Predimensionamiento De Vigas Secundarias

Para el predimensionamiento de las vigas secundarias se debe tomar en cuenta la disposición adoptada, de esta manera se establece el ancho cooperante para determinar la carga que soportará cada viga secundaria.

En este caso se ha establecido vigas principales con luces de 6 metros, por lo tanto se dispone que las vigas secundarias estén separadas una distancia de 1.50 metros y así conseguir un arreglo equidistante. Esta disposición además de convenir debido a las luces que tiene el edificio analizado, cumple con la separación entre apoyos establecida por el fabricante para apoyar las placas colaborantes.

Además de considerar los parámetros analizados previamente para definir la disposición o separación de las vigas secundarias, debe tomarse en cuenta que para sistemas de pórticos especiales resistentes a momento, la Norma AISC 341-10 establece que tanto el ala superior e inferior de las vigas principales deben arriostrarse lateralmente, con una separación máxima (L_b) entre puntos de apoyo, la cual será determinada una vez que se predimensionen las vigas principales, por lo tanto se asume que la distancia de 1.50 metros cumple con esta disposición, caso contrario será necesario modificarla.

Longitud de la viga secundaria: 6 m

Ancho cooperante: 1.50 m

Peso propio de losa + carga permanente: 524.38 kg/m²

Carga viva: 200 kg/m²

Con fines de prediseño se desprecia el peso propio de la viga secundaria, y se trabaja con la siguiente combinación de carga LRFD:

Ec. 2. 5

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 \left(524.38 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6 \left(200 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$U = 949.26 \frac{kg}{m^2}$$

Se multiplica por el ancho cooperante y se obtiene la carga que soporta cada viga secundaria por metro de longitud:

$$U = 949.26 \frac{kg}{m^2} \times 1.50m = 1.42 \frac{t}{m}$$

Las conexiones entre vigas secundarias y vigas principales se consideran flexibles o simplemente apoyadas, de esta manera se determina el momento positivo máximo considerando que la viga secundaria se encuentra simplemente apoyada. De igual forma se determinan las reacciones en los apoyos, las cuales vienen a ser cargas puntuales que las vigas secundarias transmiten a las vigas principales.

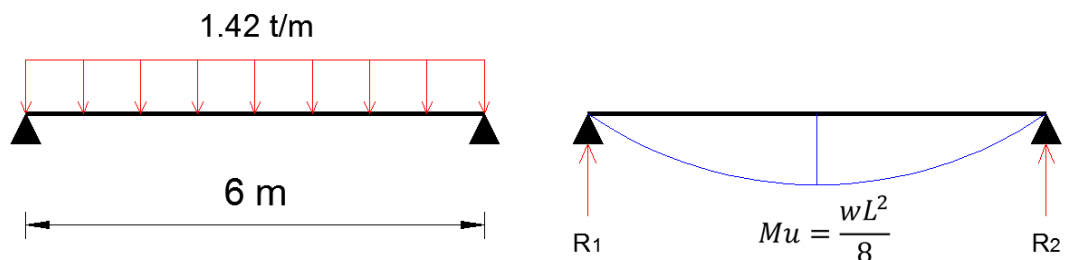


Figura 43. Esquema de viga simplemente apoyada

Ec. 2. 6

$$Mu = \frac{wL^2}{8}$$

$$Mu = \frac{1.42 \frac{t}{m} \times (6m)^2}{8} = 6.39 t \cdot m$$

$$R_1 = \frac{1.42 \frac{t}{m} \times 6m}{2} = 4.26 t$$

Mediante la siguiente expresión se calcula el valor del módulo plástico requerido $Z_{x_{req}}$.

Ec. 2.7

$$Z_{x_{req}} = \frac{Mu}{\phi_b \times f_y}$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{6.39 tm \times 10^5 \frac{kg}{cm}}{0.9 \times 2531 \frac{kg}{cm^2}} = 280.52 cm^3$$

Se procede a seleccionar de las tablas publicadas por el AISC-LRFD un elemento comercial cuyo módulo de sección plástico sea similar al módulo de sección requerido.

Las secciones publicadas en los catálogos de AISC no están disponibles para su adquisición en nuestro país; como alternativa la normativa permite que el diseñador pueda plantear una viga armada, conformada por placas de acero para las alas y el alma con dimensiones similares a los catálogos antes mencionados.

Para definir una sección de viga secundaria que cumpla con la resistencia requerida y además sea el perfil más liviano, se utiliza la herramienta Autoselección de ETABS 2015 con las secciones mostradas en la Tabla 6. El programa determinó que la sección que cumple con los dos criterios antes mencionados es la que se marca en la Tabla 6.

Tabla 6.
Secciones de vigas secundarias utilizadas en ETABS 2015

Sección	d (mm)	bf (mm)	tf (mm)	hw (mm)	tw (mm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	Z _x (cm ³)
1	310	100	10	290	6	37.4	5721.12	426.15
2	300	100	8	284	6	33.04	4556.73	354.58
3	300	100	6	288	6	29.28	3787.83	300.82
4	250	140	9	232	6	39.12	4285.16	384.40
5	260	100	10	240	6	34.4	3817.87	336.40

2.11.3. Predimensionamiento De Vigas Principales

Las vigas principales se predimensionarán considerando que reciben las reacciones provenientes de las vigas secundarias y las transmiten a las columnas.

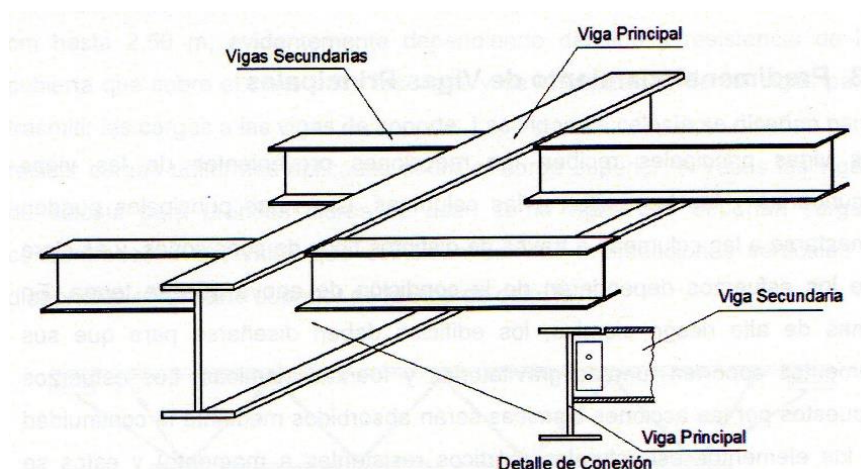


Figura 44. Esquema de viga principal y vigas secundarias

Fuente: Guerra, M. (2015). Diseño Sismo Resistente de Estructuras de Acero Utilizando ETABS y NEC 2015

En zonas de alto riesgo sísmico, los edificios se diseñan de tal manera que sus conexiones sean capaces de soportar y transmitir fuerzas gravitatorias y fuerzas sísmicas. Por esta razón, en el presente estudio se plantea la modelación de pórticos resistentes a momento, en los que los esfuerzos impuestos por

acciones sísmicas se transmiten de elemento a elemento a través de sus respectivas conexiones.

Las vigas secundarias están simplemente apoyadas sobre las vigas principales, es decir que solamente transmiten una carga puntual, cuyo valor corresponde a $R_1 = 4.26$ t, el cual se calculó previamente.

Para determinar el momento máximo se suponen dos condiciones de apoyo, una viga con empotramiento perfecto en sus extremos y otra simplemente apoyada.

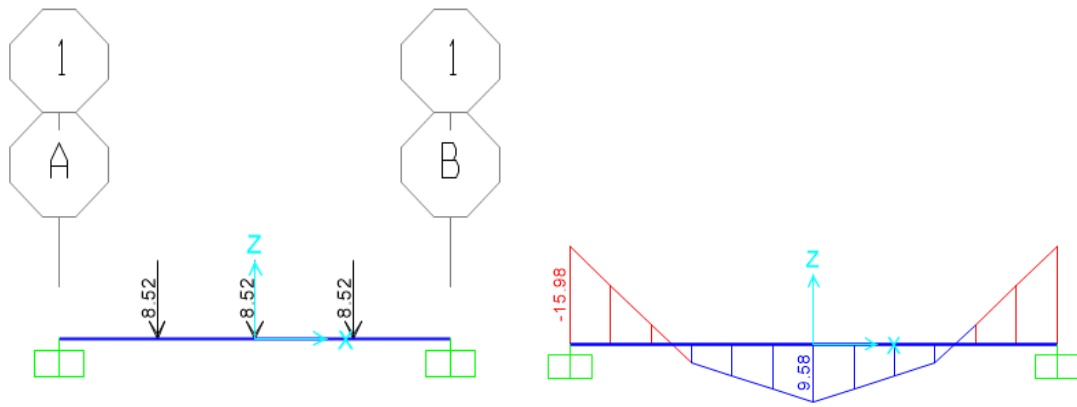


Figura 45. Esquema de viga empotrada y diagrama de momentos

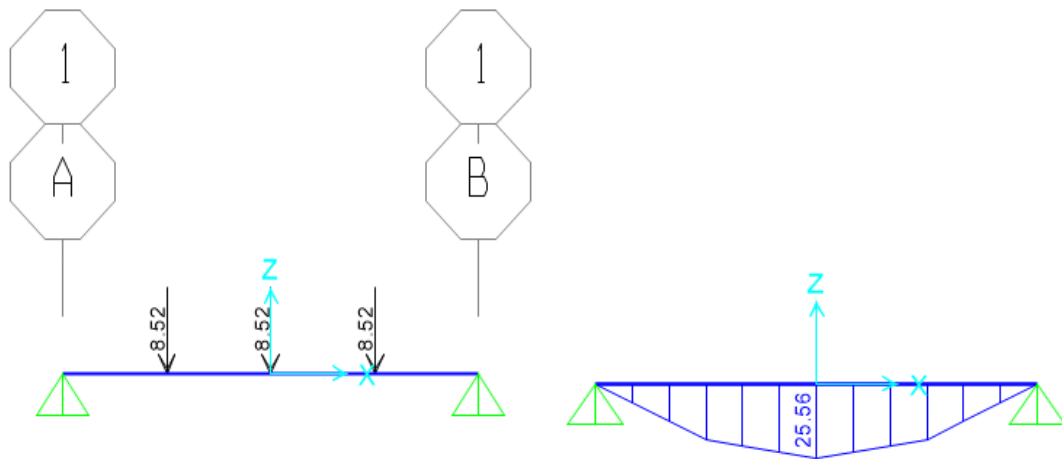


Figura 46. Esquema de viga simplemente apoyada y diagrama de momentos

El mayor momento se presenta para la viga simplemente apoyada; sin embargo, debido al tipo de conexiones resistentes a momento que se establecen en estos modelos, sería razonable considerar un momento menor, ya que la condición real será una situación intermedia entre las dos planteadas.

Con propósitos de prediseño se utilizará el momento de 25.56 tm, sabiendo que posteriormente se verificarán y optimizarán las secciones una vez que se realice el análisis en el programa ETABS 2015.

Con el momento calculado y aplicando la ecuación 2.7 se obtiene:

$$Z_{x_{req}} = \frac{25.56 \text{ tm} \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{0.9 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1122.09 \text{ cm}^3$$

Las secciones utilizadas en el programa toman en cuenta el efecto que genera el sismo, por lo que se escogen secciones mayores para los pisos bajos y secciones menores para los pisos altos. Otro aspecto a considerar es que cuando se diseñan pórticos resistentes a momento para edificios de altura, el diseño está gobernado por el estado de servicio (derivadas) y no por la resistencia de los elementos. El dimensionamiento de las vigas también toma en cuenta que el periodo de vibración dinámico (T_D) de la estructura no debe sobrepasar el límite definido por ($C_U \cdot T_a$), el cual se definirá posteriormente en este capítulo. Estas dos últimas razones produjeron que fuera necesario escoger secciones mucho mayores a las establecidas en el prediseño.

En la Tabla 7 se muestra las secciones definitivas que se usaron en los distintos modelos considerando los aspectos indicados anteriormente. En la misma tabla se indica las propiedades geométricas relevantes de cada sección, su módulo plástico y la longitud máxima no arriostrada $L_b \leq 0.086 \cdot r_y \cdot \frac{E}{F_y}$ exigida por la Norma AISC 341-10 para pórticos especiales resistentes a momento.

Tabla 7.
Secciones de vigas principales utilizadas en los modelos

PERFILES ARMADOS											
Sección	d (mm)	bf (mm)	tf (mm)	hw (mm)	tw (mm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	Z _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	r _y (cm)	Lb (m)
1	450	150	10	430	8	64.40	19822.97	1029.80	564.33	2.96	2.05
2	450	170	12	426	8	74.88	24726.90	1256.47	984.42	3.63	2.51
3	450	180	12	426	8	77.28	25878.25	1309.03	1168.22	3.89	2.69
4	450	200	12	426	8	82.08	28180.96	1414.15	1601.82	4.42	3.06
5	450	220	13	424	8	91.12	32398.29	1609.37	2308.88	5.03	3.49
6	450	240	15	420	8	105.60	39013.20	1918.80	3457.79	5.72	3.96
7	450	250	15	420	8	108.60	40432.95	1984.05	3908.04	6.00	4.16
8	450	270	16	418	8	119.84	45572.30	2224.33	5250.58	6.62	4.59
9	450	280	18	414	8	133.92	51786.99	2520.07	6587.37	7.01	4.86

En todos los casos se observa que de acuerdo a la disposición y separación entre vigas secundarias de 1.50 metros, cumple con los requerimientos de longitud máxima no arriostrada para las vigas en dirección Y. Si se realizara un diseño definitivo de las estructuras de acero planteadas (no es el caso de este estudio), el ala inferior de las vigas en dirección X deberá ser arriostrada a una distancia (L_b) mediante riostras metálicas como se indica en la Figura 47.

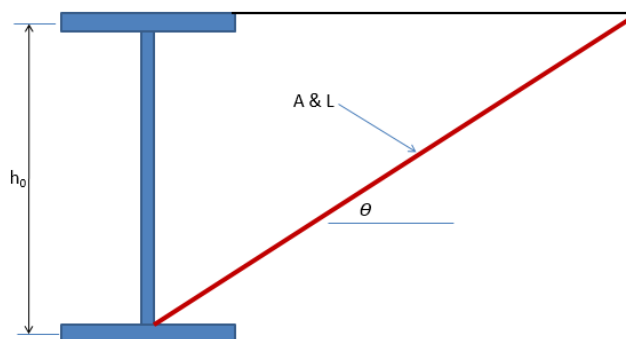


Figura 47. Arriostramiento del ala inferior de viga principal

Fuente: Garcés, J. (2015). Clases Diseño Sismorresistente

2.11.3.1. Compacidad De Las Vigas

En sistemas especiales las secciones de las vigas deben ser sísmicamente compactas para controlar los problemas de pandeo local, para ello deberán cumplir lo establecido en la Tabla D1.1 de la Norma AISC 341-10.

Para las alas:

Ec. 2. 8

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Para el alma:

Ec. 2. 9

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Tabla 8.
Compacidad sísmica de las alas

	Sección	bf (mm)	tf (mm)	$\frac{bf}{2tf}$	$\leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Compacidad Sísmica
						CUMPLE
Alas	1	150	10	7.50	8.51	CUMPLE
	2	170	12	7.08	8.51	CUMPLE
	3	180	12	7.50	8.51	CUMPLE
	4	200	12	8.33	8.51	CUMPLE
	5	220	13	8.46	8.51	CUMPLE
	6	240	15	8.00	8.51	CUMPLE
	7	250	15	8.33	8.51	CUMPLE
	8	270	16	8.44	8.51	CUMPLE
	9	280	18	7.78	8.51	CUMPLE

Tabla 9.
Compacidad sísmica del alma

	Sección	hw (mm)	tw (mm)	$\frac{hw}{tw}$	$\leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Compacidad Sísmica
Alma	1	430	8	53.75	69.54	CUMPLE
	2	426	8	53.25	69.54	CUMPLE
	3	426	8	53.25	69.54	CUMPLE
	4	426	8	53.25	69.54	CUMPLE
	5	424	8	53.00	69.54	CUMPLE
	6	420	8	52.50	69.54	CUMPLE
	7	420	8	52.50	69.54	CUMPLE
	8	418	8	52.25	69.54	CUMPLE
	9	414	8	51.75	69.54	CUMPLE

2.11.4. Predimensionamiento De Columnas

Las columnas son elementos verticales cuya función estructural es recibir las cargas de las vigas principales y transmitir las a la cimentación.

Con propósitos de predimensionamiento se considera que las columnas soportan cargas concéntricas y trabajan netamente a compresión. Si luego del análisis en el programa ETABS 2015 se verifica que no son satisfactorias, será necesario modificarlas.

Peso propio de losa + carga permanente = 524.38 kg/m²

Peso de vigas + peso de columnas (asumido) = 35 kg/m²

Carga viva = 200 kg/m²

Se trabaja con la siguiente combinación de carga LRFD:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 \left(524.38 \frac{kg}{m^2} + 35 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6(200 \frac{kg}{m^2})$$

$$U = 991.26 \frac{kg}{m^2}$$

Se predimensiona para la columna que presenta la mayor área cooperante (36 m²), además la fuerza de compresión P_u se mayor a con un factor de 1.5 para de alguna manera considerar los efectos sísmicos sobre las columnas; por lo tanto la carga axial que soporta la columna será:

$$P_u = 991.26 \frac{kg}{m^2} \cdot 36m^2 \cdot 1.5 = 53.53 \frac{t}{piso}$$

La relación de esbeltez de una columna de 3.00 a 4.57 metros de altura, se recomienda que aproximadamente esté entre 40 y 60, para predimensionamiento se puede tomar:

$$\frac{Kl}{r} = 50$$

Utilizando las tablas del Código LRFD, correspondiente a Esfuerzos Críticos Admisibles para elementos que trabajan solo a compresión, para un elemento de acero A-36 con una relación de esbeltez $Kl/r = 50$, le corresponde un esfuerzo crítico de 28.4 ksi (1996.7 kg/cm²).

Se determina el área requerida mediante la siguiente expresión:

Ec. 2. 10

$$A_{req} = \frac{P}{\sigma}$$

Para las columnas de los modelos propuestos se escoge una sección cuadrada hueca, como la mostrada en la Figura 48.

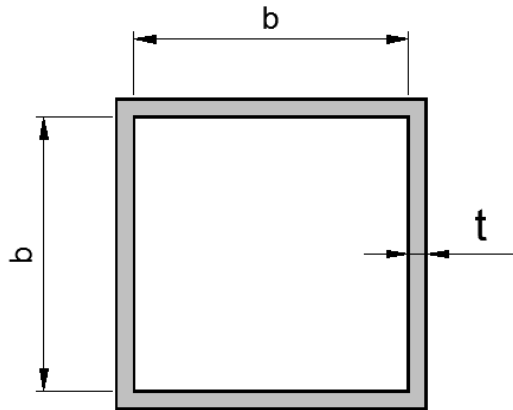


Figura 48. Sección de columna para los modelos propuestos

En la Tabla 10 se muestra las secciones de columnas definitivas que se utilizaron en los modelos. Estas secciones son mayores a las requeridas por el prediseño debido principalmente a dos razones; la primera es que en el prediseño no se consideró el efecto de la flexión en la columna, y finalmente se reconoce que al incrementar la altura de la estructura, el diseño está gobernado por el estado de servicio como se explicó anteriormente.

Tabla 10.
Secciones de las columnas utilizadas en los modelos

Número de pisos	Carga axial (Pu) columna primer piso (t)	Área requerida (cm ²)	b (mm)	t (mm)	Área provista (cm ²)
5	267.64	134.04	420	15	243.00
10	535.28	268.08	530	18	368.64
15	802.92	402.12	620	20	480.00
20	1070.56	536.17	700	22	596.64
30	1605.84	804.25	880	28	954.24

Para propósitos de este estudio en cada modelo se utiliza una sola sección de columna para toda la altura de la edificación, reconociendo que si se llegara a un nivel de diseño definitivo sería conveniente optimizar la sección especialmente en los pisos superiores.

2.11.4.1. Compacidad De Las Columnas

La Norma AISC 341-10 en su Tabla D1.1 establece que para pórticos especiales resistentes a momento, las columnas de acero de sección hueca deben cumplir con el siguiente criterio de compacidad sísmica:

Ec. 2. 11

$$\frac{b}{t} \text{ ó } \frac{h}{t} \leq 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Considerando que para cumplir este requerimiento en los modelos planteados se requiere de espesores de placa relativamente grandes especialmente en las estructuras altas, y debido a que el objetivo de esta investigación no es alcanzar un nivel de diseño definitivo de las estructuras de acero; se asume que se proporcionará un detallamiento de las columnas tipo cajón mediante atiesadores colocados en el centro de la luz libre de las cuatro caras de la columna como se muestra en la Figura 49, con el propósito de reducir la luz libre aproximadamente a la mitad y cumplir con el requerimiento de compacidad sísmica con espesores de placa menores.

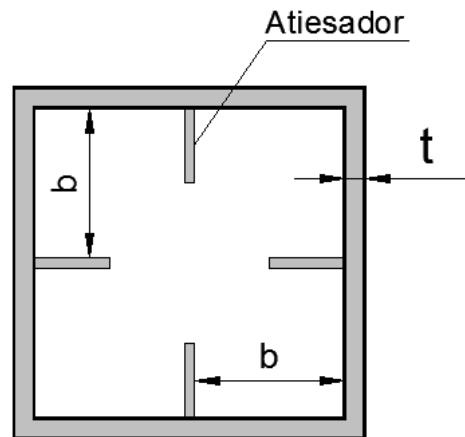


Figura 49. Sección de columna con atiesadores

Tabla 11.
Compacidad sísmica de las columnas propuestas

Número de pisos	b (mm)	t (mm)	$\frac{b}{t}$	$\leq 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Compacidad
5	420	15	13.00	15.61	CUMPLE
10	530	18	13.72	15.61	CUMPLE
15	620	20	14.50	15.61	CUMPLE
20	700	22	14.91	15.61	CUMPLE
30	880	28	14.71	15.61	CUMPLE

2.11.4.2. Longitud Efectiva De Las Columnas

La longitud efectiva de un elemento sometido a compresión se define como la distancia entre puntos de momento cero en el elemento, es decir la distancia entre puntos de inflexión de su elástica o deformada. Mientras menor sea la longitud efectiva de una columna, menor será la posibilidad de que pandee y mayor será su capacidad de carga.

La longitud efectiva se denomina como (KL) en donde K es el factor de longitud efectiva, por el cual debe multiplicarse la longitud del elemento para obtener su longitud efectiva. El valor de K depende fundamentalmente de la restricción en los extremos del elemento y de la resistencia al movimiento lateral de éste.

El concepto de longitud efectiva es un método matemático simple para reemplazar una columna con cualquier restricción en sus extremos, por una columna equivalente con sus extremos articulados. En la Figura 50 se observa que el factor de longitud efectiva (K) puede ser mayor a 1 cuando uno de sus extremos puede rotar y moverse lateralmente como es el caso de la columna con extremos empotrado – libre.

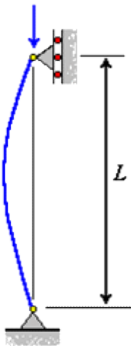
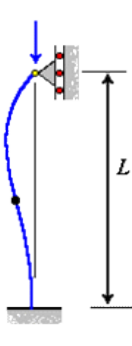

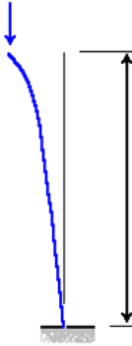
Columna articulada-articulada	Columna empotrada-articulada	Columna empotrada-empotrada	Columna empotrada-libre
			
$L_e = L$	$L_e = 0.699L$	$L_e = 0.5L$	$L_e = 2L$
$K = 1$	$K = 0.699$	$K = 0.5$	$K = 2$

Figura 50. Longitudes efectivas de columnas

Fuente: <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/american/05-elementosSolicitadosACompresion/5-4.html>

En estructuras reales es prácticamente imposible tener articulaciones o empotramientos perfectos, por lo que la definición de la longitud efectiva de una columna queda entre estos dos casos extremos o idealizados. Las Especificaciones LRFD presentan factores de longitud recomendados para diseño cuando se tienen condiciones ideales aproximadas, los cuales pueden ser muy útiles para diseños preliminares o aproximados.

En edificios de pórticos las columnas están restringidas en sus extremos por sus conexiones a las vigas; estas conexiones pueden afectar considerablemente los valores de K , por lo que los valores recomendados por las Especificaciones LRFD no son adecuados para diseños finales.

Para las columnas de edificios es necesario utilizar métodos más exactos para calcular el factor de longitud efectiva (K). Existen procedimientos matemáticos algo complejos para determinar este factor; sin embargo, en la práctica es usual estimar los valores de K mediante nomogramas para columnas de pórticos arriostrados contra ladeo y pórticos no arriostrados contra ladeo.

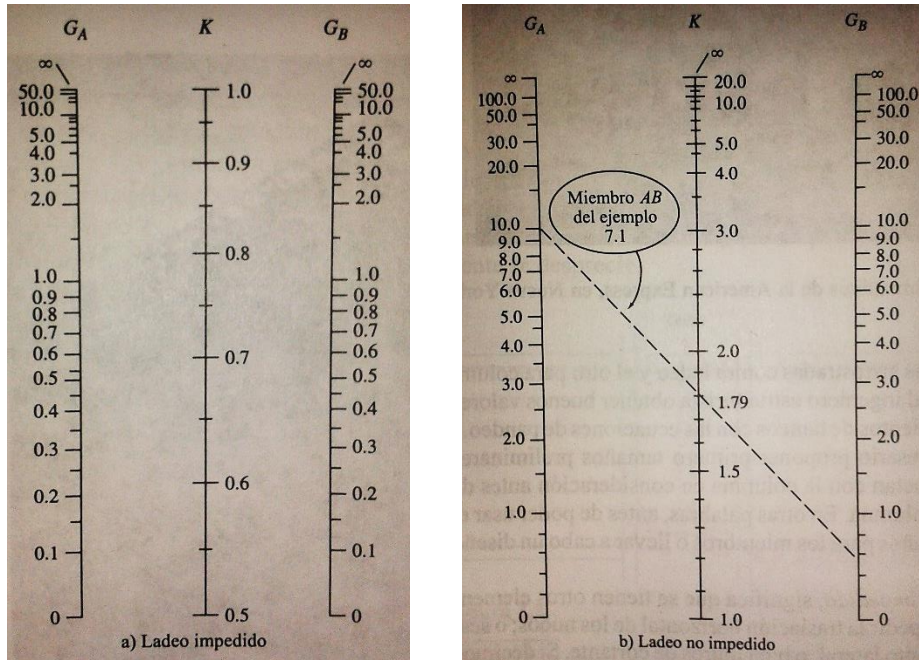


Figura 51. Nomogramas para determinar longitudes efectivas de columnas

Fuente: McCormac, J. (2002). Diseño de estructuras de acero

En el caso de un edificio de pórticos el ladeo no está impedido, debido a que no cuenta con un sistema de arriostramiento lateral, por lo que la resistencia al desplazamiento lateral es suministrada solamente por la resistencia a la flexión y la rigidez de las vigas del pórtico.

La resistencia a la rotación proporcionada por las vigas que se unen al extremo de una columna depende de las rigideces rotacionales de esos miembros. Esta restricción rotacional en los extremos de una columna es proporcional a la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la suma de las rigideces de las vigas que se unen en un nudo en particular.

De esta manera el factor G requerido por los nomogramas en cada extremo de la columna puede calcularse de la siguiente manera:

Ec. 2. 12

$$G = \frac{\sum \frac{4EI}{L} \text{ de las columnas}}{\sum \frac{4EI}{L} \text{ de las vigas}} = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_v}{L_v}}$$

El programa ETABS 2015 calcula el factor de longitud efectiva de cada columna siempre que en las preferencias de diseño se elija un método de análisis “Effective Length”, de lo contrario si se mantiene las opciones predefinidas, el programa realizará un “Direct Analysis” en el cual coloca un factor de longitud efectiva igual a 1 para todas las columnas.

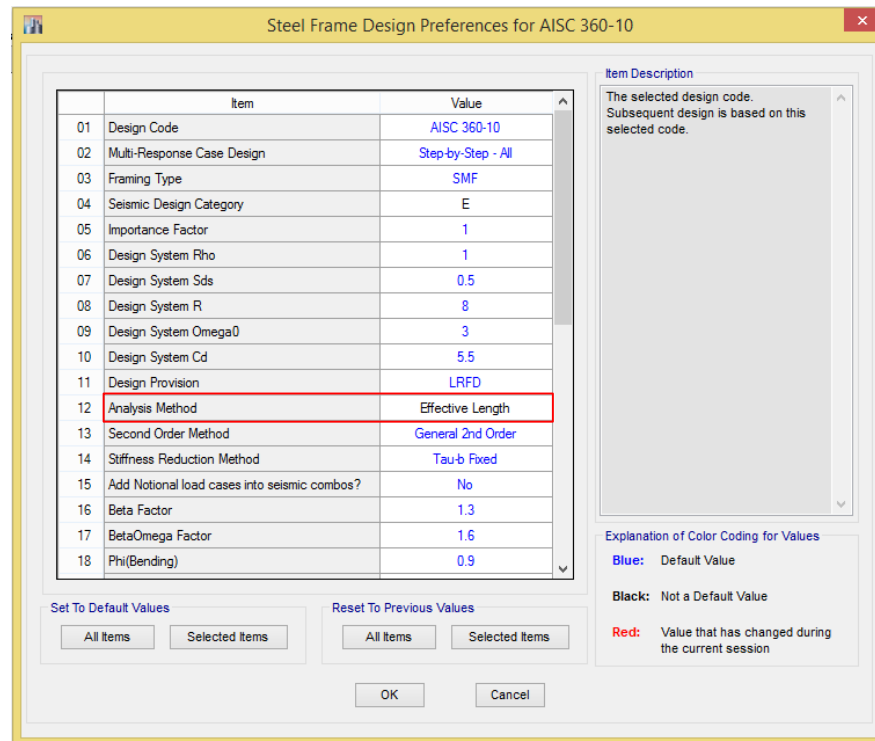


Figura 52. Selección del método de análisis en ETABS 2015

En la figura 53 se muestra el factor de longitud efectiva calculado por el programa ETABS 2015 para la columna A2 de la segunda planta del modelo de cinco pisos.

Item	Value
27 Effective Length Factor (K2 Minor)	2.224538
28 Effective Length Factor (K LTB)	2.224538
29 Moment Coefficient (Cm Major)	1
30 Moment Coefficient (Cm Minor)	1
31 Bending Coefficient (Cb)	2.347298
32 NonSway Moment Factor (B1 Major)	1
33 NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1

Item Description
The design section for the selected frame objects. When this overwrite is applied, any previous auto select section assigned to the frame object is removed. Program determined value means it is taken from the analysis section.

Figura 53. Factor de longitud efectiva de la columna A2 calculada por ETABS 2015

A continuación se realiza el cálculo manual del factor de longitud efectiva de la misma columna para comparar con los resultados obtenidos en el programa.

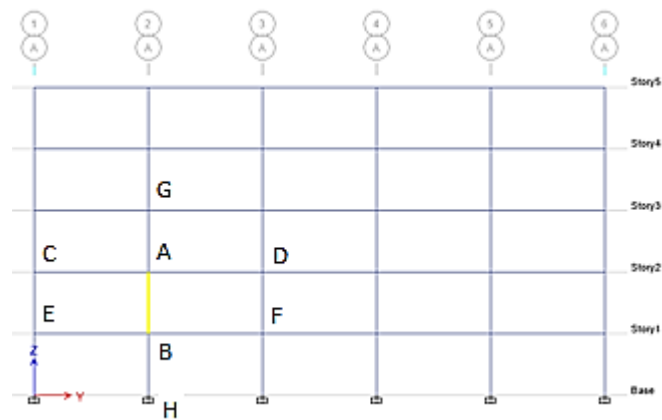


Figura 54. Columna analizada y elementos que llegan a sus nudos

Tabla 12. Propiedades de los elementos que llegan al nudo de la columna A2

Elemento	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$L \text{ (cm)}$	I/L
AB	66521.3	324	205.31
AG	66521.3	324	205.31
BH	66521.3	324	205.31
AC	24726.9	600	41.21
AD	24726.9	600	41.21
BE	24726.9	600	41.21
BF	24726.9	600	41.21

Tabla 13.
Factor G para cada nudo de la columna A2

Nudo	$\sum(lc/Lc) / \sum(lv/Lv)$
A	4.98
B	4.98

Se traza una recta en el nomograma de ladeo no impedido, obteniendo un factor de longitud efectiva (K) de 2.25, muy similar al calculado por el programa ETABS 2015.

2.12. CRITERIOS GENERALES DE MODELACIÓN

Para la modelación de los edificios de 5, 10, 15, 20 y 30 pisos se siguen los siguientes criterios generales.

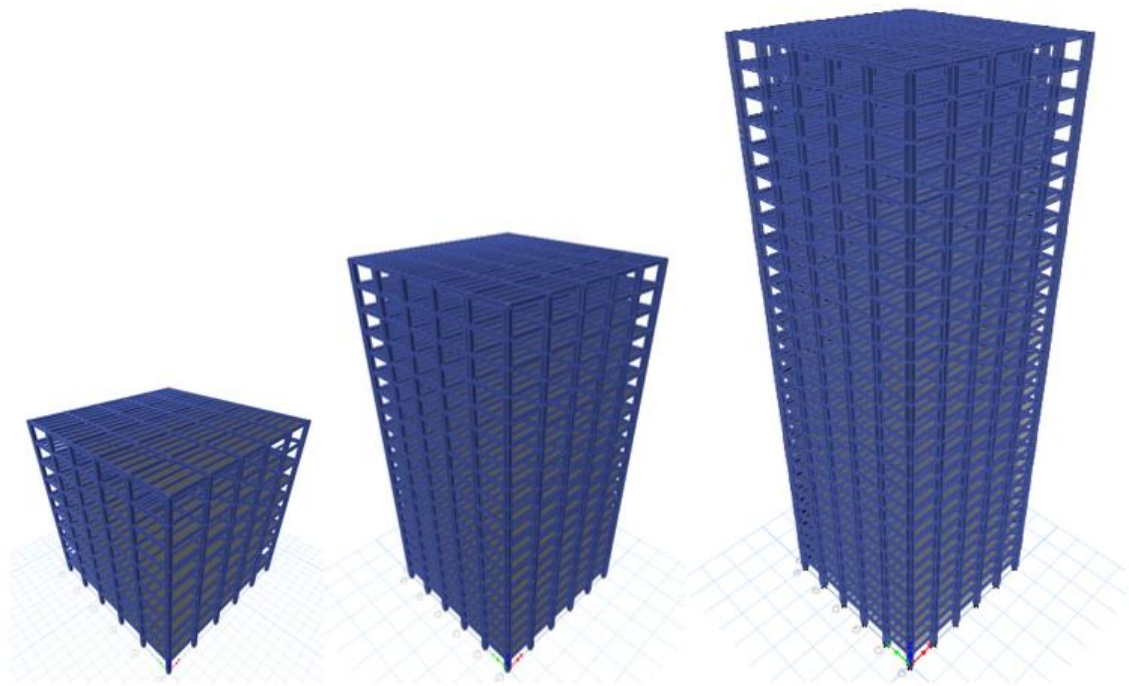


Figura 55. Vista 3D edificios de 10, 20 y 30 pisos

2.12.1. Materiales Utilizados

ACERO

Los elementos estarán conformados por acero estructural A36 con límite de fluencia de 2531 kg/cm².

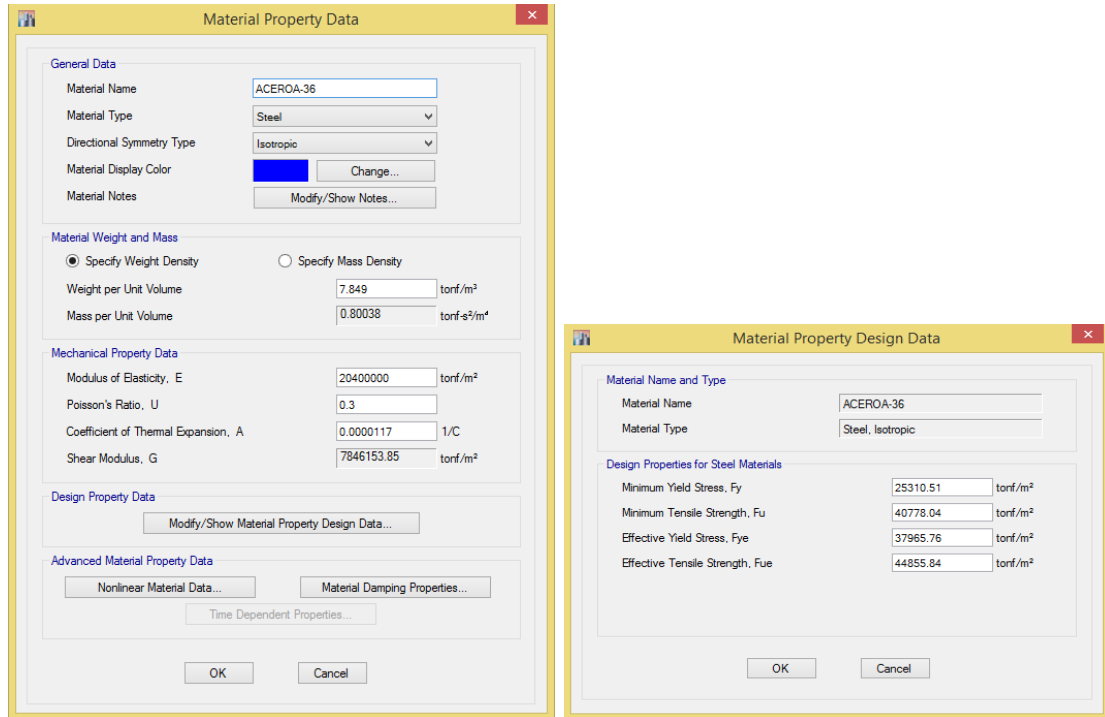


Figura 56. Propiedades del acero A-36

HORMIGÓN

Se utilizará hormigón solamente para el sistema de losas que estará constituida por placas colaborantes (panel metálico), con una resistencia característica a la compresión del hormigón $f'c=210$ kg/cm². El módulo de elasticidad del hormigón se calcula como $E_c = 14000\sqrt{f'c} = 2028792.74$ t/m², valor con el que se trata de ajustar a la realidad ecuatoriana.

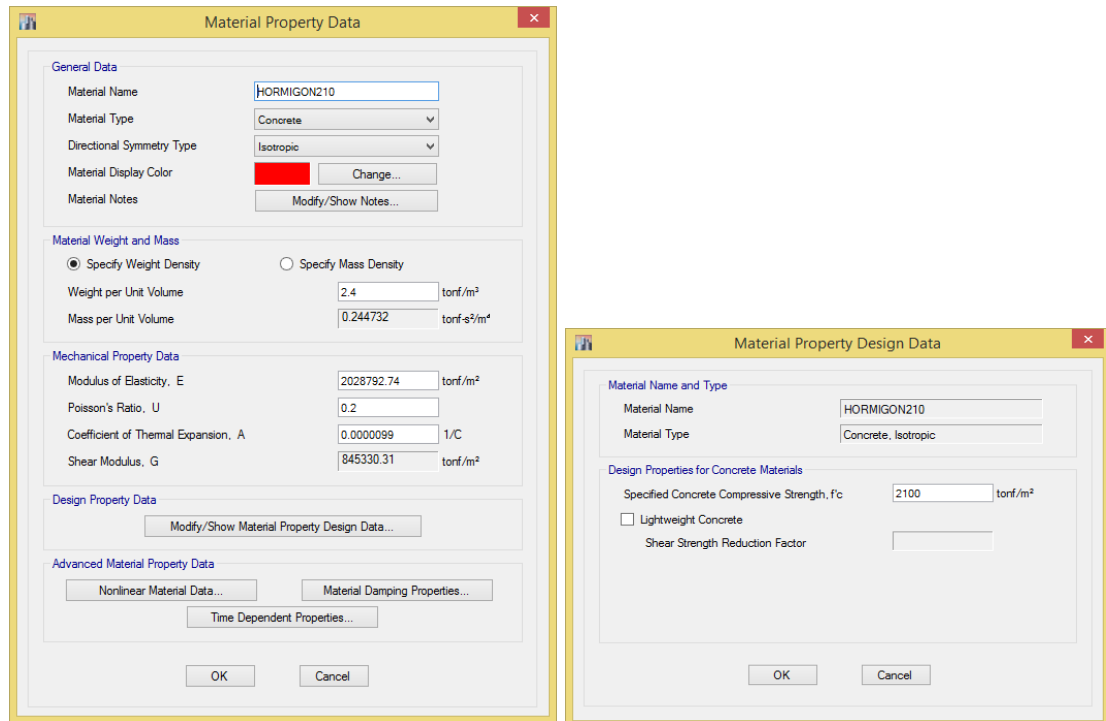


Figura 57. Propiedades del hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

2.12.2. Condiciones De Apoyo De Las Estructuras

Las condiciones de apoyo de los cinco modelos planteados, se modelarán como empotramiento.

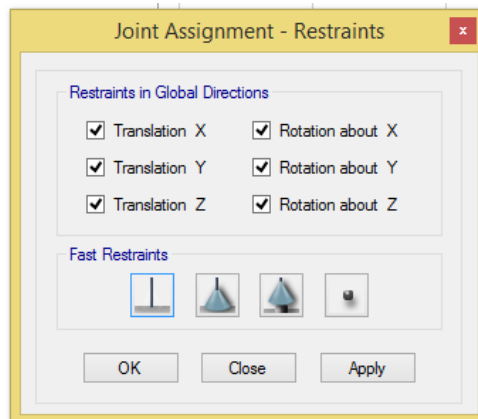


Figura 58. Condiciones de apoyo de las estructuras

2.12.3. Liberación De Momentos En Extremos De Vigas Secundarias

Las vigas secundarias son elementos estructurales diseñados para soportar únicamente carga vertical, por lo tanto la modelación de estos elementos debe corresponder a dicho funcionamiento. Las vigas secundarias pueden modelarse como simplemente apoyadas al liberar los momentos en sus extremos de la siguiente manera:

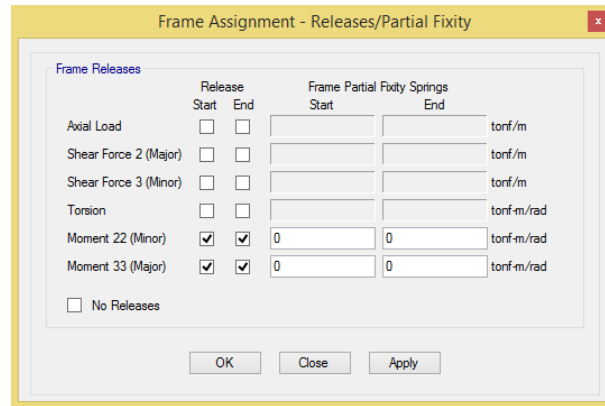


Figura 59. Liberación de momentos en extremos de vigas secundarias

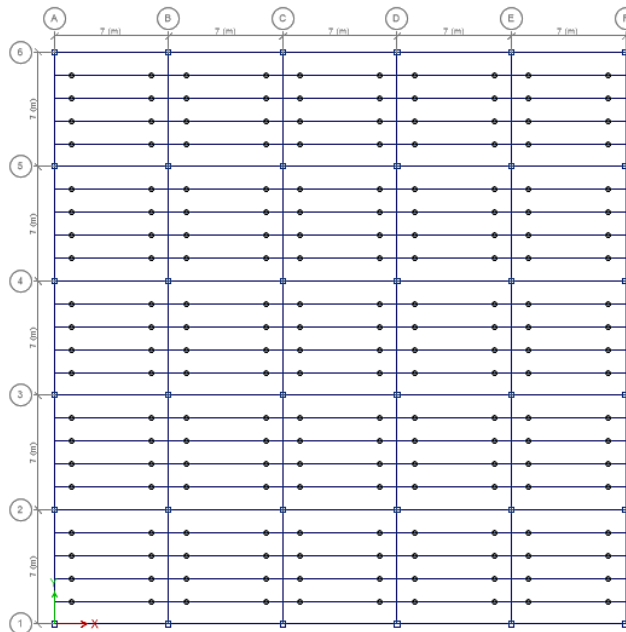


Figura 60. Vigas secundarias con liberación de momento en sus extremos

2.12.4. Sección Reducida En Vigas Principales

El programa ETABS 2015 permite considerar una reducción de sección en la viga antes de su unión con la columna, para garantizar el mecanismo de viga débil – columna fuerte. En los modelos planteados para este estudio, se define una sección reducida (Reduced Beam Section) para todas las vigas.

Las especificaciones establecen que la reducción c a cada lado del ala se adopta usualmente igual a $0.2b_f$ y no debe exceder $0.25b_f$. El valor de a varía entre 0.5 y $0.75b_f$ y el valor de b entre 0.65 y $0.85b_f$.

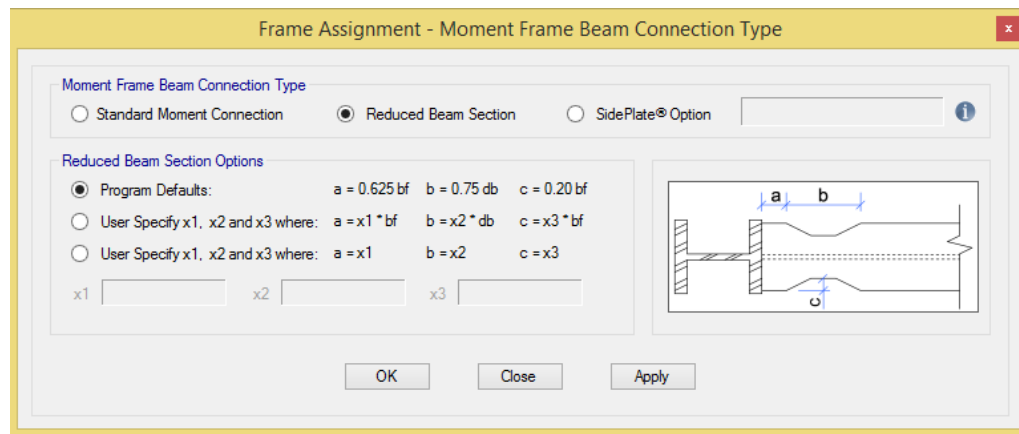


Figura 61. Definición de sección reducida en vigas principales

2.13. PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS DE LA CARGA ESTÁTICA EQUIVALENTE

El cortante basal estático de acuerdo a la NEC 2015 se define mediante la siguiente ecuación:

Ec. 2. 13

$$V = \frac{I \cdot Sa}{R \cdot \emptyset_P \cdot \emptyset_E} \cdot W$$

Donde:

V : Cortante basal

I : Factor de importancia

Sa : Aceleración espectral

R : Coeficiente de modificación de respuesta estructural

\emptyset_p : Factor que considera la irregularidad en planta

\emptyset_E : Factor que considera la irregularidad en elevación

W : Peso reactivo sísmico de la estructura

El periodo fundamental de la estructura (T) puede ser estimado mediante la ecuación:

Ec. 2. 14

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

Donde:

h_n : Altura máxima de la edificación medida desde la base de la estructura en metros.

C_t y α : Coeficientes que dependen del tipo de edificio

En la Tabla 14 se resume los resultados de los cinco modelos planteados. Se establece un factor de importancia igual a 1 considerando que se trata de estructuras ordinarias que no presentan irregularidad en planta ni en elevación por lo que sus respectivos factores son también igual a 1. Se determina también el coeficiente sísmico (C_s) que debe ingresarse en el programa ETABS 2015 para realizar el análisis estático de cada modelo.

Tabla 14.
Parámetros para definir la carga estática equivalente

	Edificio de 5 pisos	Edificio de 10 pisos	Edificio de 15 pisos	Edificio de 20 pisos	Edificio de 30 pisos
C_t	0.072	0.072	0.072	0.072	0.072
h_n	16.2	32.4	48.6	64.8	97.2
α	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
T	0.67	1.16	1.61	2.03	2.80
S_a	1.01	0.58	0.42	0.33	0.24
I	1	1	1	1	1
R	8	8	8	8	8
∅_p	1	1	1	1	1
∅_E	1	1	1	1	1
C_s	0.126	0.072	0.052	0.041	0.030

El periodo fundamental calculado mediante las ecuaciones de ASCE 7-10 da resultados muy similares a los obtenidos con la NEC 2015. Sin embargo la Norma ASCE 7-10 establece que el periodo fundamental de la estructura no debe exceder un límite superior definido por el producto $C_u \cdot T_a$ donde C_u se define de acuerdo al valor de S_{D1} y T_a es el periodo fundamental aproximado calculado anteriormente de acuerdo a la NEC 2015.

En la Tabla 15 se muestra el límite del periodo fundamental dinámico para cada estructura, tomando en cuenta que este parámetro jugó un papel importante en el dimensionamiento de las secciones para controlar las excesivas vibraciones en las edificaciones de altura especialmente.

Tabla 15.
Periodo dinámico máximo para el análisis de las estructuras

	Edificio de 5 pisos	Edificio de 10 pisos	Edificio de 15 pisos	Edificio de 20 pisos	Edificio de 30 pisos
T_a (s)	0.67	1.16	1.61	2.03	2.80
C_u	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
Periodo dinámico máximo (s)	0.94	1.63	2.25	2.84	3.92

2.14. PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

2.14.1. Espectro Elástico De Acuerdo A La Norma NEC 2015

Para obtener el espectro de respuesta de acuerdo a la normativa ecuatoriana se estableció que la estructura está ubicada en la ciudad de Quito ($Z = 0.4$) y se asume que se implantará sobre un suelo tipo C.

Tabla 16.
Factores de amplificación por tipo de suelo según NEC 2015

Factores de amplificación por tipo de suelo C	
Fa	1.2
Fd	1.11
Fs	1.11

Para obtener el espectro elástico se requiere definir tres puntos de periodos T_o , T_c y T_L que marcan los límites de cada ecuación establecida por la NEC 2015. Según la norma estos periodos se calculan de la siguiente manera:

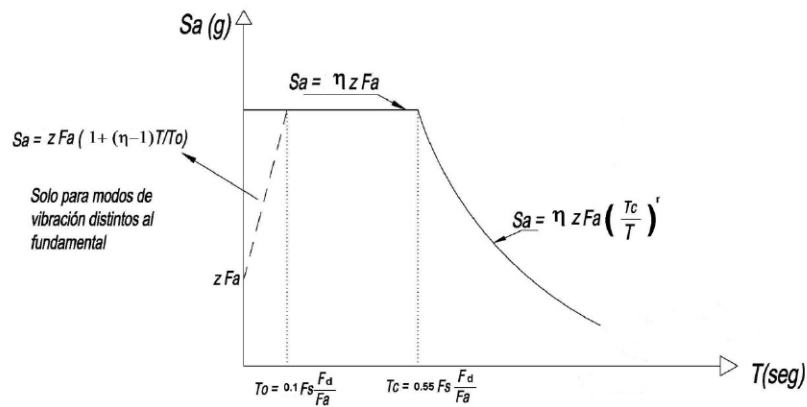


Figura 62. Espectro elástico NEC 2015

Fuente: NEC 2015

Ec. 2. 15

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ec. 2. 16

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ec. 2. 17

$$T_L = 2.4 F_d$$

Tabla 17.
Periodos para definir el espectro elástico NEC 2015

Periodos	
T_0	0.10
T_c	0.56
T_L	2.66

Finalmente se define el espectro de diseño elástico según NEC 2015 para un suelo tipo C.

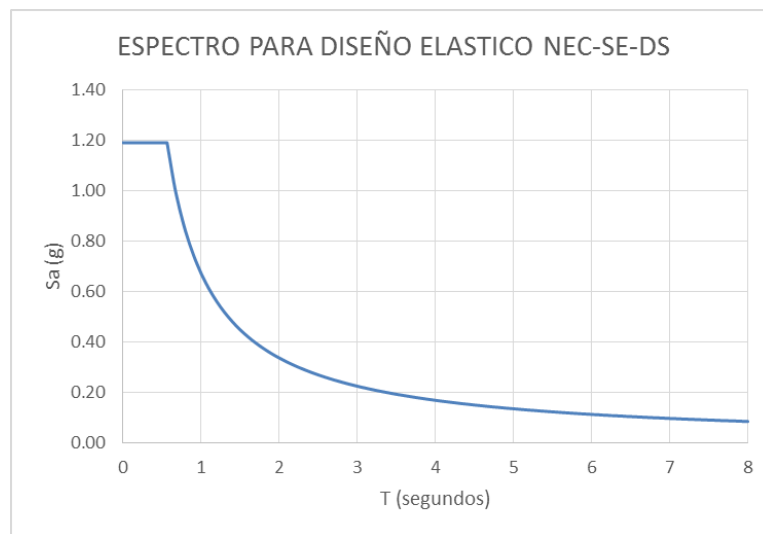


Figura 63. Espectro para diseño elástico NEC 2015

2.14.2. Espectro Elástico De Acuerdo A La Norma ASCE 7-10

Para definir los parámetros del espectro de respuesta ASCE 7-10 se obtiene la aceleración espectral para periodo corto (S_S) y la aceleración espectral para periodo de 1 segundo (S_1) de la página web del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS) para la ciudad de Quito.

Tabla 18.
Parámetros de aceleración espectral de sitio según USGS

Parámetros de aceleración espectral	
S _s	2.04
S ₁	0.82

De acuerdo al suelo tipo C en el que se implantará la estructura se realiza los ajustes de la aceleración espectral para el tramo controlado por la velocidad con un factor F_v, y para el tramo controlado por la aceleración con un factor F_a.

Tabla 19.
Factores de amplificación por tipo de suelo según ASCE 7-10

Factores de amplificación por tipo de suelo C	
F _a	1
F _v	1.3

Con estos datos se calculan las aceleraciones y periodos que permiten definir las ecuaciones de los tramos del espectro elástico ASCE 7-10.

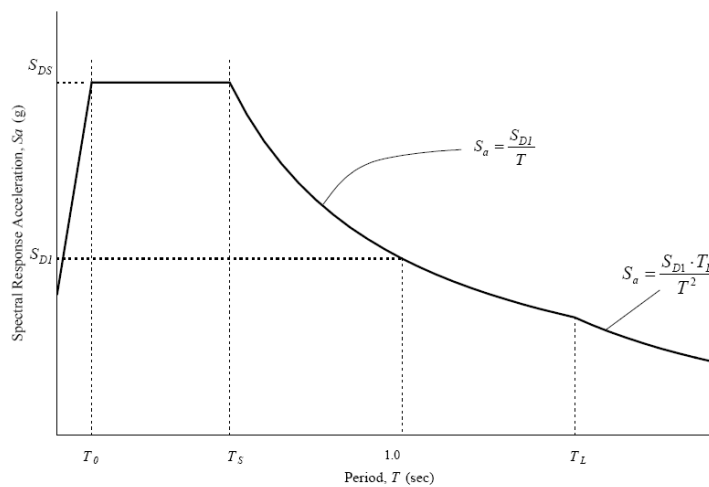


Figura 64. Espectro elástico ASCE 7-10

Fuente: Norma ASCE 7-10

Ec. 2. 18

$$S_{SM} = F_a \cdot S_S$$

Ec. 2. 19

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

Ec. 2. 20

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

Ec. 2. 21

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Tabla 20.
Aceleraciones espectrales ASCE 7-10 para diseño

Aceleraciones espectrales para diseño	
S_{MS}	2.04
S_{M1}	1.066
S_{DS}	1.36
S_{D1}	0.71

Ec. 2. 22

$$T_o = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Ec. 2. 23

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Tabla 21.
Periodos para definir el espectro elástico ASCE 7-10

Periodos	
T_o	0.10
T_s	0.52
T_L	4

Finalmente se define el espectro de diseño elástico según ASCE 7-10 para un suelo tipo C.

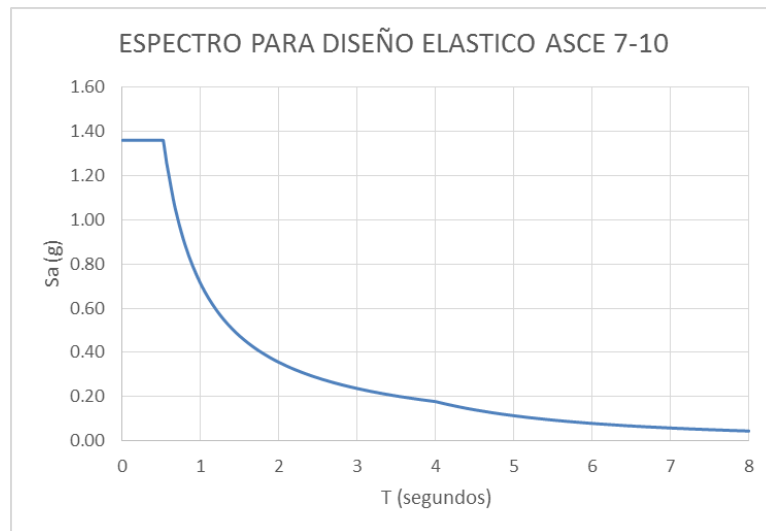


Figura 65. Espectro para diseño elástico ASCE 7-10

2.14.3. Comparación De Espectros De Diseño Elástico NEC 2015 Y ASCE 7-10

Se comparan los espectros de respuesta elásticos ya que ambas normativas presentan un valor de modificación de respuesta (R) igual a 8 para un pórtico especial resistente a momento de acero.

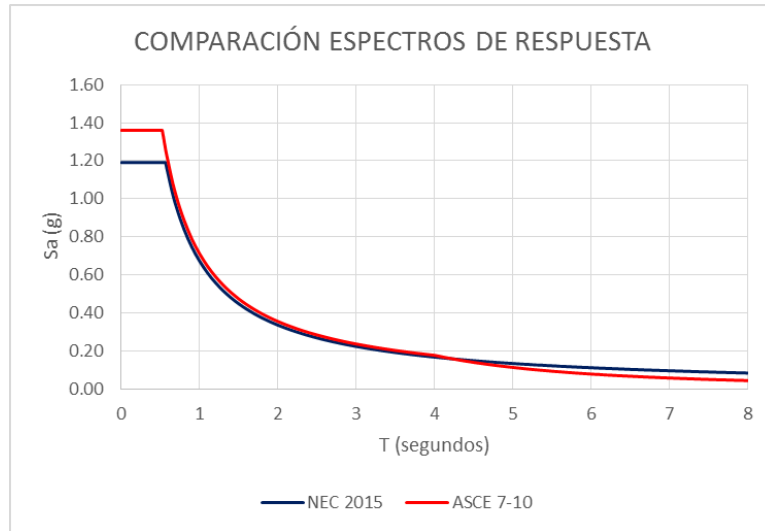


Figura 66. Comparación espectro elástico NEC 2015 y ASCE 7-10

Para el análisis y diseño de las estructuras planteadas se observa que ambos espectros presentan valores muy similares a partir de un periodo de 0.7 segundos; sin embargo, el espectro NEC 2015 presenta valores de aceleración algo mayores para periodos superiores a los 4 segundos que es el caso de los edificios aislados en su base como se verá en el Capítulo III. Además se utilizará el espectro NEC 2015 debido a que la mayoría de diseños en Ecuador se los realiza en base a esta norma.

2.14.4. Espectro De Diseño NEC 2015

Como se estableció anteriormente se utilizará para el análisis y diseño de las estructuras el espectro obtenido de la NEC 2015. Para obtener el espectro de diseño, el espectro elástico deberá ser afectado por el factor de importancia, factor para considerar la irregularidad en planta y en elevación, y finalmente por el coeficiente de modificación de respuesta estructural.

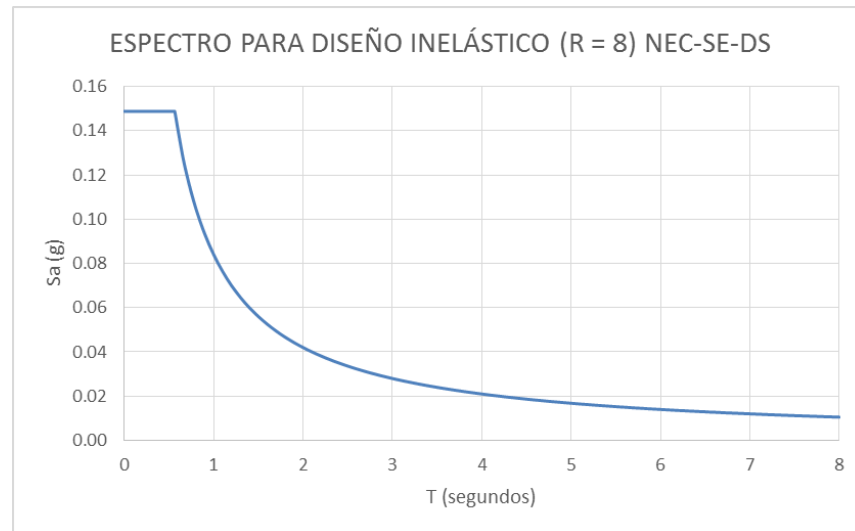


Figura 67. Espectro para diseño inelástico (R = 8) NEC 2015

2.15. ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS

2.15.1. Definición De Los Estados De Carga Estáticos

Para el análisis de las estructuras se define los siguientes estados de carga estáticos:

Peso propio: El programa ETABS calcula automáticamente el peso propio de los elementos.

Permanente: Estado de carga en el que se incluye el peso de mamposterías, enlucidos, masillados y recubrimientos, los cuales corresponden a carga muerta.

Carga viva: El valor de la carga viva se determina en función del uso que se le va a dar a la estructura. En este caso el uso será de vivienda, para el cual la carga viva es de 200 kg/m^2 .

Sismo X1: Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido "X", considerando excentricidad positiva.

Sismo X2: Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido "X", considerando excentricidad negativa.

Sismo Y1: Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido "Y", considerando excentricidad positiva.

Sismo Y2: Fuerzas laterales estáticas equivalentes en sentido “Y”, considerando excentricidad negativa.

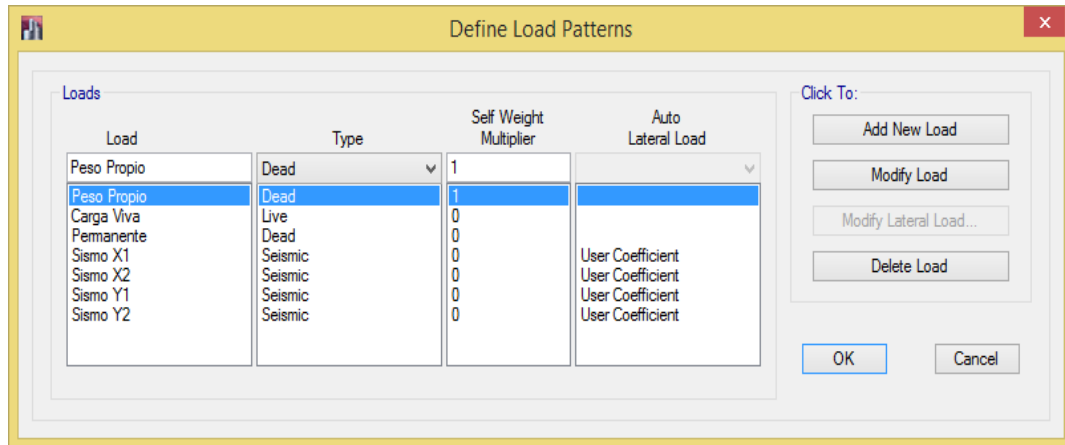


Figura 68. Definición de estados de carga estáticos

2.16. ASIGNACIÓN DE CARGAS ESTÁTICAS

Carga Permanente

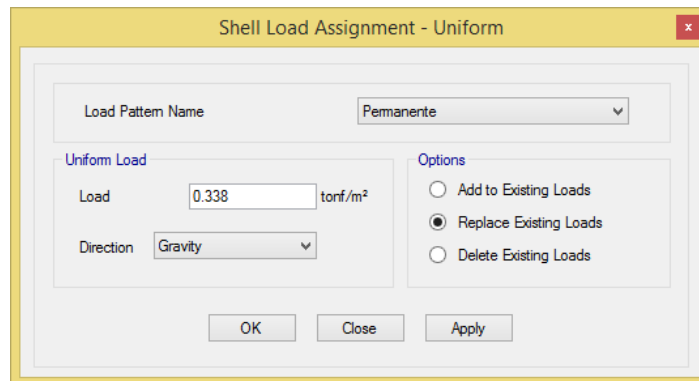


Figura 69. Asignación de carga permanente a los modelos

Carga Viva

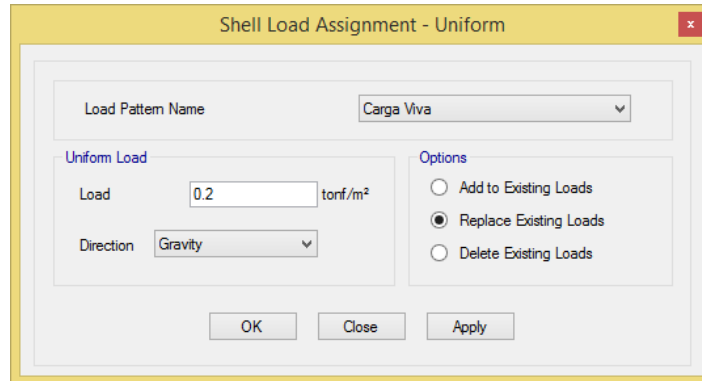


Figura 70. Asignación de carga viva a los modelos

Carga lateral estática equivalente

Se muestra la asignación de la carga lateral estática equivalente Sismo X1 para el edificio de 5 pisos:

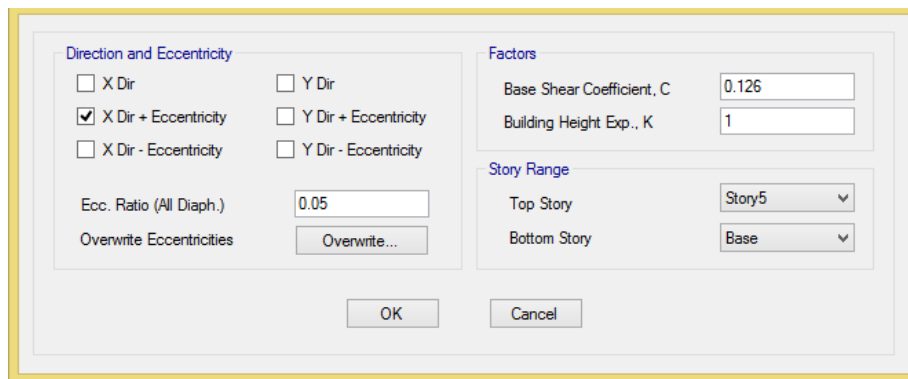


Figura 71. Asignación de carga lateral estática equivalente Sismo X1

2.17. DEFINICIÓN DE LOS ESTADOS DE CARGA DINÁMICOS

2.17.1. Ingreso Del Espectro De Diseño Al Programa ETABS 2015

El programa ETABS permite ingresar el espectro de diseño NEC 2015 mediante un archivo con extensión de texto (.txt) como se observa en la Figura 72.

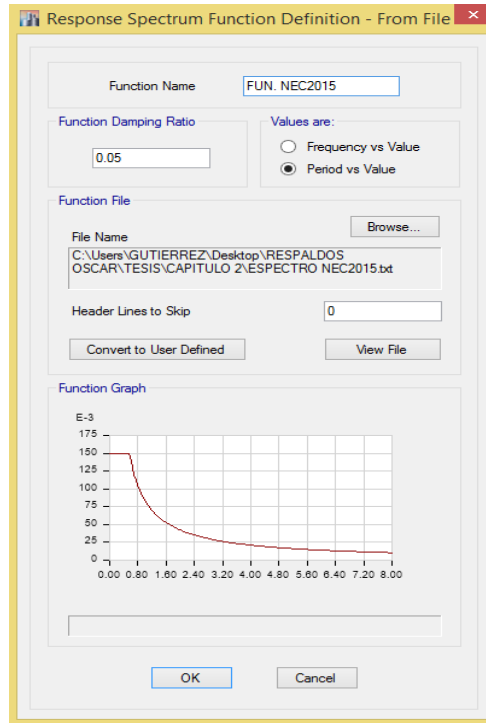


Figura 72. Ingreso de espectro de diseño NEC 2015 al programa ETABS 2015

Una vez ingresada la función del espectro de diseño, la cual será utilizada tanto para la dirección X como Y, se procede a crear los estados de carga dinámicos que son utilizados en el método de espectro de respuesta modal para el análisis y diseño de los edificios.

Es importante considerar que el coeficiente de amortiguamiento depende esencialmente del tipo de estructura, material utilizado, tipo de conexión y niveles de esfuerzo a los que se encuentran sometidos los elementos estructurales.

Para edificios construidos con estructura de acero con uniones soldadas el coeficiente de amortiguamiento varía entre 2 y 6% del amortiguamiento crítico. Por esta razón, para la generación de los estados de carga dinámicos se toma un factor de amortiguamiento igual al 5% del crítico, además que los espectros de diseño establecidos en la normativa NEC 2015 están definidos para ese valor de amortiguamiento.

En la Figura 73 se muestra la generación del caso de carga dinámico en la dirección X (U1). De igual forma se crea el caso de carga dinámico en la dirección Y (U2).

Load Case Data

General

Load Case Name: DINAMICOX [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	FUN, NEC2015	9.81

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 73. Definición del caso de carga dinámico en la dirección X (U1)

En la Figura 74 se muestra los dos casos dinámicos, a ser utilizados en el método del espectro de respuesta modal.

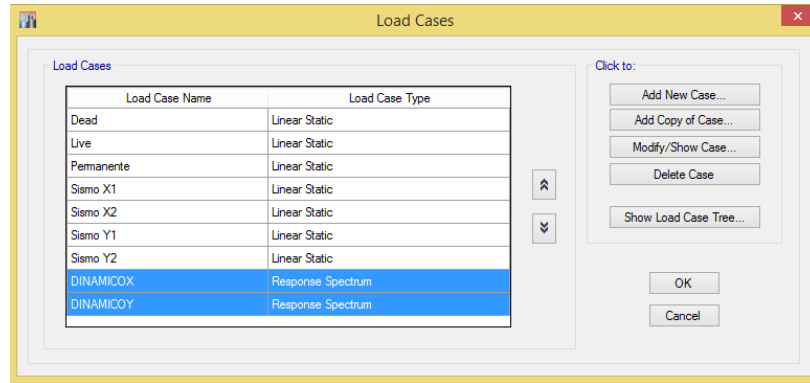


Figura 74. Estados de carga estáticos y dinámicos

2.18. COMBINACIONES DE CARGA UTILIZADAS

Para el diseño de los elementos se utiliza las combinaciones de carga establecidas en la NEC 2015 y el método de diseño de estructuras de acero LRFD. Se utiliza la siguiente nomenclatura para definir las combinaciones de carga:

PP = Peso Propio

PE = Carga Permanente

CV = Carga Viva

DX = Dinámico X

DY = Dinámico Y

fL = 0.5 de Carga Viva

En total se obtuvieron 41 combinaciones de carga:

- | | |
|--------|--------------------------|
| 1: | 1.4 (PP+PE) |
| 2: | 1.2 (PP+PE) + 1.6CV |
| 3: | 1.2 (PP+PE) + CV |
| 4: | 1.2 (PP+PE) |
| 5, 6: | 1.2 (PP+PE) ± 1.0DX + fL |
| 7, 8: | 1.2 (PP+PE) ± 1.0DX |
| 9, 10: | 1.2 (PP+PE) ± 1.0DY + fL |

11, 12:	$1.2 (PP+PE) \pm 1.0DY$
13:	$0.9 (PP+PE)$
14, 15:	$0.9 (PP+PE) \pm 1.0DX$
16, 17:	$0.9 (PP+PE) \pm 1.0DY$
18, 19, 20, 21:	$1.2 (PP+PE) \pm 1.0DX \pm 0.3DY + fL$
22, 23, 24, 25:	$1.2 (PP+PE) \pm 1.0DX \pm 0.3DY$
26, 27, 28, 29:	$1.2 (PP+PE) \pm 0.3DX \pm 1.0DY + fL$
30, 31, 32, 33:	$1.2 (PP+PE) \pm 0.3DX \pm 1.0DY$
34, 35, 36, 37:	$0.9 (PP+PE) \pm 1.0DX \pm 0.3DY$
38, 39, 40, 41:	$0.9 (PP+PE) \pm 0.3DX \pm 1.0DY$

2.19. CORRECCIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO

Para todas las estructuras analizadas, el cortante basal en la dirección X es igual al cortante basal en la dirección Y, debido a que se han planteado estructuras simétricas.

Las normas NEC 2015 y ASCE 7-10 concuerdan en que para la determinación de la fuerza estática equivalente, el peso reactivo sísmico de la edificación deberá incluir la carga muerta total, y en casos excepcionales como el de áreas destinadas a almacenamiento deberá incluirse al menos un 25% de la carga viva.

Para el presente estudio se estableció que los edificios se utilizarán para vivienda, por lo tanto el peso reactivo sísmico se establece como el 100% de la carga muerta y se visualiza en la Figura 75.

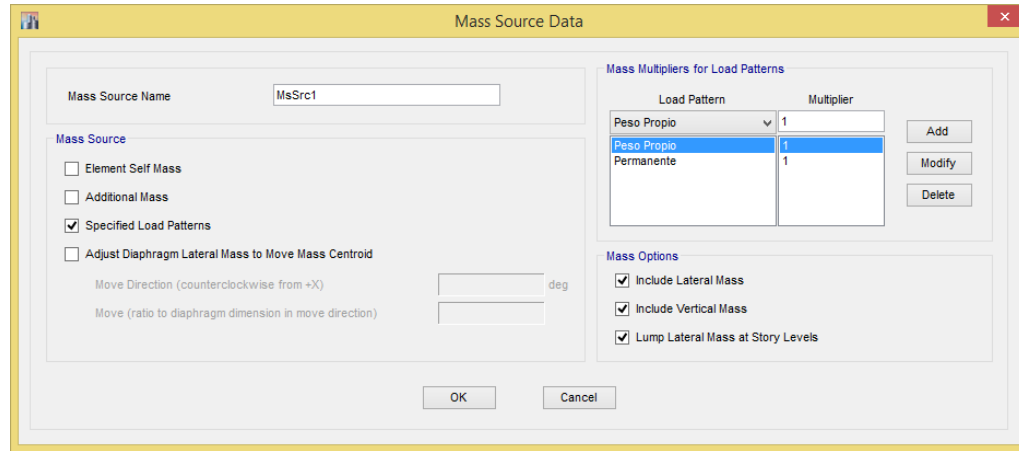


Figura 75. Definición del peso reactivo sísmico en el programa ETABS 2015

De acuerdo a la NEC 2015 el valor del cortante basal dinámico debe ser al menos el 80% del cortante basal estático para estructuras regulares y al menos el 85% para estructuras irregulares. De igual forma la Norma ASCE 7-10 establece que cuando el cortante dinámico es menor al 85% del corte basal estático, entonces las fuerzas, pero no las derivas, serán multiplicadas por $0.85 \frac{V_{EST.}}{V_{DIN.}}$.

Para cumplir con el criterio establecido por las dos normativas se corregirá el cortante basal dinámico para que éste sea al menos el 85% del calculado con la fuerza estática equivalente. Para realizar esta corrección es necesario determinar un factor que debe ser ingresado en el programa ETABS 2015. Este factor se determina de la siguiente manera:

Ec. 2. 24

$$f_c = 0.85 \frac{V_{ESTÁTICO}}{V_{DINÁMICO}}$$

A continuación se presenta la corrección del cortante basal dinámico para cada una de las estructuras planteadas.

EDIFICIO DE 5 PISOS

En la Tabla 22 se define el valor del cortante basal estático y dinámico en la direcciones principales X y Y para el edificio de 5 pisos.

Tabla 22.
Cortante basal estático y dinámico para el edificio de 5 pisos

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo X1	Bottom	0	-333.2632	0	5498.8427	0	-3946.7793
Story1	Sismo Y1	Bottom	0	0	-333.2632	-5498.8427	3946.7793	0
Story1	DINAMICOX Max	Bottom	4.1E-05	198.9153	1.254E-05	3282.102	0.0002	2303.0625
Story1	DINAMICOY Max	Bottom	0.0002	1.594E-05	196.1162	3235.9178	2258.6534	0.002

$$f_{c_x} = 0.85 \frac{333.2632 \text{ t}}{198.9153 \text{ t}} = 1.424$$

$$f_{c_y} = 0.85 \frac{333.2632 \text{ t}}{196.1162 \text{ t}} = 1.444$$

Para el caso del edificio de 5 pisos se muestra el ingreso del factor de corrección del cortante basal en la dirección X.

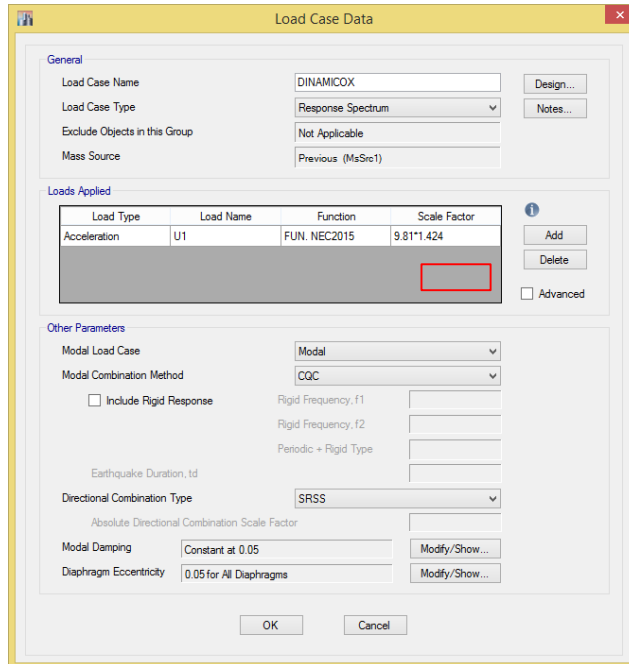


Figura 76. Ingreso del factor de corrección para cortante basal en X

Finalmente se muestran los valores de cortante basal obtenidos una vez ingresados los factores de corrección.

Tabla 23. Cortante basal dinámico corregido para el edificio de 5 pisos

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo X1	Bottom	0	-333.2632	0	5498.8427	0	-3946.7793
Story1	Sismo Y1	Bottom	0	0	-333.2632	-5498.8427	3946.7793	0
Story1	DINAMICOX Max	Bottom	0.0001	283.2553	1.785E-05	4547.2031	0.0003	3279.561
Story1	DINAMICOY Max	Bottom	0.0002	2.302E-05	283.191	4542.0399	3261.4863	0.0028

EDIFICIO DE 10 PISOS

En la Tabla 24 se define el valor del cortante basal estático y dinámico en la direcciones principales X y Y para el edificio de 10 pisos.

Tabla 24.
Cortante basal estático y dinámico para el edificio de 10 pisos

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo X1	Bottom	0	-392.4366	0	6475.2039	0	-8870.4027
Story1	Sismo Y1	Bottom	0	0	-392.4366	-6475.2039	8870.4027	0
Story1	DINAMICOX Max	Bottom	0.0004	249.3035	0.0001	4113.507	0.0153	5204.9363
Story1	DINAMICOY Max	Bottom	0.0002	0.0001	245.6665	4053.4984	5111.1584	0.0032

$$f_{c_x} = 0.85 \frac{392.4366 t}{249.3035 t} = 1.338$$

$$f_{c_y} = 0.85 \frac{392.4366 t}{245.6665 t} = 1.358$$

Finalmente se muestran los valores de cortante basal obtenidos una vez ingresados los coeficientes de corrección.

Tabla 25.
Cortante basal dinámico corregido para el edificio de 10 pisos

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo X1	Bottom	0	-392.4366	0	6475.2039	0	-8870.4027
Story1	Sismo Y1	Bottom	0	0	-392.4366	-6475.2039	8870.4027	0
Story1	DINAMICOX Max	Bottom	0.0005	333.6245	0.0001	5504.8033	0.0205	6965.3826
Story1	DINAMICOY Max	Bottom	0.0003	0.0002	333.6883	5505.8574	6942.4744	0.0043

EDIFICIO DE 15 PISOS

En la Tabla 26 se define el valor del cortante basal estático y dinámico en la direcciones principales X y Y para el edificio de 15 pisos.

Tabla 26.
Cortante basal estático y dinámico para el edificio de 15 pisos

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo X1	Bottom	0	-434.6326	0	7171.4386	0	-14500.6942
Story1	Sismo Y1	Bottom	0	0	-434.6326	-7171.4386	14500.6942	0
Story1	DINAMICOX Max	Bottom	0.0003	277.3206	0.0001	4575.7907	0.0092	8259.0949
Story1	DINAMICOY Max	Bottom	0.0005	0.0001	272.4379	4495.2249	8099.3998	0.0084

$$f_{c_x} = 0.85 \frac{434.6326 t}{277.3206 t} = 1.332$$

$$f_{c_y} = 0.85 \frac{434.6326 t}{272.4379 t} = 1.356$$

Finalmente se muestran los valores de cortante basal obtenidos una vez ingresados los coeficientes de corrección.

Tabla 27.
Cortante basal dinámico corregido para el edificio de 15 pisos

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo X1	Bottom	0	-434.6326	0	7171.4386	0	-14500.6942
Story1	Sismo Y1	Bottom	0	0	-434.6326	-7171.4386	14500.6942	0
Story1	DINAMICOX Max	Bottom	0.0003	369.6251	0.0001	6098.8153	0.0123	11008.0853
Story1	DINAMICOY Max	Bottom	0.0006	0.0001	369.3991	6095.085	10981.9935	0.0114

EDIFICIO DE 20 PISOS

En la Tabla 28 se define el valor del cortante basal estático y dinámico en la direcciones principales X y Y para el edificio de 20 pisos.

Tabla 28.
Cortante basal estático y dinámico para el edificio de 20 pisos

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo X1	Bottom	0	-467.9879	0	7721.8005	0	-20648.2661
Story1	Sismo Y1	Bottom	0	0	-467.9879	-7721.8005	20648.2661	0
Story1	DINAMICOX Max	Bottom	0.0002	305.4749	0.0001	5040.337	0.0019	11926.9224
Story1	DINAMICOY Max	Bottom	0.0005	0.0001	300.1908	4953.149	11698.52	0.0077

$$f_{c_x} = 0.85 \frac{467.9879 t}{305.4749 t} = 1.302$$

$$f_{c_y} = 0.85 \frac{467.9879 t}{300.1908 t} = 1.325$$

Finalmente se muestran los valores de cortante basal obtenidos una vez ingresados los coeficientes de corrección.

Tabla 29.
Cortante basal dinámico corregido para el edificio de 20 pisos

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo X1	Bottom	0	-467.9879	0	7721.8005	0	-20648.2661
Story1	Sismo Y1	Bottom	0	0	-467.9879	-7721.8005	20648.2661	0
Story1	DINAMICOX Max	Bottom	0.0003	397.8025	0.0001	6563.7417	0.0025	15531.7465
Story1	DINAMICOY Max	Bottom	0.0007	0.0002	397.6228	6560.7766	15495.4708	0.0101

EDIFICIO DE 30 PISOS

En la Tabla 30 se define el valor del cortante basal estático y dinámico en la direcciones principales X y Y para el edificio de 30 pisos.

Tabla 30.
Cortante basal estático y dinámico para el edificio de 30 pisos

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo X1	Bottom	0	-544.4094	0	8982.7554	0	-35708.4058
Story1	Sismo Y1	Bottom	0	0	-544.4094	-8982.7554	35708.4058	0
Story1	DINAMICOX Max	Bottom	0.0001	346.3437	0.0001	5714.6708	0.0119	19720.815
Story1	DINAMICOY Max	Bottom	0.0002	3.076E-05	339.8304	5607.2025	19325.3595	0.0046

$$f_{c_x} = 0.85 \frac{544.4094 t}{346.3437 t} = 1.336$$

$$f_{c_y} = 0.85 \frac{544.4094 t}{339.8304 t} = 1.362$$

Finalmente se muestran los valores de cortante basal obtenidos una vez ingresados los coeficientes de corrección.

Tabla 31.
Cortante basal dinámico corregido para el edificio de 30 pisos

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo X1	Bottom	0	-544.4094	0	8982.7554	0	-35708.4058
Story1	Sismo Y1	Bottom	0	0	-544.4094	-8982.7554	35708.4058	0
Story1	DINAMICOX Max	Bottom	0.0002	462.6495	0.0001	7633.7166	0.0159	26343.2697
Story1	DINAMICOY Max	Bottom	0.0003	4.189E-05	462.7617	7635.5695	26316.1753	0.0063

2.20. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.20.1. Índice De Estabilidad De Piso

A continuación se muestra el cálculo del índice de estabilidad de pisos como lo establece la NEC 2015 para los edificios de 5 y 30 pisos. En todos los caso el índice de estabilidad es inferior a 0.1, por lo tanto en los modelos no se considera un análisis de segundo orden.

Tabla 32.
Índice de estabilidad para el edificio de 5 pisos

Piso	Deriva X	Deriva Y	V _x (t)	V _y (t)	h _i (m)	P _i (t)	Q _x	Q _y
5	0.001767	0.001823	103.41	103.61	16.2	699.17	0.0001	0.0008
4	0.002576	0.002643	173.35	173.43	12.96	1409.46	0.0016	0.0017
3	0.003048	0.003121	225.50	225.42	9.72	2119.75	0.0029	0.0030
2	0.003006	0.003071	263.29	263.23	6.48	2832.80	0.0050	0.0051
1	0.001752	0.001779	283.26	283.19	3.24	3545.85	0.0068	0.0069

Tabla 33.
Índice de estabilidad para el edificio de 30 pisos

Piso	Deriva X	Deriva Y	V _x (t)	V _y (t)	h _i (m)	P _i (t)	Q _x	Q _y
30	0.000966	0.00101	53.23	53.73	97.2	736.78	0.0000	0.0001
29	0.001089	0.001136	101.34	102.09	93.96	1517.26	0.0002	0.0002
28	0.001237	0.001287	139.89	140.65	90.72	2297.74	0.0002	0.0002
27	0.001383	0.001435	169.32	169.90	87.48	3078.22	0.0003	0.0003
26	0.00151	0.001564	191.09	191.42	84.24	3858.70	0.0004	0.0004
25	0.001611	0.001668	207.59	207.68	81	4639.18	0.0004	0.0005
24	0.001681	0.001741	221.53	221.48	77.76	5419.66	0.0005	0.0005
23	0.001741	0.001804	235.22	235.14	74.52	6204.36	0.0006	0.0006
22	0.001811	0.001877	249.52	249.51	71.28	6989.06	0.0007	0.0007
21	0.001885	0.001954	264.10	264.20	68.04	7773.75	0.0008	0.0008
20	0.001958	0.002029	278.04	278.19	64.8	8558.45	0.0009	0.0010
19	0.002023	0.002097	290.57	290.71	61.56	9343.14	0.0011	0.0011
18	0.002077	0.002153	301.57	301.64	58.32	10127.84	0.0012	0.0012
17	0.002114	0.002192	311.58	311.55	55.08	10912.54	0.0013	0.0014
16	0.00213	0.002209	321.43	321.33	51.84	11697.23	0.0015	0.0016
15	0.002114	0.002194	331.75	331.65	48.6	12481.93	0.0016	0.0017
14	0.002095	0.002177	342.76	342.72	45.36	13272.73	0.0018	0.0019
13	0.002103	0.002186	353.86	353.89	42.12	14063.54	0.0020	0.0021
12	0.002124	0.002208	364.30	364.39	38.88	14854.34	0.0022	0.0023
11	0.002151	0.002235	373.60	373.67	35.64	15645.14	0.0025	0.0026
10	0.002178	0.002263	381.91	381.91	32.4	16435.95	0.0029	0.0030
9	0.002203	0.002288	390.04	389.93	29.16	17226.75	0.0033	0.0035
8	0.002223	0.002308	399.08	398.88	25.92	18017.55	0.0039	0.0040
7	0.002232	0.002315	409.81	409.58	22.68	18808.36	0.0045	0.0047
6	0.002219	0.002299	422.17	421.97	19.44	19599.16	0.0053	0.0055
5	0.002164	0.002238	435.10	434.98	16.2	20389.97	0.0063	0.0065
4	0.002035	0.002101	446.89	446.87	12.96	21180.77	0.0074	0.0077
3	0.001784	0.001837	455.85	455.91	9.72	21971.57	0.0088	0.0091
2	0.001336	0.001371	461.00	461.11	6.48	22762.38	0.0102	0.0104
1	0.000571	0.000583	462.65	462.76	3.24	23553.18	0.0090	0.0092

2.20.2. Periodo De Vibración Dinámico Y Participación Modal De Los Edificios

Para el análisis se debe considerar un número de modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Para esto, la normativa establece que debe contemplarse la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura para cada dirección ortogonal de la respuesta considerada en el modelo. El análisis se hizo considerando 12 modos de vibración, para el cual se cumple con los requerimientos normativos.

En cada tabla se observa el periodo correspondiente a cada modo de vibración, cuyo periodo fundamental (Modo 1) es inferior al límite establecido en la Tabla 15 de esta investigación.

EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 34.
Periodos y participación modal del edificio de 5 pisos

Modo	Periodo (segundos)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.935	0	0.7919	0	0.7919
2	0.923	0.7937	0	0.7937	0.7919
3	0.801	0	0	0.7937	0.7919
4	0.286	0	0.1235	0.7937	0.9154
5	0.282	0.124	0	0.9177	0.9154
6	0.246	0	0	0.9177	0.9154
7	0.145	0	0.0495	0.9177	0.965
8	0.142	0.0499	0	0.9676	0.965
9	0.127	0	0	0.9676	0.965
10	0.127	0	0	0.9676	0.965
11	0.127	0	0	0.9676	0.965
12	0.127	0	0	0.9676	0.965

EDIFICIO DE 10 PISOS

Tabla 35.
Periodos y participación modal del edificio de 10 pisos

Modo	Periodo (segundos)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1.583	0	0.7785	0	0.7785
2	1.558	0.7797	0	0.7797	0.7785
3	1.348	0	0	0.7797	0.7785
4	0.511	0	0.1057	0.7797	0.8843
5	0.503	0.1058	0	0.8854	0.8843
6	0.436	0	0	0.8854	0.8843
7	0.271	0	0.045	0.8854	0.9293
8	0.267	0.045	0	0.9305	0.9293
9	0.233	0	0	0.9305	0.9293
10	0.17	0	0.0253	0.9305	0.9546
11	0.168	0.0253	0	0.9558	0.9546
12	0.147	0	0	0.9558	0.9546

EDIFICIO DE 15 PISOS

Tabla 36.
Periodos y participación modal del edificio de 15 pisos

Modo	Periodo (segundos)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	2.223	0	0.7621	0	0.7621
2	2.184	0.7628	0	0.7628	0.7621
3	1.874	0	0	0.7628	0.7621
4	0.727	0	0.1107	0.7628	0.8728
5	0.715	0.1108	0	0.8737	0.8728
6	0.617	0	0	0.8737	0.8728
7	0.4	0	0.0441	0.8737	0.9169
8	0.394	0.044	0	0.9177	0.9169
9	0.342	0	0	0.9177	0.9169
10	0.254	0	0.0239	0.9177	0.9408
11	0.25	0.0239	0	0.9416	0.9408
12	0.218	0	0	0.9416	0.9408

EDIFICIO DE 20 PISOS

Tabla 37.
Periodos y participación modal del edificio de 20 pisos

Modo	Periodo (segundos)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	2.776	0	0.7634	0	0.7634
2	2.724	0.764	0	0.764	0.7634
3	2.317	0	0	0.764	0.7634
4	0.915	0	0.107	0.764	0.8704
5	0.899	0.1072	0	0.8712	0.8704
6	0.769	0	0	0.8712	0.8704
7	0.51	0	0.0417	0.8712	0.9121
8	0.501	0.0416	0	0.9128	0.9121
9	0.433	0	0	0.9128	0.9121
10	0.328	0	0.023	0.9128	0.9352
11	0.323	0.023	0	0.9358	0.9352
12	0.281	0	0	0.9358	0.9352

EDIFICIO DE 30 PISOS

Tabla 38.
Periodos y participación modal del edificio de 30 pisos

Modo	Periodo (segundos)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	3.92	0	0.752	0	0.752
2	3.842	0.7525	0	0.7525	0.752
3	3.168	0	0	0.7525	0.752
4	1.311	0	0.1112	0.7525	0.8632
5	1.287	0.1115	0	0.864	0.8632
6	1.07	0	0	0.864	0.8632
7	0.722	0	0.0397	0.864	0.9029
8	0.71	0.0395	0	0.9035	0.9029
9	0.601	0	0	0.9035	0.9029
10	0.468	0	0.0244	0.9035	0.9273
11	0.461	0.0243	0	0.9278	0.9273
12	0.394	0	0	0.9278	0.9273

2.20.3. Derivas De Piso

La deriva de piso se define como el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto a un piso consecutivo debido a la acción de una fuerza horizontal producto de viento o sismo. Este desplazamiento lateral de los dos pisos consecutivos debe ser medido en dos puntos ubicados en una misma línea vertical de la estructura.

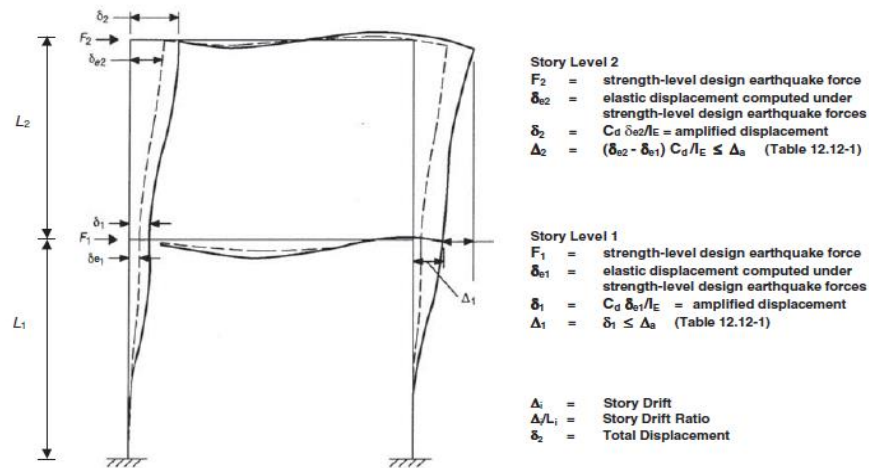


Figura 77. Determinación de derivas de piso

Fuente: Norma ASCE 7-10

Para este estudio el control de derivas de piso se lo realiza como lo establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015). La NEC establece que el control de deformaciones se hará a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso de la estructura causadas por el sismo de diseño.

La norma establece que la máxima deriva inelástica debe calcularse de la siguiente manera:

Ec. 2. 25

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica

Δ_E : Deriva elástica

R : Factor de reducción de resistencia

El diseñador deberá verificar que la deriva inelástica máxima obtenida y expresada como una fracción de la altura de piso, no sea mayor al valor dado en la Tabla 39.

Tabla 39.
Deriva inelástica máxima según NEC 2015

Estructura de:	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

DERIVAS DEL EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 40.
Derivas inelásticas del edificio convencional de 5 pisos

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M
5	16.20	3.24	3.87	0.001767	0.011	3.96	0.001823	0.011
4	12.96	3.24	3.33	0.002576	0.015	3.40	0.002643	0.016
3	9.72	3.24	2.52	0.003048	0.018	2.57	0.003121	0.019
2	6.48	3.24	1.54	0.003006	0.018	1.57	0.003071	0.018
1	3.24	3.24	0.57	0.001752	0.011	0.58	0.001779	0.011
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

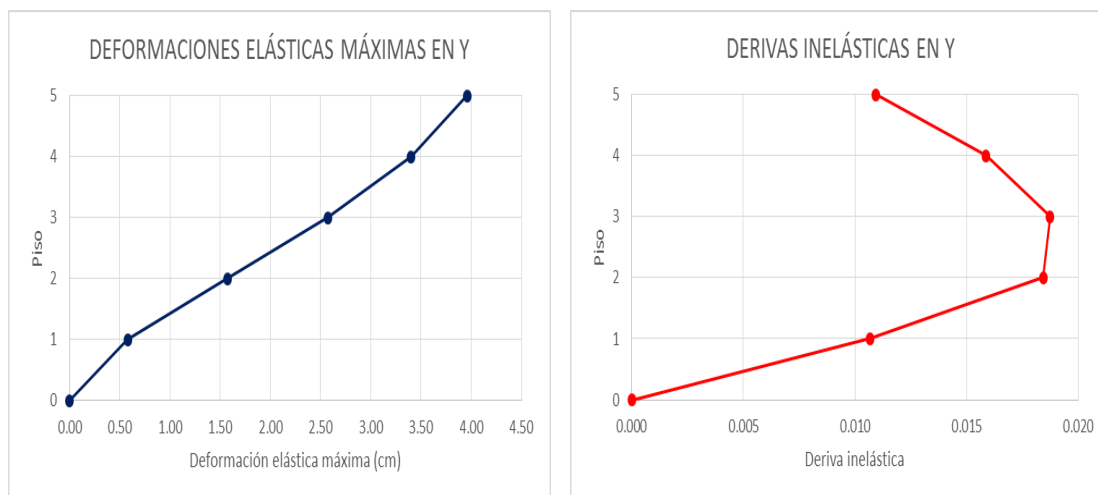


Figura 78. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio convencional de 5 pisos

DERIVAS DEL EDIFICIO DE 10 PISOS

Tabla 41.
Derivas inelásticas del edificio convencional de 10 pisos

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M
10	32.40	3.24	6.43	0.001156	0.007	6.61	0.001206	0.007
9	29.16	3.24	6.12	0.001587	0.010	6.29	0.001645	0.010
8	25.92	3.24	5.68	0.001965	0.012	5.84	0.00203	0.012
7	22.68	3.24	5.12	0.002194	0.013	5.26	0.002264	0.014
6	19.44	3.24	4.47	0.002356	0.014	4.59	0.002429	0.015
5	16.20	3.24	3.75	0.002547	0.015	3.85	0.002624	0.016
4	12.96	3.24	2.95	0.002709	0.016	3.03	0.002787	0.017
3	9.72	3.24	2.09	0.002747	0.016	2.14	0.002823	0.017
2	6.48	3.24	1.20	0.002444	0.015	1.23	0.002504	0.015
1	3.24	3.24	0.41	0.001256	0.008	0.41	0.001279	0.008
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

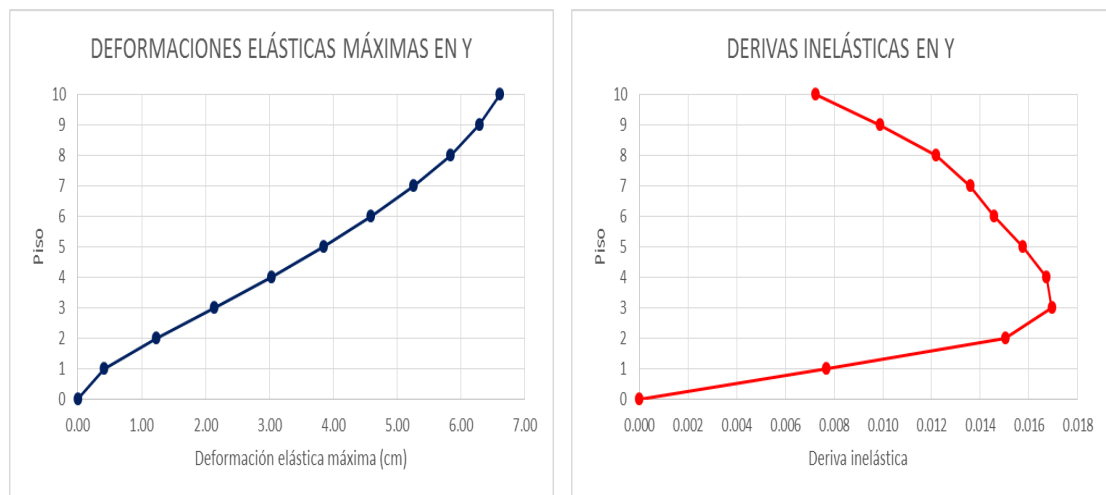


Figura 79. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio convencional de 10 pisos

DERIVAS DEL EDIFICIO DE 15 PISOS

Tabla 42.

Derivas inelásticas del edificio convencional de 15 pisos

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\delta_{E\text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E\text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M
15	48.60	3.24	9.06	0.001025	0.006	9.35	0.001068	0.006
14	45.36	3.24	8.80	0.001328	0.008	9.07	0.001377	0.008
13	42.12	3.24	8.46	0.001631	0.010	8.72	0.001686	0.010
12	38.88	3.24	8.04	0.001881	0.011	8.28	0.001941	0.012
11	35.64	3.24	7.53	0.002055	0.012	7.76	0.002119	0.013
10	32.40	3.24	6.96	0.002188	0.013	7.17	0.002258	0.014
9	29.16	3.24	6.33	0.002321	0.014	6.52	0.002396	0.014
8	25.92	3.24	5.64	0.002439	0.015	5.81	0.002517	0.015
7	22.68	3.24	4.90	0.002519	0.015	5.05	0.0026	0.016
6	19.44	3.24	4.12	0.002518	0.015	4.24	0.0026	0.016
5	16.20	3.24	3.33	0.002494	0.015	3.43	0.002576	0.015
4	12.96	3.24	2.54	0.002488	0.015	2.61	0.002566	0.015
3	9.72	3.24	1.74	0.002386	0.014	1.78	0.002455	0.015
2	6.48	3.24	0.96	0.002004	0.012	0.99	0.002054	0.012
1	3.24	3.24	0.31	0.00097	0.006	0.32	0.000989	0.006
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

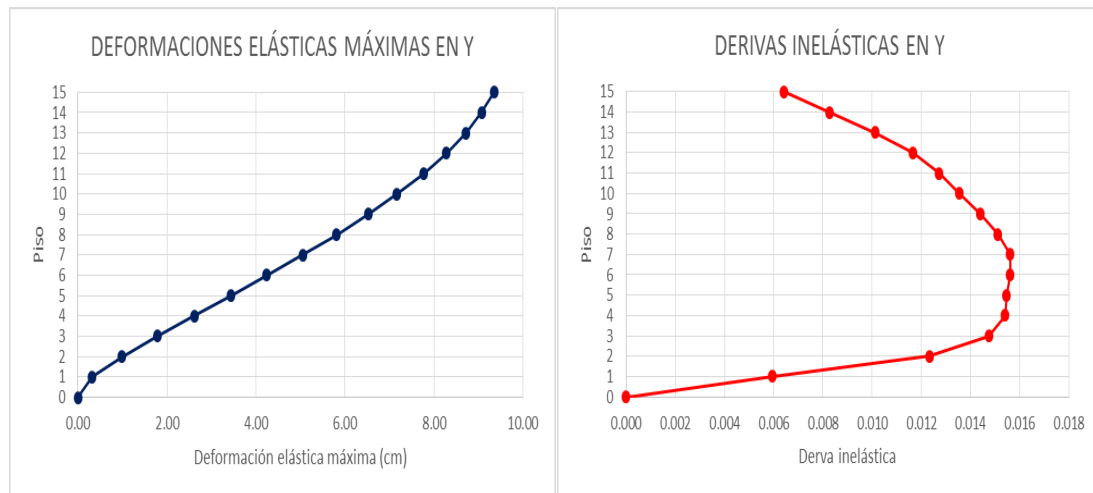


Figura 80. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio convencional de 15 pisos

DERIVAS DEL EDIFICIO DE 20 PISOS

Tabla 43.
Derivas inelásticas del edificio convencional de 20 pisos

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M
20	64.80	3.24	11.05	0.000884	0.005	11.41	0.000924	0.006
19	61.56	3.24	10.83	0.001098	0.007	11.18	0.001143	0.007
18	58.32	3.24	10.56	0.001327	0.008	10.90	0.001376	0.008
17	55.08	3.24	10.22	0.001528	0.009	10.55	0.001581	0.009
16	51.84	3.24	9.83	0.001684	0.010	10.15	0.00174	0.010
15	48.60	3.24	9.38	0.001786	0.011	9.69	0.001845	0.011
14	45.36	3.24	8.90	0.001868	0.011	9.19	0.001931	0.012
13	42.12	3.24	8.37	0.001965	0.012	8.65	0.002032	0.012
12	38.88	3.24	7.81	0.002064	0.012	8.06	0.002135	0.013
11	35.64	3.24	7.21	0.002157	0.013	7.44	0.002231	0.013
10	32.40	3.24	6.57	0.002236	0.013	6.78	0.002314	0.014
9	29.16	3.24	5.89	0.002291	0.014	6.08	0.00237	0.014
8	25.92	3.24	5.19	0.0023	0.014	5.35	0.00238	0.014
7	22.68	3.24	4.47	0.002299	0.014	4.61	0.00238	0.014
6	19.44	3.24	3.75	0.002321	0.014	3.86	0.002401	0.014
5	16.20	3.24	3.01	0.002337	0.014	3.10	0.002415	0.014
4	12.96	3.24	2.26	0.002303	0.014	2.32	0.002376	0.014
3	9.72	3.24	1.52	0.002147	0.013	1.56	0.00221	0.013
2	6.48	3.24	0.82	0.001732	0.010	0.84	0.001777	0.011
1	3.24	3.24	0.26	0.000802	0.005	0.27	0.000819	0.005
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

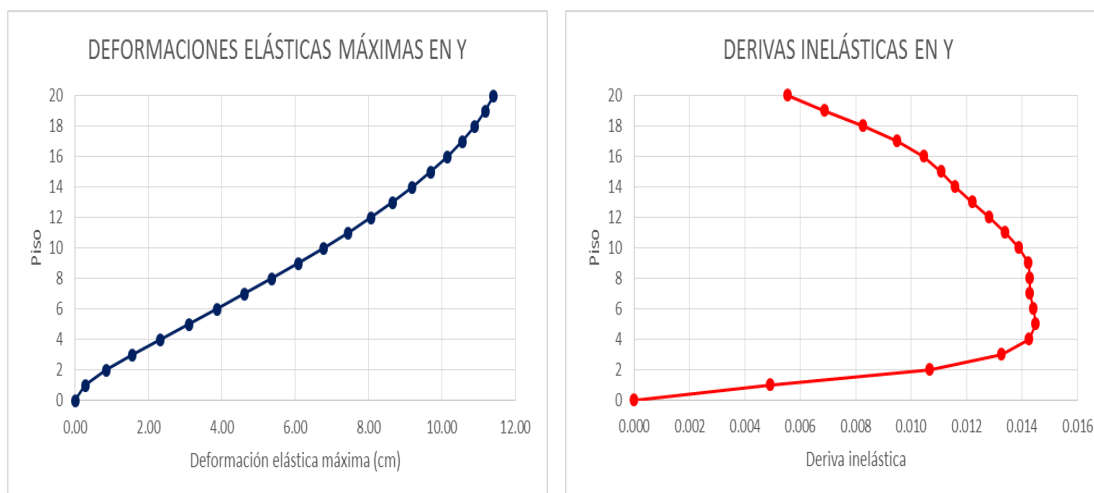


Figura 81. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio convencional de 20 pisos

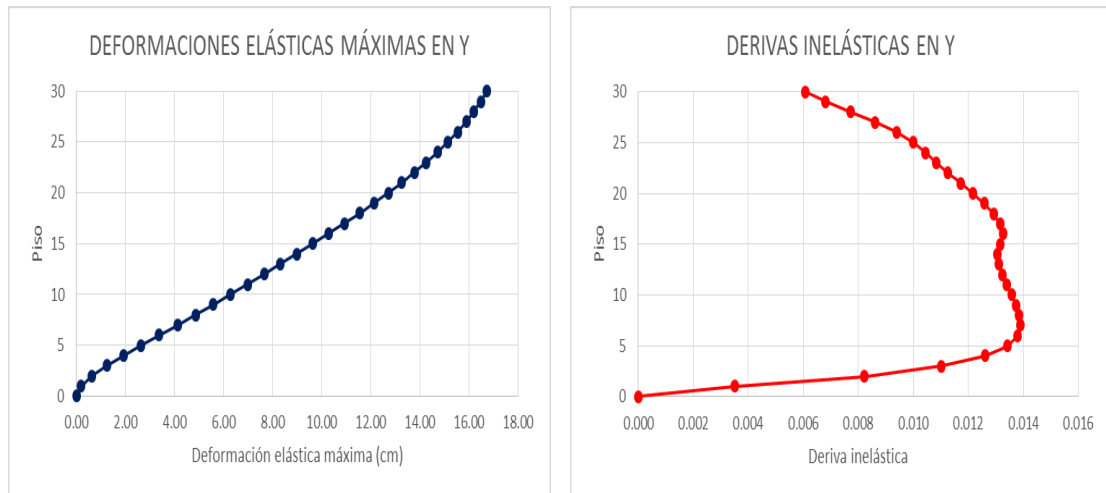


Figura 82. Deformaciones elástica máxima y derivas inelásticas en Y para edificio convencional de 30 pisos

2.20.4. Resumen De Resultados

Tabla 45.
Resumen de resultados

	5 Pisos	10 Pisos	15 Pisos	20 Pisos	30 Pisos
Periodo de vibración (s)	0.935	1.583	2.223	2.776	3.92
Corte basal (t)	283.19	333.69	369.40	397.62	462.76
Desplazamiento elástico máximo en último piso (cm)	3.96	6.61	9.35	11.41	16.73
Deriva inelástica máxima en X	0.018	0.016	0.015	0.014	0.013
Deriva inelástica máxima en Y	0.019	0.017	0.016	0.014	0.014

2.21. RESULTADOS DEL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

2.21.1. Sección Definitiva Para Vigas Secundarias

La sección mostrada en la Figura 83 se utiliza para las vigas secundarias de todos los modelos.

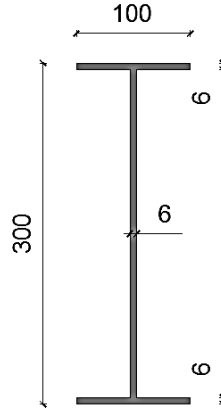


Figura 83. Sección de vigas secundarias (unidades en mm)

En la Figura 84 se muestra el nivel de esfuerzo al que se ven sometidas las vigas secundarias durante la etapa de construcción y durante su vida útil cuando trabaja como una sección compuesta. Las vigas secundarias están sometidas a un nivel de esfuerzo máximo de 0.965 durante la etapa de construcción.

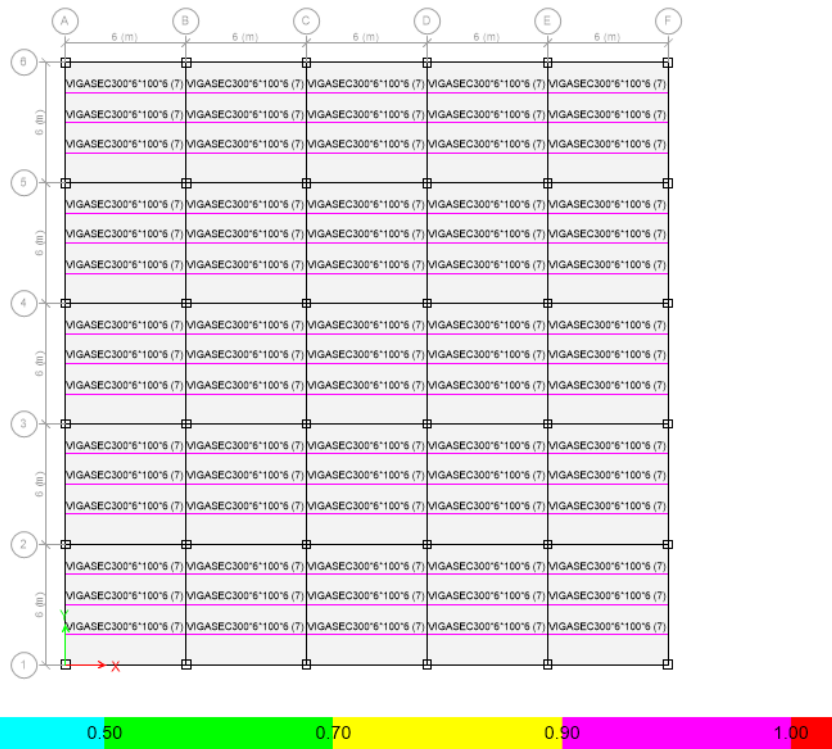


Figura 84. Nivel de esfuerzos en vigas secundarias

2.21.2. Secciones Definitivas Para Vigas Principales (Unidades en mm)

	1 ^{ro} y 2 ^{do} piso	3 ^{ro} al 5 ^{to} piso
EDIFICIO DE 5 PISOS		

Figura 85. Secciones de vigas principales en edificio de 5 pisos

	1 ^{ro} y 6 ^{to} piso	7 ^{mo} al 10 ^{mo} piso
EDIFICIO DE 10 PISOS		

Figura 86. Secciones de vigas principales en edificio de 10 pisos

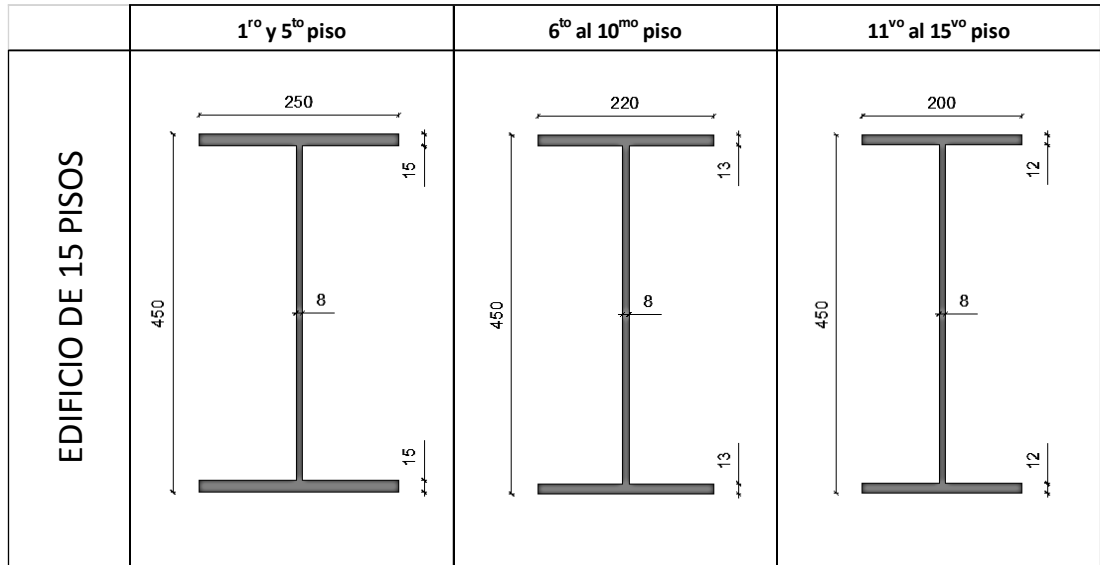


Figura 87. Secciones de vigas principales en edificio de 15 pisos

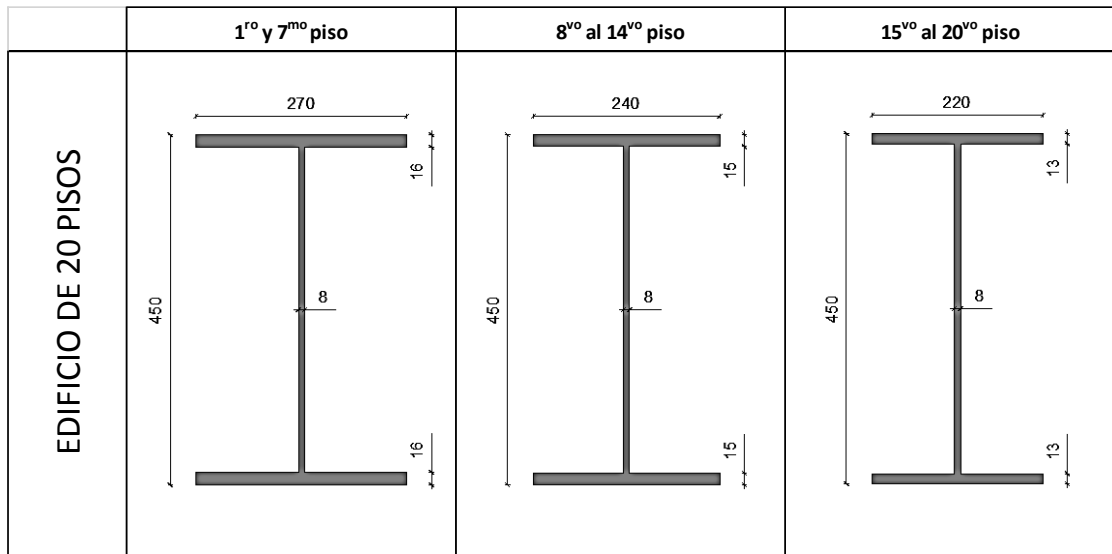


Figura 88. Secciones de vigas principales en edificio de 20 pisos

	1 ^{ro} y 14 ^{vo} piso	15 ^{vo} al 23 ^{vo} piso	24 ^{vo} al 30 ^{vo} piso
EDIFICIO DE 30 PISOS			

Figura 89. Secciones de vigas principales en edificio de 30 pisos

2.21.3. Secciones Definitivas Para Las Columnas (Unidades en mm)

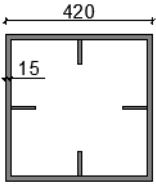
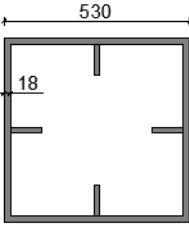
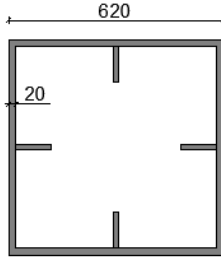
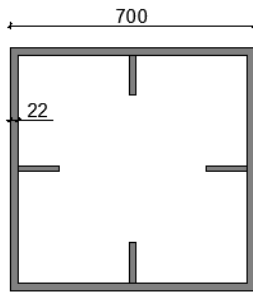
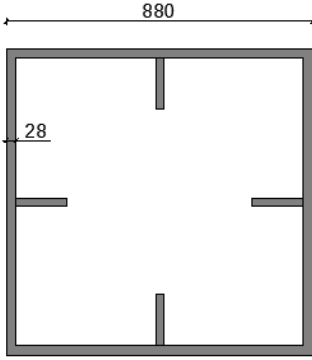
	Sección de columna
EDIFICIO 5 PISOS	
EDIFICIO 10 PISOS	
EDIFICIO 15 PISOS	
EDIFICIO 20 PISOS	
EDIFICIO 20 PISOS	

Figura 90. Secciones de columnas para los cinco modelos

CAPÍTULO III MODELACIÓN DE AISLADORES DE BASE EN LOS EDIFICIOS

3.1. INTRODUCCIÓN

Uno de los aprendizajes más significativos que dejó la experiencia de los terremotos de Northridge y Kobe, fue el exitoso desempeño sísmico de las estructuras aisladas en su base. Este antecedente motivó el desarrollo y uso de los sistemas de aislación basal en edificios y puentes en todo el mundo.

Los resultados de las investigaciones realizadas y las recomendaciones para el análisis, diseño y construcción de estructuras con sistemas de aislación basal se recogen en el Código Americano de Diseño antiguamente conocido como Uniform Building Code (U.B.C.), International Building Code (I.B.C.) en la actualidad, y éste ha sido la base para el desarrollo de normativa específica de este tipo de estructuras como es el caso del Código Americano ASCE 7-10, específicamente en su Capítulo 17.

En Latinoamérica, países como Chile y Perú presentan el mayor desarrollo e implantación de estructuras con sistemas de aislación basal. Chile es un país que presenta un gran desarrollo en temas de Ingeniería Sísmica debido a que es un territorio con una gran amenaza, lo que ha llevado a la adaptación del Código I.B.C. a su realidad sísmica, disponiendo de una norma específica para estructuras aisladas, conocida como NCh2745-2003, la cual es parte de la bibliografía de esta investigación.

En el Ecuador no se dispone de una normativa específica para el diseño y construcción de estructuras con aislamiento basal, debido especialmente a la falta de agentes involucrados en el desarrollo y la ejecución de este tipo de proyectos. La normativa NEC-SE-DS hace referencia a este tipo de estructuras, pero no es clara, sino que establece y menciona a las normas americanas como referencia para el diseño de estas estructuras.

En el presente capítulo se coloca aisladores de caucho de alto amortiguamiento en la base de todas las columnas de las estructuras planteadas en el Capítulo II, determinando los parámetros necesarios para modelar estos

dispositivos en ETABS 2015, para lo cual se hace necesario un predimensionamiento de los mismos.

3.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO

Como se ha visto en el Capítulo II de este estudio, la filosofía de diseño sismorresistente convencional está basada en evitar la pérdida de vidas humanas a través de impedir el colapso de la estructura, sin limitar el daño estructural que el evento sísmico cause en ésta; es decir, que el daño en elementos estructurales y no estructurales es probable en una estructura convencional.

En la actualidad las tendencias mundiales se dirigen no sólo a la protección de la vida durante un sismo severo, sino también a la funcionalidad y operatividad de la estructura, protección de los contenidos e inclusive la protección de la inversión del proyecto; aspectos que conllevan a criterios de diseño más estrictos y que motivan el uso de sistemas de aislación basal en todo tipo de estructuras para alcanzar niveles de desempeño sísmico adecuados.

La reducción de los daños producidos en una estructura aislada es posible debido a que ésta se mantendrá esencialmente en el rango elástico o muy cercano a éste durante el sismo de diseño, debido a que la deformación se concentra en el nivel de aislación, reduciendo las aceleraciones, deformaciones y los esfuerzos que son los causantes de los daños en la superestructura.

La Norma ASCE 7-10 establece un coeficiente de modificación de respuesta (R) reducido para el diseño de la superestructura con sistema de aislación basal. El valor reducido de R de la estructura aislada (R_I) según ASCE 7-10 es de $3/8$ de R de la estructura convencional pero con un valor máximo de 2. El valor de R_I intenta mantener a la estructura esencialmente en el rango elástico, cumpliendo así la filosofía de diseño de este tipo de estructuras.

El sistema de aislamiento sísmico reduce dramáticamente las demandas de ductilidad de la superestructura, lo cual se ve reflejado en el valor reducido de R establecido por la norma; inclusive, sistemas resistentes sísmicos ordinarios e intermedios podrían utilizarse para reducir costos de construcción manteniendo los beneficios y confiabilidad en el desempeño de estructuras con aislación basal.

El diseño de una estructura aislada debe ser comprobado para dos niveles sísmicos: un nivel sísmico de diseño y un nivel sísmico máximo posible. El sismo de diseño tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y es el que comúnmente se utiliza en el diseño de estructuras convencionales. El diseño y desempeño de la estructura aislada deberá comprobarse analítica y experimentalmente para el sismo máximo posible (probabilidad de 2% en 50 años) debido a que la falla en el sistema de aislación compromete la estabilidad vertical de la estructura.

La filosofía de diseño de una estructura aislada debe cumplir con los siguientes objetivos de desempeño:

- Resistir sismos pequeños y moderados sin daño en elementos estructurales, no estructurales y contenidos del edificio.
- Resistir sismos severos sin que se produzca falla en el sistema de aislación, daño significativo en elementos estructurales, daño masivo en elementos no estructurales e interrupción de la operatividad de la estructura.

Las normas concuerdan que el factor de importancia (I) para una estructura con aislación basal debe ser igual a 1 sin importar la categoría de ocupación de la estructura. El no utilizar distintos factores de acuerdo a la categoría de ocupación reconoce el nivel de desempeño que se alcanza con el sistema de aislación, el cual es limitar el daño y lograr funcionalidad luego de un sismo severo para todo tipo de estructuras.

3.3. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS

En este capítulo se modelarán aisladores elastoméricos bajo todas las columnas de las estructuras planteadas en el Capítulo II. Se escogen aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR), los cuales están hechos de un compuesto especial de caucho que permiten alcanzar valores de amortiguamiento entre 10 y 20% del crítico.

El dimensionamiento de los aisladores de base permite determinar los parámetros que requiere el programa ETABS 2015 para modelar estos

dispositivos. A continuación se presenta un procedimiento paso a paso para dimensionar los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento para el edificio de 5 pisos. El mismo procedimiento se realizó para los demás modelos cuyos resultados se resumen en tablas posteriores.

En la Tabla 46 se presenta los datos preliminares obtenidos del modelo de 5 pisos analizado en el Capítulo II, necesarios para el dimensionamiento de los aisladores sísmicos de alto amortiguamiento.

Tabla 46.
Datos preliminares obtenidos del modelo de 5 pisos

Datos preliminares	Valor	Unidad
Número de aisladores que utilizará el sistema (N)	36	u
Peso total de la estructura (W)	2644.95	Ton.
Periodo objetivo deseado (T_D)	2.5	Segundos
Carga máxima bajo la cual actúa el aislador ($P_{m\acute{a}x}$)	186.49	Ton.
Carga mínima bajo la cual actúa el aislador ($P_{m\acute{i}n}$)	28.07	Ton.
Factor de reducción del sistema estructural (R_i)	2	

En la Tabla 47 se muestra las propiedades que presentan los aisladores HDR, las cuales han sido obtenidas del catálogo de la empresa americana distribuidora de aisladores de base “Dynamic Isolation Systems” (DIS).

Tabla 47.
Propiedades de los aisladores HDR

Propiedades de los aisladores HDR		
Propiedades	Valor	Unidad
Módulo de rigidez a cortante	40	t/m ²
Amortiguamiento	10	%
Deformación de corte máxima admisible	250	%
Esfuerzo admisible de compresión	70	kg/cm ²
Módulo de elasticidad volumétrico	2000	Mpa

El diseño de los aisladores sísmicos es un proceso iterativo que consiste en imponerse un periodo objetivo para la estructura aislada, a partir del cual se calcula la rigidez lateral y el desplazamiento de diseño del centro de rigidez del

sistema de aislación. La rigidez lateral total del sistema y el desplazamiento de diseño correspondiente al periodo objetivo de la estructura aislada se calcula mediante las fórmulas establecidas en el Capítulo 17 del Código ASCE 7-10 para el procedimiento de la carga lateral equivalente.

3.3.1. Procedimiento De Diseño De Aisladores Elastoméricos De Alto Amortiguamiento (HDR)

Paso 1 Cálculo de la rigidez lateral del sistema de aislación

La rigidez lateral total del sistema correspondiente al periodo objetivo de la estructura aislada se estima mediante la fórmula 17.5-2 establecida en ASCE 7-10:

Ec. 3. 1

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{H\ total} \cdot g}}$$

Donde:

W : Peso efectivo sísmico de la estructura sobre el interfaz de aislación, el cual debe definirse como se estableció en el Capítulo II de este trabajo.

$K_{H\ total}$: Rigidez lateral total del sistema.

g : Aceleración de la gravedad

Despejando la rigidez lateral:

Ec. 3. 2

$$k_{H\ total} = \frac{4\pi^2 W}{T^2 g} = \frac{4\pi^2 * 2644.95\ t}{(2.5\ seg)^2 * 9.81\ m/s^2}$$

$$k_{H\ total} = 1703.05\ t/m$$

Para el caso de este estudio se establece un valor individual idéntico para cada uno de los 36 aisladores de base.

$$k_H = \frac{1703.05 \text{ t/m}}{36 \text{ u.}} = 47.31 \text{ t/m}$$

Paso 2 Cálculo del desplazamiento de diseño del centro de rigidez del sistema de aislación

El desplazamiento de diseño se determina con la ecuación y 17.5-1 establecida en ASCE 7-10:

Ec. 3. 3

$$D_D = \frac{gS_{D1}T_D}{4\pi^2 B_D}$$

Donde:

S_{D1} : Aceleración espectral de diseño para periodo de 1 segundo

T_D : Periodo efectivo de la estructura aislada

B_D : Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo del sistema de aislación, establecido en la Tabla 17.5-1 del Código ASCE 7-10

Tabla 48. Coeficientes de amortiguamiento

Table 17.5-1 Damping Coefficient, B_D or B_M

Effective Damping, β_D or β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_D or B_M Factor
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

Fuente: Norma ASCE 7-10

$$D_D = \frac{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.71 * 2.5 \text{ seg}}{4\pi^2 * 1.2} = 0.368 \text{ m}$$

Paso 3 Suma de las alturas de las capas de caucho

La altura mínima de las capas de caucho es función de los desplazamientos, los cuales son limitados por el fabricante para mantener las distorsiones dentro de cierto rango. Una vez obtenido el desplazamiento de diseño es posible determinar la altura total de las capas de caucho (t_r) mediante datos proporcionados por los fabricantes de estos dispositivos. En el catálogo de DIS se establece una deformación de corte máxima admisible $\gamma_s = 250\%$, por lo tanto:

Ec. 3. 4

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_s}$$

$$t_r = \frac{0.368 \text{ m}}{2.50} = 0.147 \text{ m}$$

El número de capas y la altura total de las capas de caucho influyen directamente en la rigidez lateral del sistema de aislación. Por lo tanto la elección del número de capas de caucho se define para alcanzar una adecuada rigidez lateral que permita alcanzar el periodo objetivo. Las capas de caucho disponibles tienen un espesor de 1 cm cada una, para este caso se utilizarán 19 capas, obteniéndose una altura total superior a la requerida de 19 cm.

Paso 4 Cálculo del área en planta que necesita el aislador

Para determinar el área total en planta que requiere cada goma de caucho se revisan dos estados de esfuerzos, éstos son su capacidad a compresión debida a la fuerza axial máxima aplicada por la estructura, y su resistencia a cortante medida mediante su rigidez horizontal que se opone a la fuerza lateral sísmica.

El área que necesita el aislador para resistir la máxima carga de compresión, asumiendo que no existe una excentricidad, se calcula de la siguiente forma:

Ec. 3. 5

$$A_{comp.} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\sigma_{adm}}$$

Estos dispositivos suelen tener resistencias admisibles a la compresión entre 70 a 100 kg/cm², según el catálogo antes mencionado, por lo tanto:

$$A_{comp.} = \frac{186.65 \text{ t}}{700 \text{ t/m}^2} = 0.266 \text{ m}^2$$

El área requerida para cortante se determina mediante la fórmula que se deduce de la resistencia de materiales y se calcula de la siguiente manera:

Ec. 3. 6

$$A_{corte} = \frac{k_H \cdot tr}{G}$$

$$A_{corte} = \frac{47.31 \text{ t/m} * 0.19 \text{ m}}{40 \text{ t/m}^2} = 0.225 \text{ m}^2$$

Se escoge la mayor sección requerida, en este caso:

$$A_{comp.} = 0.266 \text{ m}^2$$

Paso 5 Cálculo del diámetro exterior del aislador

Los aisladores a utilizar tienen una sección circular, por lo que el diámetro requerido para cada aislador es:

Ec. 3. 7

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.267}{\pi}} = 0.582 \text{ m}$$

Se escoge un diámetro comercial de acuerdo al catálogo seleccionado. Para este caso se escoge un diámetro:

$$D = 0.60 \text{ m}$$

Esto implica un área mayor a la requerida e igual a:

$$A = 0.283 \text{ m}^2$$

En este punto se debe notar que debido a que se elige un área mayor debido a los diámetros comerciales disponibles, el sistema tiende a rigidizarse y por lo tanto el periodo objetivo calculado mediante el método de la fuerza estática equivalente se reducirá. Por lo tanto es necesario recalculer las propiedades del aislador con la sección comercial de caucho a utilizar.

Paso 6 Recálculo de la rigidez lateral de cada aislador

La nueva rigidez horizontal de cada aislador se calcula despejando de la ecuación 3.6.

$$k_H = \frac{G \cdot A}{tr}$$

$$k_H = \frac{40 \text{ t/m}^2 * 0.283 \text{ m}^2}{0.19 \text{ m}} = 59.53 \text{ t/m}$$

Paso 7 Cálculo de la rigidez compuesta del sistema de aislamiento

$$k_{H \text{ total}} = 59.53 \frac{\text{t}}{\text{m}} * 36 \text{ u.} = 2142.90 \text{ t/m}$$

Paso 8 Cálculo del periodo real del sistema de aislamiento

Esto conduce a obtener un nuevo periodo objetivo:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{H\ total} \cdot g}}$$

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{2644.95\ t}{2142.90\ t/m \cdot 9.81\ m/s^2}} = 2.23\ seg.$$

Paso 9 Cálculo del desplazamiento de diseño real del sistema de aislamiento

El incremento de la rigidez del sistema reduce también el desplazamiento de diseño:

$$D_D = \frac{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.71 * 2.23\ seg}{4\pi^2 * 1.2} = 0.328\ m$$

Paso 10 Cálculo del desplazamiento de diseño con efectos de torsión

Para efectos de prediseño se puede asumir que el desplazamiento de diseño se incrementa en un 10% por efectos de torsión.

Ec. 3. 8

$$D_{TD\ Norma} = 1.1 D_D$$

$$D_{TD\ Norma} = 1.1 \cdot 0.328\ m = 0.36\ m$$

Paso 11 Cálculo del cortante de diseño de la superestructura

El cortante de diseño de la superestructura se determina con la fórmula 17.5-8 del Capítulo 17 del Código ASCE 7-10 para el método de la carga estática equivalente:

Ec. 3. 9

$$V_S = \frac{k_{H\ Total} \cdot D_D}{R_I}$$

$$V_s = \frac{2142.90 \text{ t/m} \cdot 0.328 \text{ m}}{2} = 351.08 \text{ t}$$

Con el corte basal de diseño y el peso reactivo sísmico de la estructura se calcula el coeficiente sísmico para ingresarlo en el programa ETABS 2015.

Ec. 3. 10

$$C_s = \frac{V_s}{W}$$

$$C_s = \frac{351.08 \text{ t}}{2644.95 \text{ t}} = 0.133$$

Paso 12 Proceso para determinar los detalles de los aisladores según lo establece la Norma Chilena Nch2745-2003

a) Cálculo del tamaño relativo de una lámina de goma mediante el factor de forma (S)

Los aisladores de base son dispositivos que tienen una rigidez vertical muy elevada debida a las placas de acero intercaladas entre las láminas de goma. El factor de forma (S) es una medida que determina si el espesor de cada lámina de goma garantiza una rigidez vertical adecuada, para lo cual según la normativa chilena éste debe ser mayor a 10 y se lo calcula de la siguiente manera:

Ec. 3. 11

$$S = \frac{De}{4 \cdot tr}$$

$$S = \frac{0.60 \text{ m}}{4 \cdot 0.01 \text{ m}} = 15 > 10 \text{ OK}$$

b) Cálculo del módulo de compresión del conjunto caucho – acero

Para el caso de un aislador circular el módulo de compresión (E_c) se calcula con la siguiente fórmula:

Ec. 3. 12

$$\frac{1}{Ec} = \left(\frac{1}{6G \cdot S^2} + \frac{4}{3K} \right)$$

Donde:

S : Factor de forma del aislador

K : Módulo de compresibilidad del caucho (típicamente puede adoptarse un valor de 2000 MPa)

$$Ec = \left(\frac{1}{6 \cdot 40 \text{ t/m}^2 \cdot 15^2} + \frac{4}{3 \cdot 200000 \text{ t/m}^2} \right)^{-1} = 39705.88 \text{ t/m}^2$$

c) Cálculo de la rigidez vertical de los aisladores

Según la normativa chilena la rigidez vertical de cada aislador se calcula con la siguiente fórmula:

Ec. 3. 13

$$k_v = \frac{Ec \cdot A}{tr}$$

$$k_v = \frac{39705.88 \text{ t/m}^2 \cdot 0.283 \text{ m}^2}{0.19 \text{ m}} = 59087.23 \text{ t/m}$$

d) Altura total del aislador sin placas de anclaje

Las planchas de acero que se intercalan entre las capas de caucho tienen un espesor comercial (ts) de 3 mm. La altura del aislador puede calcularse de la siguiente manera:

Ec. 3. 14

$$H = hr + (n - 1) \cdot ts$$

De donde:

H : Altura total del aislador sin placas de anclaje

hr : Altura de las capas de goma

n : Número de capas de goma

t_s : Espesor de las láminas de acero

$$H = 0.19 \text{ m} + (19 - 1) \cdot 0.003 \text{ m} = 0.244 \text{ m}$$

Paso 13 Procedimiento para determinar el coeficiente de seguridad a pandeo

Un aspecto importante que debe revisarse es el pandeo de las planchas de acero, para lo cual es necesario calcular un factor de seguridad de la siguiente manera:

a) Cálculo de la inercia del disco de acero

Se determina la inercia de una lámina de acero que para este caso tiene un diámetro (\emptyset_s) de 0.59 m. asumiendo un recubrimiento de goma de 0.5 cm.

Ec. 3. 15

$$I = \frac{\pi}{4} \left(\frac{\emptyset_s}{2} \right)^4$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left(\frac{0.59 \text{ m}}{2} \right)^4 = 0.005948 \text{ m}^4$$

La carga de pandeo de Euler de cada aislador es:

Ec. 3. 16

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot I}{3 \cdot t r^2}$$

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot 39705.88 \text{ t/m}^2 \cdot 0.005948 \text{ m}^4}{3 \cdot 0.19^2} = 21523.06 \text{ t}$$

b) Cálculo de la rigidez efectiva a cortante

El área efectiva a cortante del aislador es:

Ec. 3. 17

$$A_s = A \cdot \left(\frac{tr + t_{acero}}{tr} \right)$$

$$A_s = 0.283 \text{ m}^2 \cdot \left(\frac{0.19 \text{ m} + (19 - 1) \cdot 0.003 \text{ m}}{0.19 \text{ m}} \right) = 0.363 \text{ m}^2$$

La rigidez efectiva a cortante (P_s) de cada aislador puede calcularse de la siguiente manera:

Ec. 3. 18

$$P_s = G \cdot A_s$$

$$P_s = 40 \text{ t/m}^2 \cdot 0.363 \text{ m}^2 = 14.52 \text{ t}$$

c) Cálculo de la carga crítica para cada aislador

La carga crítica puede estimarse de la siguiente manera:

Ec. 3. 19

$$P_{CRITICA} = \sqrt{P_E \cdot P_S}$$

$$P_{CRITICA} = \sqrt{21523.06 \text{ t} \cdot 14.52 \text{ t}} = 559.11 \text{ t}$$

d) Cálculo del factor de seguridad al pandeo

Se calcula el factor de seguridad el cual debe ser mayor a 2:

Ec. 3. 20

$$FS = \frac{P_{CRITICA}}{P_{m\acute{a}x}}$$

$$FS = \frac{559.11 \text{ t}}{186.65 \text{ t}} = 3.00 > 2 \text{ OK}$$

3.3.2. Resumen De Resultados Del Dimensionamiento De Los Aisladores Elastoméricos Para Los Edificios De 5, 10, 15, 20 Y 30

EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 49.
Resumen de resultados para aisladores de edificio de 5 pisos

Característica	HDRB	Unidad
Número de aisladores del sistema	36	u
Diámetro del caucho	0.60	m
Espesor de cada capa de caucho	0.01	m
Número de capas de caucho	19	u
Altura total del caucho	0.19	m
Diámetro de los discos de acero	0.59	m
Espesor de los discos de acero	3	mm
Número de discos de acero	18	u
Altura total de los discos de acero	0.054	m
Espesor de la placa de anclaje	0.031	m
Altura total de cada aislador	0.306	m
Rigidez horizontal	59.525	Ton/m
Rigidez vertical	59087.23	Ton/m

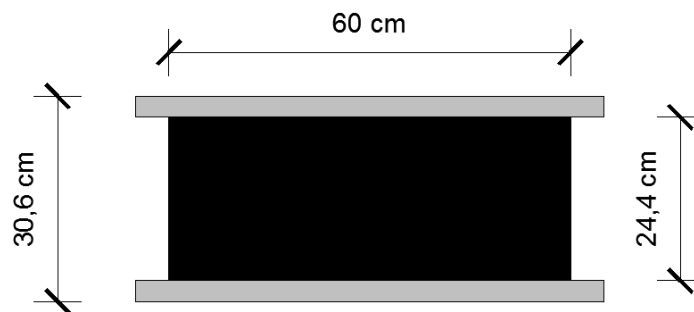


Figura 91. Dimensiones del aislador para el edificio de 5 pisos

EDIFICIO DE 10 PISOS

Tabla 50.
Resumen de resultados para aisladores de edificio de 10 pisos

Característica	HDRB	Unidad
Número de aisladores del sistema	36	u
Diámetro del caucho	0.85	m
Espesor de cada capa de caucho	0.01	m
Número de capas de caucho	25	u
Altura total del caucho	0.25	m
Diámetro de los discos de acero	0.84	m
Espesor de los discos de acero	3	mm
Número de discos de acero	24	u
Altura total de los discos de acero	0.072	m
Espesor de la placa de anclaje	0.038	m
Altura total de cada aislador	0.398	m
Rigidez horizontal	90.792	Ton/m
Rigidez vertical	142809.67	Ton/m

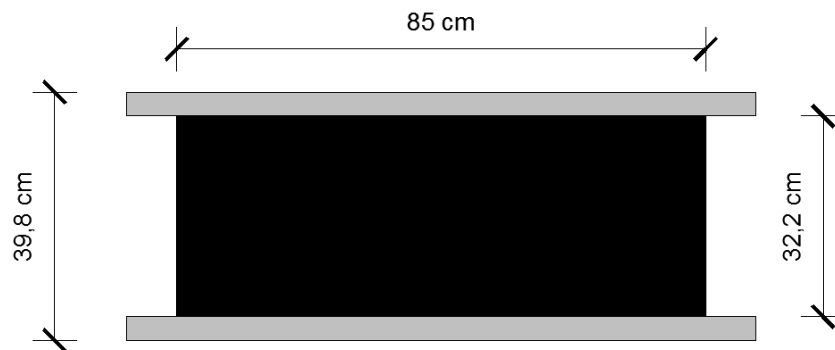


Figura 92. Dimensiones del aislador para el edificio de 10 pisos

EDIFICIO DE 15 PISOS

Tabla 51.
Resumen de resultados para aisladores de edificio de 15 pisos

Característica	HDRB	Unidad
Número de aisladores del sistema	36	u
Diámetro del caucho	1.05	m
Espesor de cada capa de caucho	0.01	m
Número de capas de caucho	34	u
Altura total del caucho	0.34	m
Diámetro de los discos de acero	1.04	m
Espesor de los discos de acero	3	mm
Número de discos de acero	33	u
Altura total de los discos de acero	0.099	m
Espesor de la placa de anclaje	0.044	m
Altura total de cada aislador	0.527	m
Rigidez horizontal	101.871	Ton/m
Rigidez vertical	200319.59	Ton/m

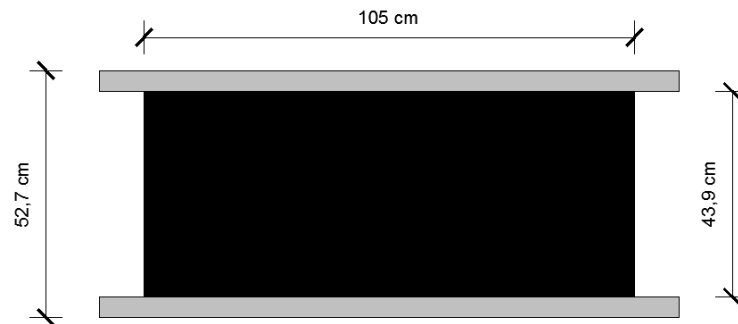


Figura 93. Dimensiones del aislador para el edificio de 15 pisos

EDIFICIO DE 20 PISOS

Tabla 52.
Resumen de resultados para aisladores de edificio de 20 pisos

Característica	HDRB	Unidad
Número de aisladores del sistema	36	u
Diámetro del caucho	1.26	m
Espesor de cada capa de caucho	0.01	m
Número de capas de caucho	41	u
Altura total del caucho	0.41	m
Diámetro de los discos de acero	1.25	m
Espesor de los discos de acero	3	mm
Número de discos de acero	40	u
Altura total de los discos de acero	0.12	m
Espesor de la placa de anclaje	0.044	m
Altura total de cada aislador	0.618	m
Rigidez horizontal	121.649	Ton/m
Rigidez vertical	279886.74	Ton/m



Figura 94. Dimensiones del aislador para el edificio de 20 pisos

EDIFICIO DE 30 PISOS

Tabla 53.
Resumen de resultados para aisladores de edificio de 30 pisos

Característica	HDRB	Unidad
Número de aisladores del sistema	36	u
Diámetro del caucho	1.55	m
Espesor de cada capa de caucho	0.01	m
Número de capas de caucho	50	u
Altura total del caucho	0.5	m
Diámetro de los discos de acero	1.54	m
Espesor de los discos de acero	3	mm
Número de discos de acero	49	u
Altura total de los discos de acero	0.147	m
Espesor de la placa de anclaje	0.051	m
Altura total de cada aislador	0.749	m
Rigidez horizontal	150.954	Ton/m
Rigidez vertical	399705.20	Ton/m

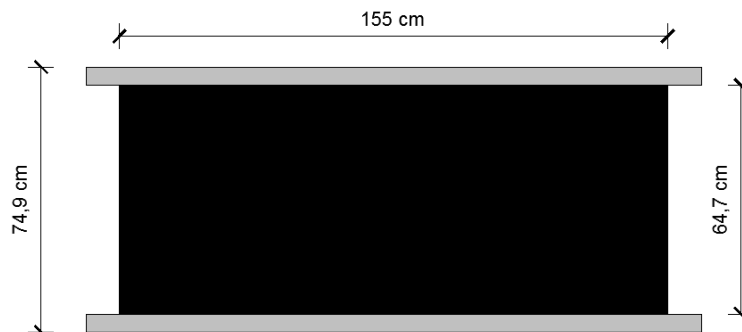


Figura 95. Dimensiones del aislador para el edificio de 30 pisos

3.4. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN DE AISLADORES DE ALTO AMORTIGUAMIENTO EN ETABS 2015

Los aisladores sísmicos pueden ser modelados en un software de análisis y diseño estructural como son ETABS y SAP2000 mediante un elemento “link” como se muestra en la Figura 96.

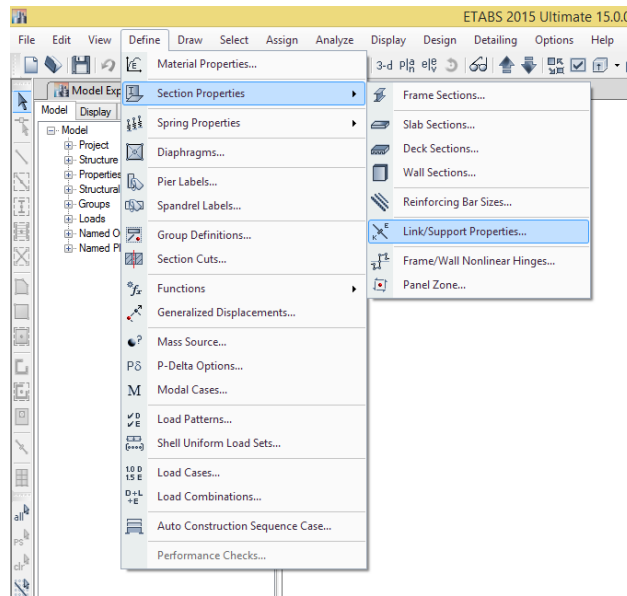


Figura 96. Modelamiento de aisladores como elemento “link”

El comportamiento de un apoyo elastomérico debe ser modelado como un elemento de histéresis bilineal como se muestra en la Figura 97. Este comportamiento puede ser evidenciado cuando se somete a este tipo de apoyos a ensayos de laboratorio dinámicos.

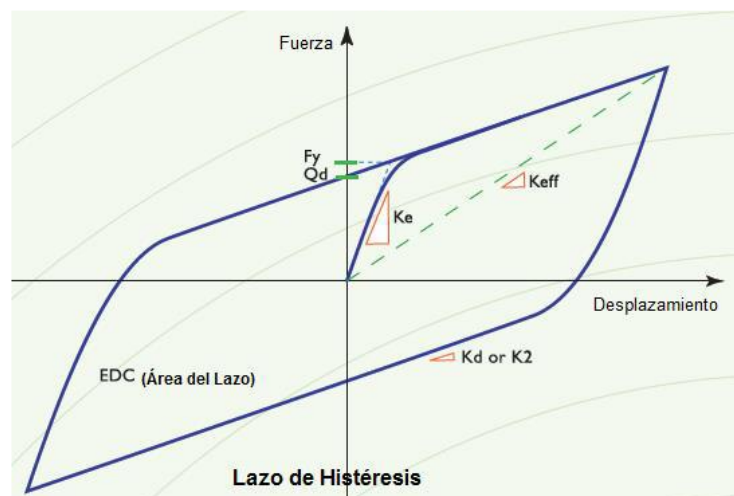


Figura 97. Comportamiento de histéresis bilineal de un apoyo elastomérico

Fuente: Catálogo DIS

En el lazo de histéresis se observa una rigidez efectiva (K_{eff}) o rigidez secante, la cual se requiere para un análisis modal espectral conjuntamente con el amortiguamiento viscoso equivalente, el cual se obtiene a partir de la cantidad de energía disipada por ciclo del aislador.

Las propiedades bilineales del aislador son utilizadas fundamentalmente cuando se realiza un análisis no lineal. Estas propiedades son la rigidez inicial (K_e), la fuerza de fluencia (F_y) y la rigidez secundaria (K_2 o K_d). Además de las propiedades mencionadas anteriormente, el programa requiere una rigidez vertical para describir y modelar el elemento “link” que representa al aislador.

Los valores típicos y propiedades de los aisladores sísmicos pueden verse en la Tabla 54 obtenida del catálogo de la empresa americana “Dynamic Isolation Systems” quienes han distribuido, ayudado en el desarrollo de normativa y apoyo en el diseño y análisis de sistemas de aislación sísmica desde la década de 1980. En proyectos reales esta empresa puede proporcionar parámetros específicos para el modelado y ayudar con la puesta a punto del sistema a lo largo del proceso de diseño y construcción.

Tabla 54.
Propiedades de diseño de aisladores elastoméricos

Diámetro Aislador, D_i (mm)	PROPIEDADES DE DISEÑO			Desplazamiento Máximo, D_{max} (mm)	Capacidad Carga Axial P_{max} (kN)
	Rigidez Productiva, K_d (kN/mm)	Resistencia Características Q_d (kN)	Rigidez a la compresión, K_v (kN/mm)		
305	0.2-0.9	0.65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0.65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0.110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0.110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0.180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0.180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0.220	>700	410	2,700
700	0.5-4.2	0.220	>800	460	3,100
750	0.7-4.7	0.265	>900	460	3,600
800	0.7-5.3	0.265	>1,000	510	4,000
850	0.7-6.1	0.355	>1,200	560	4,900
900	0.7-6.1	0.355	>1,400	560	5,800
950	0.7-6.1	0.490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-6.3	0.490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-6.3	0.580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-6.5	0.665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-6.7	0.755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-7.0	0.890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-7.2	0.1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-7.4	0.1,025	>6,500	910	40,000

Fuente: Catálogo DIS

Los parámetros para la modelación de los sistemas de aislamiento en ETABS deben ser obtenidos de los lazos de histéresis producto de ensayos dinámicos de corte de aisladores prototipo. Sin embargo, cuando no se dispone de esta información, estas propiedades pueden ser estimadas mediante las fórmulas dadas en normas, para posteriormente ser verificadas y afinadas con los datos proporcionados por el fabricante de estos dispositivos.

A continuación se muestra las fórmulas que están dadas en la norma chilena, las cuales también pueden encontrarse en el International Building Code (IBC) para estimar dichas propiedades. El procedimiento utilizado es el siguiente:

Paso 1 Desplazamiento de fluencia del aislador (D_Y)

Se asume un desplazamiento de fluencia del aislador, el cual se puede aproximar a un valor que varía entre $0.05tr$ y $0.1tr$. Para este caso se eligió un desplazamiento de fluencia de $0.1tr$.

Paso 2 Cálculo la capacidad del aislador a deformación nula (Q_d)

Ec. 3. 21

$$Q_d = \frac{\pi \cdot \beta_{eff} \cdot k_{eff} \cdot D_D^2}{2(D_D - D_Y)}$$

Paso 3 Cálculo de la rigidez secundaria o rigidez post-fluencia del aislador

Ec. 3. 22

$$k_2 = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D}$$

Paso 4 Cálculo de la rigidez inicial de los aisladores

Según el catálogo de “Dynamic Isolation Systems” la rigidez secundaria se estima como un 10% de la rigidez inicial, por lo tanto:

Ec. 3. 23

$$k_e = 10 k_2$$

Paso 5 Cálculo de la fuerza de fluencia de los aisladores

Ec. 3. 24

$$F_y = Q_d + k_2 \cdot D_Y$$

3.4.1. Parámetros Para La Modelación De Los Aisladores Elastoméricos En Los Edificios De 5, 10, 15, 20 Y 30 Pisos

EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 55.
Parámetros para modelar los aisladores de base en edificio de 5 pisos

Propiedades	HDRB	Unidad
Rigidez vertical	59087.23	Ton/m
Rigidez efectiva lineal	59.52	Ton/m
Rigidez inicial	495.99	Ton/m
Fuerza de fluencia	4.19	Ton
Relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial	0.10	

EDIFICIO DE 10 PISOS

Tabla 56.
Parámetros para modelar los aisladores de base en edificio de 10 pisos

Propiedades	HDRB	Unidad
Rigidez vertical	142809.67	Ton/m
Rigidez efectiva lineal	90.79	Ton/m
Rigidez inicial	755.29	Ton/m
Fuerza de fluencia	7.70	Ton
Relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial	0.10	

EDIFICIO DE 15 PISOS

Tabla 57.
Parámetros para modelar los aisladores de base en edificio de 15 pisos

Propiedades	HDRB	Unidad
Rigidez vertical	200319.59	Ton/m
Rigidez efectiva lineal	101.87	Ton/m
Rigidez inicial	845.46	Ton/m
Fuerza de fluencia	10.59	Ton
Relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial	0.10	

EDIFICIO DE 20 PISOS

Tabla 58.

Parámetros para modelar los aisladores de base en edificio de 20 pisos

Propiedades	HDRB	Unidad
Rigidez vertical	279886.74	Ton/m
Rigidez efectiva lineal	121.65	Ton/m
Rigidez inicial	1007.40	Ton/m
Fuerza de fluencia	14.09	Ton
Relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial	0.10	

EDIFICIO DE 30 PISOS

Tabla 59.

Parámetros para modelar los aisladores de base en edificio de 30 pisos

Propiedades	HDRB	Unidad
Rigidez vertical	399705.20	Ton/m
Rigidez efectiva lineal	150.95	Ton/m
Rigidez inicial	1248.17	Ton/m
Fuerza de fluencia	20.33	Ton
Relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial	0.10	

3.5. MODELACIÓN DE LOS AISLADORES DE BASE EN LOS EDIFICIOS PROPUESTOS

Los aisladores de base se modelarán como elementos tipo “link”, para los cuales debe definirse las propiedades de estos dispositivos en las direcciones vertical (U1) y en las direcciones horizontales X (U2) y Y (U3). Las propiedades en la dirección horizontal pueden modelarse con comportamiento no lineal.

Link Property Data

General

Link Property Name: AISLADOR Link Type: Rubber Isolator

Link Property Notes: Modify/Show Notes... P-Delta Parameters: Modify/Show...

Total Mass and Weight

Mass: 0 tonf-s²/m Rotational Inertia 1: 0 tonf-m-s²

Weight: 0 tonf Rotational Inertia 2: 0 tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: 0 tonf-m-s²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All Clear All

OK Cancel

Figura 98. Definición de las propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal

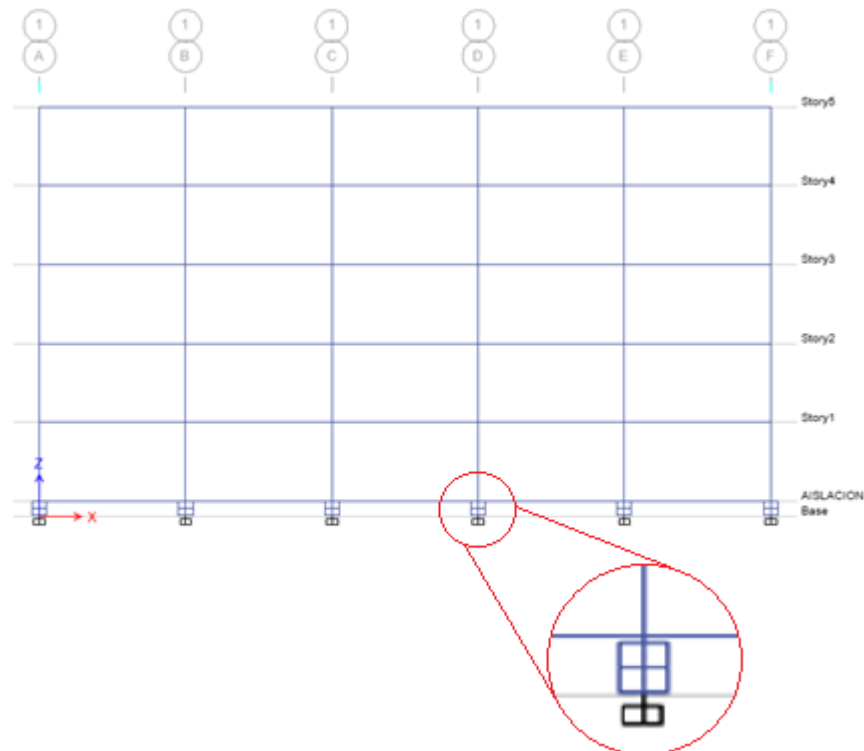


Figura 99. Detalle del aislador modelado en la base del edificio de 5 pisos en ETABS

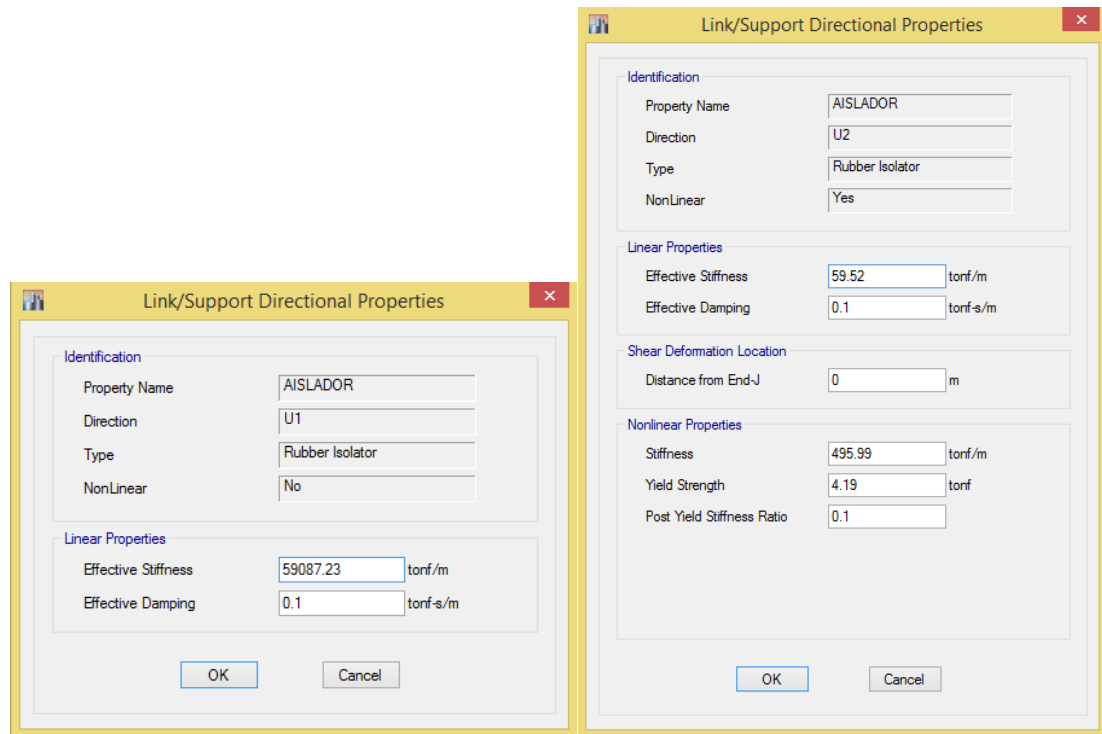
EDIFICIO DE 5 PISOS

Figura 100. Ingreso de propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal para el edificio de 5 pisos

EDIFICIO DE 10 PISOS

The figure displays two instances of the 'Link/Support Directional Properties' dialog box, used for configuring the properties of a rubber isolator in different directions.

Left Dialog (Direction U1):

- Identification:** Property Name: AISLADOR, Direction: U1, Type: Rubber Isolator, NonLinear: No.
- Linear Properties:** Effective Stiffness: 142809.67 tonf/m, Effective Damping: 0.1 tonf-s/m.
- Buttons:** OK, Cancel.

Right Dialog (Direction U2):

- Identification:** Property Name: AISLADOR, Direction: U2, Type: Rubber Isolator, NonLinear: Yes.
- Linear Properties:** Effective Stiffness: 90.79 tonf/m, Effective Damping: 0.1 tonf-s/m.
- Shear Deformation Location:** Distance from End-J: 0 m.
- Nonlinear Properties:** Stiffness: 755.29 tonf/m, Yield Strength: 7.7 tonf, Post Yield Stiffness Ratio: 0.1.
- Buttons:** OK, Cancel.

Figura 101. Ingreso de propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal para el edificio de 10 pisos

EDIFICIO DE 15 PISOS

The figure displays two instances of the 'Link/Support Directional Properties' dialog box, used for configuring the properties of a rubber isolator in different directions.

Left Dialog (Direction U1):

- Identification:** Property Name: AISLADOR, Direction: U1, Type: Rubber Isolator, NonLinear: No.
- Linear Properties:** Effective Stiffness: 200319.59 tonf/m, Effective Damping: 0.1 tonf-s/m.

Right Dialog (Direction U2):

- Identification:** Property Name: AISLADOR, Direction: U2, Type: Rubber Isolator, NonLinear: Yes.
- Linear Properties:** Effective Stiffness: 101.87 tonf/m, Effective Damping: 0.1 tonf-s/m.
- Shear Deformation Location:** Distance from End-J: 0 m.
- Nonlinear Properties:** Stiffness: 845.46 tonf/m, Yield Strength: 10.59 tonf, Post Yield Stiffness Ratio: 0.1.

Figura 102. Ingreso de propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal para el edificio de 15 pisos

EDIFICIO DE 20 PISOS

The figure displays two instances of the 'Link/Support Directional Properties' dialog box, showing the configuration for a rubber isolator in two different directions: U1 (left) and U2 (right).

Left Dialog (Direction U1):

- Property Name: AISLADOR
- Direction: U1
- Type: Rubber Isolator
- NonLinear: No
- Linear Properties:
 - Effective Stiffness: 279886.74 tonf/m
 - Effective Damping: 0.1 tonf-s/m

Right Dialog (Direction U2):

- Property Name: AISLADOR
- Direction: U2
- Type: Rubber Isolator
- NonLinear: Yes
- Linear Properties:
 - Effective Stiffness: 121.65 tonf/m
 - Effective Damping: 0.1 tonf-s/m
- Shear Deformation Location:
 - Distance from End-J: 0 m
- Nonlinear Properties:
 - Stiffness: 1007.4 tonf/m
 - Yield Strength: 14.09 tonf
 - Post Yield Stiffness Ratio: 0.1

Figura 103. Ingreso de propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal para el edificio de 20 pisos

EDIFICIO DE 30 PISOS

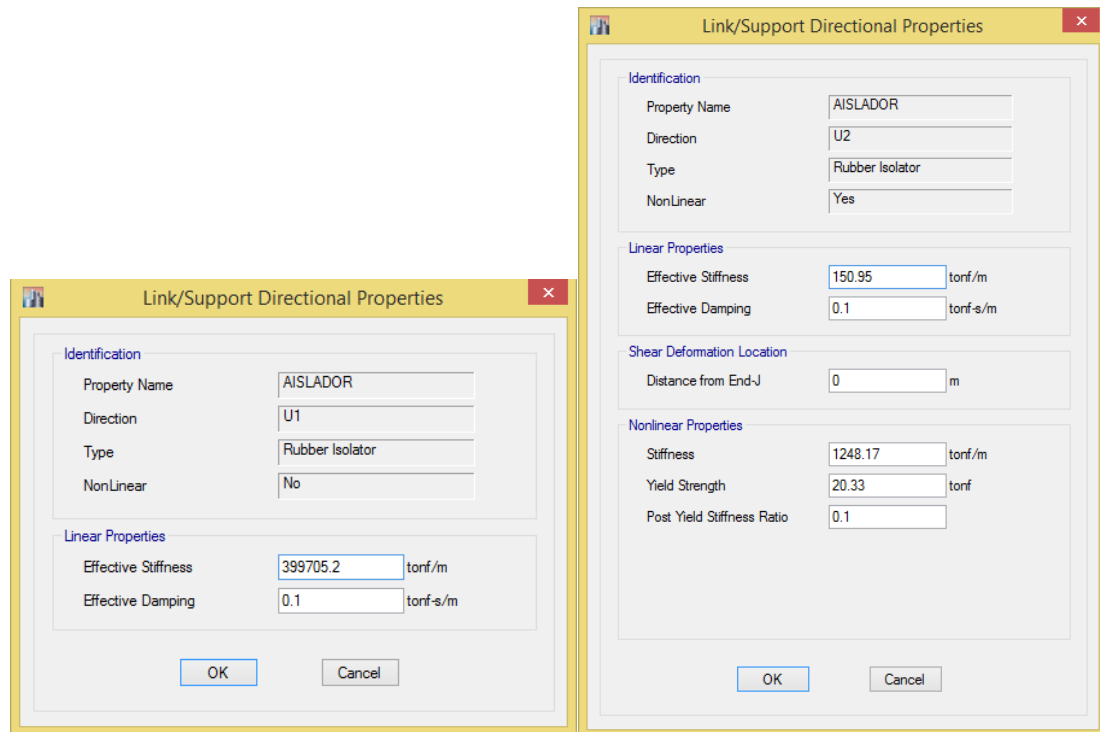


Figura 104. Ingreso de propiedades del aislador en dirección vertical y horizontal para el edificio de 30 pisos

3.6. ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS

En general las normas de diseño de estructuras aisladas sísmicamente permiten un análisis lineal de la estructura; sin embargo, recomiendan un análisis no lineal en el que pueda comprobarse la estabilidad del sistema de aislación ante variaciones de la carga vertical, la velocidad de aplicación de la carga, temperatura e inclusive el envejecimiento de los aisladores.

Dentro del análisis lineal, las normas permiten realizar análisis tanto estáticos como dinámicos. El análisis estático presenta varias restricciones, de manera que las normas prácticamente limitan el uso de este procedimiento para el diseño de estructuras aisladas; sin embargo, la relativa facilidad de este procedimiento permite realizar un diseño preliminar del sistema de aislación. Los procedimientos dinámicos como son el análisis de respuesta espectral y el análisis de historia en

el tiempo se recomiendan para estructuras flexibles y que presentan irregularidad tanto en planta como en elevación.

En el presente estudio se realizó un prediseño de los aisladores sísmicos mediante el procedimiento establecido por el análisis estático, para obtener los parámetros necesarios para modelar los aisladores de base en el programa ETABS 2015 y realizar un análisis de respuesta al espectro de aceleración. Los métodos a utilizar son suficientes para proporcionar una idea inicial de la factibilidad de estos sistemas.

3.6.1. Análisis Estático De Las Estructuras Aisladas

El análisis estático se realiza con los coeficientes sísmicos definidos en el numeral 3.3.1. en el paso 11 para cada estructura, el cual debe ingresarse al programa ETABS 2015 para calcular el cortante basal mediante el método de la carga estática equivalente.

3.6.2. Análisis Modal Espectral De Las Estructuras Aisladas

3.6.2.1. Definición Del Espectro De Diseño

Para el análisis modal espectral de las estructuras aisladas se realiza el mismo procedimiento del Capítulo II, con la diferencia de que el espectro de diseño se obtiene dividiendo el espectro elástico para un factor de modificación de respuesta (R_I), el cual se determina de la siguiente manera:

Ec. 3. 25

$$R_I = \frac{3}{8} \cdot R_{convencional}$$

$$R_I = \frac{3}{8} \cdot 8 = 3 > 2$$

$$\therefore R_I = 2$$

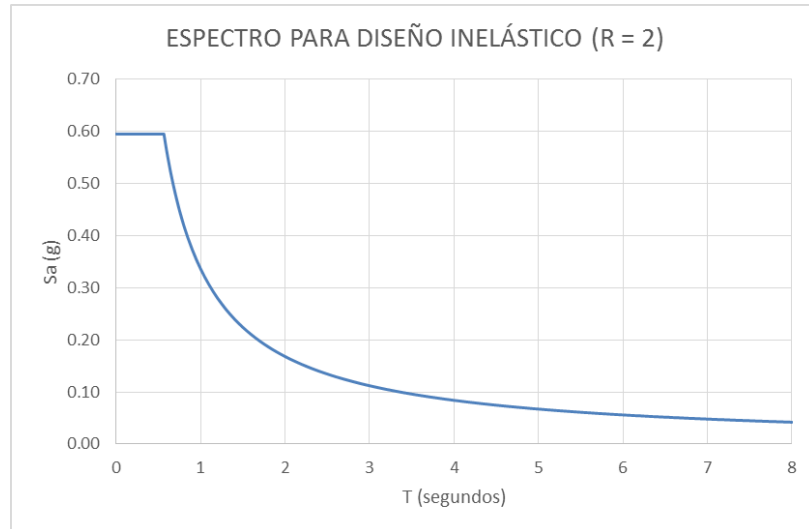


Figura 105. Espectro para diseño inelástico (R = 2)

3.7. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.7.1. Periodo De Vibración Fundamental De Las Estructuras Aisladas

Tabla 60.
Periodos de vibración de estructuras aisladas

Edificio (# de pisos)	Periodo estructura convencional (s)	Periodo objetivo de la estructura aislada (s)	Periodo alcanzado en la estructura aislada (s)
5	0.935	2.5	2.486
10	1.583	3	3.061
15	2.223	3.75	3.759
20	2.776	4.25	4.268
25	3.92	5.5	5.401

3.7.2. Derivas De Piso De Las Estructuras Aisladas

EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 61.
Derivas inelásticas del edificio aislado de 5 pisos

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M
5	16.20	3.24	24.33	0.001643	0.002	24.39	0.001696	0.003
4	12.96	3.24	23.81	0.002576	0.004	23.86	0.002645	0.004
3	9.72	3.24	23.00	0.003332	0.005	23.03	0.003414	0.005
2	6.48	3.24	21.93	0.00372	0.006	21.94	0.003799	0.006
1	3.24	3.24	20.73	0.00312	0.005	20.71	0.003162	0.005
AI SLAC.	0	-	19.73	-	-	19.70	-	-

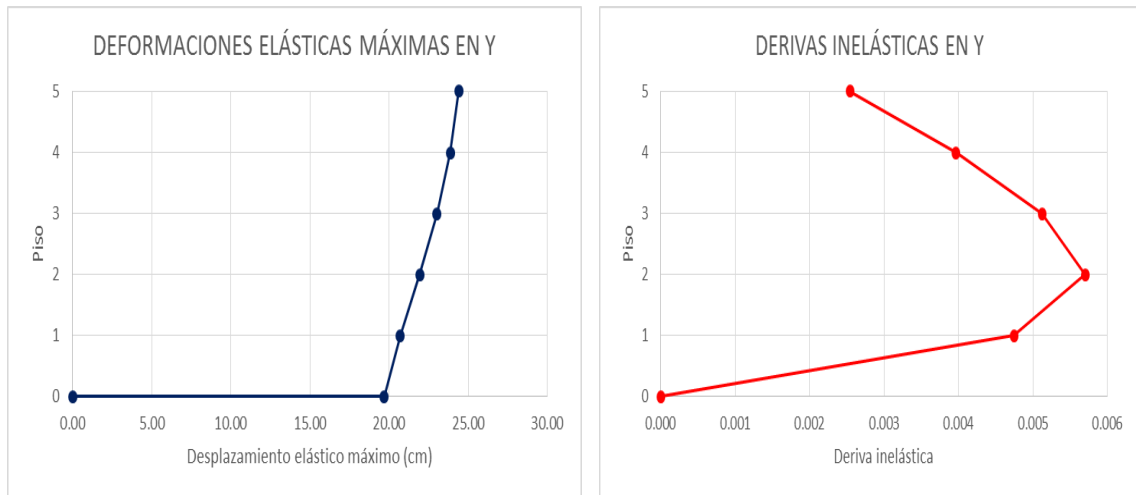


Figura 106. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio aislado de 5 pisos

EDIFICIO DE 10 PISOS

Tabla 62.
Derivas inelásticas del edificio aislado de 10 pisos

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M
10	32.40	3.24	31.83	0.001377	0.002	32.03	0.001431	0.002
9	29.16	3.24	31.43	0.001982	0.003	31.61	0.00205	0.003
8	25.92	3.24	30.84	0.002625	0.004	31.00	0.002708	0.004
7	22.68	3.24	30.04	0.003136	0.005	30.18	0.003234	0.005
6	19.44	3.24	29.09	0.003581	0.005	29.19	0.003692	0.006
5	16.20	3.24	27.98	0.004061	0.006	28.05	0.004182	0.006
4	12.96	3.24	26.70	0.0045	0.007	26.74	0.004627	0.007
3	9.72	3.24	25.27	0.004811	0.007	25.27	0.004935	0.007
2	6.48	3.24	23.73	0.004792	0.007	23.69	0.004897	0.007
1	3.24	3.24	22.18	0.003945	0.006	22.11	0.004001	0.006
AISLAC.	0	-	20.92	-	-	20.83	-	-

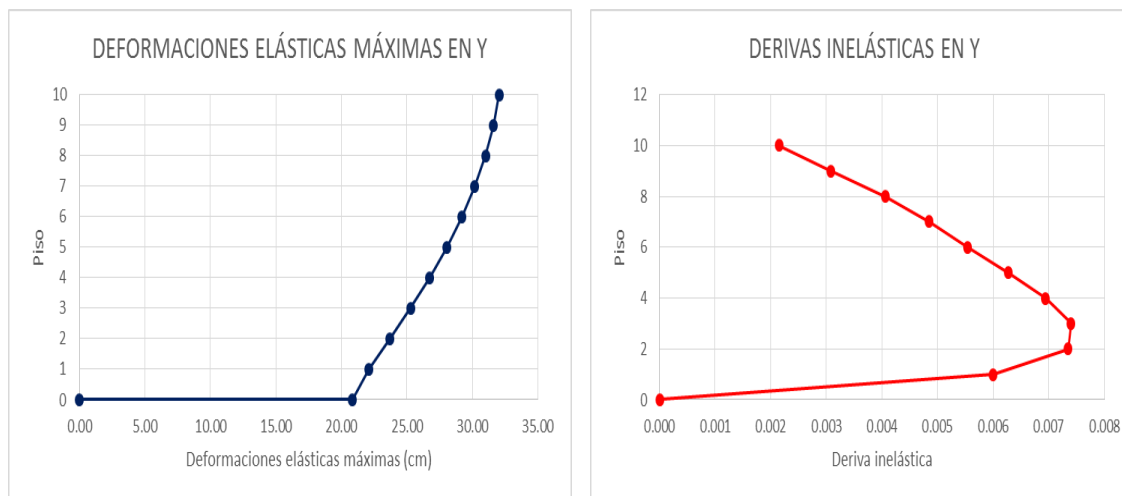


Figura 107. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio aislado de 10 pisos

EDIFICIO DE 15 PISOS

Tabla 63.
Derivas inelásticas del edificio aislado de 15 pisos

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M
15	48.60	3.24	40.56	0.001357	0.002	40.90	0.001414	0.002
14	45.36	3.24	40.17	0.001801	0.003	40.49	0.001868	0.003
13	42.12	3.24	39.64	0.002323	0.003	39.95	0.002403	0.004
12	38.88	3.24	38.97	0.002834	0.004	39.25	0.002927	0.004
11	35.64	3.24	38.13	0.003268	0.005	38.39	0.003374	0.005
10	32.40	3.24	37.16	0.003659	0.005	37.39	0.003775	0.006
9	29.16	3.24	36.06	0.004049	0.006	36.25	0.004175	0.006
8	25.92	3.24	34.82	0.0044	0.007	34.98	0.004534	0.007
7	22.68	3.24	33.46	0.004668	0.007	33.58	0.004808	0.007
6	19.44	3.24	32.01	0.00477	0.007	32.09	0.004914	0.007
5	16.20	3.24	30.51	0.004827	0.007	30.54	0.004972	0.007
4	12.96	3.24	28.98	0.00495	0.007	28.97	0.00509	0.008
3	9.72	3.24	27.40	0.005013	0.008	27.34	0.005143	0.008
2	6.48	3.24	25.79	0.004852	0.007	25.69	0.004958	0.007
1	3.24	3.24	24.22	0.004176	0.006	24.09	0.004237	0.006
AISLAC.	0	-	22.89	-	-	22.74	-	-

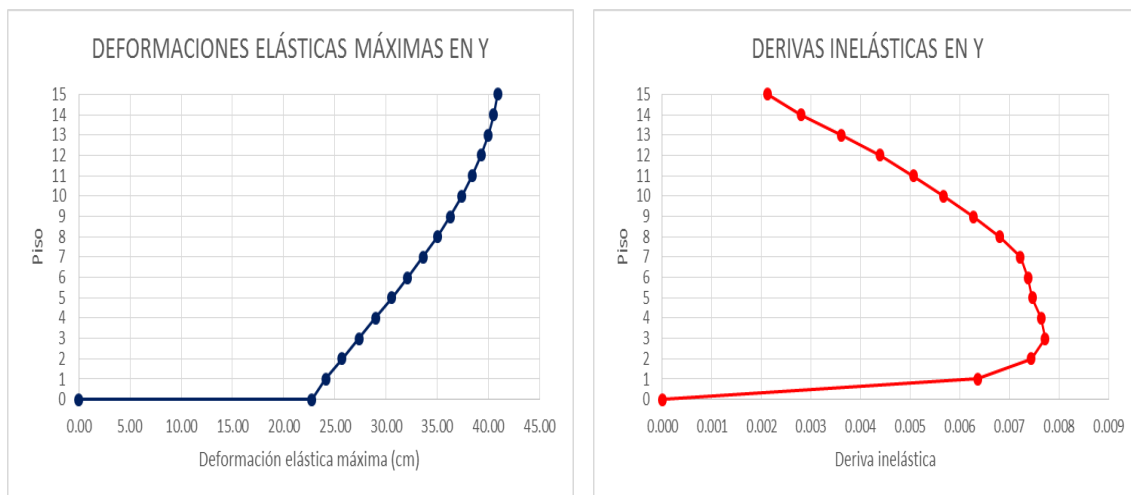


Figura 108. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio aislado de 15 pisos

EDIFICIO DE 20 PISOS

Tabla 64.
Derivas inelásticas del edificio aislado de 20 pisos

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\delta_{E\text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E\text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M
20	64.80	3.24	48.25	0.001382	0.002	49.21	0.001452	0.002
19	61.56	3.24	47.86	0.001729	0.003	48.80	0.00181	0.003
18	58.32	3.24	47.37	0.002153	0.003	48.29	0.002248	0.003
17	55.08	3.24	46.76	0.002585	0.004	47.66	0.002696	0.004
16	51.84	3.24	46.02	0.00298	0.004	46.89	0.003106	0.005
15	48.60	3.24	45.16	0.003294	0.005	46.00	0.003433	0.005
14	45.36	3.24	44.21	0.003575	0.005	45.00	0.003725	0.006
13	42.12	3.24	43.15	0.003877	0.006	43.90	0.004039	0.006
12	38.88	3.24	42.00	0.004176	0.006	42.70	0.004349	0.007
11	35.64	3.24	40.74	0.004458	0.007	41.40	0.00464	0.007
10	32.40	3.24	39.39	0.004707	0.007	39.99	0.004896	0.007
9	29.16	3.24	37.94	0.004899	0.007	38.49	0.005094	0.008
8	25.92	3.24	36.43	0.004993	0.007	36.91	0.005193	0.008
7	22.68	3.24	34.87	0.005065	0.008	35.29	0.005267	0.008
6	19.44	3.24	33.28	0.005189	0.008	33.64	0.005394	0.008
5	16.20	3.24	31.63	0.005319	0.008	31.93	0.005523	0.008
4	12.96	3.24	29.94	0.005413	0.008	30.17	0.005612	0.008
3	9.72	3.24	28.20	0.005414	0.008	28.37	0.005602	0.008
2	6.48	3.24	26.46	0.005219	0.008	26.57	0.005381	0.008
1	3.24	3.24	24.78	0.004663	0.007	24.83	0.004778	0.007
AISLAC.	0	-	23.29	-	-	23.32	-	-

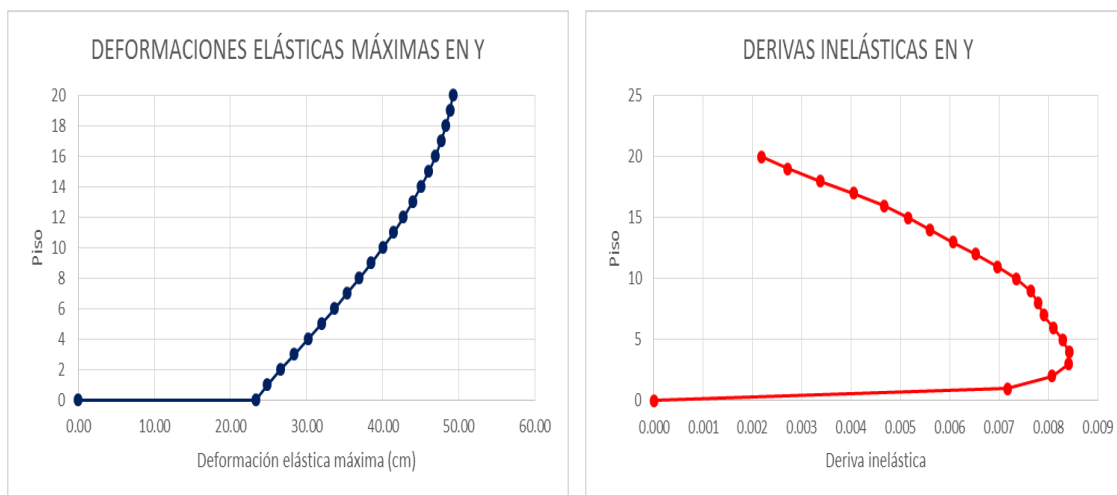


Figura 109. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio aislado de 20 pisos

EDIFICIO DE 30 PISOS

Tabla 65.
Derivas inelásticas del edificio aislado de 30 pisos

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M
30	97.20	3.24	69.62	0.001921	0.003	71.26	0.002018	0.003
29	93.96	3.24	69.08	0.002162	0.003	70.70	0.002266	0.003
28	90.72	3.24	68.48	0.002479	0.004	70.07	0.002592	0.004
27	87.48	3.24	67.79	0.002827	0.004	69.36	0.002951	0.004
26	84.24	3.24	67.01	0.003171	0.005	68.55	0.003307	0.005
25	81.00	3.24	66.13	0.003486	0.005	67.63	0.003633	0.005
24	77.76	3.24	65.16	0.003746	0.006	66.62	0.003903	0.006
23	74.52	3.24	64.11	0.003983	0.006	65.53	0.00415	0.006
22	71.28	3.24	62.98	0.004233	0.006	64.35	0.004409	0.007
21	68.04	3.24	61.77	0.004484	0.007	63.10	0.004669	0.007
20	64.80	3.24	60.47	0.004725	0.007	61.75	0.004918	0.007
19	61.56	3.24	59.10	0.004948	0.007	60.32	0.005148	0.008
18	58.32	3.24	57.65	0.005143	0.008	58.82	0.005348	0.008
17	55.08	3.24	56.13	0.005296	0.008	57.24	0.005506	0.008
16	51.84	3.24	54.55	0.005389	0.008	55.61	0.005603	0.008
15	48.60	3.24	52.94	0.005395	0.008	53.93	0.005612	0.008
14	45.36	3.24	51.31	0.005388	0.008	52.24	0.005608	0.008
13	42.12	3.24	49.67	0.005444	0.008	50.54	0.005666	0.008
12	38.88	3.24	48.01	0.005534	0.008	48.80	0.005759	0.009
11	35.64	3.24	46.30	0.005643	0.008	47.03	0.005871	0.009
10	32.40	3.24	44.55	0.00576	0.009	45.20	0.005991	0.009
9	29.16	3.24	42.75	0.005878	0.009	43.33	0.006112	0.009
8	25.92	3.24	40.90	0.00599	0.009	41.42	0.006226	0.009
7	22.68	3.24	39.01	0.006091	0.009	39.45	0.006328	0.009
6	19.44	3.24	37.07	0.006174	0.009	37.44	0.00641	0.010
5	16.20	3.24	35.11	0.00623	0.009	35.40	0.006462	0.010
4	12.96	3.24	33.11	0.006241	0.009	33.33	0.006466	0.010
3	9.72	3.24	31.10	0.006181	0.009	31.25	0.006392	0.010
2	6.48	3.24	29.11	0.006005	0.009	29.19	0.006193	0.009
1	3.24	3.24	27.17	0.005696	0.009	27.19	0.00585	0.009
AISLAC.	0	-	25.37	-	-	25.34	-	-

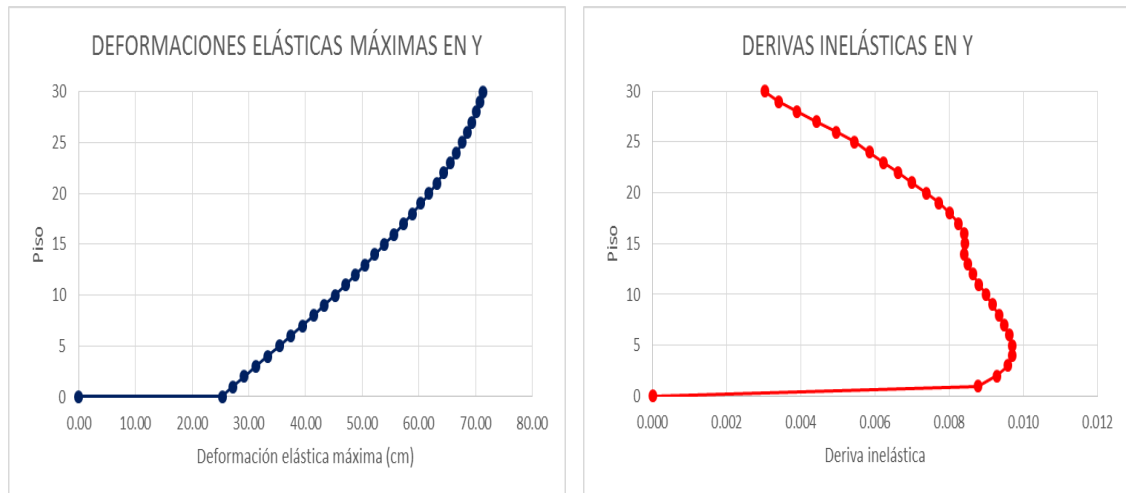


Figura 110. Deformaciones elásticas máximas y derivas inelásticas en Y para edificio aislado de 30 pisos

3.7.3. Amplificación De La Aceleración En Pisos Superiores

EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 66.
Amplificación de la aceleración en edificio aislado de 5 pisos

Piso	DINÁMICO X		DINÁMICO Y	
	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)
5	3.02	0.31g	3.02	0.31g
4	2.84	0.29g	2.84	0.29g
3	2.68	0.27g	2.68	0.27g
2	2.62	0.27g	2.60	0.27g
1	2.58	0.26g	2.58	0.26g

EDIFICIO DE 10 PISOS

Tabla 67. Amplificación de la aceleración en edificio aislado de 10 pisos

Piso	DINÁMICO X		DINÁMICO Y	
	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)
10	2.89	0.29g	2.90	0.30g
9	2.71	0.28g	2.71	0.28g
8	2.53	0.26g	2.53	0.26g
7	2.39	0.24g	2.38	0.24g
6	2.29	0.23g	2.29	0.23g
5	2.23	0.23g	2.23	0.23g
4	2.21	0.22g	2.20	0.22g
3	2.20	0.22g	2.20	0.22g
2	2.22	0.23g	2.21	0.23g
1	2.22	0.23g	2.22	0.23g

EDIFICIO DE 15 PISOS

Tabla 68. Amplificación de la aceleración en edificio aislado de 15 pisos

Piso	DINÁMICO X		DINÁMICO Y	
	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)
15	2.62	.27g	2.64	0.27g
14	2.47	0.25g	2.47	0.25g
13	2.31	0.24g	2.31	0.24g
12	2.18	0.22g	2.17	0.22g
11	2.08	0.21g	2.08	0.21g
10	2.02	0.21g	2.02	0.21g
9	1.97	0.20g	1.97	0.20g
8	1.93	0.20g	1.93	0.20g
7	1.89	0.19g	1.89	0.19g
6	1.87	0.19g	1.87	0.19g
5	1.86	0.19g	1.85	0.19g
4	1.86	0.19g	1.86	0.19g
3	1.88	0.19g	1.88	0.19g
2	1.91	0.19g	1.91	0.20g
1	1.92	0.20g	1.93	0.20g

EDIFICIO DE 20 PISOS

Tabla 69.
Amplificación de la aceleración en edificio aislado de 20 pisos

Piso	DINÁMICO X		DINÁMICO Y	
	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)
20	2.59	0.26g	2.63	0.27g
19	2.45	0.25g	2.47	0.25g
18	2.29	0.23g	2.31	0.24g
17	2.15	0.22g	2.17	0.22g
16	2.05	0.21g	2.06	0.21g
15	1.98	0.20g	1.99	0.20g
14	1.93	0.20g	1.94	0.20g
13	1.89	0.19g	1.91	0.19g
12	1.86	0.19g	1.87	0.19g
11	1.82	0.19g	1.84	0.19g
10	1.80	0.18g	1.82	0.19g
9	1.79	0.18g	1.80	0.18g
8	1.77	0.18g	1.79	0.18g
7	1.76	0.18g	1.78	0.18g
6	1.75	0.18g	1.77	0.18g
5	1.76	0.18g	1.77	0.18g
4	1.78	0.18g	1.80	0.18g
3	1.82	0.19g	1.84	0.19g
2	1.85	0.19g	1.88	0.19g
1	1.86	0.19g	1.88	0.19g

EDIFICIO DE 30 PISOS

Tabla 70.
Amplificación de la aceleración en edificio aislado de 30 pisos

Piso	DINÁMICO X		DINÁMICO Y	
	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)
30	2.67	0.27g	2.71	0.28g
29	2.51	0.26g	2.54	0.26g
28	2.34	0.24g	2.37	0.24g
27	2.19	0.22g	2.21	0.22g
26	2.06	0.21g	2.07	0.21g
25	1.96	0.20g	1.97	0.20g
24	1.90	0.19g	1.91	0.19g
23	1.87	0.19g	1.88	0.19g
22	1.85	0.19g	1.86	0.19g
21	1.83	0.19g	1.84	0.19g
20	1.80	0.18g	1.82	0.19g
19	1.77	0.18g	1.78	0.18g
18	1.73	0.18g	1.74	0.18g
17	1.70	0.17g	1.72	0.17g
16	1.69	0.17g	1.71	0.17g
15	1.70	0.17g	1.71	0.17g
14	1.71	0.17g	1.73	0.18g
13	1.72	0.18g	1.74	0.18g
12	1.72	0.18g	1.74	0.18g
11	1.71	0.17g	1.73	0.18g
10	1.69	0.17g	1.71	0.17g
9	1.67	0.17g	1.69	0.17g
8	1.66	0.17g	1.67	0.17g
7	1.66	0.17g	1.68	0.17g
6	1.69	0.17g	1.71	0.17g
5	1.73	0.18g	1.75	0.18g
4	1.78	0.18g	1.80	0.18g
3	1.82	0.19g	1.85	0.19g
2	1.84	0.19g	1.87	0.19g
1	1.83	0.19g	1.86	0.19g

CAPÍTULO IV MODELACIÓN DE DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA EN LOS EDIFICIOS

4.1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la ingeniería sismorresistente ha permitido que en la actualidad los ingenieros dispongan de alternativas tanto simples como muy complejas para la protección de estructuras frente a eventos sísmicos severos.

Los mecanismos de protección sísmica de edificios más utilizados en la actualidad, debido a su relativa simplicidad, son el aislamiento sísmico de edificios (tratado en el Capítulo III) y la disipación pasiva de energía mediante disipadores o amortiguadores colocados en los elementos de la superestructura, los cuales permiten la construcción de edificios con altos niveles de seguridad.

La mayoría de dispositivos disipadores de energía son diseñados para ser colocados en estructuras arriostradas, de esta manera se incrementa el nivel de amortiguamiento de la estructura, con lo cual se logra una adecuada disipación de energía frente a un evento sísmico, en combinación con una elevada rigidez lateral.

Los sistemas de disipación pasiva de energía tuvieron una gran acogida para la protección sísmica de edificios desde 1990. En Latinoamérica, la Torre Mayor en la ciudad de México fue uno de los primeros edificios en ser construido con disipadores de energía de tipo viscoso. La construcción de este edificio de 55 pisos fue concluida en el año 2002, y en menos de un año el edificio demostró su excelente desempeño frente a eventos sísmicos severos como fue el terremoto del 21 de enero del 2003 con una magnitud de 7.6.



Figura 111. Torre Mayor ubicada en México D.F.

Fuente: <http://www.taringa.net/post/info/17603151/Edificios-mas-altos-de-mexico-y-proyectados-al-2015.html>

En este capítulo inicialmente se modelará diagonales concéntricas en las estructuras analizadas en el Capítulo II, para posteriormente modelar en dichas diagonales, amortiguadores de tipo viscoso. Finalmente se determinará las ventajas de utilizar dichos amortiguadores en función de la altura de la edificación y se comparará con los resultados obtenidos en los Capítulos II y III.

4.2. PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

Los pórticos arriostrados concéntricamente se caracterizan porque los ejes centroidales de sus elementos se intersecan en un punto, formando una estructura reticulada. Éstos son utilizados fundamentalmente como una solución estructural para proveer resistencia y rigidez lateral a edificios; de esta manera se controlan adecuadamente los desplazamientos para cumplir con los requerimientos establecidos en las normas de diseño.

4.2.1. Comportamiento Estructural De Pórticos Arriostrados Concéntricamente

El criterio fundamental para el diseño de pórticos arriostrados se basa en limitar la ocurrencia del pandeo global y local en las diagonales comprimidas, ya que estos mecanismos de deformación limitan la posibilidad de disipar energía proveniente de un evento sísmico. Sin embargo, ensayos dinámicos han demostrado que el sistema estructural puede seguir disipando energía después de que se haya producido el pandeo global en la diagonal, siempre que se controlen otros mecanismos de falla frágil como el pandeo local y la fractura de sus conexiones.

La utilización de diagonales o riostras en pórticos resistentes a momento permiten lograr una respuesta dúctil y estable, cuando en el diseño se considera de forma adecuada el dimensionamiento de todos los miembros del pórtico, la configuración de las diagonales y el detallamiento de las conexiones.

La experiencia tanto analítica como experimental han demostrado que durante la ocurrencia de un sismo severo, las diagonales pueden desarrollar deformaciones inelásticas, lo cual le da a la estructura capacidad para disipar energía mediante sucesivos ciclos de carga por tracción y pandeo global de la diagonal en compresión.

El fenómeno de pandeo global en compresión permite la disipación de energía mediante la formación de rótulas plásticas en la zona central y en los extremos de las diagonales como se muestra en la Figura 112.

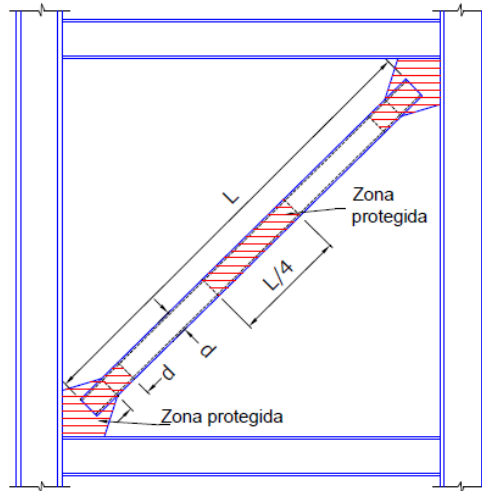


Figura 112. Zonas protegidas en una diagonal

Fuente: Crisafulli, F. Diseño sismorresistente de construcciones de acero

Otros aspectos que deben considerarse para el dimensionamiento de las diagonales es su esbeltez, sus condiciones de apoyo y la forma de la sección. La esbeltez es un parámetro importante no sólo en la resistencia a compresión de las diagonales sino también en la degradación de su resistencia por carga cíclica.

Las condiciones de apoyo determinan la longitud efectiva de la diagonal; en cambio, la forma de la sección y específicamente su compacidad medida a través de la relación ancho-espesor se vinculan directamente con los problemas de pandeo local. De esta manera, la normativa sísmica de acero establece que la sección de las diagonales debe ser sísmicamente compacta, lo cual implica mayor capacidad de disipar energía y evitar que se originen fallas frágiles por fractura del acero.

4.2.2. Criterios Estructurales Para Definir La Configuración Geométrica De Las Diagonales

Los pórticos arriostrados concéntricamente pueden presentar diversas configuraciones basadas en criterios estructurales, funcionales, económicos, estéticos, etc. En el presente trabajo se toma en cuenta solamente las consideraciones estructurales para definir el arreglo de diagonales a utilizar en los modelos planteados.

El ángulo de inclinación de las diagonales es uno de los aspectos a considerar en el diseño, cuyo valor se recomienda esté comprendido entre 30 y 60°, caso contrario se puede dificultar la construcción de las conexiones entre las diagonales y el pórtico.

El aspecto más importante para lograr un adecuado desempeño del sistema estructural es una disposición simétrica de las diagonales en cada plano resistente, de tal manera que la inversión del sentido de carga sísmica producirá alternancia de esfuerzos de compresión y tracción en las diagonales, obteniendo una respuesta estructural similar en ambos sentidos. Esto se logra colocando un número par de diagonales en cada plano resistente, con igual sección y ángulo de inclinación.

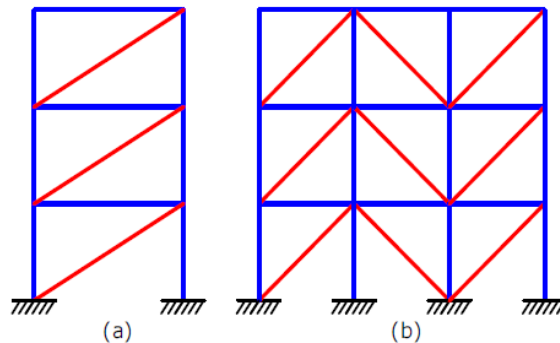


Figura 113. Configuraciones inadecuadas de diagonales concéntricas en pórticos

Fuente: Crisafulli, F. Diseño sismorresistente de construcciones de acero

4.3. SISTEMA ESTRUCTURAL UTILIZADO

4.3.1. Sistemas Duales Con Pórticos Resistentes A Momento

Un sistema dual se forma cuando los pórticos arriostrados concéntricamente se combinan con pórticos a momento. De esta manera se aprovechan las ventajas de ambos sistemas, resultando una estructura con una adecuada rigidez lateral y capacidad de disipar energía.

Para este estudio se elige un sistema de arriostramiento concéntrico en las fachadas exteriores de las cuatro caras de los edificios como se muestra en la Figura 114, los cuales cumplen con los criterios estructurales antes mencionados.

A continuación se muestra uno de los sistemas duales modelado en el programa ETABS 2015.

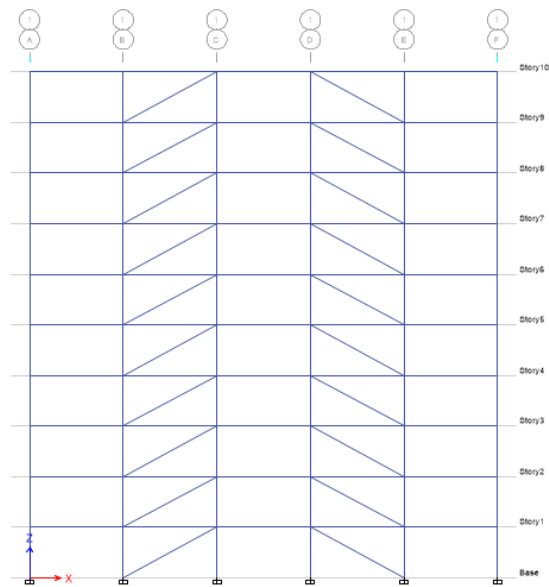


Figura 114. Pórtico exterior arriostrado con diagonales concéntricas del edificio de 10 pisos

La normativa ASCE 7-10 establece que una estructura puede ser considerada como un sistema dual cuando los pórticos a momento resistan al menos el 25% del cortante basal.

4.4. FUNCIÓN DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA EN ESTRUCTURAS

Los disipadores de energía tienen un comportamiento diferente al de los sistemas de aislación basal, ya que no alteran la energía de entrada, sino que su objetivo principal consiste en absorber una parte importante de la energía sísmica evitando así que ésta sea disipada por deformaciones inelásticas en los elementos estructurales y no estructurales.

Sin embargo un sistema de disipación pasiva de energía permite la reducción de las fuerzas sísmicas de manera implícita. Dicha reducción está basada exclusivamente en el aumento del amortiguamiento de la estructura, lo cual permite reducir la aceleración espectral como se muestra en la Figura 115.

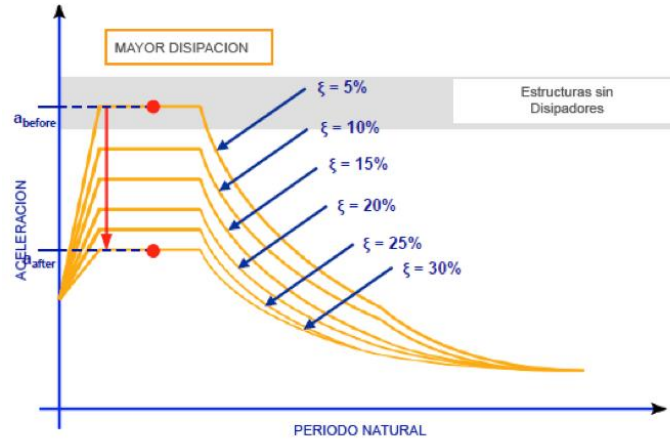


Figura 115. Espectros de diseño para diferentes porcentajes de amortiguamiento

Fuente: <http://www.tecnoav.cl/4-aisladores-sismicos-y-disipadores-sismicos/>

4.5. MODELAMIENTO DE LOS DISIPADORES VISCOSOS EN ETABS 2015

Una vez que se ha definido el arreglo que tendrán las diagonales en las estructuras modeladas, se definen las propiedades necesarias para modelar los dispositivos disipadores de energía en el programa ETABS. Para el caso de este estudio se utilizarán disipadores de energía de tipo viscoso.

4.5.1. Comportamiento De Los Disipadores Viscosos

Como se definió en el Capítulo I un amortiguador de tipo viscoso es un dispositivo que absorbe la energía que ingresa a la estructura y cuyo funcionamiento consiste en forzar el paso de un fluido viscoso a través de un orificio. En el caso de los amortiguadores tipo Taylor, se utiliza aceite de silicona, el cual se comporta como un fluido newtoniano.



Figura 116. Amortiguador viscoso tipo Taylor instalado en diagonal metálica

http://www.taylordevicesindia.com/buildingsPhoto_i_2.html

Un fluido newtoniano es aquel en el que su viscosidad puede considerarse constante en el tiempo y por lo tanto la gráfica que muestra la relación entre el esfuerzo y la velocidad de deformación del fluido es lineal. De esta manera el comportamiento del disipador es modelado como un amortiguador en serie, el cual puede ser representado por el modelo simplificado de Maxwell, como se muestra en la Figura 117.



Figura 117. Modelo dinámico simplificado de Maxwell

Fuente: Burgos, M. Disipadores de Energía Fluido Viscoso

Durante la vibración de la estructura, la diferencia de presiones a cada lado del pistón resulta en la fuerza de amortiguamiento, la cual puede expresarse mediante la ecuación 4.1.

Ec. 4. 1

$$F = C \cdot \Delta^\alpha$$

Donde:

F : Fuerza de amortiguamiento

C : Constante de amortiguamiento

Δ : Velocidad relativa entre los dos extremos del disipador

α : Exponente de velocidad

Los disipadores con α igual a 1 tienen un comportamiento lineal; sin embargo, los disipadores más usados son los no lineales, es decir aquellos con un exponente α menor a 1.

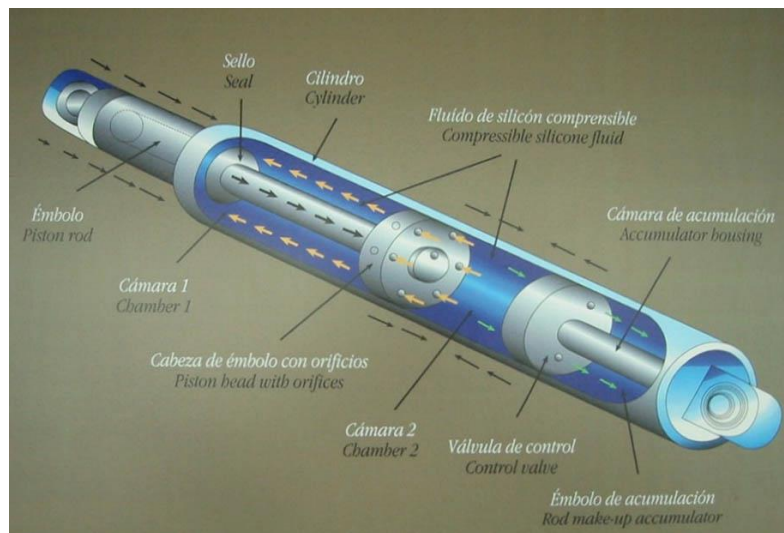


Figura 118. Funcionamiento de un amortiguador tipo Taylor

Fuente: Claros, E. (2009). MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL ANÁLISIS Y REHABILITACIÓN DE EDIFICIOS UTILIZANDO DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS

4.5.2. Determinación De Los Parámetros Para La Modelación De Disipadores Viscosos En ETABS 2015

Los disipadores de energía pueden ser modelados en un software de análisis y diseño estructural como son ETABS y SAP2000 mediante un elemento “link”, al igual que se definió en La Figura 96 del Capítulo III para los aisladores de base.

Existen diferentes criterios o enfoques que permiten determinar las propiedades del sistema de disipación a utilizar en una estructura. Éstos pueden ser el nivel de desempeño que se desea proveer a la edificación, la imposición de una deriva de diseño objetiva, el porcentaje de amortiguamiento adicional que se desea proveer a la estructura, etc. La elección de uno u otro objetivo de diseño dependerá especialmente de la complejidad del método de análisis que se utilice.

Las propiedades que deben ser ingresadas en ETABS 2015 para modelar los amortiguadores son las siguientes:

- La rigidez axial $\left(\frac{E \cdot A}{L}\right)$ que corresponde a la rigidez de la diagonal a la que va unido el amortiguador.
- Constante de amortiguamiento (C) del amortiguador.
- Exponente de velocidad (α).

En el caso de esta investigación, para definir las propiedades que deben ser ingresadas en ETABS 2015 se establece que el sistema de disipación proveerá un amortiguamiento adicional del 10% del crítico a cada estructura modelada.

4.6. PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN DE LOS DISIPADORES VISCOSOS EN LOS EDIFICIOS DE 5, 10, 15, 20 Y 30 PISOS

Se definió una sección de diagonal única para los cinco modelos como se muestra en la Figura 119.

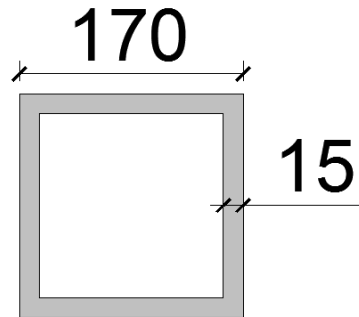


Figura 119. Sección de diagonal (unidades en mm)

En la Tabla 71 se muestra el cálculo de la rigidez axial de la diagonal.

**Tabla 71.
Cálculo de la rigidez axial de la diagonal**

Área (cm ²)	93
Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	2040000
Longitud (cm)	681.9
Rigidez axial (t/m)	27822.63

El exponente de velocidad se define como $\alpha = 1$, suponiendo un comportamiento lineal de los disipadores.

La constante de amortiguamiento (C) de los disipadores se definirá en función del objetivo de diseño planteado, es decir que el sistema de disipación proveerá un amortiguamiento adicional de 10% a las estructuras modeladas.

Cuando se utiliza un sistema de disipación de energía el amortiguamiento total efectivo de la estructura puede estimarse con la ecuación 4.2.

Ec. 4. 2

$$\beta_{mD} = \beta_I + \beta_{Vm}$$

Donde:

β_{mD} : Amortiguamiento efectivo de la estructura correspondiente al modo de vibración m

β_I : Amortiguamiento inherente al tipo de estructura (Generalmente de 5%)

β_{vm} : Amortiguamiento viscoso correspondiente al modo de vibración m

4.6.1. Cálculo De La Constante De Amortiguamiento Según FEMA 450

El documento “Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures” (FEMA 450) establece un método de análisis para estructuras con disipadores viscosos lineales. Este método está basado en un análisis modal espectral, en el cual se reduce el espectro de diseño por medio de factores para considerar el incremento de amortiguamiento en la estructura debido a la contribución de los disipadores.

El FEMA 450 establece una expresión con la que se puede calcular el amortiguamiento viscoso o suplementario que incrementa el sistema de disipación a la estructura. La expresión es la siguiente:

Ec. 4. 3

$$\beta_{vm} = \left(\frac{T_m}{4\pi} \right) \frac{\sum_i C_i \cdot \cos^2 \theta \cdot \phi_{rim}^2}{\sum_i \left(\frac{W_i}{g} \right) \cdot \phi_{im}^2}$$

Donde:

C_i : Constante de amortiguamiento correspondiente al i-ésimo piso y al modo m

θ : Ángulo de inclinación del dispositivo disipador correspondiente al i-ésimo piso

ϕ_{im} : Desplazamiento modal correspondiente al i-ésimo piso y al modo m

ϕ_{rim} : Desplazamiento relativo modal correspondiente al i-ésimo piso y al modo m

W_i : Peso del i-ésimo piso

g : Aceleración de la gravedad

Para este caso todos los datos son obtenidos del modo de vibración fundamental (modo 1) de las estructuras, para el cual se asume que el sistema de disipación incrementa en un 10% el amortiguamiento de la estructura, debido a esto es posible despejar de la ecuación 4.3 el valor de la constante de amortiguamiento (C_i) para cada piso y así definir este parámetro para cada

disipador en función del número de estos dispositivos colocados en cada piso y en cada dirección de estudio.

A continuación se presenta el cálculo de la constante de amortiguamiento (C) para cada disipador colocado en los edificios de 5, 10, 15, 20 y 30 pisos.

EDIFICIO DE 5 PISOS

$$T_{modo\ 1} = 0.935\ segundos$$

Tabla 72.
Coefficiente de amortiguamiento para disipadores en edificio de 5 pisos

Piso	W/g (t-s ² /m)	Desplazamiento del nivel para modo 1 (cm)	Desplazamiento o forma modal	Desplazamiento relativo modal	Ángulo de inclinación del disipador	$C_i \cdot \cos^2 \theta \cdot \phi_{ri}^2$	$\left(\frac{W}{g}\right) \cdot \phi_i^2$
5	52.92	0.00285	1.00	0.14	28	0.015	52.92
4	54.06	0.00245	0.86	0.21	28	0.035	39.95
3	54.06	0.00185	0.65	0.26	28	0.051	22.78
2	54.34	0.00112	0.39	0.25	28	0.048	8.39
1	54.34	0.00041	0.14	0.14	28	0.016	1.12
					Sumatoria	0.166	125.16
					C_i por nivel (t-s/m)		1016.0
					N° de disipadores por nivel		4
					C_i para cada disipador (t-s/m)		254

EDIFICIO DE 10 PISOS

$$T_{modo\ 1} = 1.583\ \text{segundos}$$

Tabla 73.
Coefficiente de amortiguamiento para disipadores en edificio de 10 pisos

Piso	W/g (t-s ² /m)	Desplazamiento del nivel para modo 1 (cm)	Desplazamiento o forma modal	Desplazamiento relativo modal	Ángulo de inclinación del disipador	$C_i \cdot \cos^2\theta \cdot \phi_{ri}^2$	$\left(\frac{W}{g}\right) \cdot \phi_i^2$
10	53.81	0.00202	1.00	0.04	28	0.002	53.81
9	55.53	0.00193	0.96	0.06	28	0.003	50.70
8	55.53	0.0018	0.89	0.09	28	0.006	44.10
7	55.53	0.00162	0.80	0.10	28	0.008	35.72
6	55.90	0.00141	0.70	0.11	28	0.010	27.23
5	55.90	0.00118	0.58	0.13	28	0.014	19.07
4	55.90	0.00091	0.45	0.13	28	0.014	11.34
3	55.90	0.00064	0.32	0.14	28	0.015	5.61
2	55.90	0.00036	0.18	0.12	28	0.011	1.78
1	55.90	0.00012	0.06	0.06	28	0.003	0.20
					Sumatoria	0.086	249.56
					C _i por nivel (t-s/m)		2301.1
					N° de disipadores por nivel		4
					C _i para cada disipador (t-s/m)		575

EDIFICIO DE 20 PISOS

$$T_{modo\ 1} = 2.776\ \text{segundos}$$

Tabla 75.
Coefficiente de amortiguamiento para disipadores en edificio de 20 pisos

Piso	W/g (t-s ² /m)	Desplazamiento del nivel para modo 1 (cm)	Desplazamiento o forma modal	Desplazamiento relativo modal	Ángulo de inclinación del disipador	$C_i \cdot \cos^2 \theta \cdot \phi_{ri}^2$	$\left(\frac{W}{g}\right) \cdot \phi_i^2$
20	55.17	0.00142	1.00	0.01	28	0.000	55.17
19	57.95	0.0014	0.99	0.02	28	0.000	56.33
18	57.95	0.00137	0.96	0.03	28	0.001	53.94
17	57.95	0.00133	0.94	0.04	28	0.001	50.84
16	57.95	0.00128	0.90	0.04	28	0.001	47.09
15	57.95	0.00122	0.86	0.04	28	0.001	42.78
14	58.32	0.00116	0.82	0.05	28	0.002	38.92
13	58.32	0.00109	0.77	0.06	28	0.002	34.36
12	58.32	0.00101	0.71	0.06	28	0.002	29.50
11	58.32	0.00093	0.65	0.06	28	0.003	25.02
10	58.32	0.00084	0.59	0.06	28	0.003	20.41
9	58.32	0.00075	0.53	0.06	28	0.003	16.27
8	58.32	0.00066	0.46	0.07	28	0.004	12.60
7	58.68	0.00056	0.39	0.07	28	0.004	9.13
6	58.68	0.00046	0.32	0.06	28	0.003	6.16
5	58.68	0.00037	0.26	0.07	28	0.004	3.98
4	58.68	0.00027	0.19	0.06	28	0.003	2.12
3	58.68	0.00018	0.13	0.06	28	0.002	0.94
2	58.68	0.0001	0.07	0.05	28	0.002	0.29
1	58.68	0.00003	0.02	0.02	28	0.000	0.03
					Sumatoria	0.044	505.87
					C _i por nivel (t-s/m)		5241.5
					N° de disipadores por nivel		4
					C _i para cada disipador (t-s/m)		1310

EDIFICIO DE 30 PISOS

$$T_{modo\ 1} = 3.920\ segundos$$

Tabla 76.
Coefficiente de amortiguamiento para disipadores en edificio de 30 pisos

Piso	W/g (t-s ² /m)	Desplazamiento del nivel para modo 1 (cm)	Desplazamiento o forma modal	Desplazamiento relativo modal	Ángulo de inclinación del disipador	$C_i \cdot \cos^2 \theta \cdot \phi_{ri}^2$	$\left(\frac{W}{g}\right) \cdot \phi_i^2$
30	56.76	0.00116	1.00	0.02	28	0.000	56.76
29	61.21	0.00114	0.98	0.02	28	0.000	59.12
28	61.21	0.00112	0.97	0.02	28	0.000	57.06
27	61.21	0.0011	0.95	0.02	28	0.000	55.04
26	61.21	0.00108	0.93	0.02	28	0.000	53.06
25	61.21	0.00106	0.91	0.03	28	0.001	51.11
24	61.21	0.00103	0.89	0.03	28	0.001	48.26
23	61.64	0.001	0.86	0.03	28	0.001	45.81
22	61.64	0.00096	0.83	0.03	28	0.001	42.22
21	61.64	0.00093	0.80	-0.03	28	0.001	39.62
20	61.64	0.00096	0.83	0.06	28	0.003	42.22
19	61.64	0.00089	0.77	0.08	28	0.005	36.29
18	61.64	0.0008	0.69	0.03	28	0.001	29.32
17	61.64	0.00076	0.66	0.04	28	0.001	26.46
16	61.64	0.00071	0.61	0.04	28	0.001	23.09
15	61.64	0.00066	0.57	0.04	28	0.001	19.95
14	62.26	0.00061	0.53	0.03	28	0.001	17.22
13	62.26	0.00057	0.49	0.04	28	0.001	15.03
12	62.26	0.00052	0.45	0.04	28	0.001	12.51
11	62.26	0.00047	0.41	0.04	28	0.001	10.22
10	62.26	0.00042	0.36	0.04	28	0.001	8.16
9	62.26	0.00037	0.32	0.04	28	0.001	6.33
8	62.26	0.00032	0.28	0.04	28	0.001	4.74
7	62.26	0.00027	0.23	0.04	28	0.001	3.37
6	62.26	0.00022	0.19	0.04	28	0.001	2.24
5	62.26	0.00017	0.15	0.04	28	0.001	1.34
4	62.26	0.00012	0.10	0.03	28	0.001	0.67
3	62.26	0.00008	0.07	0.03	28	0.001	0.30
2	62.26	0.00004	0.03	0.03	28	0.001	0.07
1	62.26	0.00001	0.01	0.01	28	0.000	0.00
					Sumatoria	0.033	767.60
					C _i por nivel (t-s/m)		7373.6
					N° de disipadores por nivel		4
					C _i para cada disipador (t-s/m)		1843

4.7. MODELACIÓN DE LOS DISIPADORES VISCOSOS EN LOS EDIFICIOS PROPUESTOS

Los disipadores de energía se modelarán como elementos tipo “link”, para los cuales debe definirse las propiedades de estos dispositivos en su dirección axial (U1), como se muestra en la Figura 120.

Figura 120. Definición de las propiedades del disipador

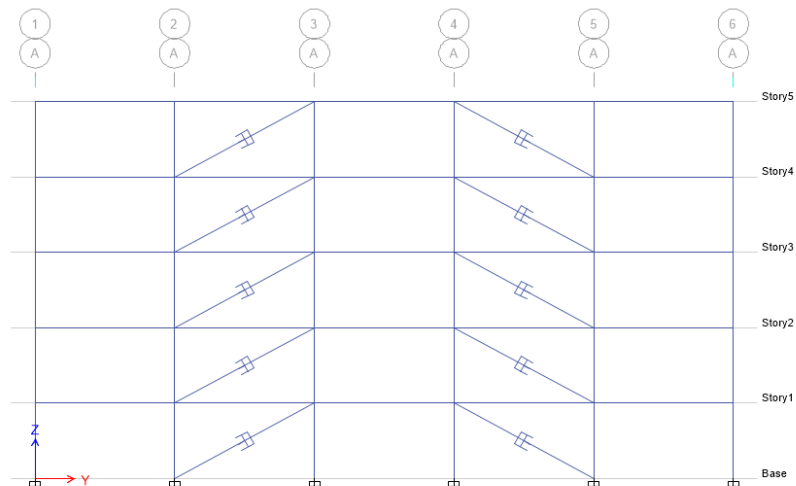


Figura 121. Detalle de los disipadores del edificio de 5 pisos modelado en ETABS

EDIFICIO DE 5 PISOS

Identification	
Property Name	AMORTIGUADOR
Direction	U1
Type	Damper - Exponential
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	27822.63 tonf/m
Effective Damping	254 tonf-s/m

Nonlinear Properties	
Stiffness	27822.63 tonf/m
Damping	254 tonf*(s/m) ^{Cexp}
Damping Exponent	1

Figura 122. Ingreso de propiedades del disipador para el edificio de 5 pisos

EDIFICIO DE 10 PISOS

Identification	
Property Name	AMORTIGUADOR
Direction	U1
Type	Damper - Exponential
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	27822.63 tonf/m
Effective Damping	575 tonf-s/m

Nonlinear Properties	
Stiffness	27822.63 tonf/m
Damping	575 tonf*(s/m) ^{Cexp}
Damping Exponent	1

Figura 123. Ingreso de propiedades del disipador para el edificio de 10 pisos

EDIFICIO DE 15 PISOS

Identification	
Property Name	AMORTIGUADOR
Direction	U1
Type	Damper - Exponential
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	27822.63 tonf/m
Effective Damping	901 tonf-s/m

Nonlinear Properties	
Stiffness	27822.63 tonf/m
Damping	901 tonf*(s/m) ^{Cexp}
Damping Exponent	1

Figura 124. Ingreso de propiedades del disipador para el edificio de 15 pisos

EDIFICIO DE 20 PISOS

Identification	
Property Name	AMORTIGUADOR
Direction	U1
Type	Damper - Exponential
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	27822.63 tonf/m
Effective Damping	1310 tonf-s/m

Nonlinear Properties	
Stiffness	27822.63 tonf/m
Damping	1310 tonf*(s/m) ^{Cexp}
Damping Exponent	1

Figura 125. Ingreso de propiedades del disipador para el edificio de 20 pisos

EDIFICIO DE 30 PISOS

Identification	
Property Name	AMORTIGUADOR
Direction	U1
Type	Damper - Exponential
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	27822.63 tonf/m
Effective Damping	1843 tonf-s/m

Nonlinear Properties	
Stiffness	27822.63 tonf/m
Damping	1843 tonf*(s/m) ^{Cexp}
Damping Exponent	1

Figura 126. Ingreso de propiedades del disipador para el edificio de 30 pisos

4.8. ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS CON DISIPADORES

En el presente estudio se realiza un análisis estático para obtener el cortante basal mediante el método de la fuerza estática equivalente y posteriormente realizar un análisis de respuesta al espectro de aceleración con los requisitos mínimos establecidos en las normas. Finalmente se realiza un análisis tiempo historia para obtener los diagramas de energía de la estructura y observar el comportamiento de la misma frente a un acelerograma real de un sismo producido en la ciudad de Quito. Los métodos a utilizar son suficientes para proporcionar una idea inicial de la factibilidad de estos sistemas.

4.8.1. Análisis Estático De Las Estructuras Con Disipadores

En la Tabla 77 se establece los coeficientes sísmicos para el cálculo de la fuerza estática equivalente de cada modelo.

Tabla 77.
Parámetros para definir la carga estática equivalente

	Edificio de 5 pisos	Edificio de 10 pisos	Edificio de 15 pisos	Edificio de 20 pisos	Edificio de 30 pisos
Ct	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073
hn	16.2	32.4	48.6	64.8	97.2
α	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
T	0.59	0.99	1.34	1.67	2.26
Sa	1.14	0.68	0.50	0.40	0.30
I	1	1	1	1	1
R	8	8	8	8	8
\emptyset_P	1	1	1	1	1
\emptyset_E	1	1	1	1	1
Cs	0.143	0.085	0.063	0.050	0.037

4.8.2. Análisis Modal Espectral De Las Estructuras Con Disipadores

Para el análisis modal espectral se utiliza el mismo espectro definido para las estructuras convencionales, definido para un suelo Tipo C. Para obtener el diagrama de diseño se establece un coeficiente de modificación de respuesta estructural igual a 8 como lo define la NEC 2015 para un sistema dual de pórticos especiales a momento con diagonales concéntricas.

4.8.3. Análisis Tiempo Historia De Las Estructuras Con Disipadores

La NEC 2015 establece que el análisis tiempo historia debe realizarse con al menos 3 pares de registros de aceleración de sismos reales representativos del lugar de implantación de la estructura. Debido a la cantidad de modelos analizados en esta investigación, además de la cantidad de resultados que se requiere procesar de un análisis tiempo historia, se decidió verificar el comportamiento de las estructuras con un solo registro de aceleración (componente norte y este) de un sismo producido en la ciudad de Quito.

Los registros de aceleración utilizados fueron proporcionados por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. El sismo considerado presenta las siguientes características:

Tabla 78.
Características del sismo utilizado en el análisis tiempo historia

Fecha del evento	Hipocentro			Magnitud (Mw)
	Latitud	Longitud	Profundidad (km)	
17/02/2011	-0.2536	-78.488	15	4.1

La estación en la que se registró dicho sismo presenta las siguientes características:

Tabla 79.
Características de la estación que registró el sismo

Código	Latitud	Longitud	Tipo de suelo NEC
EPN	-0.212	-78.491	C

A continuación se presentan las componentes este y norte de los registros de aceleración proporcionados por el Instituto Geofísico.

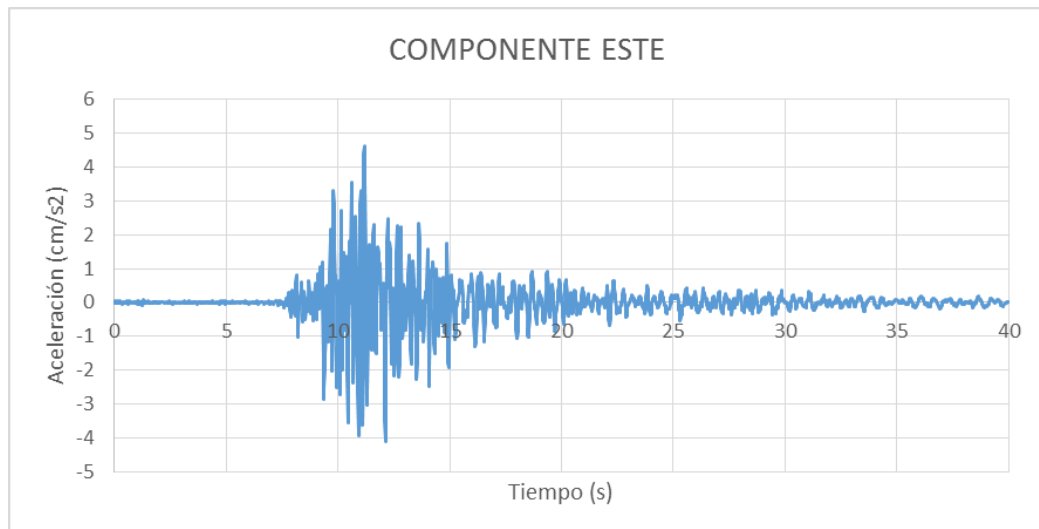


Figura 127. Componente este del sismo de Quito

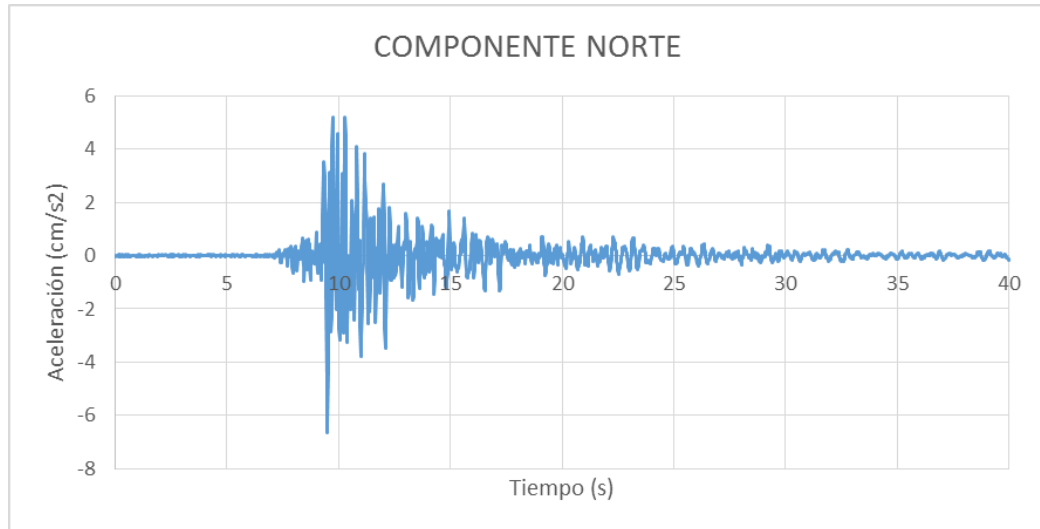


Figura 128. Componente norte del sismo de Quito

Para realizar un análisis tiempo historia los acelerogramas deben ser escalados de manera que la aceleración máxima corresponda al valor de la aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño (Z), de acuerdo a la NEC 2015 el valor de Z para la ciudad de Quito es de 0.4.

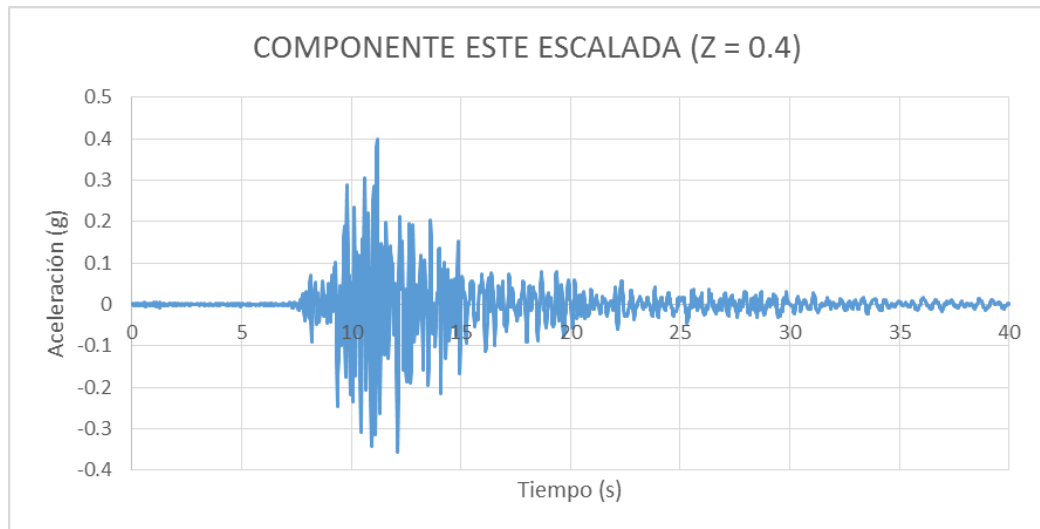


Figura 129. Componente este escalada ($Z = 0.4$)

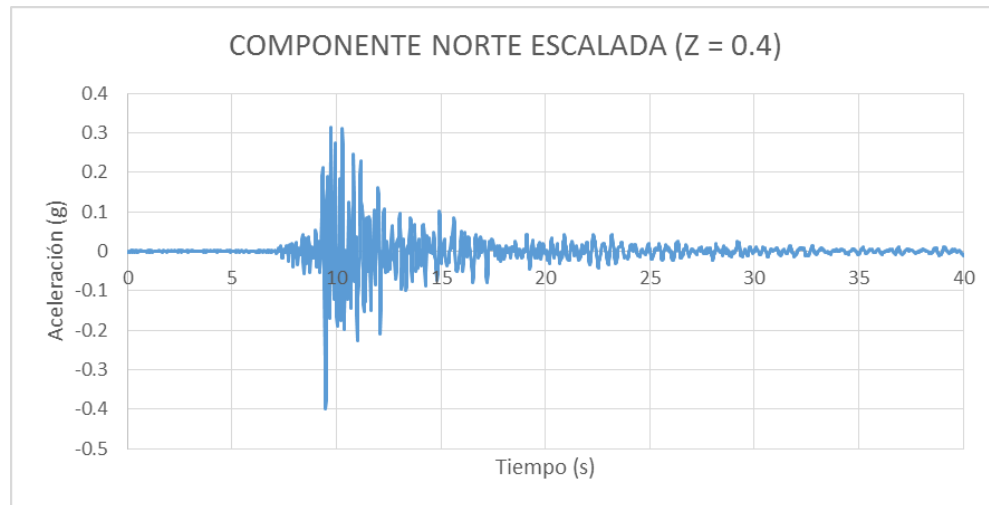


Figura 130. Componente norte escalada (Z = 0.4)

El programa ETABS 2015 permite ingresar los acelerogramas mediante archivos con extensión de texto (.txt) como se observa en la Figura 131.

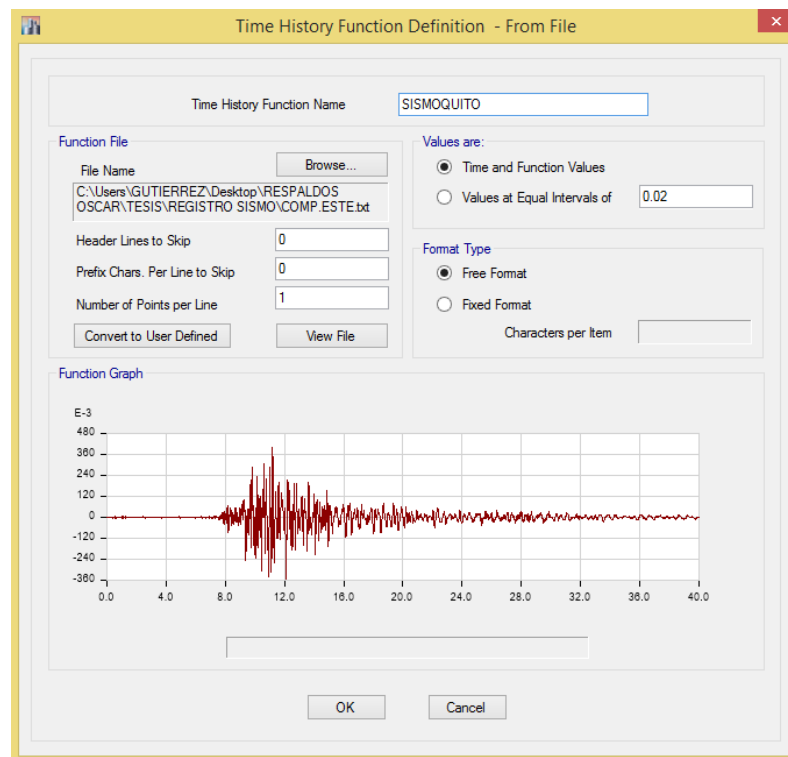


Figura 131. Ingreso del acelerograma escalado al programa ETABS 2015

Se definen los estados de carga dinámicos para realizar el análisis tiempo historia. En el Cuadro 32 se muestra la definición del estado de carga para el análisis tiempo historia en sentido X.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	SISMOQUITO	9.81

Figura 132. Definición del caso de carga TIEMPO HISTORIA X

4.9. CORTANTE DE DISEÑO PARA LAS ESTRUCTURAS CON DISIPADORES

Las recomendaciones de FEMA 450 coinciden con lo establecido en el código americano ASCE 7-10 en su Capítulo 18 “SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR STRUCTURES WITH DAMPING SYSTEMS” en que el cortante basal para diseño no deberá ser menor que V_{min} , el cual puede calcularse de dos formas:

Ec. 4. 4

$$V_{min} = \frac{V}{B_{V+I}}$$

Ec. 4. 5

$$V_{min} = 0.75 V$$

Donde V es el cortante basal calculado por el método de la carga estática equivalente y B_{V+I} es un coeficiente numérico para considerar el amortiguamiento efectivo de la estructura debido al aporte de amortiguamiento adicional que aportan los disipadores a la edificación. Este coeficiente numérico puede obtenerse de la Tabla 15.6-1 de las recomendaciones de FEMA 450.

Tabla 80.
Coeficiente para considerar el amortiguamiento efectivo de la estructura

Table 15.6-1
Damping Coefficient, B_{V+I} , B_{1D} , B_R , B_{1M} , B_{mD} , or B_{mM}

Effective Damping, β (percentage of critical)	B_{V+I} , B_{1D} , B_R , B_{1M} , B_{mD} or B_{mM} (where period of the structure $\leq T_D$)
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3.0
80	3.3
90	3.6
≤ 100	4.0

Fuente: FEMA 450

Para las estructuras planteadas se determinó las propiedades de los disipadores de manera que aportaran un porcentaje de amortiguamiento de 10% del crítico, el cual sumado al 5% que presenta de manera inherente la estructura, se obtiene un amortiguamiento efectivo de la estructura de 15% del amortiguamiento crítico.

Con un valor de amortiguamiento de 15% se ingresa a la Tabla 15.6-1 de FEMA 450 y mediante interpolación se obtuvo un valor de B_{V+I} igual a 1.35.

Si se reemplaza este valor en la ecuación 4.4 se obtiene lo siguiente:

$$V_{min} = \frac{V}{1.35} = 0.74 V$$

Por lo tanto en todos los modelos planteados de esta investigación la expresión que definirá el corte basal de diseño mínimo será:

$$V_{min} = 0.75 V$$

4.10. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.10.1. Derivas De Piso De Las Estructuras Con Disipadores

EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 81.

Derivas inelásticas del edificio de 5 pisos con disipadores

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M
5	16.20	3.24	1.30	0.000606	0.004	1.31	0.000613	0.004
4	12.96	3.24	1.11	0.000824	0.005	1.12	0.000833	0.005
3	9.72	3.24	0.84	0.000945	0.006	0.85	0.000954	0.006
2	6.48	3.24	0.54	0.000969	0.006	0.54	0.000977	0.006
1	3.24	3.24	0.22	0.000686	0.004	0.22	0.00069	0.004
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

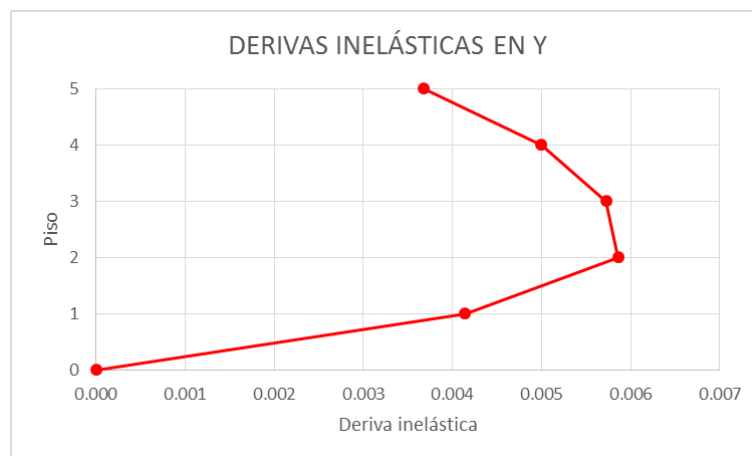


Figura 133. Derivas inelásticas en Y para edificio 5 pisos con disipadores

EDIFICIO DE 10 PISOS

Tabla 82.

Derivas inelásticas del edificio de 10 pisos con disipadores

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M
10	32.40	3.24	3.25	0.000716	0.004	3.30	0.000733	0.004
9	29.16	3.24	3.02	0.000888	0.005	3.07	0.000906	0.005
8	25.92	3.24	2.74	0.001026	0.006	2.78	0.001045	0.006
7	22.68	3.24	2.42	0.001109	0.007	2.45	0.001128	0.007
6	19.44	3.24	2.07	0.001158	0.007	2.10	0.001178	0.007
5	16.20	3.24	1.70	0.001195	0.007	1.73	0.001214	0.007
4	12.96	3.24	1.32	0.001204	0.007	1.34	0.001222	0.007
3	9.72	3.24	0.93	0.001175	0.007	0.94	0.001191	0.007
2	6.48	3.24	0.55	0.001072	0.006	0.56	0.001085	0.007
1	3.24	3.24	0.21	0.000637	0.004	0.21	0.000642	0.004
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

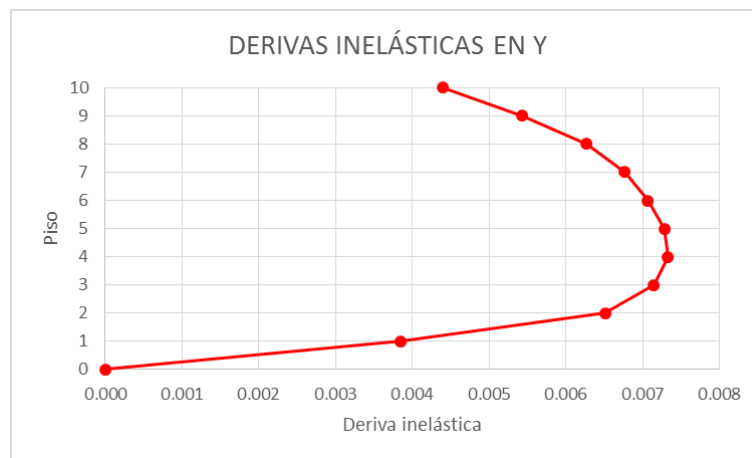


Figura 134. Derivas inelásticas en Y para edificio 10 pisos con disipadores

EDIFICIO DE 15 PISOS

Tabla 83.

Derivas inelásticas del edificio de 15 pisos con disipadores

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M
15	48.60	3.24	5.38	0.000798	0.005	5.48	0.000821	0.005
14	45.36	3.24	5.13	0.000941	0.006	5.23	0.000966	0.006
13	42.12	3.24	4.85	0.001068	0.006	4.93	0.001094	0.007
12	38.88	3.24	4.52	0.00117	0.007	4.60	0.001197	0.007
11	35.64	3.24	4.17	0.001238	0.007	4.24	0.001265	0.008
10	32.40	3.24	3.79	0.001284	0.008	3.86	0.001311	0.008
9	29.16	3.24	3.40	0.001324	0.008	3.46	0.00135	0.008
8	25.92	3.24	3.00	0.001349	0.008	3.05	0.001375	0.008
7	22.68	3.24	2.58	0.001358	0.008	2.62	0.001382	0.008
6	19.44	3.24	2.15	0.001331	0.008	2.19	0.001355	0.008
5	16.20	3.24	1.73	0.001291	0.008	1.76	0.001314	0.008
4	12.96	3.24	1.32	0.001257	0.008	1.34	0.001278	0.008
3	9.72	3.24	0.91	0.001196	0.007	0.92	0.001214	0.007
2	6.48	3.24	0.53	0.001046	0.006	0.53	0.001061	0.006
1	3.24	3.24	0.19	0.000573	0.003	0.19	0.000579	0.003
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

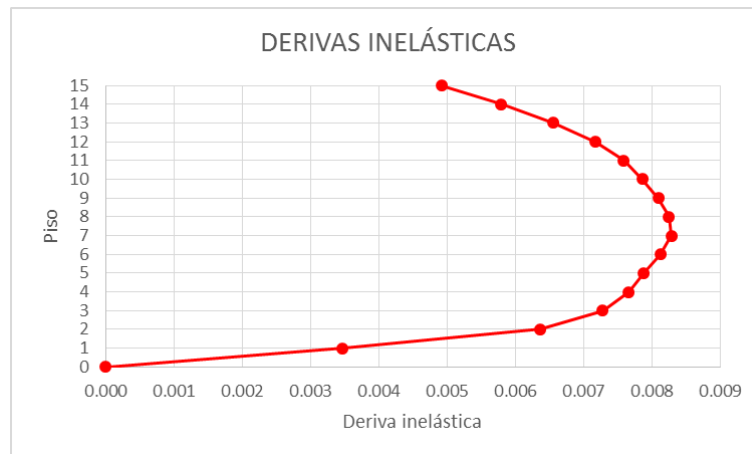


Figura 135. Derivas inelásticas en Y para edificio 15 pisos con disipadores

EDIFICIO DE 20 PISOS

Tabla 84.
Derivas inelásticas del edificio de 20 pisos con disipadores

Piso	Elevación (m)	Altura de entrepiso (m)	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M
20	64.80	3.24	7.21	0.00077	0.005	7.38	0.000796	0.005
19	61.56	3.24	6.98	0.000885	0.005	7.14	0.000912	0.005
18	58.32	3.24	6.71	0.000994	0.006	6.86	0.001022	0.006
17	55.08	3.24	6.42	0.001092	0.007	6.56	0.001121	0.007
16	51.84	3.24	6.10	0.001171	0.007	6.23	0.001201	0.007
15	48.60	3.24	5.75	0.001222	0.007	5.87	0.001252	0.008
14	45.36	3.24	5.39	0.001258	0.008	5.50	0.001289	0.008
13	42.12	3.24	5.02	0.001296	0.008	5.12	0.001327	0.008
12	38.88	3.24	4.63	0.001328	0.008	4.72	0.001359	0.008
11	35.64	3.24	4.23	0.001352	0.008	4.31	0.001384	0.008
10	32.40	3.24	3.82	0.001369	0.008	3.89	0.0014	0.008
9	29.16	3.24	3.39	0.001375	0.008	3.46	0.001405	0.008
8	25.92	3.24	2.97	0.001359	0.008	3.02	0.001389	0.008
7	22.68	3.24	2.54	0.001337	0.008	2.59	0.001365	0.008
6	19.44	3.24	2.12	0.001321	0.008	2.15	0.001348	0.008
5	16.20	3.24	1.70	0.001299	0.008	1.72	0.001324	0.008
4	12.96	3.24	1.28	0.001259	0.008	1.30	0.001282	0.008
3	9.72	3.24	0.87	0.001179	0.007	0.88	0.001199	0.007
2	6.48	3.24	0.49	0.000997	0.006	0.50	0.001011	0.006
1	3.24	3.24	0.17	0.000514	0.003	0.17	0.00052	0.003
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

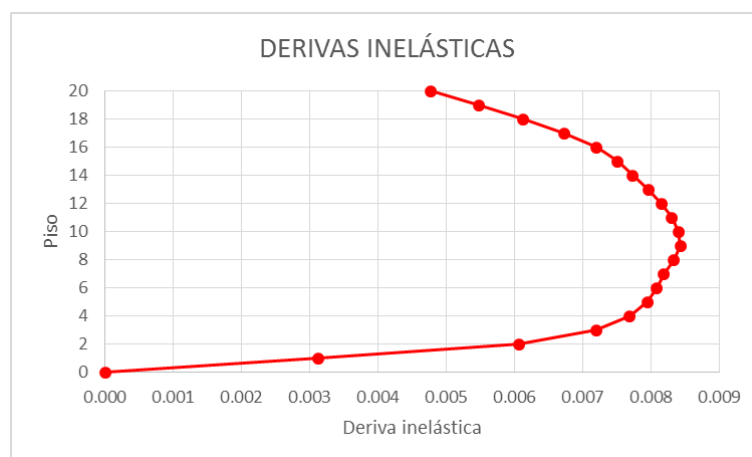


Figura 136. Derivas inelásticas en Y para edificio 20 pisos con disipadores

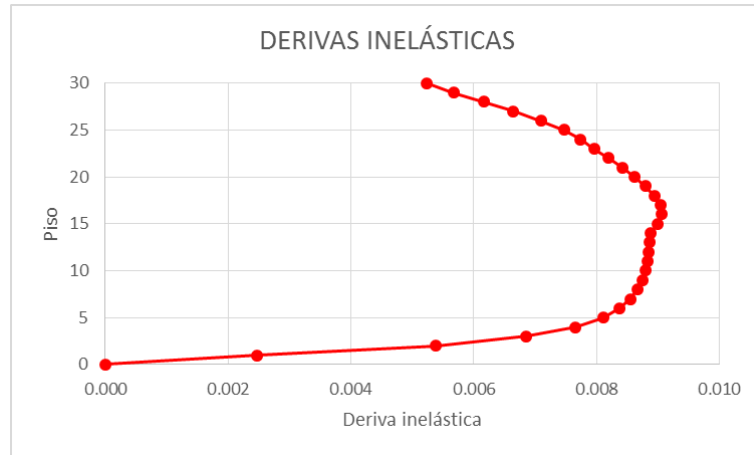


Figura 137. Derivas inelásticas en Y para edificio 30 pisos con disipadores

4.10.2. Diagramas de Energía De Las Estructuras Con Disipadores EDIFICIO DE 5 PISOS

En la Figura 138 se observa una absorción de aproximadamente el 40% de la energía de entrada por parte de los disipadores.

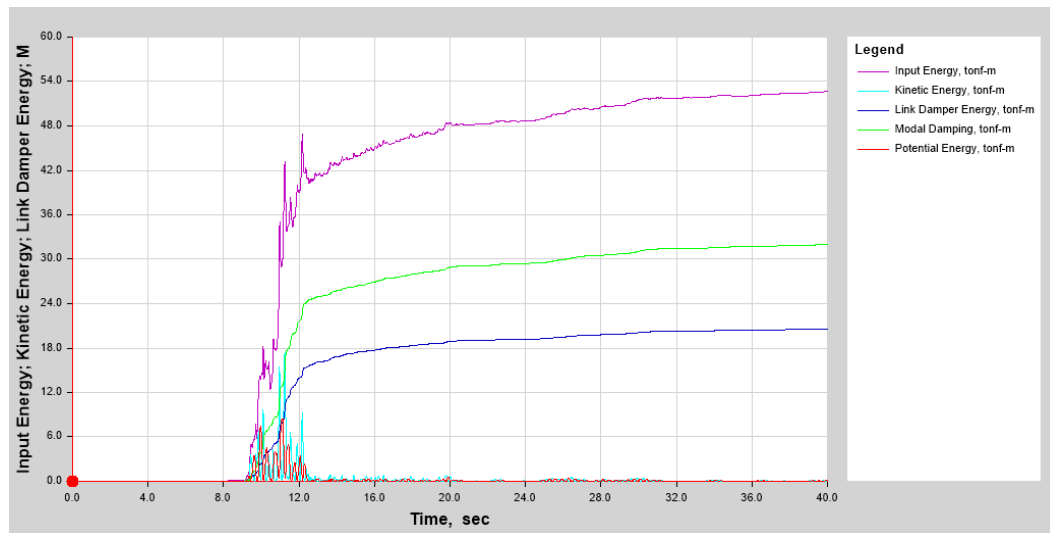


Figura 138. Diagrama de energía del modelo de 5 pisos con disipadores

EDIFICIO DE 10 PISOS

En la Figura 139 se observa una absorción de aproximadamente el 49% de la energía de entrada por parte de los disipadores.

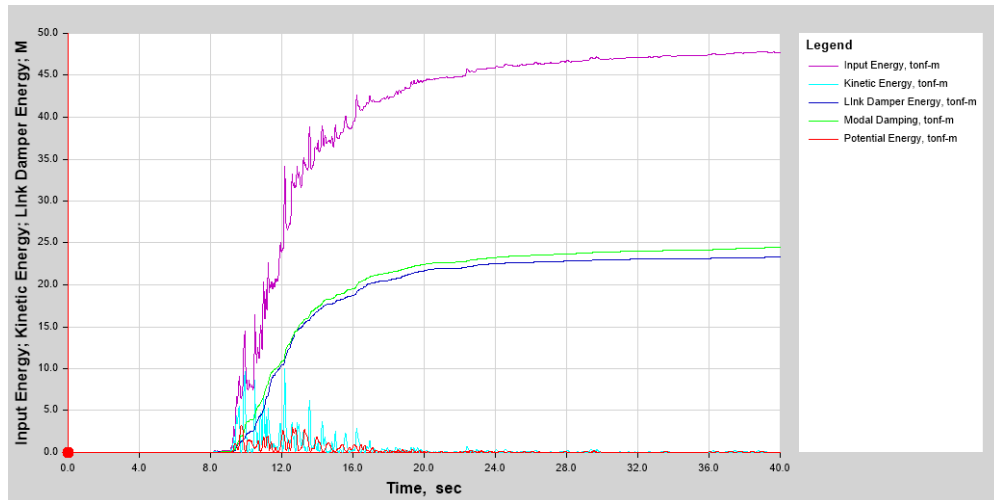


Figura 139. Diagrama de energía del modelo de 10 pisos con disipadores

EDIFICIO DE 15 PISOS

En la Figura 140 se observa una absorción de aproximadamente el 53.4% de la energía de entrada por parte de los disipadores.

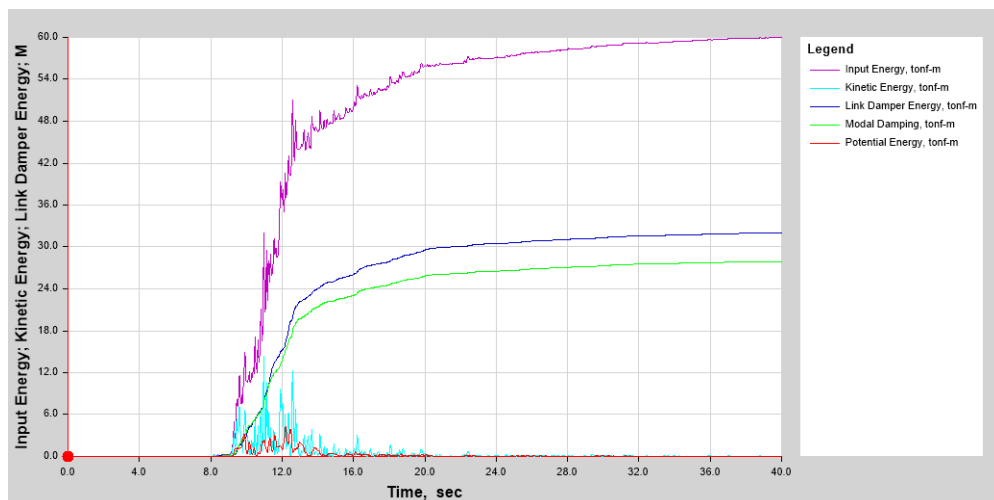


Figura 140. Diagrama de energía del modelo de 15 pisos con disipadores

EDIFICIO DE 20 PISOS

En la Figura 141 se observa una absorción de aproximadamente el 53.4% de la energía de entrada por parte de los disipadores.

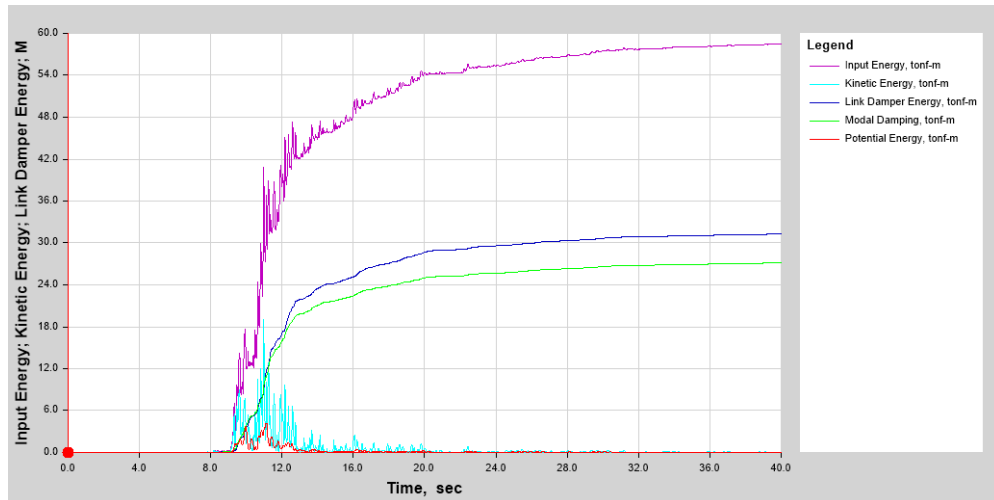


Figura 141. Diagrama de energía del modelo de 20 pisos con disipadores

EDIFICIO DE 30 PISOS

En la Figura 142 se observa una absorción de aproximadamente el 50.6% de la energía de entrada por parte de los disipadores.

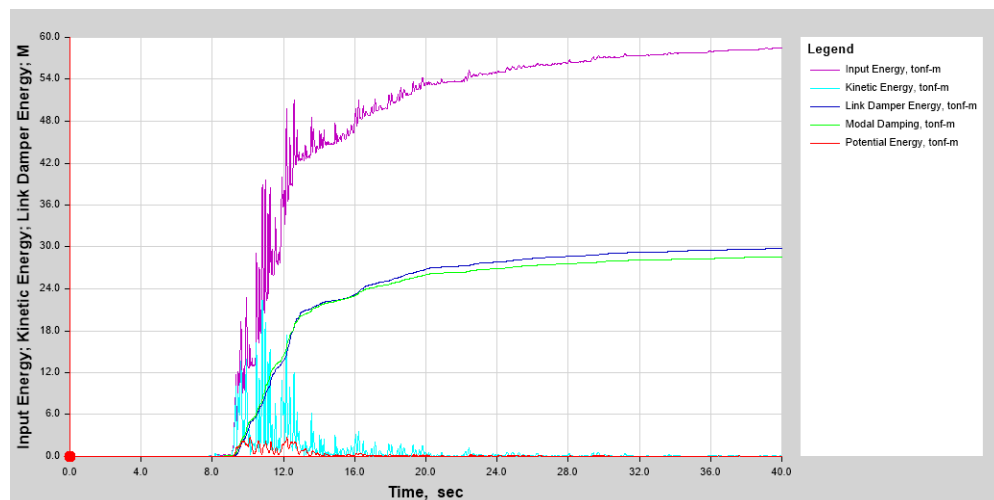


Figura 142. Diagrama de energía del modelo de 30 pisos con disipadores

CAPÍTULO V COMPARACIÓN DE RESULTADOS

5.1. COMPARACIÓN DE LOS PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO Y LAS ESTRUCTURAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO

La comparación de los sistemas propuestos se la realiza con los resultados obtenidos en la dirección Y, ya que a pesar de tener estructuras simétricas, los resultados en esa dirección son algo mayores a los de la dirección X.

Para analizar el comportamiento de los dos sistemas estructurales, se comparan los siguientes parámetros:

- Derivas inelásticas
 - Deriva inelástica en el último piso
 - Deriva máxima del edificio convencional
 - Deriva inelástica en el primer piso
- Amplificación de la aceleración de entrada en pisos superiores
 - Aceleración de entrada en último piso
- Cortante basal real o de diseño elástico
- Cortante basal de diseño
- Nivel de esfuerzo en vigas

5.1.1. Comparación De Derivas Inelásticas

EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 86.

Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 5 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AISLACIÓN BASAL			CON AISLACIÓN BASAL			% Reducción Δ_M
		$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	
5	16.20	3.96	0.001823	0.011	24.39	0.001696	0.003	77
4	12.96	3.40	0.002643	0.016	23.86	0.002645	0.004	75
3	9.72	2.57	0.003121	0.019	23.03	0.003414	0.005	73
2	6.48	1.57	0.003071	0.018	21.94	0.003799	0.006	69
1	3.24	0.58	0.001779	0.011	20.71	0.003162	0.005	56
BASE	0	0	0	0	19.70	-	-	-

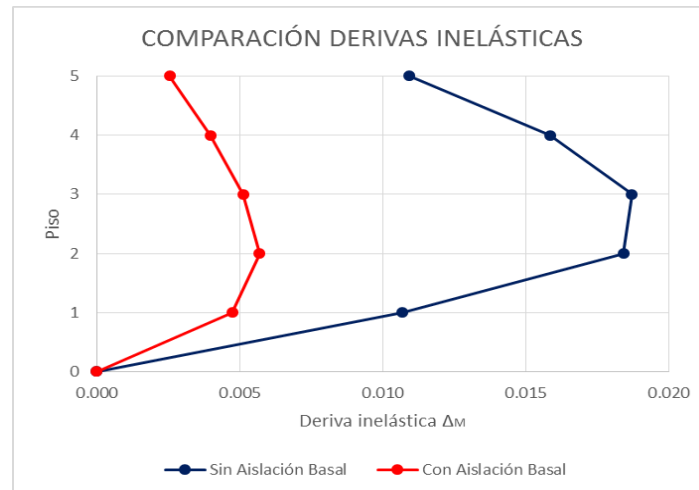


Figura 143. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 5 pisos

EDIFICIO DE 10 PISOS

Tabla 87. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 10 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AISLACIÓN BASAL			CON AISLACIÓN BASAL			% Reducción Δ_M
		δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	
10	32.40	6.61	0.001206	0.007	32.03	0.001431	0.002	70
9	29.16	6.29	0.001645	0.010	31.61	0.00205	0.003	69
8	25.92	5.84	0.00203	0.012	31.00	0.002708	0.004	67
7	22.68	5.26	0.002264	0.014	30.18	0.003234	0.005	64
6	19.44	4.59	0.002429	0.015	29.19	0.003692	0.006	62
5	16.20	3.85	0.002624	0.016	28.05	0.004182	0.006	60
4	12.96	3.03	0.002787	0.017	26.74	0.004627	0.007	58
3	9.72	2.14	0.002823	0.017	25.27	0.004935	0.007	56
2	6.48	1.23	0.002504	0.015	23.69	0.004897	0.007	51
1	3.24	0.41	0.001279	0.008	22.11	0.004001	0.006	22
BASE	0	0	0	0	20.83	-	-	-

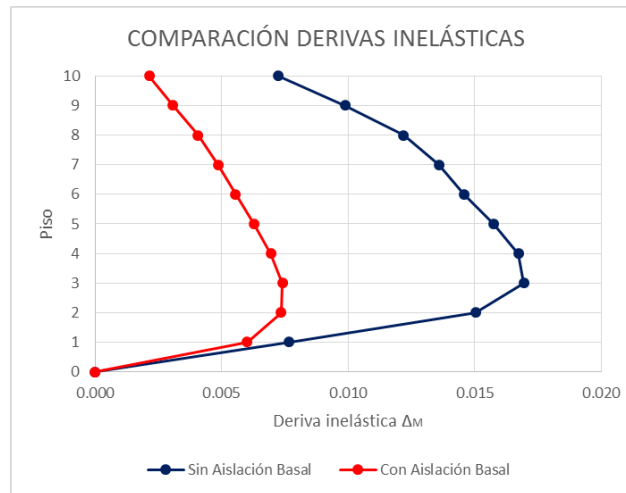


Figura 144. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 10 pisos

EDIFICIO DE 15 PISOS

Tabla 88.

Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 15 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AISLACIÓN BASAL			CON AISLACIÓN BASAL			% Reducción Δ_M
		δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	
15	48.60	9.35	0.001068	0.006	40.90	0.001414	0.002	67
14	45.36	9.07	0.001377	0.008	40.49	0.001868	0.003	66
13	42.12	8.72	0.001686	0.010	39.95	0.002403	0.004	64
12	38.88	8.28	0.001941	0.012	39.25	0.002927	0.004	62
11	35.64	7.76	0.002119	0.013	38.39	0.003374	0.005	60
10	32.40	7.17	0.002258	0.014	37.39	0.003775	0.006	58
9	29.16	6.52	0.002396	0.014	36.25	0.004175	0.006	56
8	25.92	5.81	0.002517	0.015	34.98	0.004534	0.007	55
7	22.68	5.05	0.0026	0.016	33.58	0.004808	0.007	54
6	19.44	4.24	0.0026	0.016	32.09	0.004914	0.007	53
5	16.20	3.43	0.002576	0.015	30.54	0.004972	0.007	52
4	12.96	2.61	0.002566	0.015	28.97	0.00509	0.008	50
3	9.72	1.78	0.002455	0.015	27.34	0.005143	0.008	48
2	6.48	0.99	0.002054	0.012	25.69	0.004958	0.007	40
1	3.24	0.32	0.000989	0.006	24.09	0.004237	0.006	7 (AUM.)
BASE	0	0	0	0	22.74	-	-	-

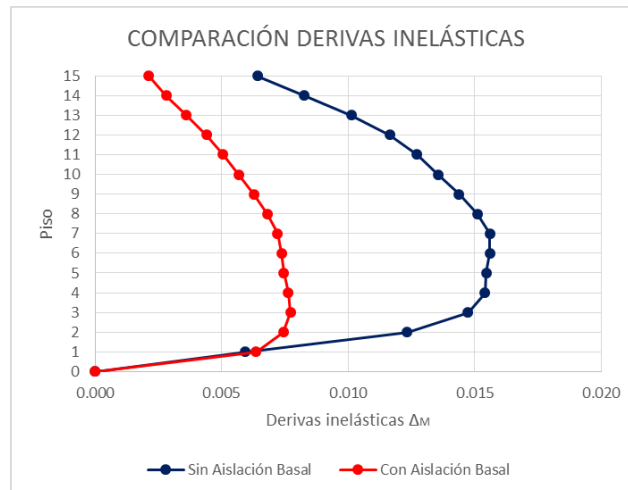


Figura 145. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 15 pisos

EDIFICIO DE 20 PISOS

Tabla 89.

Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 20 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AISLACIÓN BASAL			CON AISLACIÓN BASAL			% Reducción Δ_M
		δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	
20	64.80	11.41	0.000924	0.006	49.21	0.001452	0.002	61
19	61.56	11.18	0.001143	0.007	48.80	0.00181	0.003	60
18	58.32	10.90	0.001376	0.008	48.29	0.002248	0.003	59
17	55.08	10.55	0.001581	0.009	47.66	0.002696	0.004	57
16	51.84	10.15	0.00174	0.010	46.89	0.003106	0.005	55
15	48.60	9.69	0.001845	0.011	46.00	0.003433	0.005	53
14	45.36	9.19	0.001931	0.012	45.00	0.003725	0.006	52
13	42.12	8.65	0.002032	0.012	43.90	0.004039	0.006	50
12	38.88	8.06	0.002135	0.013	42.70	0.004349	0.007	49
11	35.64	7.44	0.002231	0.013	41.40	0.00464	0.007	48
10	32.40	6.78	0.002314	0.014	39.99	0.004896	0.007	47
9	29.16	6.08	0.00237	0.014	38.49	0.005094	0.008	46
8	25.92	5.35	0.00238	0.014	36.91	0.005193	0.008	45
7	22.68	4.61	0.00238	0.014	35.29	0.005267	0.008	45
6	19.44	3.86	0.002401	0.014	33.64	0.005394	0.008	44
5	16.20	3.10	0.002415	0.014	31.93	0.005523	0.008	43
4	12.96	2.32	0.002376	0.014	30.17	0.005612	0.008	41
3	9.72	1.56	0.00221	0.013	28.37	0.005602	0.008	37
2	6.48	0.84	0.001777	0.011	26.57	0.005381	0.008	24
1	3.24	0.27	0.000819	0.005	24.83	0.004778	0.007	46 (AUM.)
BASE	0	0	0	0	23.32	-	-	-

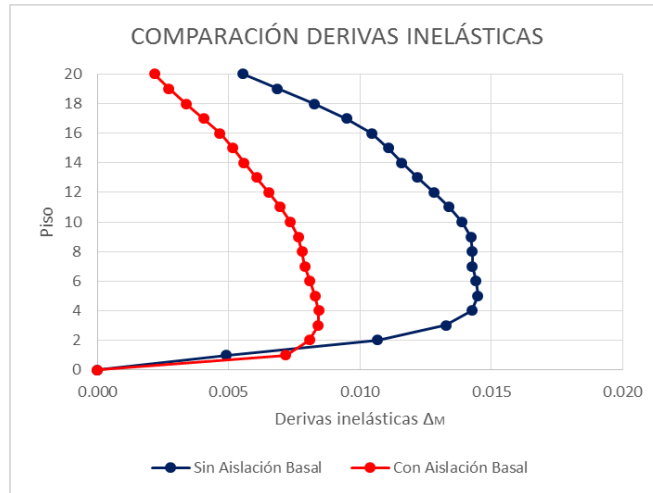


Figura 146. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 20 pisos

EDIFICIO DE 30 PISOS

Tabla 90.

Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 30 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AISLACIÓN BASAL			CON AISLACIÓN BASAL			% Reducción Δ_M
		$\delta_{E\text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E\text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	
30	97.20	16.73	0.00101	0.006	71.26	0.002018	0.003	50
29	93.96	16.48	0.001136	0.007	70.70	0.002266	0.003	50
28	90.72	16.20	0.001287	0.008	70.07	0.002592	0.004	50
27	87.48	15.89	0.001435	0.009	69.36	0.002951	0.004	49
26	84.24	15.53	0.001564	0.009	68.55	0.003307	0.005	47
25	81.00	15.14	0.001668	0.010	67.63	0.003633	0.005	46
24	77.76	14.71	0.001741	0.010	66.62	0.003903	0.006	44
23	74.52	14.25	0.001804	0.011	65.53	0.00415	0.006	42
22	71.28	13.77	0.001877	0.011	64.35	0.004409	0.007	41
21	68.04	13.25	0.001954	0.012	63.10	0.004669	0.007	40
20	64.80	12.71	0.002029	0.012	61.75	0.004918	0.007	39
19	61.56	12.14	0.002097	0.013	60.32	0.005148	0.008	39
18	58.32	11.54	0.002153	0.013	58.82	0.005348	0.008	38
17	55.08	10.92	0.002192	0.013	57.24	0.005506	0.008	37
16	51.84	10.28	0.002209	0.013	55.61	0.005603	0.008	37
15	48.60	9.62	0.002194	0.013	53.93	0.005612	0.008	36
14	45.36	8.97	0.002177	0.013	52.24	0.005608	0.008	36
13	42.12	8.31	0.002186	0.013	50.54	0.005666	0.008	35
12	38.88	7.65	0.002208	0.013	48.80	0.005759	0.009	35
11	35.64	6.97	0.002235	0.013	47.03	0.005871	0.009	34
10	32.40	6.28	0.002263	0.014	45.20	0.005991	0.009	34
9	29.16	5.57	0.002288	0.014	43.33	0.006112	0.009	33
8	25.92	4.85	0.002308	0.014	41.42	0.006226	0.009	33
7	22.68	4.11	0.002315	0.014	39.45	0.006328	0.009	32
6	19.44	3.37	0.002299	0.014	37.44	0.00641	0.010	30
5	16.20	2.63	0.002238	0.013	35.40	0.006462	0.010	28
4	12.96	1.91	0.002101	0.013	33.33	0.006466	0.010	23
3	9.72	1.23	0.001837	0.011	31.25	0.006392	0.010	13
2	6.48	0.63	0.001371	0.008	29.19	0.006193	0.009	13 (AUM.)
1	3.24	0.19	0.000583	0.003	27.19	0.00585	0.009	151 (AUM.)
BASE	0	0	0	0	25.34	-	-	-

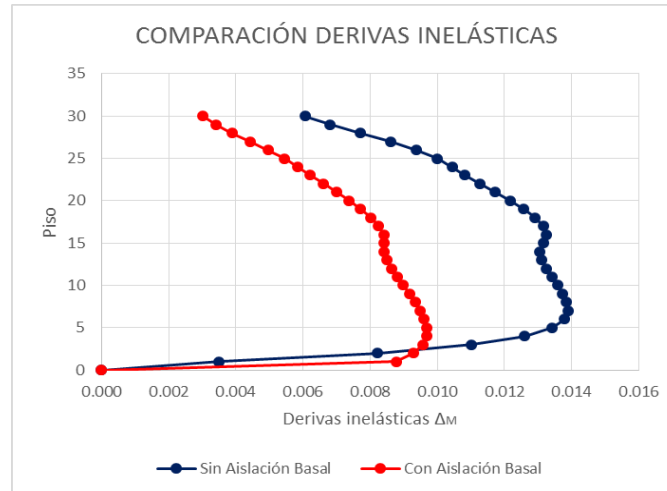


Figura 147. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y aislado de 30 pisos

5.1.1.1. Variación Del Porcentaje De Reducción De Derivas Inelásticas

Se observa una variación decreciente del porcentaje de reducción de derivas inelásticas, siendo mayor en el piso más alto y disminuyendo en los pisos inferiores. En los edificios de 15, 20 y 30 pisos se puede observar que en los pisos inferiores se produce un incremento (signo negativo en los gráficos) de las derivas inelásticas, lo cual podría resultar en una situación adversa para algún caso en particular; sin embargo, a pesar del incremento se sigue cumpliendo con los requisitos establecidos en la normativa para estos pisos.

EDIFICIO DE 5 PISOS

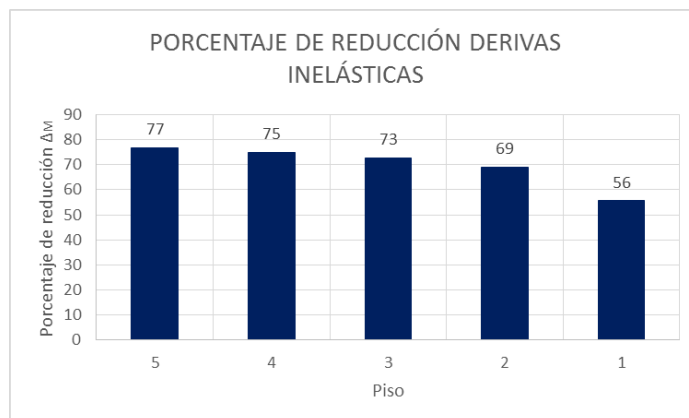


Figura 148. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio aislado de 5 pisos

EDIFICIO DE 10 PISOS

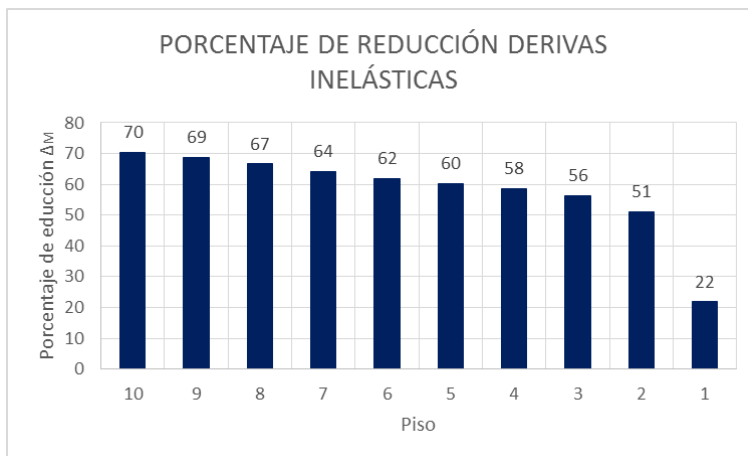


Figura 149. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio aislado de 10 pisos

EDIFICIO DE 15 PISOS

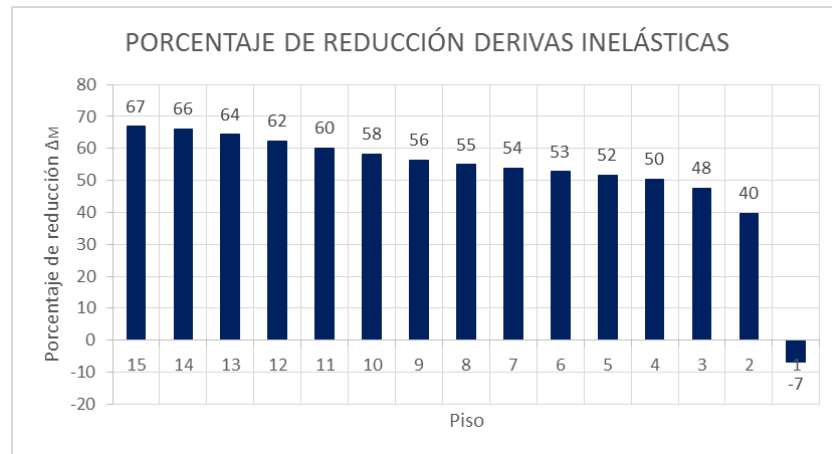


Figura 150. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio aislado de 15 pisos

EDIFICIO DE 20 PISOS

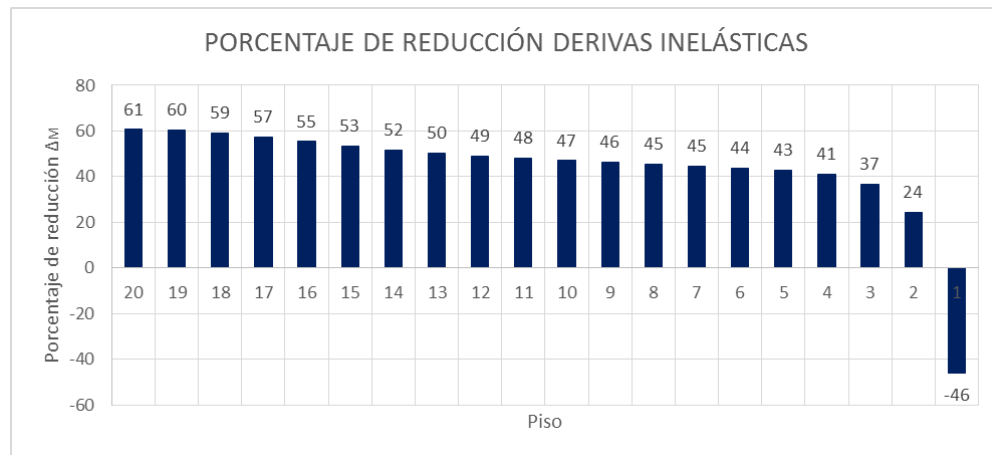


Figura 151. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio aislado de 20 pisos

EDIFICIO DE 30 PISOS

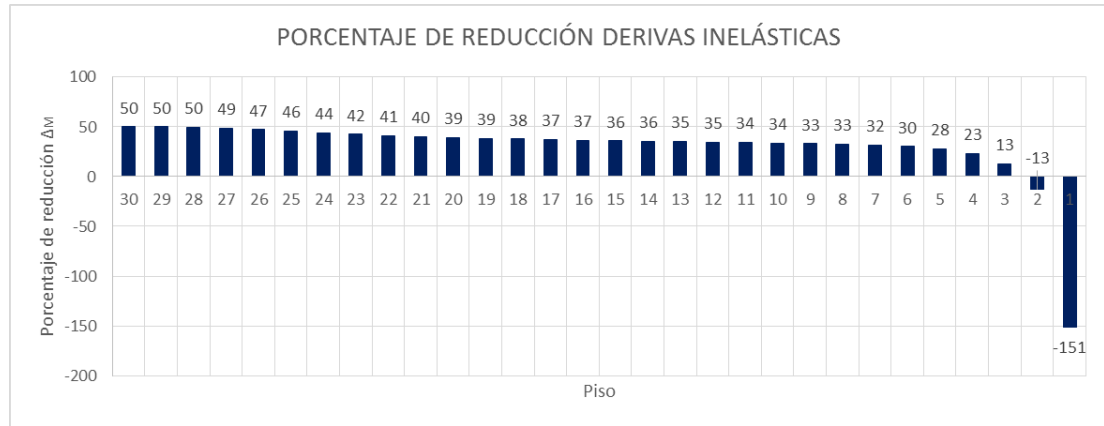


Figura 152. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio aislado de 30 pisos

5.1.1.2. Reducción De Deriva Inelástica Máxima Y Derivas Del Último Y Primer Piso De Las Estructuras

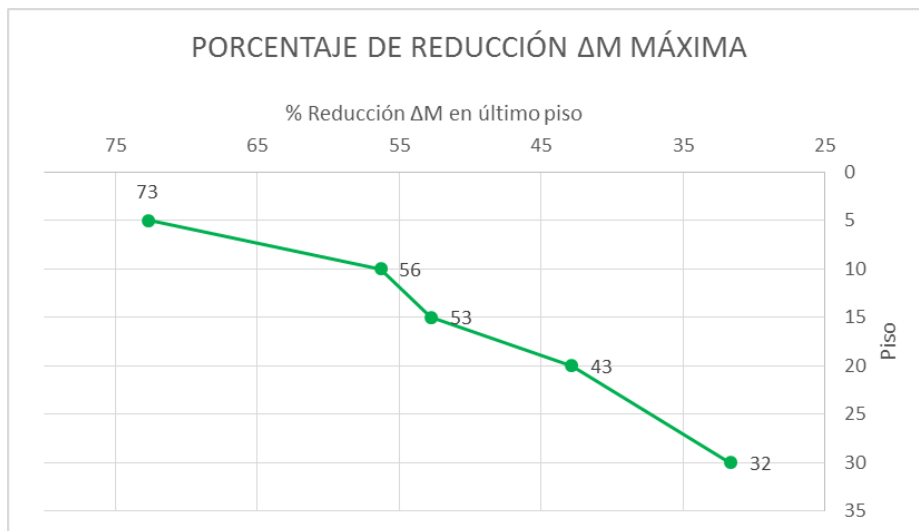


Figura 153. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas máximas de los edificios aislados

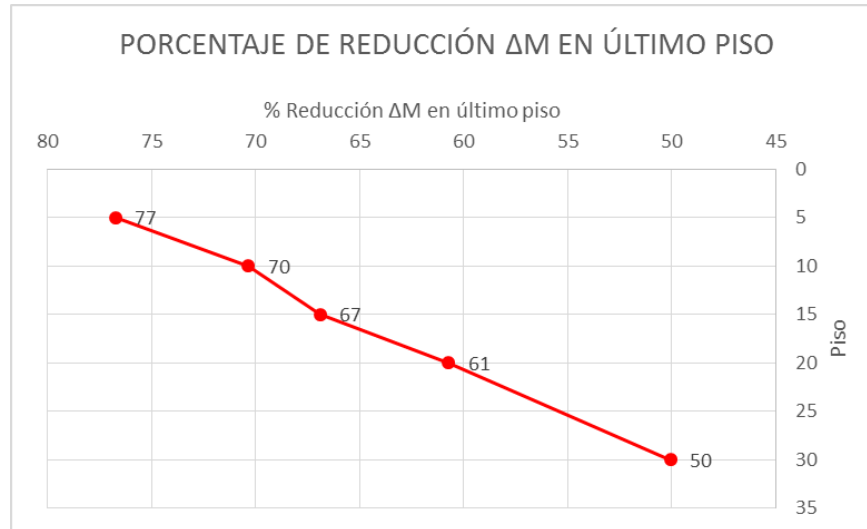


Figura 154. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en último piso de los edificios aislados

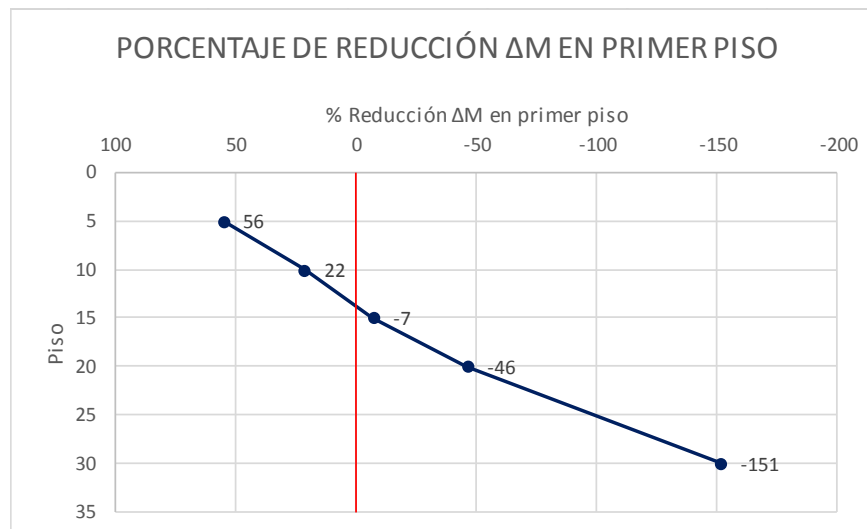


Figura 155. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en primer piso de los edificios aislados

5.1.2. Comparación De La Amplificación De La Aceleración De Entrada En Pisos Superiores

EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 91.
Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 5 pisos

Piso	SIN AISLACIÓN BASAL		CON AISLACIÓN BASAL		% Reducción
	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	
5	15.66	1.60g	3.02	0.31g	81
4	12.11	1.23g	2.84	0.29g	77
3	11.12	1.13g	2.68	0.27g	76
2	10.17	1.04g	2.60	0.27g	74
1	6.17	0.63g	2.58	0.26g	58

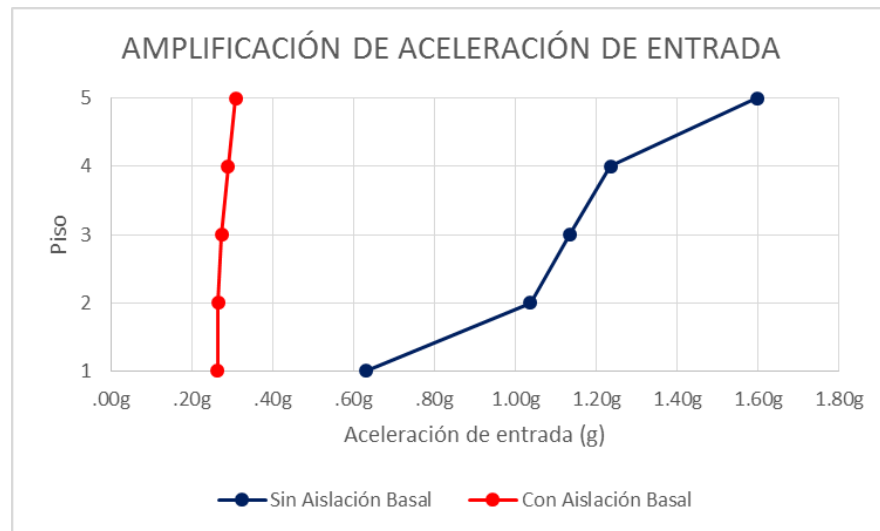


Figura 156. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 5 pisos

EDIFICIO DE 10 PISOS

Tabla 92.
Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado 10 pisos

Piso	SIN AISLACIÓN BASAL		CON AISLACIÓN BASAL		% Reducción
	Aceleración (m/s^2) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	Aceleración (m/s^2) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	
10	12.08	1.23g	2.90	0.30g	76
9	8.95	0.91g	2.71	0.28g	70
8	8.09	0.82g	2.53	0.26g	69
7	7.83	0.80g	2.38	0.24g	70
6	8.08	0.82g	2.29	0.23g	72
5	8.64	0.88g	2.23	0.23g	74
4	8.47	0.86g	2.20	0.22g	74
3	8.31	0.85g	2.20	0.22g	74
2	6.98	0.71g	2.21	0.23g	68
1	3.14	0.32g	2.22	0.23g	29

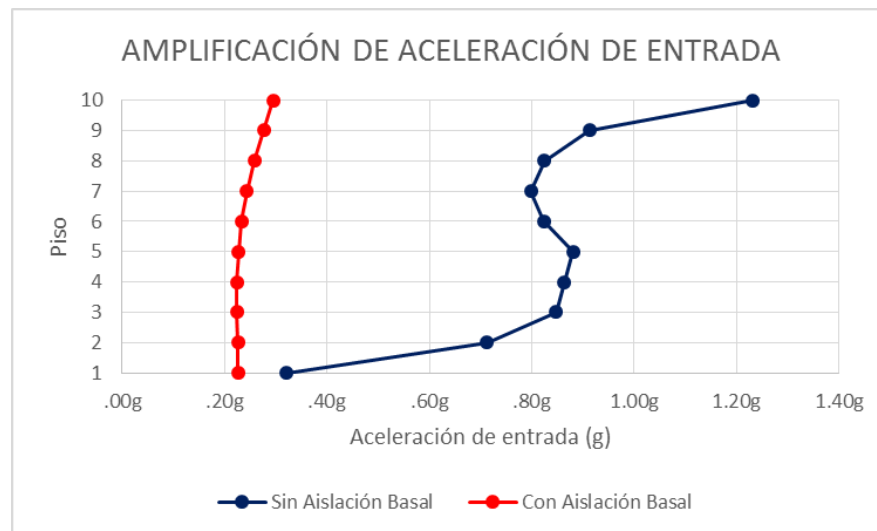


Figura 157. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 10 pisos

EDIFICIO DE 15 PISOS

Tabla 93.
Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 15 pisos

Piso	SIN AISLACIÓN BASAL		CON AISLACIÓN BASAL		% Reducción
	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	
15	10.27	01.05g	2.64	0.27g	74
14	7.90	0.81g	2.47	0.25g	69
13	6.47	0.66g	2.31	0.24g	64
12	6.41	0.65g	2.17	0.22g	66
11	6.58	0.67g	2.08	0.21g	68
10	6.50	0.66g	2.02	0.21g	69
9	6.61	0.67g	1.97	0.20g	70
8	6.94	0.71g	1.93	0.20g	72
7	7.02	0.72g	1.89	0.19g	73
6	6.92	0.70g	1.87	0.19g	73
5	7.11	0.72g	1.85	0.19g	74
4	7.27	0.74g	1.86	0.19g	74
3	6.51	0.66g	1.88	0.19g	71
2	4.42	0.45g	1.91	0.20g	57
1	1.65	0.17g	1.93	0.20g	-17

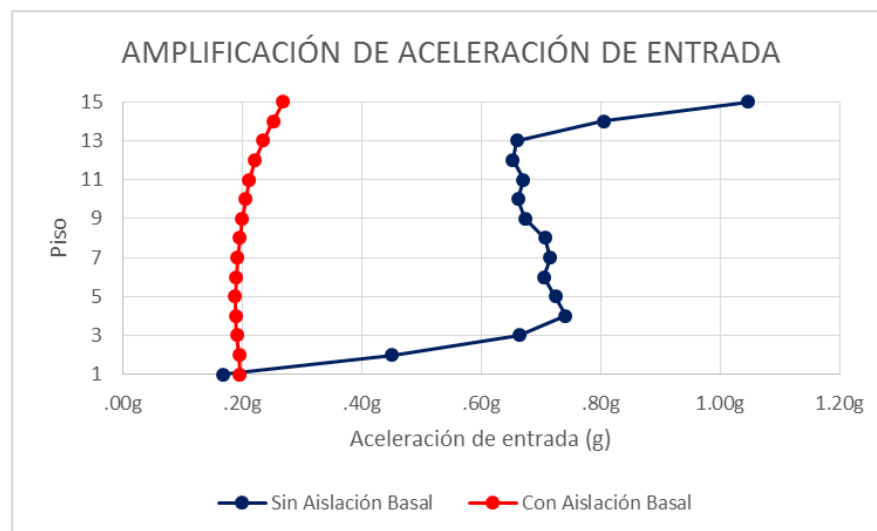


Figura 158 . Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 15 pisos

EDIFICIO DE 20 PISOS

Tabla 94.
Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 20 pisos

Piso	SIN AISLACIÓN BASAL		CON AISLACIÓN BASAL		% Reducción
	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravidad)	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravidad)	
20	8.86	0.90g	2.63	0.27g	70
19	7.14	0.73g	2.47	0.25g	65
18	5.69	0.58g	2.31	0.24g	59
17	5.12	0.52g	2.17	0.22g	58
16	5.38	0.55g	2.06	0.21g	62
15	5.74	0.59g	1.99	0.20g	65
14	5.80	0.59g	1.94	0.20g	67
13	5.66	0.58g	1.91	0.19g	66
12	5.61	0.57g	1.87	0.19g	67
11	5.72	0.58g	1.84	0.19g	68
10	5.79	0.59g	1.82	0.19g	69
9	5.68	0.58g	1.80	0.18g	68
8	5.58	0.57g	1.79	0.18g	68
7	5.78	0.59g	1.78	0.18g	69
6	6.20	0.63g	1.77	0.18g	71
5	6.42	0.65g	1.77	0.18g	72
4	6.01	0.61g	1.80	0.18g	70
3	4.78	0.49g	1.84	0.19g	62
2	2.94	0.30g	1.88	0.19g	36
1	1.01	0.10g	1.88	0.19g	-86

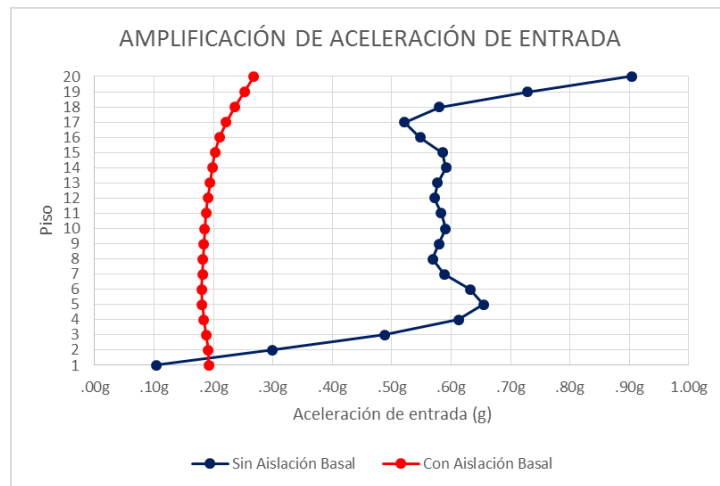


Figura 159. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 20 pisos

EDIFICIO DE 30 PISOS

Tabla 95.
Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 30 pisos

Piso	SIN AISLACIÓN BASAL		CON AISLACIÓN BASAL		% Reducción
	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	
30	7.57	0.77g	2.71	0.28g	64
29	6.35	0.65g	2.54	0.26g	60
28	5.19	0.53g	2.37	0.24g	54
27	4.30	0.44g	2.21	0.22g	49
26	3.95	0.40g	2.07	0.21g	48
25	4.15	0.42g	1.97	0.20g	53
24	4.55	0.46g	1.91	0.19g	58
23	4.85	0.49g	1.88	0.19g	61
22	4.91	0.50g	1.86	0.19g	62
21	4.74	0.48g	1.84	0.19g	61
20	4.47	0.46g	1.82	0.19g	59
19	4.29	0.44g	1.78	0.18g	59
18	4.33	0.44g	1.74	0.18g	60
17	4.55	0.46g	1.72	0.17g	62
16	4.79	0.49g	1.71	0.17g	64
15	4.92	0.50g	1.71	0.17g	65
14	4.85	0.49g	1.73	0.18g	64
13	4.62	0.47g	1.74	0.18g	62
12	4.36	0.44g	1.74	0.18g	60
11	4.25	0.43g	1.73	0.18g	59
10	4.43	0.45g	1.71	0.17g	61
9	4.81	0.49g	1.69	0.17g	65
8	5.20	0.53g	1.67	0.17g	68
7	5.39	0.55g	1.68	0.17g	69
6	5.26	0.54g	1.71	0.17g	68
5	4.74	0.48g	1.75	0.18g	63
4	3.85	0.39g	1.80	0.18g	53
3	2.72	0.28g	1.85	0.19g	32
2	1.50	0.15g	1.87	0.19g	-24
1	0.47	0.05g	1.86	0.19g	-294

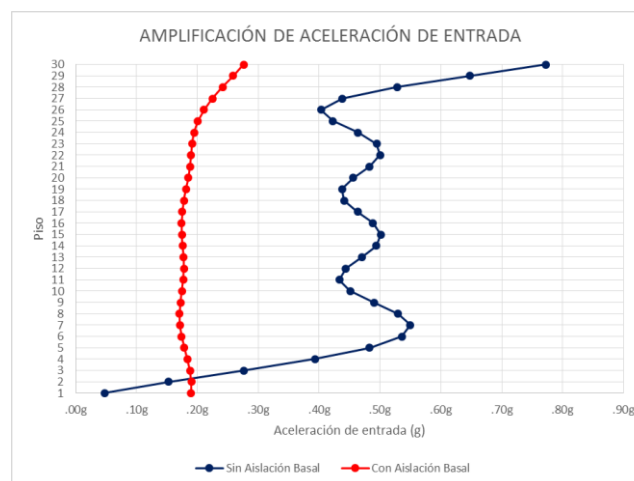


Figura 160. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y aislado de 30 pisos

5.1.2.1. Reducción De Aceleración De Entrada En El Último Piso De Las Estructuras

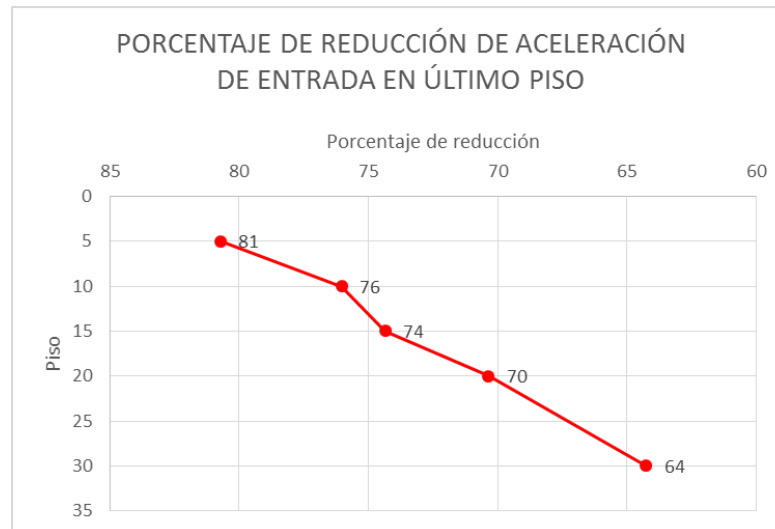


Figura 161. Porcentaje de reducción de aceleración de entrada en último piso de los edificios aislados

5.1.3. Comparación Del Cortante Basal Real O De Diseño Elástico

Tabla 96. Comparación del cortante basal real o de diseño elástico en los edificios aislados

	SIN AISLACIÓN BASAL	CON AISLACIÓN BASAL	
Edificio (# de pisos)	Cortante basal elástico (t)	Cortante basal elástico (t)	% Reducción
5	2265.52	713.16	69
10	2669.52	1186.40	56
15	2955.20	1466.94	50
20	3180.96	1802.28	43
30	3702.08	2435.14	34

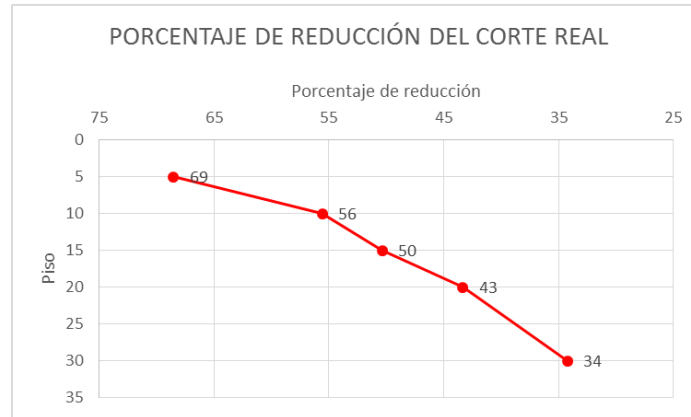


Figura 162 . Porcentaje de reducción del corte basal real en los edificios aislados

5.1.4. Comparación Del Cortante Basal De Diseño

Tabla 97.

Comparación del cortante basal de diseño en los edificios aislados

	SIN AISLACIÓN BASAL	CON AISLACIÓN BASAL	
Edificio (# de pisos)	Cortante basal de diseño (R = 8)	Cortante basal de diseño (R = 2)	% Incremento
5	283.19	356.58	21
10	333.69	593.20	44
15	369.40	733.47	50
20	397.62	901.14	56
30	462.76	1217.57	62

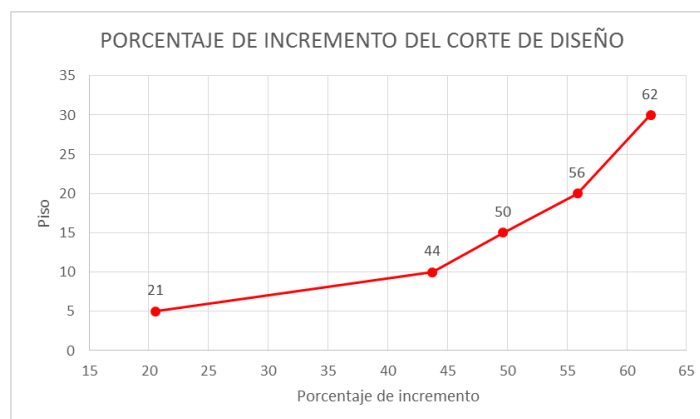


Figura 163. Porcentaje de incremento del corte basal de diseño en los edificios aislados

El incremento significativo que se produce en el cortante basal de diseño se debe fundamentalmente a la diferencia que existe en los dos espectros de diseño de cada sistema estructural como se observa en la Figura 164.

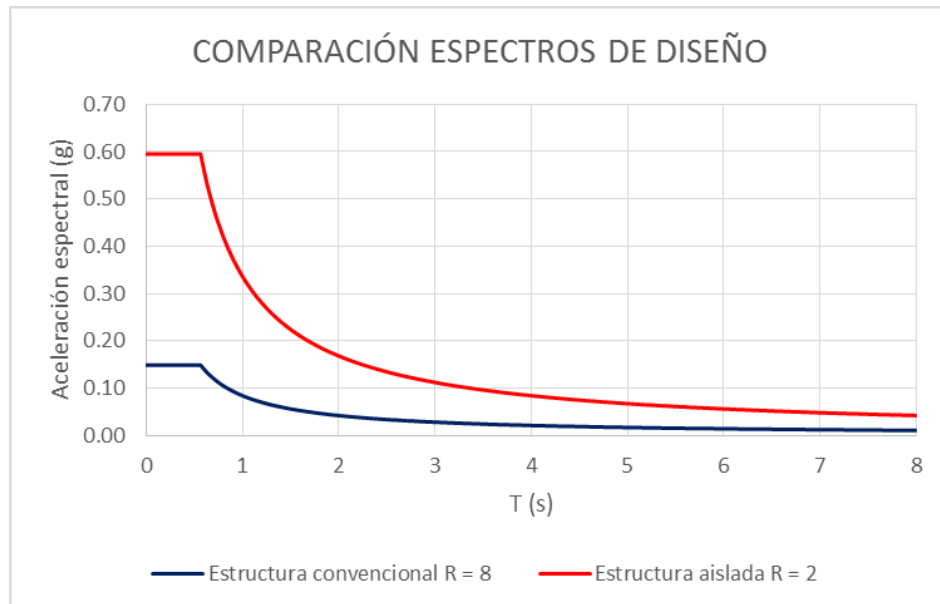


Figura 164. Comparación espectros de diseño para estructura convencional y aislada

5.1.5. Comparación Del Nivel De Esfuerzo En Vigas

Se realizó el diseño de las estructuras manteniendo las mismas secciones de elementos establecidas en las estructuras convencionales, para determinar la variación del nivel de esfuerzo en los elementos debido al incremento del cortante basal de diseño en cada sistema.

Para realizar esta comparación se obtuvo los niveles de esfuerzo de la misma viga para sistemas de la misma altura, la cual corresponde a la viga más solicitada.

Tabla 98.
Comparación del nivel de esfuerzo en vigas

Edificio (# de pisos)	Nivel de esfuerzo edificio convencional	Nivel de esfuerzo edificio aislado	% Incremento
5	0.884	0.906	2
10	0.712	0.996	29
15	0.714	1.037	31
20	0.643	1.021	37
30	0.515	1.12	54

5.2. COMPARACIÓN DE LOS PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO Y LAS ESTRUCTURAS CON SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

La comparación de los sistemas propuestos se la realiza con los resultados obtenidos en la dirección Y, ya que a pesar de tener estructuras simétricas, los resultados en esa dirección son algo mayores a los de la dirección X.

Para analizar el comportamiento de los dos sistemas estructurales, se comparan los siguientes parámetros:

- Derivas inelásticas
 - Deriva inelástica en el último piso
 - Deriva máxima del edificio convencional
 - Deriva inelástica en el primer piso
- Amplificación de la aceleración de entrada en pisos superiores
 - Aceleración de entrada en último piso
- Diagramas de energía
- Cortante basal de diseño
- Nivel de esfuerzo en vigas

5.2.1. Comparación De Derivas Inelásticas

EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 99.

Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 5 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AMORTIGUADORES			CON AMORTIGUADORES			% Reducción $\delta_{E\text{ máx}}$	% Reducción Δ_M
		$\delta_{E\text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E\text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M		
5	16.20	3.96	0.001823	0.011	1.49	0.000696	0.004	62	62
4	12.96	3.40	0.002643	0.016	1.27	0.000945	0.006	63	64
3	9.72	2.57	0.003121	0.019	0.96	0.001083	0.006	63	65
2	6.48	1.57	0.003071	0.018	0.61	0.00111	0.007	61	64
1	3.24	0.58	0.001779	0.011	0.25	0.000783	0.005	56	56
BASE	0	0	0	0	0	0	0	-	-

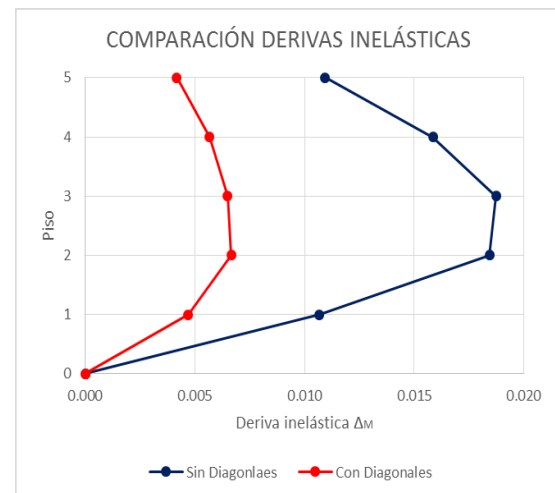
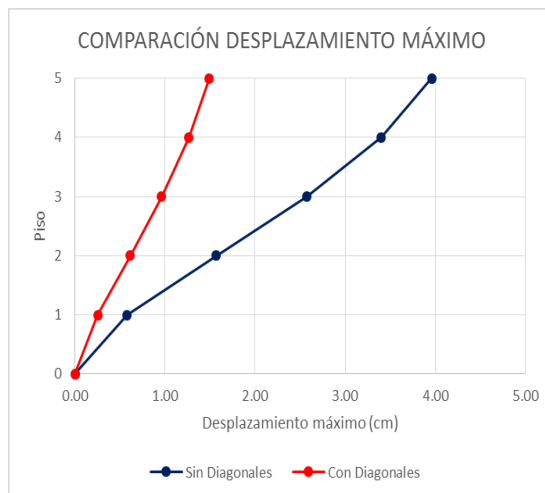


Figura 165. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 5 pisos

EDIFICIO DE 10 PISOS

Tabla 100.
Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con
disipadores de 10 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AMORTIGUADORES			CON AMORTIGUADORES			% Reducción $\delta_{E\text{máx}}$	% Reducción Δ_M
		$\delta_{E\text{máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E\text{máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M		
10	32.40	6.61	0.001206	0.007	3.85	0.000856	0.005	42	29
9	29.16	6.29	0.001645	0.010	3.58	0.001058	0.006	43	36
8	25.92	5.84	0.00203	0.012	3.25	0.00122	0.007	44	40
7	22.68	5.26	0.002264	0.014	2.87	0.001318	0.008	46	42
6	19.44	4.59	0.002429	0.015	2.45	0.001375	0.008	47	43
5	16.20	3.85	0.002624	0.016	2.01	0.001418	0.009	48	46
4	12.96	3.03	0.002787	0.017	1.56	0.001426	0.009	48	49
3	9.72	2.14	0.002823	0.017	1.10	0.001391	0.008	49	51
2	6.48	1.23	0.002504	0.015	0.65	0.001267	0.008	47	49
1	3.24	0.41	0.001279	0.008	0.24	0.000749	0.004	41	41
BASE	0	0	0	0	0	0	0	-	-

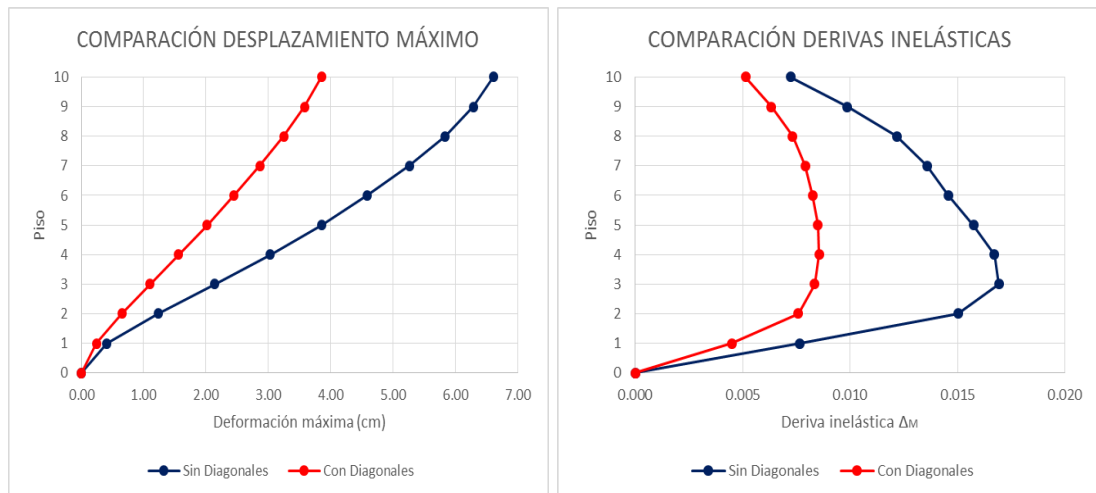


Figura 166. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 10 pisos

EDIFICIO DE 15 PISOS

Tabla 101.
Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 15 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AMORTIGUADORES			CON AMORTIGUADORES			% Reducción $\delta_{E\text{máx}}$	% Reducción Δ_M
		$\delta_{E\text{máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E\text{máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M		
15	48.60	9.35	0.001068	0.006	6.27	0.00094	0.006	33	12
14	45.36	9.07	0.001377	0.008	5.98	0.001106	0.007	34	20
13	42.12	8.72	0.001686	0.010	5.65	0.001251	0.008	35	26
12	38.88	8.28	0.001941	0.012	5.27	0.001369	0.008	36	29
11	35.64	7.76	0.002119	0.013	4.85	0.001447	0.009	37	32
10	32.40	7.17	0.002258	0.014	4.42	0.0015	0.009	38	34
9	29.16	6.52	0.002396	0.014	3.96	0.001544	0.009	39	36
8	25.92	5.81	0.002517	0.015	3.48	0.001573	0.009	40	38
7	22.68	5.05	0.0026	0.016	3.00	0.001581	0.009	41	39
6	19.44	4.24	0.0026	0.016	2.50	0.00155	0.009	41	40
5	16.20	3.43	0.002576	0.015	2.01	0.001504	0.009	41	42
4	12.96	2.61	0.002566	0.015	1.53	0.001463	0.009	41	43
3	9.72	1.78	0.002455	0.015	1.06	0.00139	0.008	41	43
2	6.48	0.99	0.002054	0.012	0.61	0.001214	0.007	39	41
1	3.24	0.32	0.000989	0.006	0.22	0.000663	0.004	33	33
BASE	0	0	0	0	0	0	0	-	-

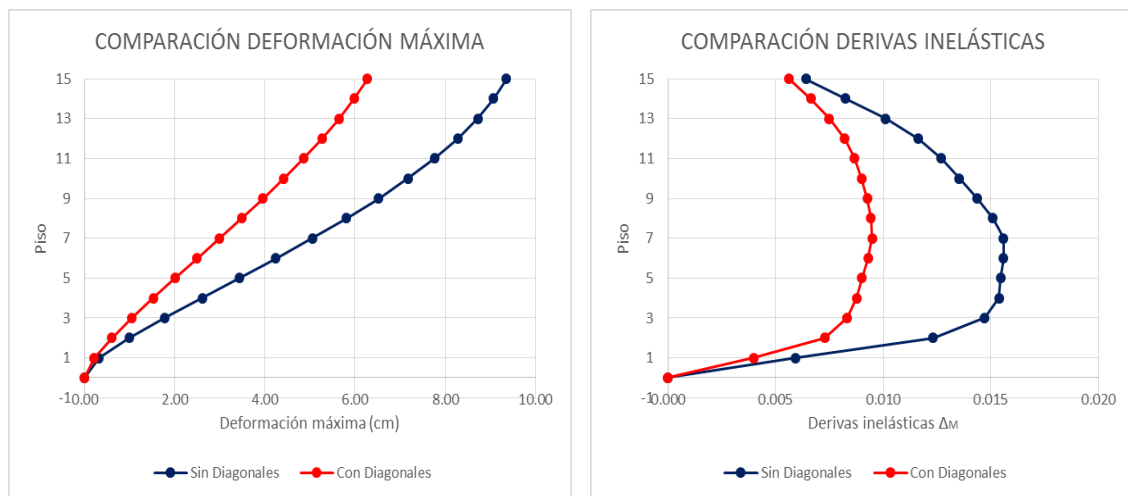


Figura 167. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 15 pisos

EDIFICIO DE 20 PISOS

Tabla 102. Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 20 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AMORTIGUADORES			CON AMORTIGUADORES			% Reducción $\delta_{E\text{máx}}$	% Reducción Δ_M
		$\delta_{E\text{máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E\text{máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M		
20	64.80	11.41	0.000924	0.006	8.57	0.000924	0.006	25	0
19	61.56	11.18	0.001143	0.007	8.28	0.001058	0.006	26	7
18	58.32	10.90	0.001376	0.008	7.97	0.001187	0.007	27	14
17	55.08	10.55	0.001581	0.009	7.61	0.001301	0.008	28	18
16	51.84	10.15	0.00174	0.010	7.23	0.001394	0.008	29	20
15	48.60	9.69	0.001845	0.011	6.82	0.001454	0.009	30	21
14	45.36	9.19	0.001931	0.012	6.39	0.001496	0.009	31	23
13	42.12	8.65	0.002032	0.012	5.94	0.00154	0.009	31	24
12	38.88	8.06	0.002135	0.013	5.48	0.001577	0.009	32	26
11	35.64	7.44	0.002231	0.013	5.01	0.001606	0.010	33	28
10	32.40	6.78	0.002314	0.014	4.52	0.001625	0.010	33	30
9	29.16	6.08	0.00237	0.014	4.02	0.00163	0.010	34	31
8	25.92	5.35	0.00238	0.014	3.51	0.001612	0.010	34	32
7	22.68	4.61	0.00238	0.014	3.00	0.001584	0.010	35	33
6	19.44	3.86	0.002401	0.014	2.50	0.001565	0.009	35	35
5	16.20	3.10	0.002415	0.014	2.00	0.001537	0.009	35	36
4	12.96	2.32	0.002376	0.014	1.51	0.001488	0.009	35	37
3	9.72	1.56	0.00221	0.013	1.03	0.001391	0.008	34	37
2	6.48	0.84	0.001777	0.011	0.58	0.001173	0.007	31	34
1	3.24	0.27	0.000819	0.005	0.20	0.000603	0.004	28	26
BASE	0	0	0	0	0	0	0	-	-

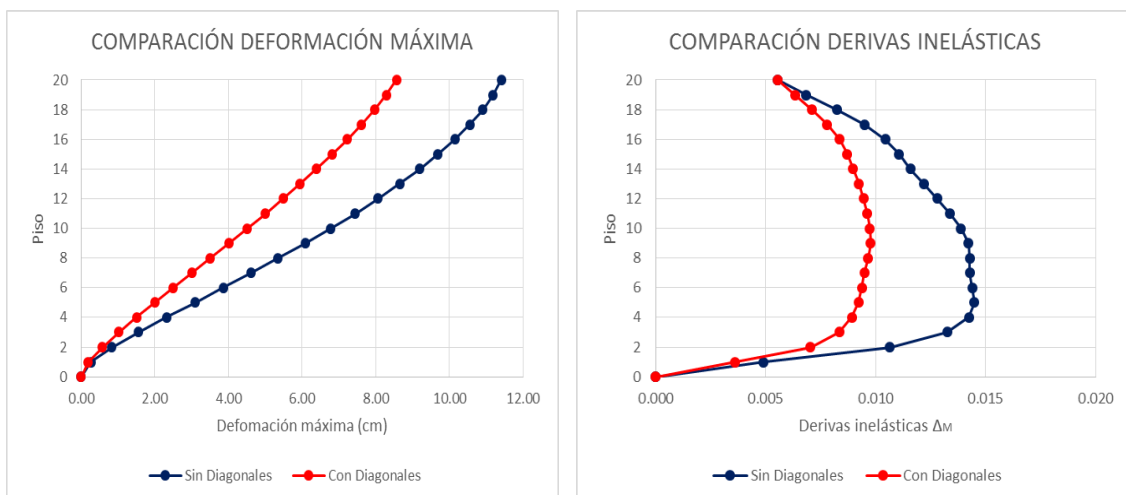


Figura 168. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 20 pisos

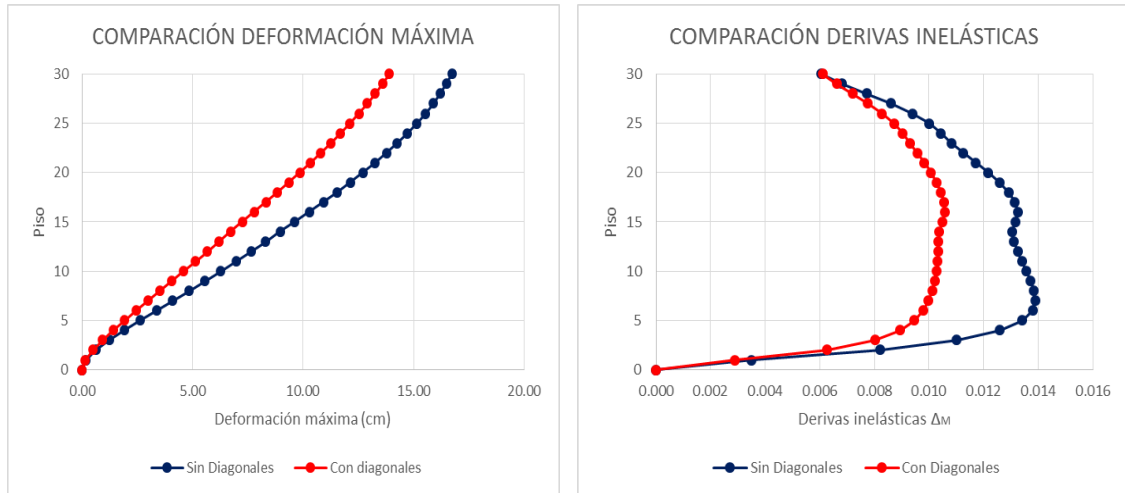


Figura 169. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores de 30 pisos

5.2.1.1. Variación Del Porcentaje De Reducción De Derivas Inelásticas

EDIFICIO DE 5 PISOS

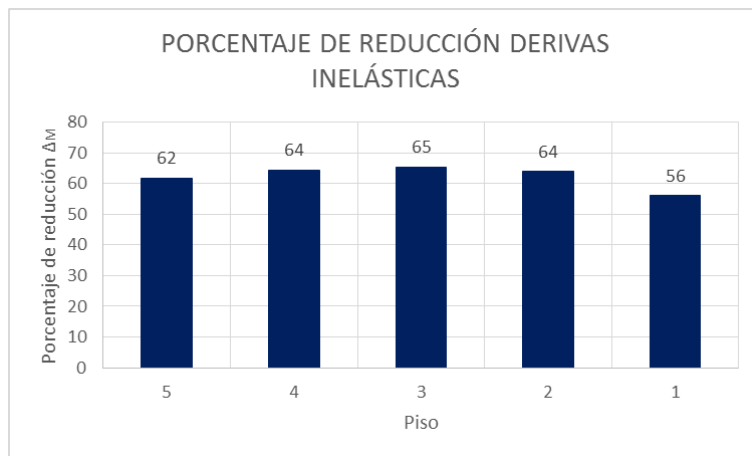


Figura 170. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio de 5 pisos con disipadores

EDIFICIO DE 10 PISOS

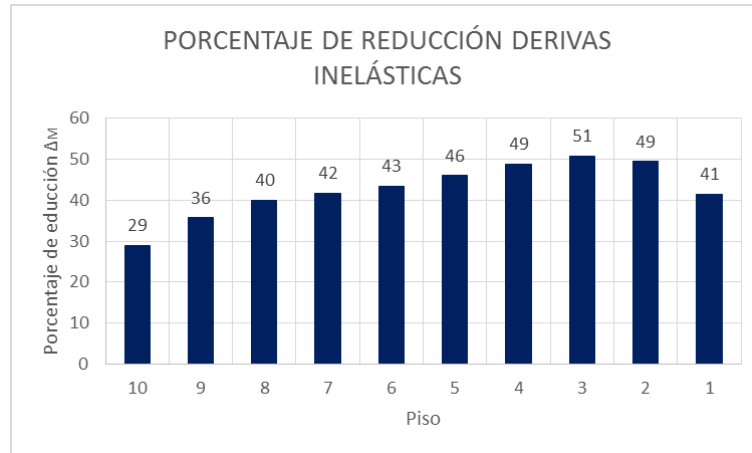


Figura 171. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio de 10 pisos con disipadores

EDIFICIO DE 15 PISOS

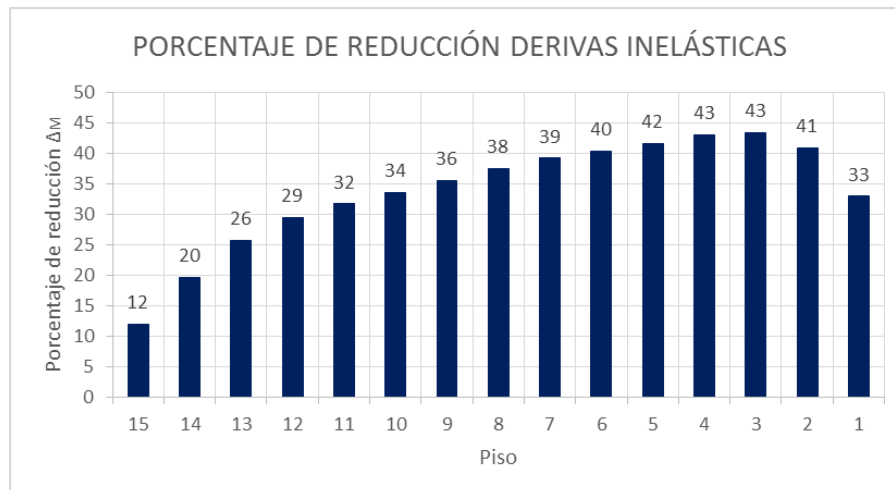


Figura 172. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio de 15 pisos con disipadores

EDIFICIO DE 20 PISOS

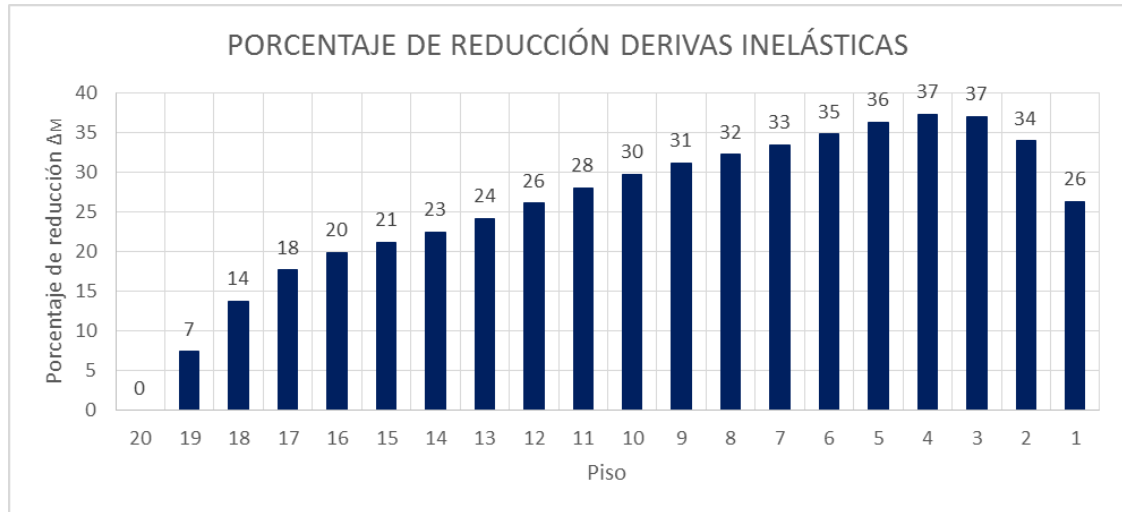


Figura 173. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio de 20 pisos con disipadores

EDIFICIO DE 30 PISOS

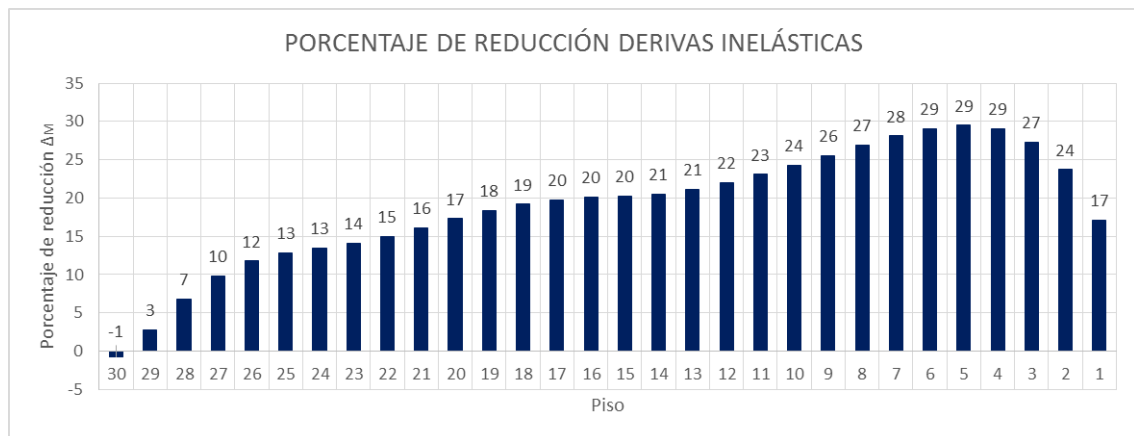


Figura 174. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en edificio de 30 pisos con disipadores

5.2.1.2. Reducción De Deriva Inelástica Máxima Y Derivas Del Último Y Primer Piso De Las Estructuras

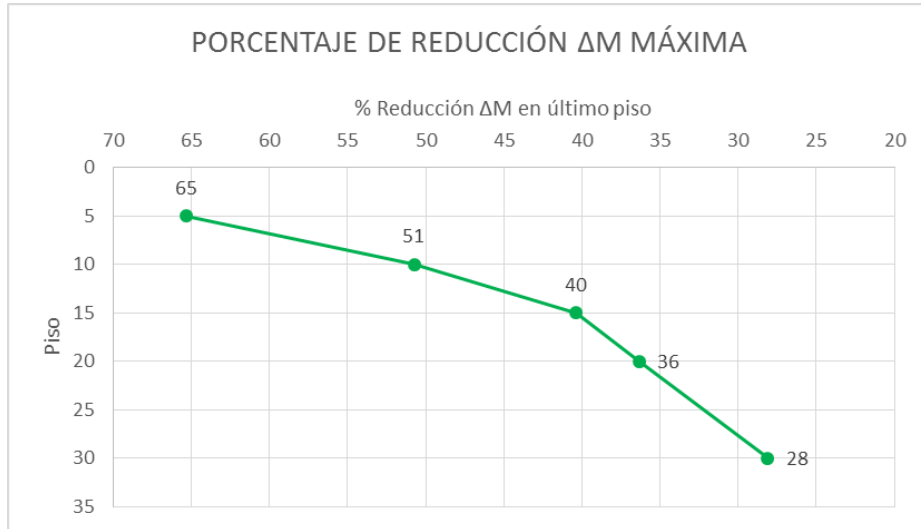


Figura 175. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas máximas de los edificios con disipadores

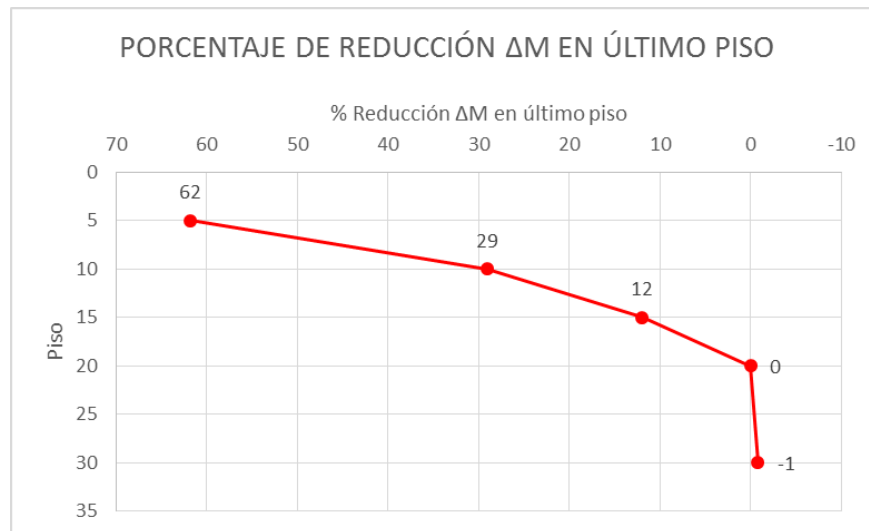


Figura 176. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en último piso de los edificios con disipadores

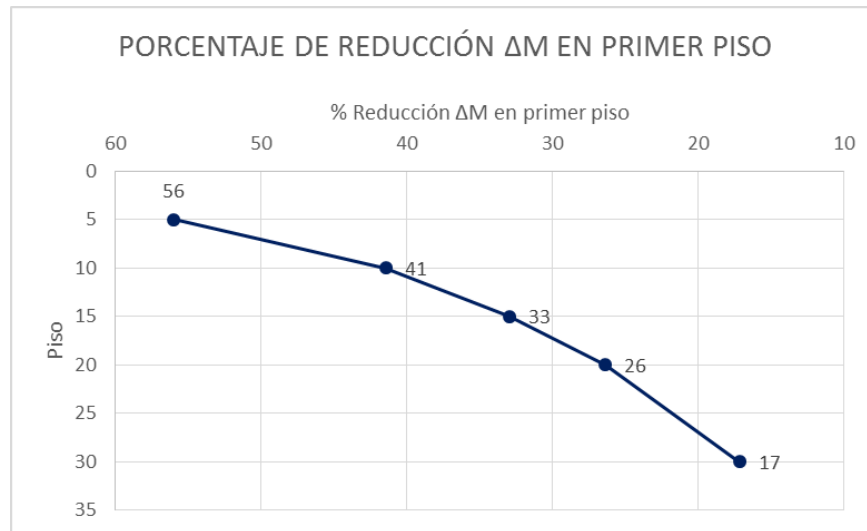


Figura 177. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en primer piso de los edificios con disipadores

5.2.2. Comparación De La Amplificación De La Aceleración De Entrada En Pisos Superiores

Este sistema no es tan eficiente en la reducción de la aceleración de entrada en los pisos superiores. A continuación se muestra las tablas de reducción de aceleración de los edificios de 5 y 30 pisos.

Tabla 104. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y con disipadores de 5 pisos

Piso	SIN AMORTIGUADORES		CON AMORTIGUADORES		% Reducción
	Aceleración (m/s^2) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	Aceleración (m/s^2) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	
5	15.66	1.60g	14.00	01.43g	11
4	12.11	1.23g	11.53	01.18g	5
3	11.12	1.13g	9.34	0.95g	16
2	10.17	1.04g	7.08	0.72g	30
1	6.17	0.63g	3.44	0.35g	44

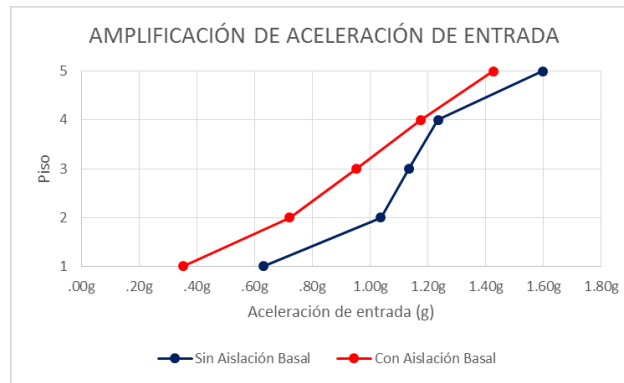


Figura 178. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y con disipadores de 5 pisos

Tabla 105.

Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y con disipadores de 30 pisos

Piso	SIN AMORTIGUADORES		CON AMORTIGUADORES		% Reducción
	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	Aceleración (m/s ²) con R = 1	Aceleración f(gravedad)	
30	7.57	0.77g	5.79	0.59g	24
29	6.35	0.65g	5.30	0.54g	17
28	5.19	0.53g	4.80	0.49g	7
27	4.30	0.44g	4.32	0.44g	0
26	3.95	0.40g	3.89	0.40g	2
25	4.15	0.42g	3.56	0.36g	14
24	4.55	0.46g	3.34	0.34g	27
23	4.85	0.49g	3.26	0.33g	33
22	4.91	0.50g	3.30	0.34g	33
21	4.74	0.48g	3.43	0.35g	28
20	4.47	0.46g	3.58	0.36g	20
19	4.29	0.44g	3.70	0.38g	14
18	4.33	0.44g	3.77	0.38g	13
17	4.55	0.46g	3.82	0.39g	16
16	4.79	0.49g	3.89	0.40g	19
15	4.92	0.50g	3.99	0.41g	19
14	4.85	0.49g	4.11	0.42g	15
13	4.62	0.47g	4.19	0.43g	9
12	4.36	0.44g	4.23	0.43g	3
11	4.25	0.43g	4.26	0.43g	0
10	4.43	0.45g	4.38	0.45g	1
9	4.81	0.49g	4.64	0.47g	3
8	5.20	0.53g	5.00	0.51g	4
7	5.39	0.55g	5.30	0.54g	2
6	5.26	0.54g	5.37	0.55g	-2
5	4.74	0.48g	5.06	0.52g	-7
4	3.85	0.39g	4.33	0.44g	-12
3	2.72	0.28g	3.22	0.33g	-19
2	1.50	0.15g	1.89	0.19g	-26
1	0.47	0.05g	0.64	0.07g	-35

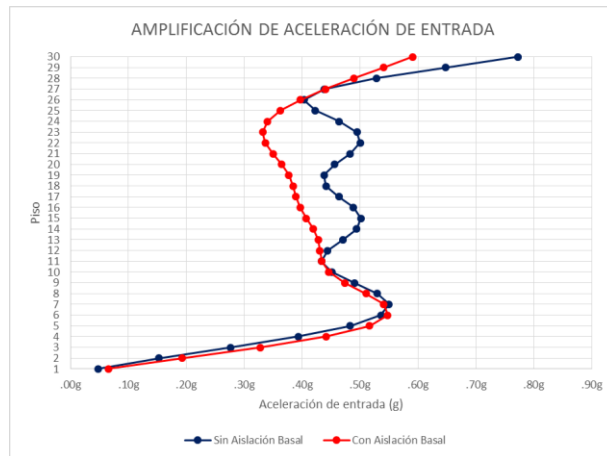


Figura 179. Comparación de amplificación de aceleración de entrada en edificio convencional y con disipadores de 30 pisos

5.2.2.1. Reducción De Aceleración De Entrada En El Último Piso De Las Estructuras

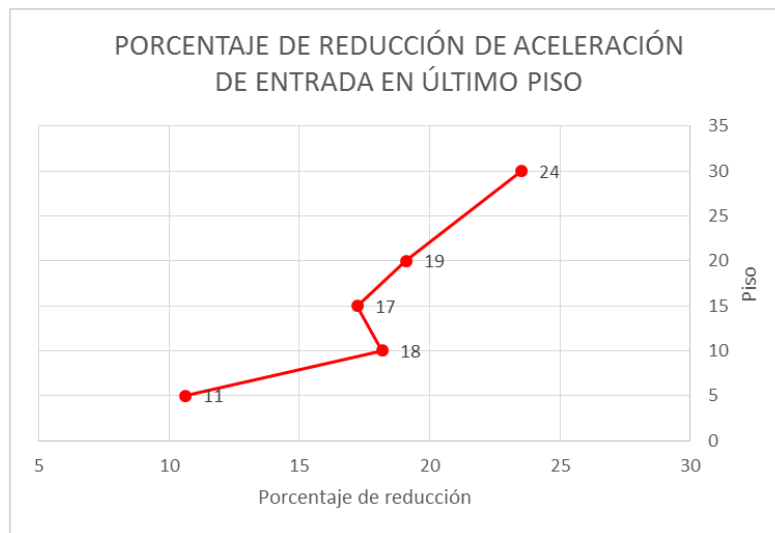


Figura 180. Porcentaje de reducción del corte basal real en los edificios con disipadores

5.2.3. Diagramas De Energía De Los Edificios Convencionales

EDIFICIO DE 5 PISOS

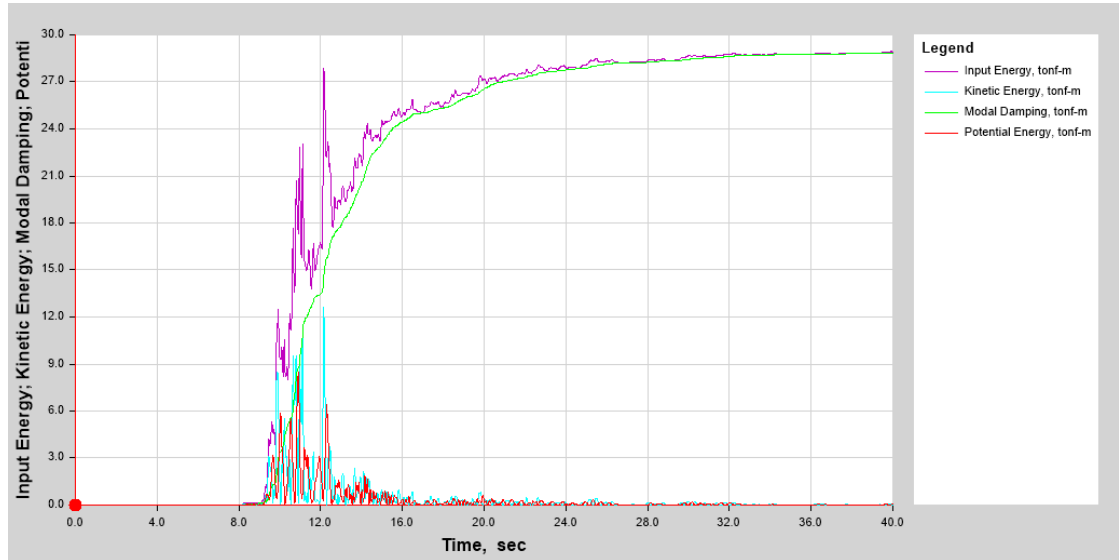


Figura 181. Diagrama de energía del edificio convencional de 5 pisos

EDIFICIO DE 10 PISOS

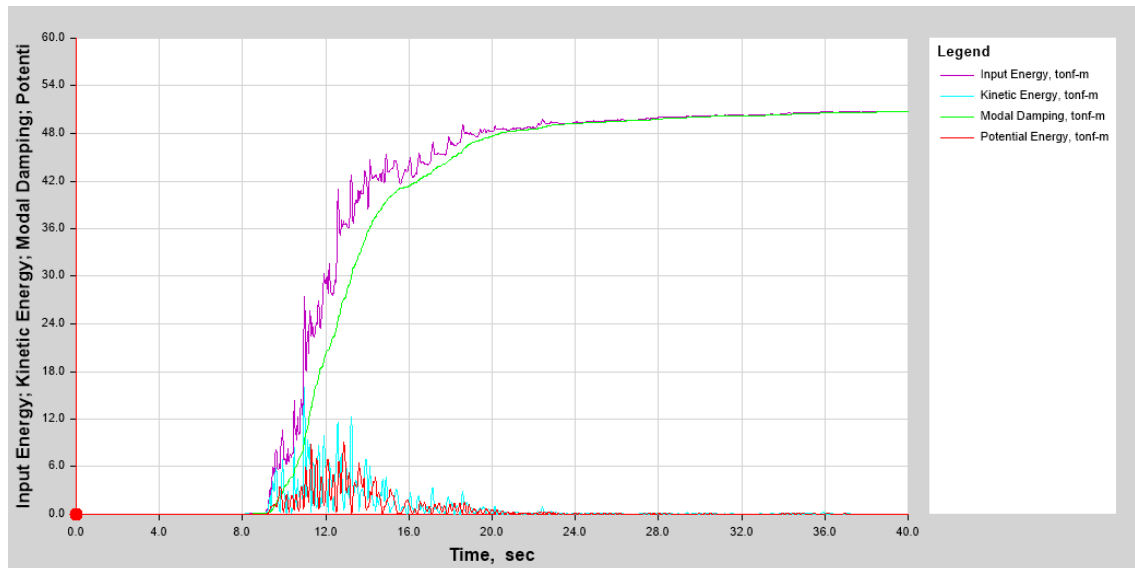


Figura 182. Diagrama de energía del edificio convencional de 10 pisos

EDIFICIO 15 PISOS

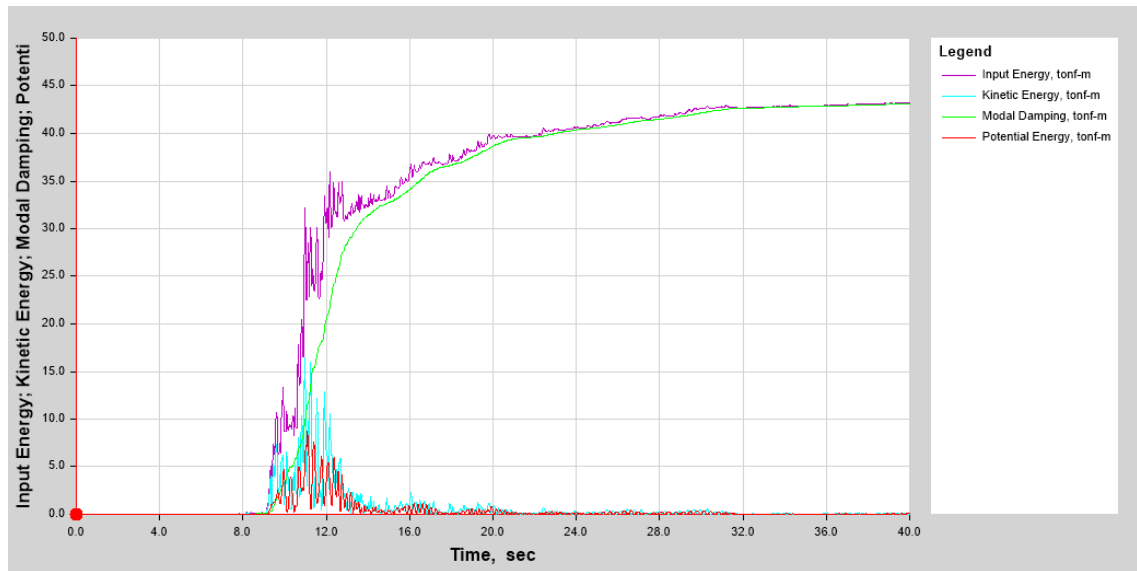


Figura 183. Diagrama de energía del edificio convencional de 15 pisos

EDIFICIO DE 20 PISOS

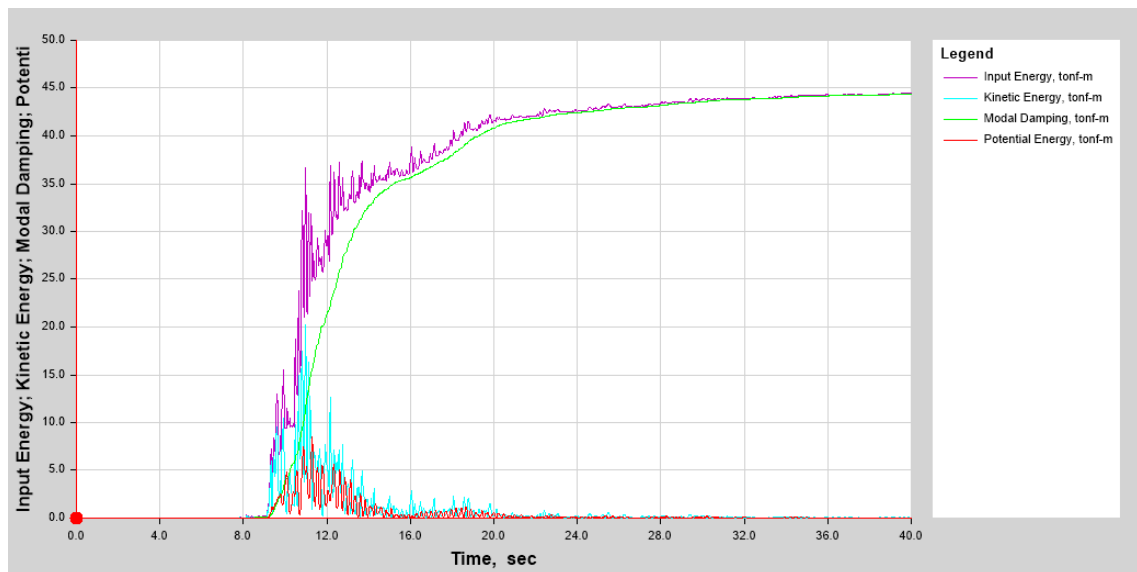


Figura 184. Diagrama de energía del edificio convencional de 20 pisos

EDIFICIO DE 30 PISOS

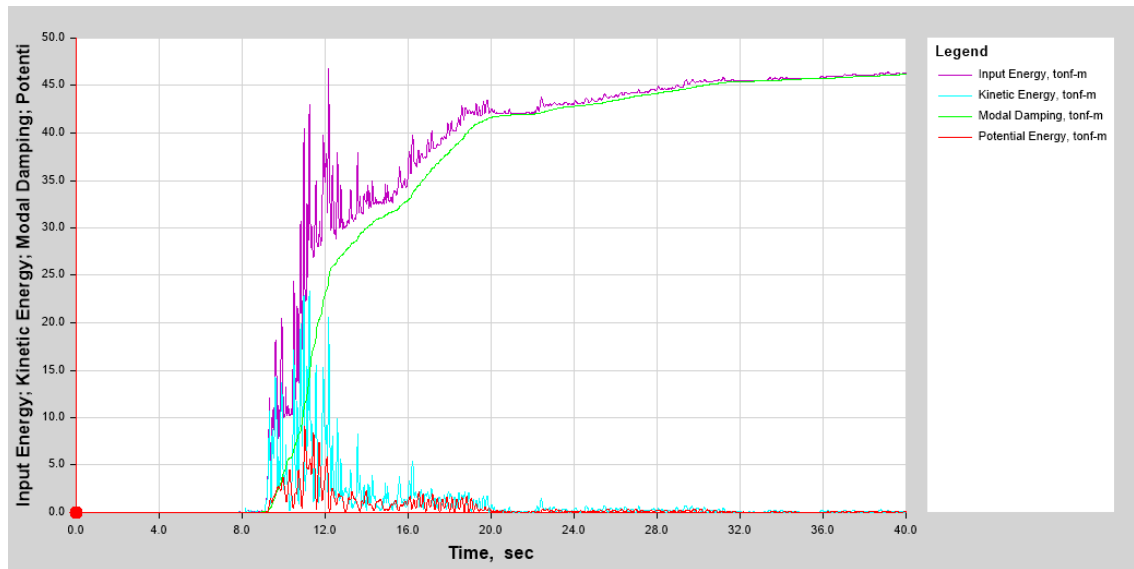


Figura 185. Diagrama de energía del edificio convencional de 30 pisos

5.2.4. Comparación Del Cortante De Diseño

Tabla 106.

Comparación del cortante basal de diseño en edificios con disipadores

	SIN AMORTIGUADORES	CON AMORTIGUADORES	
Edificio (# de pisos)	Cortante basal de diseño (R = 8)	Cortante basal de diseño (R = 8)	% Incremento
5	283.19	283.74	0
10	333.69	347.37	4
15	369.40	394.94	6
20	397.62	427.97	7
30	462.76	503.44	8

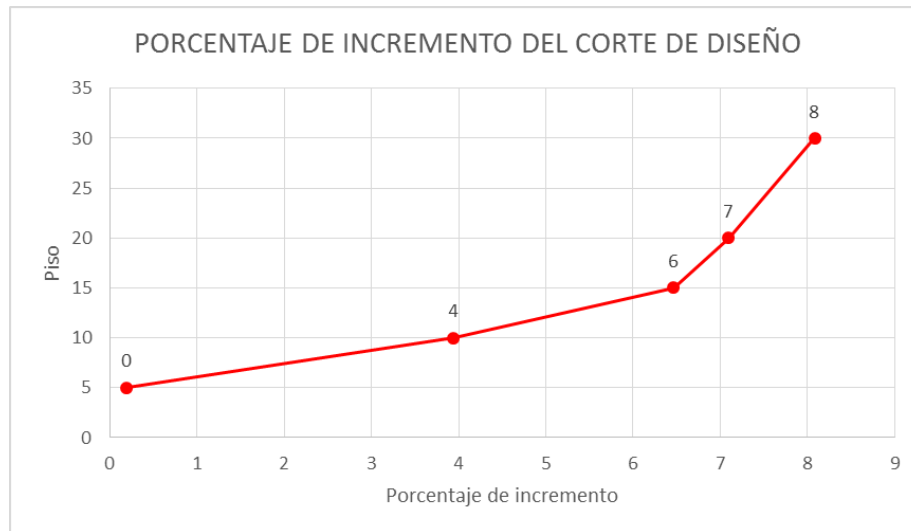


Figura 186. Porcentaje de reducción del corte basal real en los edificios con disipadores

5.2.5. Comparación Del Nivel De Esfuerzo En Vigas

Se realizó el diseño de las estructuras manteniendo las mismas secciones de elementos establecidas en las estructuras convencionales, para determinar la variación del nivel de esfuerzo en los elementos debido al incremento del cortante basal de diseño en cada sistema. Para realizar esta comparación se obtuvo los niveles de esfuerzo de la misma viga para sistemas de la misma altura, la cual corresponde a la viga más solicitada.

Tabla 107. Comparación del nivel de esfuerzo en vigas

Edificio (# de pisos)	Nivel de esfuerzo edificio convencional	Nivel de esfuerzo edificio con disipadores de energía	% Reducción
5	0.884	0.615	30
10	0.712	0.498	30
15	0.714	0.559	22
20	0.643	0.528	18
30	0.515	0.403	22

5.2.6. Incremento De Disipadores De Energía En Pórticos Interiores

La ventaja de este sistema de protección sísmica es que pueden incrementarse el número de disipadores sísmicos para lograr una mayor eficiencia especialmente en los edificios de altura. De manera demostrativa, en esta investigación se incrementa el número de disipadores colocando en los dos pórticos adyacentes a los periféricos como se muestra en la Figura 187.

Debe tomarse en cuenta que la normativa ASCE 7-10 limita el número de disipadores sísmicos estableciendo que cuando se hace un análisis modal espectral el amortiguamiento total efectivo máximo que puede proporcionarse a la estructura es de 35% del crítico.

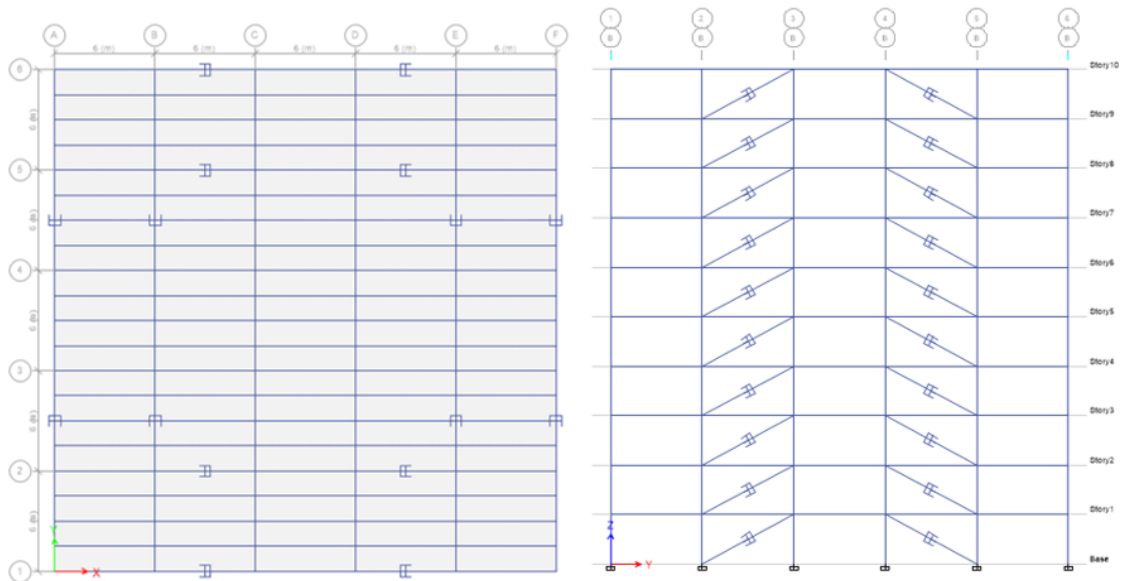


Figura 187. Planta y elevación de pórtico interior B de edificio de 10 pisos

A continuación se muestra los resultados obtenidos al aumentar disipadores sísmicos en las estructuras de 5, 10, 15, 20 y 30 pisos.

EDIFICIO DE 5 PISOS

Tabla 108.
Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 5 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AMORTIGUADORES			CON AMORTIGUADORES			% Reducción δ_E máx	% Reducción Δ_M
		δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M		
5	16.20	3.96	0.001823	0.011	0.76	0.000355	0.002	81	81
4	12.96	3.40	0.002643	0.016	0.65	0.000475	0.003	81	82
3	9.72	2.57	0.003121	0.019	0.49	0.000541	0.003	81	83
2	6.48	1.57	0.003071	0.018	0.32	0.000559	0.003	80	82
1	3.24	0.58	0.001779	0.011	0.14	0.000426	0.003	76	76
BASE	0	0	0	0	0	0	0	-	-

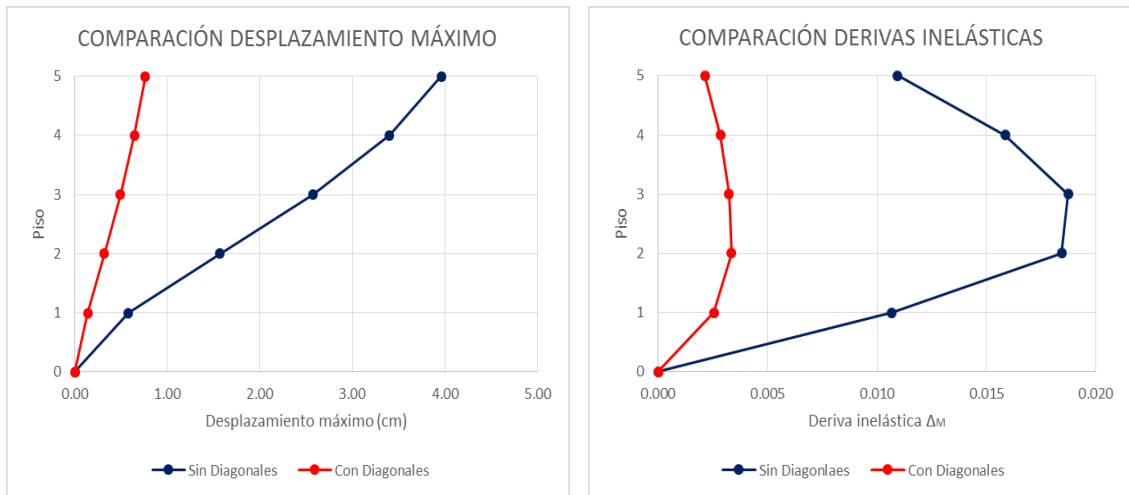


Figura 188 . Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 5 pisos

EDIFICIO DE 10 PISOS

Tabla 109.
Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 10 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AMORTIGUADORES			CON AMORTIGUADORES			% Reducción δ_E máx	% Reducción Δ_M
		δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M		
10	32.40	6.61	0.001206	0.007	2.59	0.000601	0.004	61	50
9	29.16	6.29	0.001645	0.010	2.40	0.000723	0.004	62	56
8	25.92	5.84	0.00203	0.012	2.17	0.000819	0.005	63	60
7	22.68	5.26	0.002264	0.014	1.90	0.000881	0.005	64	61
6	19.44	4.59	0.002429	0.015	1.62	0.000917	0.006	65	62
5	16.20	3.85	0.002624	0.016	1.33	0.000938	0.006	65	64
4	12.96	3.03	0.002787	0.017	1.03	0.000933	0.006	66	67
3	9.72	2.14	0.002823	0.017	0.73	0.000899	0.005	66	68
2	6.48	1.23	0.002504	0.015	0.44	0.000824	0.005	64	67
1	3.24	0.41	0.001279	0.008	0.17	0.000525	0.003	59	59
BASE	0	0	0	0	0	0	0	-	-

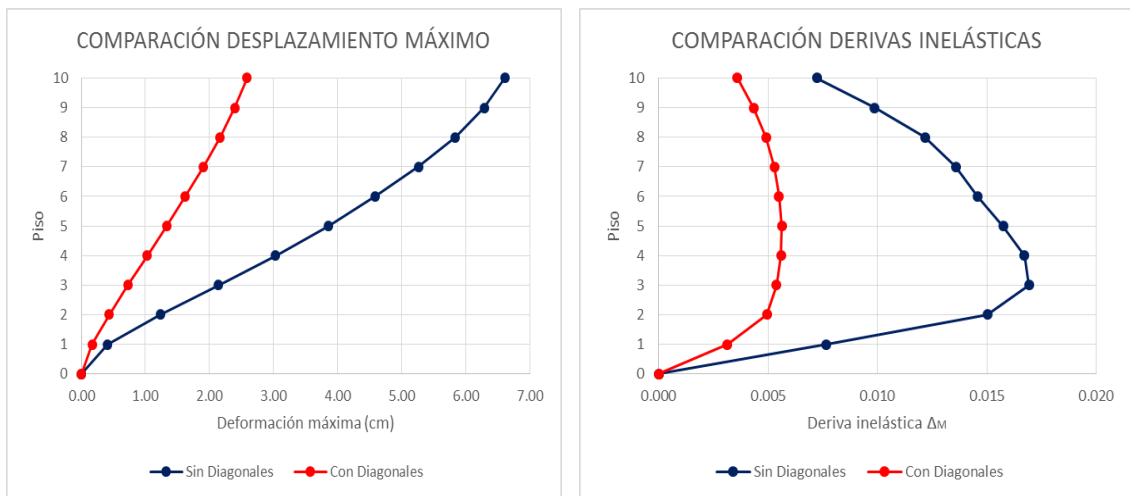


Figura 189. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 10 pisos

EDIFICIO DE 15 PISOS

Tabla 110.
**Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con
 disipadores aumentados de 15 pisos**

Piso	Elevación (m)	SIN AMORTIGUADORES			CON AMORTIGUADORES			% Reducción $\delta_{E \text{ máx}}$	% Reducción Δ_M
		$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M	$\delta_{E \text{ máx}}$ (cm)	Δ_E	Δ_M		
15	48.60	9.35	0.001068	0.006	4.44	0.000705	0.004	53	34
14	45.36	9.07	0.001377	0.008	4.22	0.000806	0.005	54	41
13	42.12	8.72	0.001686	0.010	3.96	0.000891	0.005	55	47
12	38.88	8.28	0.001941	0.012	3.68	0.000962	0.006	56	50
11	35.64	7.76	0.002119	0.013	3.38	0.001013	0.006	56	52
10	32.40	7.17	0.002258	0.014	3.07	0.001049	0.006	57	54
9	29.16	6.52	0.002396	0.014	2.74	0.001077	0.006	58	55
8	25.92	5.81	0.002517	0.015	2.40	0.001093	0.007	59	57
7	22.68	5.05	0.0026	0.016	2.06	0.001093	0.007	59	58
6	19.44	4.24	0.0026	0.016	1.71	0.001067	0.006	60	59
5	16.20	3.43	0.002576	0.015	1.37	0.001028	0.006	60	60
4	12.96	2.61	0.002566	0.015	1.04	0.000987	0.006	60	62
3	9.72	1.78	0.002455	0.015	0.72	0.000927	0.006	60	62
2	6.48	0.99	0.002054	0.012	0.42	0.000818	0.005	58	60
1	3.24	0.32	0.000989	0.006	0.16	0.000478	0.003	52	52
BASE	0	0	0	0	0	0	0	-	-

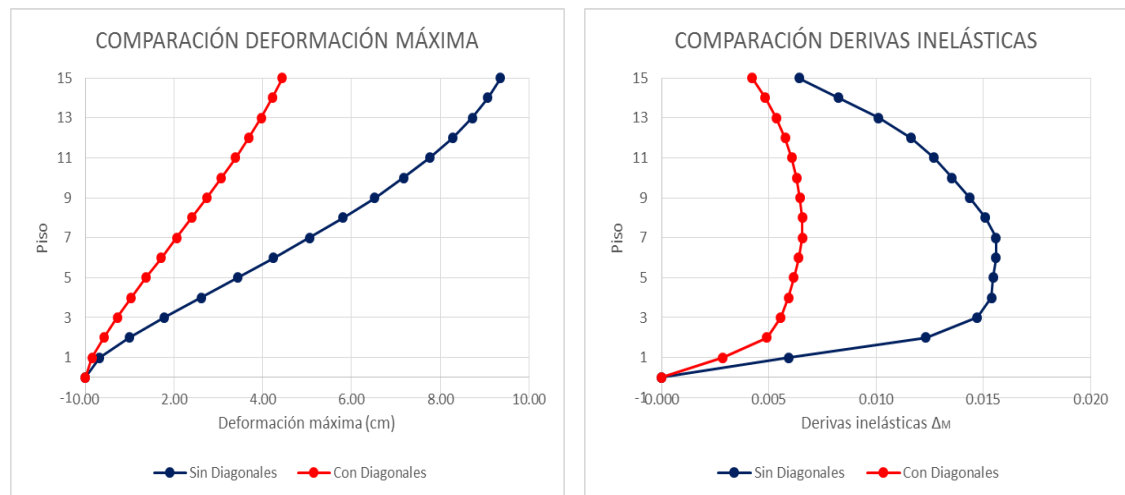


Figura 190. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 15 pisos

EDIFICIO DE 20 PISOS

Tabla 111.
Comparación de derivas inelásticas edificio convencional y con
disipadores aumentados de 20 pisos

Piso	Elevación (m)	SIN AMORTIGUADORES			CON AMORTIGUADORES			% Reducción δ_E máx	% Reducción Δ_M
		δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M	δ_E máx (cm)	Δ_E	Δ_M		
20	64.80	11.41	0.000924	0.006	6.14	0.000726	0.004	46	21
19	61.56	11.18	0.001143	0.007	5.92	0.000811	0.005	47	29
18	58.32	10.90	0.001376	0.008	5.67	0.000888	0.005	48	35
17	55.08	10.55	0.001581	0.009	5.40	0.000955	0.006	49	40
16	51.84	10.15	0.00174	0.010	5.11	0.001012	0.006	50	42
15	48.60	9.69	0.001845	0.011	4.80	0.001049	0.006	50	43
14	45.36	9.19	0.001931	0.012	4.48	0.001077	0.006	51	44
13	42.12	8.65	0.002032	0.012	4.16	0.001103	0.007	52	46
12	38.88	8.06	0.002135	0.013	3.82	0.001123	0.007	53	47
11	35.64	7.44	0.002231	0.013	3.47	0.001136	0.007	53	49
10	32.40	6.78	0.002314	0.014	3.12	0.001142	0.007	54	51
9	29.16	6.08	0.00237	0.014	2.77	0.001139	0.007	54	52
8	25.92	5.35	0.00238	0.014	2.41	0.001121	0.007	55	53
7	22.68	4.61	0.00238	0.014	2.06	0.001096	0.007	55	54
6	19.44	3.86	0.002401	0.014	1.71	0.001073	0.006	56	55
5	16.20	3.10	0.002415	0.014	1.37	0.001043	0.006	56	57
4	12.96	2.32	0.002376	0.014	1.03	0.001001	0.006	56	58
3	9.72	1.56	0.00221	0.013	0.71	0.000936	0.006	55	58
2	6.48	0.84	0.001777	0.011	0.41	0.000808	0.005	52	55
1	3.24	0.27	0.000819	0.005	0.14	0.000445	0.003	47	46
BASE	0	0	0	0	0	0	0	-	-

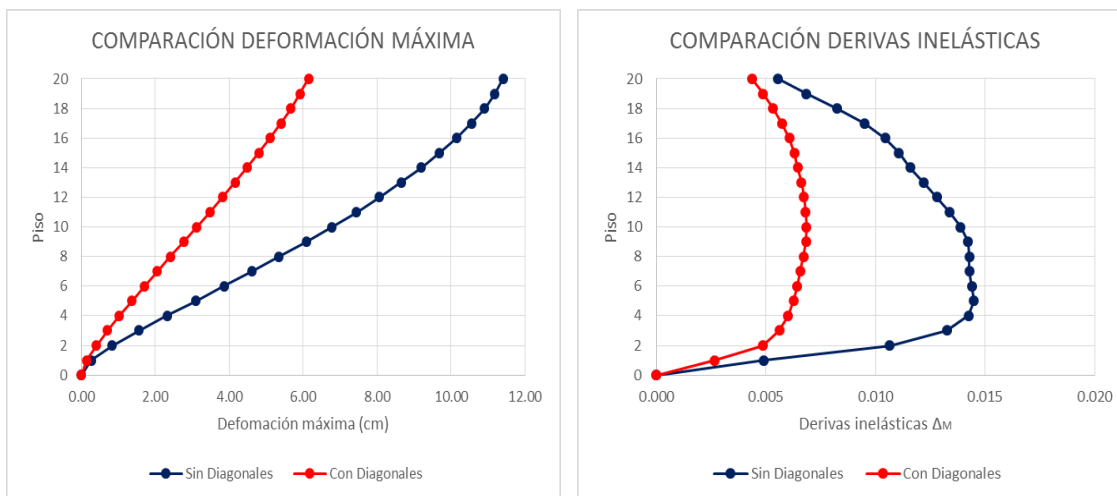


Figura 191. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 20 pisos

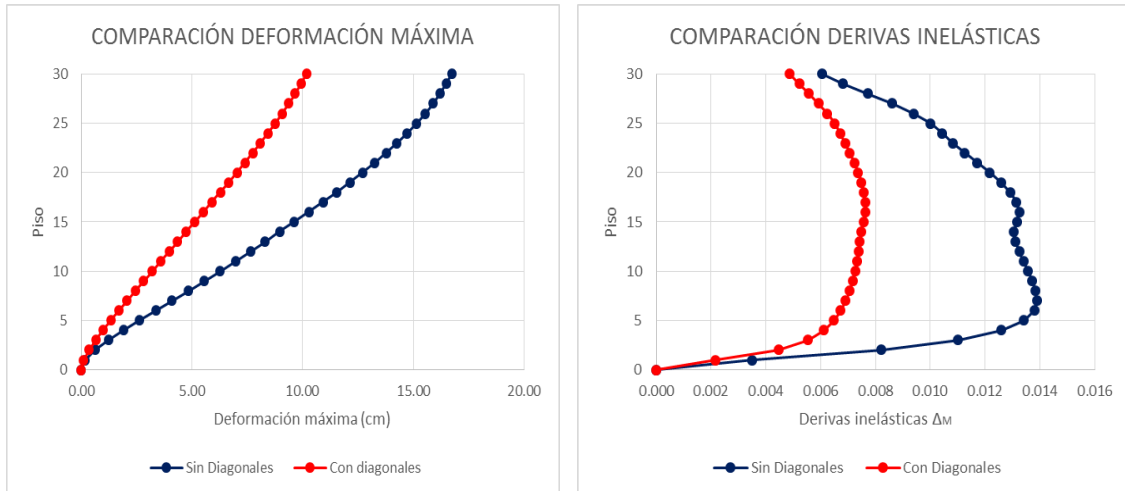


Figura 192. Comparación de deformaciones y derivas inelásticas edificio convencional y con disipadores aumentados de 30 pisos

5.2.6.1. Reducción De Deriva Inelástica Máxima Y Derivas Del Último Y Primer Piso De Las Estructuras

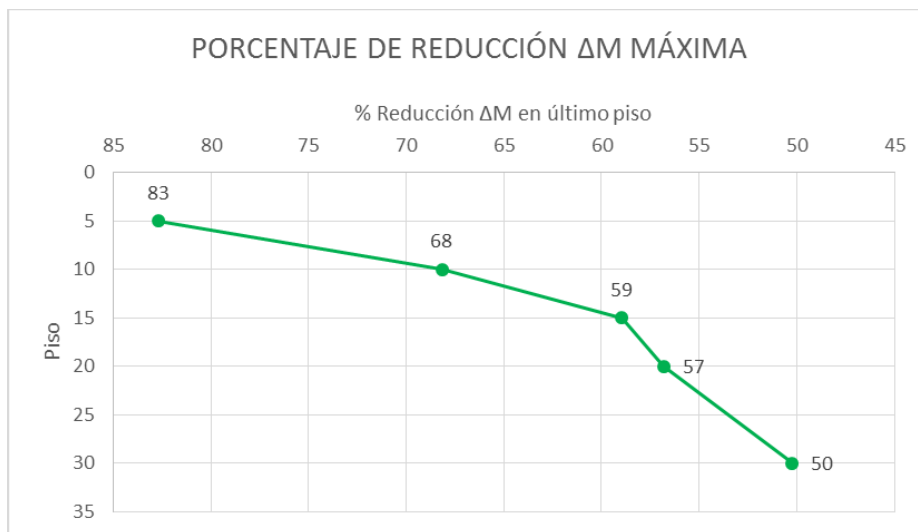


Figura 193. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas máximas de los edificios con disipadores aumentados

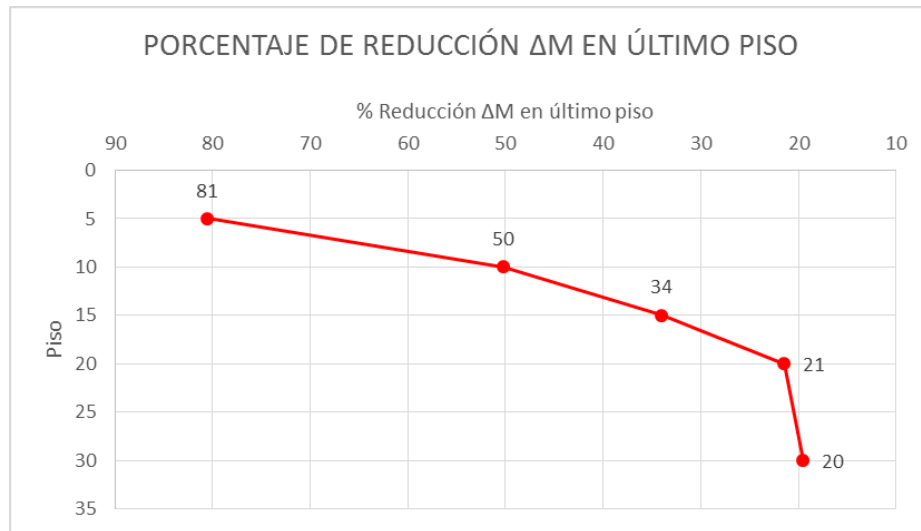


Figura 194. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en último piso de los edificios con disipadores aumentados

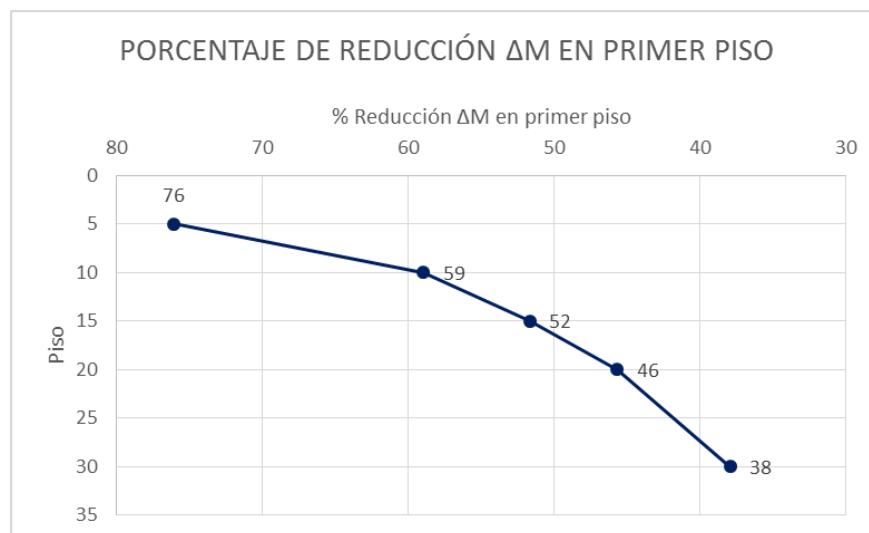


Figura 195. Porcentaje de reducción de derivas inelásticas en primer piso de los edificios con disipadores aumentados

5.3. RESUMEN DE RESULTADOS

Tabla 113.

Comparación del porcentaje de reducción de aceleración de entrada en último piso de los sistemas propuestos

		CON AISLACIÓN BASAL	CON AMORTIGUADORES
EDIFICIO DE 5 PISOS	Porcentaje de reducción de aceleración de entrada en último piso	81%	11%
EDIFICIO DE 10 PISOS	Porcentaje de reducción de aceleración de entrada en último piso	76%	18%
EDIFICIO DE 15 PISOS	Porcentaje de reducción de aceleración de entrada en último piso	74%	17%
EDIFICIO DE 20 PISOS	Porcentaje de reducción de aceleración de entrada en último piso	70%	19%
EDIFICIO DE 30 PISOS	Porcentaje de reducción de aceleración de entrada en último piso	64%	24%

Tabla 114.
Comparación del porcentaje de reducción de derivas en sistemas propuestos

		CON AISLACIÓN BASAL	CON AMORTIGUADORES	AUMENTADO AMORTIGUADORES
EDIFICIO DE 5 PISOS	Porcentaje de reducción de deriva inelástica en último piso	77%	62%	81%
	Porcentaje de reducción de deriva inelástica máxima	73%	65%	83%
	Porcentaje de reducción de deriva inelástica en primer piso	56%	56%	76%
EDIFICIO DE 10 PISOS	Porcentaje de reducción de deriva inelástica en último piso	70%	29%	50%
	Porcentaje de reducción de deriva inelástica máxima	56%	51%	68%
	Porcentaje de reducción de deriva inelástica en primer piso	22%	41%	59%
EDIFICIO DE 15 PISOS	Porcentaje de reducción de deriva inelástica en último piso	67%	12%	34%
	Porcentaje de reducción de deriva inelástica máxima	53%	40%	59%
	Porcentaje de reducción de deriva inelástica en primer piso	-7%	33%	52%
EDIFICIO DE 20 PISOS	Porcentaje de reducción de deriva inelástica en último piso	61%	0%	21%
	Porcentaje de reducción de deriva inelástica máxima	43%	36%	57%
	Porcentaje de reducción de deriva inelástica en primer piso	-46%	26%	46%
EDIFICIO DE 30 PISOS	Porcentaje de reducción de deriva inelástica en último piso	50%	-1%	20%
	Porcentaje de reducción de deriva inelástica máxima	32%	28%	50%
	Porcentaje de reducción de deriva inelástica en primer piso	-151%	17%	38%

CAPÍTULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a los modelos realizados y al análisis de los resultados obtenidos en el presente trabajo de investigación se puede concluir los siguientes aspectos importantes:

1. En el Capítulo II se observó que el espectro definido mediante las normas NEC 2015 y ASCE 7-10 presentan valores muy similares a partir de un periodo de 0.7 segundos. Para el análisis y diseño de las estructuras planteadas se utilizó la normativa NEC 2015 y el espectro que se define en base a ésta, debido a que presenta valores de aceleración algo mayores para periodos superiores a los 4 segundos que es el caso de los modelos con aisladores en su base; sin embargo, en el análisis se tomó en cuenta ciertos criterios definidos en ASCE 7-10 que no se establecen en la normativa ecuatoriana.
2. Los periodos fundamentales dinámicos de los modelos planteados se limitan según el criterio establecido por ASCE 7-10 que establece un periodo máximo de $C_u \cdot T_a$ para de alguna manera controlar la flexibilidad de las estructuras. Criterio que no se establece o no es claro en la normativa NEC 2015.
3. En el trabajo de investigación se utilizó pórticos especiales resistentes a momento, debido a que es uno de los sistemas estructurales que presenta una mayor ductilidad y capacidad de disipación de energía; sin embargo, al incrementar la altura de la edificación el diseño de este tipo de estructuras está gobernado fundamentalmente por el estado de servicio, lo que podría resultar en elementos demasiado grandes como se evidencia en esta investigación, y lo cual incrementará los costos de construcción.
4. En la Tabla 45 se establecen las derivas inelásticas máximas expresadas como una fracción de la altura de piso de los modelo establecidos en el

Capítulo II, las cuales cumplen con el límite máximo establecido por la NEC 2015 que en este caso para estructura metálica es de 0.02.

5. El valor reducido del coeficiente de modificación de respuesta (R) establecido por ASCE 7-10 para el diseño de la estructura con sistemas de aislación basal, con un valor máximo de $R_I = 2$, garantiza que durante un evento sísmico severo la estructura se mantendrá esencialmente en el rango elástico, cumpliendo así la filosofía de diseño de este tipo de estructuras.
6. Al comparar las derivas inelásticas entre los pórticos resistentes a momento y los modelos aislados en su base, se observa un comportamiento muy similar en todos los modelos, teniendo una variación decreciente del porcentaje de reducción de derivas inelásticas en los modelos aislados, siendo mayor en el piso más alto y disminuyendo en los pisos inferiores. Este comportamiento puede verse en los gráficos de barras del numeral 5.1.1.1. del Capítulo V.
7. En los edificios de 15, 20 y 30 pisos se puede observar que en los pisos inferiores de los edificios aislados se produce un incremento de las derivas inelásticas hasta en un 151% en el piso 1 del edificio de 30 pisos, lo cual podría resultar en una situación adversa para algún caso en particular; sin embargo, a pesar de este incremento se sigue cumpliendo con los requisitos establecidos en la normativa para estos pisos.
8. Al comparar las derivas inelásticas del último piso, en los edificios aislados en su base se alcanzó una reducción de hasta el 77% en el edificio de menor altura (5 pisos) y se observa una pérdida de eficiencia del sistema al incrementar la altura de la edificación, alcanzando una reducción de 50% en el edificio de 30 pisos. La pérdida de eficiencia se debe fundamentalmente a la forma del espectro de diseño para un suelo Tipo C.
9. Uno de los parámetros más importantes para la gran aceptación que han tenido los sistemas de aislación basal es el control de la amplificación de la aceleración de entrada en los pisos superiores de las edificaciones,

debido a los movimientos del terreno. Esta amplificación de la aceleración es la causante de la mayor vibración en los pisos altos y del daño ocasionado en elementos estructurales, no estructurales y los contenidos de las edificaciones.

10. En todos los edificios convencionales se observa claramente una amplificación de la aceleración de entrada para los pisos superiores, siendo crítico en el último nivel. En la Tabla 91 puede observarse que para el edificio de 5 pisos la aceleración se amplifica de 0.63g en el primer piso a 1.60g en el último piso, lo que representa aproximadamente un 61% de amplificación.
11. Para los sistemas con aislación basal de los edificios de 5 y 10 pisos se observa un comportamiento lineal de la aceleración en función de la altura de cada piso, es decir que dicha aceleración se reduce en un porcentaje mayor en los pisos superiores, de tal manera que para todos los niveles se tiene una misma aceleración de entrada.
12. En los edificios de 15, 20 y 30 pisos la aceleración en los últimos pisos tiende a acercarse a la aceleración de los edificios convencionales. Sin embargo la pérdida de eficiencia no es significativa para este parámetro, obteniéndose la máxima reducción de la aceleración en el último piso para el edificio de 5 niveles e igual a un 81% y disminuye hasta un 64% en el de 30 niveles.
13. Al comparar el cortante basal real o de diseño elástico para las estructuras convencionales y aisladas, se observa que se cumple claramente el objetivo de un sistema de aislamiento que es reducir la demanda sísmica en la estructura. Este parámetro refleja claramente la pérdida de eficiencia al aislar estructuras cada vez más altas, ya que en edificio de 5 pisos se logra una reducción de 69% hasta una reducción del 34% en el edificio de 30 pisos. Si se proyecta una recta en la Figura 162 se observa que para un edificio de 50 pisos la reducción del cortante basal real sería nula. Este comportamiento se debe a la forma del espectro, ya que para estructuras

con periodos superiores a 4 segundos la gráfica del espectro se convierte prácticamente en una recta horizontal asintótica.

14. El cortante basal de diseño es un parámetro que ha limitado la construcción de edificios de altura aislados en su base, debido a que el criterio de mantener a la estructura aislada esencialmente en el rango elástico incrementa considerablemente el cortante de diseño de la estructura, incrementándose desde un 21% en el edificio de 5 pisos hasta un 62% en el edificio de 30 pisos, lo que claramente incrementará los requerimientos de resistencia en los elementos estructurales. En el edificio de 30 pisos donde es más crítico el incremento del corte basal de diseño se observó un incremento del nivel de esfuerzo en las vigas de hasta un 54%.
15. Otro aspecto muy importante que ha limitado el uso de aislamiento sísmico en edificios de altura es el aspecto constructivo y la disponibilidad de materiales. Empresas como VULCO de Chile y Dynamic Isolation Systems de Estados Unidos han logrado desarrollar aisladores sísmicos con diámetros máximos de 1.50 a 1.55 metros, los cuales están disponibles en sus catálogos. Como se vio en esta investigación el área requerida para el aislador está definida fundamentalmente por el esfuerzo de compresión producido por la carga máxima que soportará el aislador durante su vida útil, lo que implica que dependiendo de las características propias de carga de cada proyecto es factible aislar edificios de hasta 30 pisos de altura.
16. Al comparar las derivas inelásticas entre los pórtico resistente a momento y los modelos con disipadores de energía, se observa un comportamiento similar en todos los modelos, teniendo una mayor reducción de derivas en los pisos inferiores. Este comportamiento puede verse en los gráficos de barras del numeral 5.2.1.1. del Capítulo V.
17. En el Figura 175 se observa la variación del porcentaje de reducción de las derivas inelásticas en el último piso de los modelos cuando se utiliza disipadores de energía ubicados en diagonales. En éste puede verse como disminuye la eficiencia del sistema con la altura, desde un 62% de

reducción en el edificio de 5 pisos hasta prácticamente un 0% en los edificios de 20 y 30 pisos.

18. El comportamiento analizado en la conclusión anterior, se debe fundamentalmente a que en los modelos de 5, 10, 15, 20 y 30 pisos se utilizó el mismo arreglo y la misma sección de diagonales para rigidizar la estructura, aspecto que posteriormente fue conveniente en la modelación de los dispositivos disipadores, ya que durante la investigación se observó que el comportamiento de los disipadores era más eficiente cuando se tenía secciones de diagonales menores, mientras que al aumentar la sección de las diagonales, los disipadores podían absorber un menor porcentaje de la energía sísmica de entrada.
19. Los diagramas de energía de las estructuras convencionales y estructuras con disipadores de energía se obtuvieron mediante un análisis tiempo historia al someter a las estructuras al sismo de Quito descrito en el Capítulo IV.
20. Si se analiza los diagramas de energía de las estructuras convencionales se observa que hasta el segundo 12 aproximadamente, hay un aporte importante de la energía cinética y potencial para absorber la energía de entrada; sin embargo, a partir de ese instante prácticamente toda la energía de entrada debe ser absorbida mediante el amortiguamiento propio de la estructura, es decir mediante deformaciones plásticas en los elementos estructurales principales.
21. El objetivo fundamental de los disipadores de energía o amortiguadores colocados en las diagonales es como su nombre lo indica absorber un porcentaje de la energía de entrada para disminuir la demanda sísmica en elementos estructurales y no estructurales, evitando y controlando la formación de deformaciones plásticas en los elementos principales.
22. El funcionamiento de los amortiguadores se evidencia claramente en los diagramas de energía de las estructuras con disipadores, los cuales pueden verse en el numeral 4.10.2 del Capítulo IV. En estos diagramas se observa que para el edificio de 5 pisos estos dispositivos son capaces de

disipar hasta un 40% de la energía sísmica de entrada, el de 10 pisos un 49%, los de 15 y 20 pisos un 53% y el de 30 pisos hasta un 50%. En este parámetro se observa un mayor rendimiento de los disipadores en los edificios de mayor altura, lo que permite concluir que este sistema es apropiado para estructuras relativamente flexibles, caso común de los edificios de altura.

23. Al utilizar un sistema de diagonales con amortiguadores el incremento del cortante basal de diseño no es significativo, presentando un incremento nulo en el edificio de 5 pisos y del 8% en el de 30 pisos. Esto se debe a que a pesar del incremento del peso de la estructura al incluir diagonales en el sistema y la reducción del periodo fundamental de la estructura, el aumento del amortiguamiento debido al sistema de disipación hace que a la vez la demanda sísmica disminuya y por lo tanto el incremento del cortante basal no sea excesivo.
24. La rigidización del sistema mediante la inclusión de diagonales permite reducir los niveles de esfuerzo en vigas de un 18 a 30%. Además el diseño de los elementos ya no se ve gobernado por el estado de servicio y por lo tanto se podrá optimizar de mejor manera las dimensiones de los elementos.
25. El sistema de aislamiento sísmico reduce dramáticamente las demandas de ductilidad de la superestructura, lo cual se ve reflejado en el valor reducido de R establecido por la norma; inclusive, sistemas resistentes sísmicos ordinarios e intermedios podrían utilizarse para reducir costos de construcción manteniendo los beneficios y buen desempeño de estructuras con aislación basal. Sin embargo los diseños de estructuras que se implantarán en la ciudad de Quito, deben diseñarse con una categoría de diseño sísmico E según ASCE 7-10, por lo que debe utilizarse sistemas de pórticos especiales a momento, ya que un pórtico intermedio no está permitido (con ciertas excepciones) para esa categoría. Otro motivo que limita el uso de pórticos ordinarios o intermedios para estructuras aisladas en su base es la altura de la edificación.

26. Ambos sistemas de protección sísmica suelen ser usados principalmente para estructuras de tipo esencial, es decir aquellas que deberán mantenerse operativas durante y después de un evento sísmico severo; sin embargo, en la actualidad la tendencia mundial de proteger la inversión realizada en un proyecto ha llevado a la protección sísmica de todo tipo de estructuras.
27. A pesar de que la inclusión de estos dos sistemas de protección sísmica en el diseño de una estructura representan un gasto adicional en el costo del proyecto, la experiencia práctica ha demostrado que se trata de una inversión muy rentable, debido a que garantiza una reducción sustancial o eliminación total de posibles daños a la estructura y al contenido de los edificios, y por lo tanto la seguridad de la vida de las personas que habitan en éstos. Si en el costo del edificio convencional se considera los gastos de repararlo consecutivamente en el futuro, el tiempo de inoperatividad e inclusive la pérdida total de la inversión del proyecto debido a un evento sísmico destructivo; entonces es evidente que resulta mucho más conveniente concebir a la edificación con un sistema de protección sísmica.
28. Parte de los resultados de esta investigación consiste en demostrar y formar una cultura de prevención sísmica en nuestro país, la cual no solamente debe incluir a los ingenieros, sino también a los inversionistas y promotores de proyectos en el sector construcción.
29. La experiencia de proyectos reales en todo el mundo han demostrado que el precio de instalar un sistema de aislamiento sísmico para edificio de 5 a 10 pisos representa entre el 2 al 5% del costo del edificio convencional, e inclusive podría reducirse a cero en los casos que sea posible reducir especialmente el detallamiento de ductilidad en los elementos.
30. En general el sistema de aislación basal controla de mejor manera el daño de elementos estructurales, no estructurales y contenido de la edificación al compararlo con sistemas de disipación de energía. Esto se debe principalmente a que el aislamiento sísmico reduce en mayor medida la

demanda sísmica y además presenta una mayor capacidad para reducir los efectos de amplificación de la aceleración de entrada en pisos superiores al compararlo con el sistema con disipadores, como se observa en la Tabla 113.

31. Puede alcanzarse ventajas en la reducción de la demanda sísmica en edificios de altura mediante la utilización de disipadores de energía cuando se incrementa el número de dispositivos en los pórticos interiores de la estructura, sin considerar las afectaciones en el aspecto económico. Estas ventajas pueden observarse en Tabla 114, en la que se observa que los sistemas en los que se aumentaron disipadores presentan una mayor eficiencia en la reducción de derivas que los otros dos sistemas. Esta es una ventaja muy importante que tiene el sistema con disipadores, ya que para aislamiento sísmico puede utilizarse un número limitado de aisladores e igual al número de columnas que llegan a la base.
32. Otro aspecto importante para la eficiencia de uno u otro sistema son las características del suelo de implantación de la estructura, parámetro que podría analizarse en una investigación posterior. Además el periodo de vibración del suelo es un parámetro importantísimo para definir el periodo fundamental de la estructura el cual debe estar bastante distante para evitar problemas de resonancia. Por ejemplo, en suelos muy blandos los periodos de vibración del suelo pueden llegar a superar los 2 o 3 segundos, periodos comunes de estructuras aisladas en su base, por lo que estos sistemas no son adecuados en estos casos.
33. La experiencia práctica ha demostrado que un sistema de aislación es eficiente tanto en el aspecto técnico como económico cuando se alcanza una reducción de demanda sísmica del 80 al 50%. De acuerdo a los resultados obtenidos en este estudio, para la implementación de estos sistemas en la ciudad de Quito, se recomienda que la aislación basal se utilice hasta edificios de 10 a 15 pisos dependiendo de las condiciones particulares del proyecto. Sin embargo, en el mundo se han aislado estructuras de hasta 33 pisos, ya que de alguna manera el sistema de

aislación presenta una reducción considerable de la demanda sísmica, pero posiblemente con un incremento significativo en el aspecto económico debido al incremento del cortante de diseño sobre la estructura. Por lo tanto para edificios con altura superior a los 15 pisos es recomendable la utilización de dispositivos de disipación de energía mediante la determinación de un número adecuado de estos dispositivos.

34. El presente trabajo de investigación trata de ser una pauta para motivar el desarrollo e implementación de estos sistemas en las estructuras de nuestro país; y en general deberá hacerse un estudio con las condiciones particulares de cada edificación para la elección de uno u otro sistema, para lo cual puede tomarse en cuenta los resultados obtenidos y recomendaciones planteadas en esta investigación.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, Almazán, Dechent, & Suares. (2008). *Aisladores de base elastomérico y FPS*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas de la ESPE.
- Aguiar, R. (2008). *Disipadores de energía y aisladores base*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas ESPE.
- Aguiar, R. (2011). *El Megasismo de Chile 2010 y lecciones para el Ecuador*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas de la ESPE.
- Aguilar, K. (2015). *ESTUDIO COMPARATIVO DE EDIFICIOS DE ACERO DE GRAN ALTURA CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS, CONCÉNTRICAS Y DIAGONALES CON AMORTIGUADORES EN LA CIUDAD DE QUITO*. Quito: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR.
- Altos Hornos de Mexico. (2013). *Manual de diseño para la construcción con acero*. México DF: AHMSA.
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC341-10*. AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360-10*. AISC.
- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-10*. Reston: ASCE.
- CDV. (2016). *CDV Ingeniería Antisísmica*. Obtenido de CDV Ingeniería Antisísmica: <http://cdvperu.com/>
- CENTRO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS DE LA ESPE. (2008). *Introducción al aislamiento de base*. Quito.
- Claros, E. (2009). *MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL ANÁLISIS Y REHABILITACIÓN DE EDIFICIOS UTILIZANDO DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS*. México D.F.

- Corporación de Desarrollo Tecnológico. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía*. Chile: Cámara Chilena de la Construcción.
- Crisafulli, F. (s.f.). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.
- DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS. (2015). *DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS*. Obtenido de DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS: <http://www.dis-inc.com/>
- EL COMERCIO. (26 de Agosto de 2014). *Ecuador está asentado sobre tres sistemas de fallas geológicas*. Obtenido de Ecuador está asentado sobre tres sistemas de fallas geológicas: <http://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador-asentado-tres-sistemas-fallas-1.html>
- elmostrador. (7 de Marzo de 2010). *elmostrador*. Obtenido de elmostrador: <http://www.elmostrador.cl/noticias/pais/2010/03/07/aisladores-sismicos-la-tecnologia-que-pudo-haber-mitigado-la-catastrofe/>
- EMB CONSTRUCCIÓN. (Diciembre de 2013). *Sistemas de Protección Sísmica*. Obtenido de Sistemas de Protección Sísmica: <http://www.emb.cl/construccion/articulo.mvc?xid=2824>
- Espinel, G., & Pablo, H. (2013). *DISEÑO SÍSMICO CON SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO EN EDIFICIOS REGULARES DE HORMIGÓN ARMADO Y COMPARACIÓN MEDIANTE EJEMPLOS*. Quito.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. (2003). *NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (FEMA 450)*. Washindton D.C.: FEMA.

- Gamboa, W. (2012). *PROPIEDADES SECCIONES AISC SI ACERO A36*.
Obtenido de PROPIEDADES SECCIONES AISC SI ACERO A36:
http://issuu.com/williamgamboa/docs/tabla_aisc_si
- Gatica. (2012). *Respuesta sísmica de un edificio de estructura metálica con aisladores*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Guerra, M. (2013). *Diseño Sismo Resistente de Edificios Utilizando ETABS*.
Quito: Bustos Guerra Consultora.
- Guerra, M. (2015). *Diseño Sismo Resistente de Edificios de Acero Utilizando ETABS y NEC 2015*. Quito: Bustos Guerra Consultora.
- Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Nch2745-2003 Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica*. Santiago de Chile.
- INTERNATIONAL BUILDING CODE. (2012). *Earthquake Regulations for Seismic – Isolated Structures IBC*. IBC.
- Juan, G. (2015). *CURSO DE DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Quito.
- Korswagen, P. (2012). *Análisis y Diseño de Estructuras con aisladores Sísmicos en el Perú*. Lima: Pontificia Universidad Católica de Perú.
- Martínez, F. (2013). *Análisis Modal Espectral en Estructuras Sismoresistentes*.
Barcelona: XFMA.
- McCormac. (2003). *Estructuras de acero. Método LRFD*. México: Alfaomega.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*. Quito: NEC.
- Montoya, J. (2012). *Análisis Sísmico de un Edificio con Aislamiento en la Base*.
Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- pressmo.com. (Marzo de 2013). *EMB CONSTRUCCIÓN Protección Sísmica en Chile: Demanda en ascenso*. Obtenido de EMB CONSTRUCCIÓN

Protección Sísmica en Chile: Demanda en ascenso:
<http://www.emb.cl/construccion/flipbook/201303/#/9>

Rama, D. (2009). *SlidePlayer*. Obtenido de SlidePlayer:
<http://slideplayer.es/slide/3874947/>

Sandoval, J. (12 de Marzo de 2011). *SlideShare*. Obtenido de SlideShare:
<http://es.slideshare.net/JaimeSandoval3/ponencia1-7242391>

SIRVE S.A. (s.f.). *SIRVE SEISMIC PROTECTION TECHNOLOGIES*. Obtenido de SIRVE SEISMIC PROTECTION TECHNOLOGIES: <http://sirve.cl/>

Taboada, J. (2009). *Análisis y Diseño de Edificios Asistidos por Computadoras*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

taylor devices inc. (2016). *taylor devices inc.* Obtenido de taylor devices inc.:
<http://www.taylordevices.com/>

TECNOAV. (s.f.). *TECNOAV*. Obtenido de TECNOAV: <http://www.tecnoav.cl/>

Tena, A., Gómez, L., & Salazar, M. (1997). *Criterios de Diseño y Reglamentación de Estructuras con Aisladores de Base para la Costa del Pacífico*. Santiago de Chile: Centro de Investigación Sísmica cis.

Villarreal, G. (2009). *EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGÍA*. Lima.