



**UNIVERSIDAD DEL AZUAY**  
**DEPARTAMENTO DE POSGRADOS**  
**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN**  
**EN ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES**

**Análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de  
reforzamiento para lograr un nivel de desempeño de  
ocupación inmediata, caso de estudio “Hospital Municipal  
de la Mujer y del Niño” de la ciudad de Cuenca, provincia  
del Azuay.**

**Trabajo de titulación para la graduación de la Maestría en Ingeniería Civil con  
Mención en Estructuras Sismorresistentes, versión I.**

**Autora:**

**CINTHIA EUGENIA ARÉVALO CÓRDOVA**

**Director:**

**JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO**

**Cuenca, Ecuador**

**2025**

## **DEDICATORIA**

A mis padres, que están en el cielo y su mayor deseo fue que sus hijos se preparen.

A mi esposo, que gracias a su comprensión y apoyo contribuyó con la culminación de este proyecto.

A mis hijos, que son el motor de mi vida y me impulsan a ser mejor día a día.

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero agradecer en primer lugar a Dios, ya que sin Él ningún logro obtenido hubiera sido posible.

Al M.Sc. José Fernando Vázquez Calero, tutor del presente Trabajo de Titulación, que gracias a su apoyo y compromiso fue parte fundamental para la realización de este proyecto.

Al M.Sc. Mateo Narváez, co-tutor del presente Trabajo de Titulación, que gracias a su guía y recomendaciones permitió que este proyecto de grado culmine de forma exitosa.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA .....	I
AGRADECIMIENTOS .....	II
ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	III
INDICE DE FIGURAS.....	VII
INDICE DE ANEXOS .....	XI
RESUMEN.....	XII
ABSTRACT .....	XIII
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>Problemática.....</b>	<b>1</b>
<b>Objetivo general.....</b>	<b>2</b>
<b>Objetivos específicos .....</b>	<b>2</b>
<b>Metodología .....</b>	<b>3</b>
<b>Términos usados en la investigación .....</b>	<b>3</b>
<b>CAPITULO 1. ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>10</b>
<b>1.1. Antecedentes.....</b>	<b>10</b>
<b>1.2. Peligro sísmico.....</b>	<b>13</b>
<b>1.2.1. Riesgo tolerable .....</b>	<b>15</b>
<b>1.2.2. Categoría de riesgo.....</b>	<b>15</b>
<b>1.2.3. Factor de importancia.....</b>	<b>16</b>
<b>1.2.4. Terremoto del 16 de abril del 2016 .....</b>	<b>18</b>
<b>1.2.5. Estimación de pérdidas indirectas .....</b>	<b>20</b>
<b>1.2.6. Ajuste por clase de sitio .....</b>	<b>22</b>
<b>1.2.7. Espectro de respuesta general.....</b>	<b>22</b>
<b>1.2.8. Información según la construcción .....</b>	<b>23</b>
<b>1.3. Adecuación sísmica .....</b>	<b>24</b>
<b>1.3.1. Criterios de priorización .....</b>	<b>24</b>
<b>1.3.2. Índice de amenaza sísmica.....</b>	<b>25</b>
<b>1.3.3. Índice de vulnerabilidad .....</b>	<b>25</b>
<b>1.4. Evaluación de daños en hospitales .....</b>	<b>25</b>
<b>1.4.1. Ubicación de la zona geográfica del establecimiento de salud .....</b>	<b>26</b>
<b>1.4.2. Estimación de daños en hospitales.....</b>	<b>27</b>
<b>1.4.3. Reducción de riesgos en hospitales .....</b>	<b>27</b>
<b>1.4.4. Mitigación del riesgo .....</b>	<b>28</b>

1.4.5.	Vulnerabilidad estructural.....	29
1.4.6.	Daño por sismo en los hospitales .....	29
1.4.7.	Evaluación de daño debido a sismo .....	30
1.4.8.	Características del hormigón .....	33
1.5.	Métodos de análisis .....	34
1.5.1.	Acciones críticas y ordinarias .....	36
1.5.2.	Acciones controladas por fuerza.....	36
1.5.3.	Límite de deriva de respuesta inaceptable.....	37
1.5.4.	Respuestas inaceptables para la seguridad de la vida .....	37
1.5.5.	Amortiguamiento .....	38
1.5.6.	Torsión accidental.....	39
1.5.7.	Revisión de los parámetros y criterios de aceptación del modelado no lineal .....	39
1.5.8.	Revisiones de los parámetros de modelado y criterios de aceptación	40
1.6.	Análisis no lineal estático (pushover) .....	41
1.6.1.	Curva de capacidad .....	42
1.6.2.	Curva idealizada de capacidad .....	44
1.7.	Análisis tiempo historia.....	45
1.8.	Criterios de aceptación y rechazo.....	46
1.9.	Elementos no estructurales .....	47
1.9.1.	Estimación de pérdidas de contenidos de edificios, por efectos de sismo	47
1.10.	Adecuación sísmica de edificaciones.....	49
	Estrategias Generales.....	50
	Estrategias Técnicas .....	51
1.10.1.	Inclusión de muros de corte .....	54
1.10.2.	Pórticos metálicos o arriostramientos.....	54
1.10.3.	Adición de contrafuertes:.....	55
1.10.4.	Sistemas de disipación de energía .....	55
<b>CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA UTILIZADA</b>		
<b>ASCE 41-13 70</b>		
2.1.	Procedimiento para la evaluación y el diseño de rehabilitación.....	71
2.1.1.	Masa .....	71
2.1.2.	Modelos analíticos .....	72
2.2.	Desempeño estructural .....	72
2.3.1.	Objetivos de desempeño .....	73
2.2.1.	Niveles de desempeño.....	73
2.3.2.	Niveles de amenaza sísmica .....	75
2.3.3.	Peligrosidad sísmica.....	75
2.3.4.	Espectro elástico horizontal de aceleraciones.....	76
2.3.5.	Definición de los objetivos de rehabilitación .....	78
2.3.6.	Selección de objetivo de desempeño .....	79
2.3.	Métodos de evaluación de la capacidad estructural o resistencia .....	80
2.2.1.	Análisis lineal.....	81

2.2.2. Análisis no lineal.....	81
<b>CAPITULO 3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....</b>	<b>83</b>
3.1. Descripción arquitectónica.....	83
3.2. Materiales de construcción .....	85
3.3. Elementos estructurales .....	86
3.4. Descripción de la disposición estructural .....	87
<b>CAPITULO 4. ANÁLISIS.....</b>	<b>88</b>
4.1. Análisis estático no lineal .....	88
Carga muerta .....	90
Carga viva .....	91
Cargas laterales .....	92
Monitoreo del nodo de control: .....	93
4.1.1. Capacidad de deformación de los elementos (Rótulas plásticas).....	94
4.1.2. Curva de capacidad (Pushover).....	101
4.1.3. Curva bilineal .....	102
4.1.4. Umbrales de daño.....	107
4.2. Análisis dinámico no lineal tiempo historia.....	108
Procedimiento dinámico no lineal (NDP).....	108
4.2.1. Base del procedimiento .....	108
4.2.2. Determinación de fuerzas y deformaciones .....	109
4.2.3. Criterios de aceptación para procedimientos no lineales .....	110
4.2.4. Análisis de los movimientos sísmicos.....	111
4.2.5. Objetivos de desempeño .....	118
4.2.6. Consideraciones de modelado y análisis para NDP .....	118
4.2.7. Gráficos tiempo-historia de aceleración.....	120
4.2.8. Resultados en el tiempo del análisis dinámico no lineal. ....	125
4.2.9. Productos obtenidos:.....	138
<b>CAPITULO 5. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL .....</b>	<b>145</b>
5.1. Modelado de BRB's .....	145
5.2. Distribución de BRB's.....	148
5.3. Análisis de datos de estructura reforzada .....	150
5.3.1. Derivas.....	150
5.3.2. Aceleraciones .....	152
<b>CAPITULO 6. ANÁLISIS ECONÓMICO .....</b>	<b>156</b>
6.1. Presupuesto referencial de la propuesta de reforzamiento.....	156
6.2. Análisis costo-beneficio del reforzamiento estructural .....	156
6.2.1. Costos de Implementación.....	157
6.2.2. Beneficios de Implementación.....	157
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>159</b>

<b>RECOMENDACIONES</b> .....	160
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	161

**INDICE DE FIGURAS**

Figura 1.1. Propagación de ondas primarias y secundarias .....	14
Figura 1.2. Propagación de ondas L y de Rayleigh.....	14
Figura 1.3. Magnitudes de sismos y Energía Liberada .....	15
Figura 1.4. Capacidades de desplazamiento global para diversos niveles de desempeño. ....	31
Figura 1.5. Desempeño y Demanda de Deformación para estructuras dúctiles.....	32
Figura 1.6. Demandas de desplazamiento global de edificios dañados y no restaurados.....	34
Figura 1.7. Amortiguamiento proporcional a la masa y la rigidez.....	39
Figura 1.8. Acción de fuerza-desplazamiento de componentes controlados por deformación.....	40
Figura 1.9. Representación del efecto de piso débil .....	43
Figura 1.10. Representación del efecto columna fuerte-viga débil.....	44
Figura 1.11. Curva de capacidad real (color negro) y curva idealizada.....	44
Figura 1.12. Contenidos de edificio sujetos a múltiples modos de falla.....	48
Figura 1.13 Curva de Capacidad típica .....	52
Figura 1.14. Efecto del Aumento del Amortiguamiento en el Desempeño de las Edificaciones. ....	56
Figura 1.15 Disipadores TADAS.....	58
Figura 1.16 Sistema BRB en la UC Berkeley .....	60
Figura 1.17 Tubo de acero para revestimiento de hormigón BRB .....	62
Figura 1.18 Conexión Empernada Stándard .....	63
Figura 1.19 Deformación de un pórtico convencional y con BRB ante un evento sísmico.....	63
Figura 1.20 Curva histerética de un BRB .....	64
Figura 2.1. Curvas de peligro sísmico, Cuenca.....	76
Figura 2.2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	77
Figura 2.3. Espectro elástico horizontal de aceleraciones.....	78
Figura 3.1. Planta Baja .....	83
Figura 3.2. Primera planta alta .....	84
Figura 3.3. Segunda planta alta .....	84
Figura 3.4. Losa de cubierta.....	85
Figura 3.5. Tipos de vigas .....	86
Figura 3.6. Modelo de la estructura .....	87
Figura 4.1. Secuencia del proceso de Análisis Pushover .....	88
Figura 4.2. Curvas de Fuerza versus Deformación del componente estructural.....	95
Figura 4.3. Criterio de aceptación de deformación de un elemento o componente. ..	97
Figura 4.4. Modelo de rótula plástica calculada para una viga.....	100
Figura 4.5. Configuración de carga aplicada para Análisis Pushover.....	101
Figura 4.6. Curva de capacidad obtenida en el análisis .....	102
Figura 4.7. Curvas de Fuerza-Desplazamiento idealizadas. ....	103
Figura 4.8. Curva bilineal y curva de capacidad obtenida (Pushover).....	106
Figura 4.9. Curva bilineal graficada hasta el desplazamiento objetivo. ....	107
Figura 4.10. Desplazamiento objetivo máximo y umbrales de daño .....	108
Figura 4.11. Acelerograma AGYE-E.....	112
Figura 4.12. Acelerograma AGYE-N .....	113
Figura 4.13. Acelerograma AOTA-E.....	113

Figura 4.14. Acelerograma AOTA-N .....	113
Figura 4.15. Acelerograma PRAM-E.....	114
Figura 4.16. Acelerograma PRAN-N.....	114
Figura 4.17. Esquema de la representación de los espectros asociados a los sismos escalados.....	115
Figura 4.18. Espectro de respuesta Sismo PRAM .....	116
Figura 4.19. Espectro de respuesta Sismo AOTA.....	116
Figura 4.20. Espectro de respuesta Sismo AGYE-N .....	116
Figura 4.21. Espectros de respuesta de diseño para el sitio (475 años) .....	117
Figura 4.22. Espectros de respuesta de diseño para el sitio (2500 años) .....	117
Figura 4.23. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E.....	120
Figura 4.24. Historia-tiempo de aceleración, para para sismo AGYE-N.....	121
Figura 4.25. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E.....	121
Figura 4.26. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N .....	121
Figura 4.27. Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E.....	122
Figura 4.28. Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N .....	122
Figura 4.29. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E.....	123
Figura 4.30. Historia-tiempo de aceleración, para para sismo AGYE-N.....	123
Figura 4.31. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E.....	123
Figura 4.32. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N .....	124
Figura 4.33. Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E.....	124
Figura 4.34. Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N .....	124
Figura 4.35. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-historia del sismo AGYE.....	125
Figura 4.36. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AGYE.....	126
Figura 4.37. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AGYE.....	126
Figura 4.38. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AGYE.....	127
Figura 4.39. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AOTA .....	127
Figura 4.40. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AOTA.....	128
Figura 4.41. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AOTA.....	129
Figura 4.42. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AOTA.....	129
Figura 4.43. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo PRAM.....	129
Figura 4.44. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo PRAM.....	130
Figura 4.45. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo PRAM.....	131
Figura 4.46. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo PRAM.....	131
Figura 4.47. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-historia del sismo AGYE.....	132
Figura 4.48. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AGYE.....	132
Figura 4.49. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AGYE.....	133
Figura 4.50. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AGYE.....	133
Figura 4.51. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AOTA .....	134
Figura 4.52. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AOTA.....	134

Figura 4.53. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AOTA.....	135
Figura 4.54. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AOTA.....	135
Figura 4.55. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo PRAM.....	136
Figura 4.56. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo PRAM.....	137
Figura 4.57. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo PRAM.....	137
Figura 4.58. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo PRAM.....	138
Figura 4.59. Deriva de piso.....	139
Figura 4.60. Derivas de entrepiso, para sismo AGYE (Tr=475 años).....	140
Figura 4.61. Derivas de entrepiso, para sismo AOTA (Tr=475 años).....	140
Figura 4.62. Derivas de entrepiso, para sismo PRAM (Tr=475 años).....	140
Figura 4.63. Derivas de entrepiso, para sismo AGYE (Tr=2500 años).....	141
Figura 4.64. Derivas de entrepiso, para sismo AOTA (Tr=2500 años).....	141
Figura 4.65. Derivas de entrepiso, para sismo PRAM (Tr=2500 años).....	142
Figura 4.66. Aceleraciones de piso, para sismo AGYE.....	143
Figura 4.67. Aceleraciones de piso, para sismo AOTA.....	143
Figura 4.68. Aceleraciones de piso, para sismo PRAM.....	143
Figura 4.69. Aceleraciones de piso, para sismo AGYE.....	144
Figura 4.70. Aceleraciones de piso, para sismo AOTA.....	144
Figura 4.71. Aceleraciones de piso, para sismo PRAM.....	144
Figura 5.1 Configuración de BRB's en software ETABS.....	147
Figura 5.2 Configuración de BRB's en software ETABS.....	148
Figura 5.3 Vista en planta de distribución de BRB's.....	149
Figura 5.4 Elevación de distribución de BRB's.....	149
Figura 5.5. Derivas de entrepiso incluyendo BRB's, para sismo AGYE (Tr=47475 años).....	150
Figura 5.6. Derivas de entrepiso incluyendo BRB's, para sismo AOTA (Tr=475 años).....	150
Figura 5.7. Derivas de entrepiso incluyendo BRB's, para sismo PRAM (Tr=475 años).....	151
Figura 5.8. Derivas de entrepiso incluyendo BRB's, para sismo AGYE (Tr=2500 años).....	151
Figura 5.9. Derivas de entrepiso incluyendo BRB's, para sismo AOTA (Tr=2500 años).....	152
Figura 5.10. Derivas de entrepiso incluyendo BRB's, para sismo PRAM (Tr=2500 años).....	152
Figura 5.11. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo AGYE (Tr=475 años).....	153
Figura 5.12. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo AOTA (Tr=475 años).....	153
Figura 5.13. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo PRAM (Tr=475 años).....	153
Figura 5.14. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo AGYE Tr=2500 años).....	154
Figura 5.15. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo AOTA (Tr=2500 años).....	154
Figura 5.16. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo PRAM (Tr=2500 años).....	155

**INDICE DE TABLAS**

Tabla 1.1. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	16
Tabla 1.2. Costos de reconstrucción por sector.....	20
Tabla 2.1. Control de daño y niveles de desempeño para edificios .....	74
Tabla 2.2. Probabilidad de excedencia y periodo de retorno medio contemplados...	75
Tabla 2.3. Coeficientes de sitio y sismicidad.....	76
Tabla 2.4. Niveles de amenaza sísmica.....	79
Tabla 2.5. Niveles de amenaza sísmica.....	80
Tabla 3.1. Área y altura de cada piso. ....	85
Tabla 4.1. Cargas y combinaciones de cargas para efectos de rehabilitación.....	90
Tabla 4.2. Carga muerta: pesos de los materiales .....	90
Tabla 4.3. Cargas (uniforme y/o concentrada) de acuerdo con la ocupación o los usos .....	91
Tabla 4.4. Carga muerta y área tributaria de piso más crítico.....	91
Tabla 4.5. Valores para el factor de modificación C0.....	104
Tabla 4.6. Valores para el factor de modificación C2.....	105
Tabla 4.7. Desplazamiento objetivo acorde al nivel de desempeño .....	107
Tabla 4.8. Registros de aceleración.....	112
Tabla 4.9. Periodos para Spectral Matching .....	115
Tabla 4.10. Cuantificación de objetivos de desempeño con aceleraciones de piso .	142
Tabla 5.1 Parámetros para definir el elemento equivalente en software de análisis	146
Tabla 5.2 Propiedades de los disipadores Dampo Dual Protect .....	146
Tabla 5.3 Propiedades de BRB .....	146
Tabla 5.4. Dimensión de diagonales .....	147
Tabla 6.1. Valores sugeridos para $\beta$ para edificaciones regulares .....	156

**INDICE DE ANEXOS**

Anexo 1 Cálculo y diseño de elementos estructurales ..... 87  
Anexo 2 Características generales del disipador Dampo Dual Protect..... 146

**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LOGRAR UN NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA, CASO DE ESTUDIO “HOSPITAL MUNICIPAL DE LA MUJER Y DEL NIÑO” DE LA CIUDAD DE CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY.**

**RESUMEN**

Esta investigación presenta la evaluación estructural del nuevo edificio del “Hospital Municipal de la Mujer y del Niño” de la ciudad de Cuenca, Provincia Del Azuay, para determinar su nivel de desempeño actual y vulnerabilidad sísmica. Ante la falta de información se parte del diseño de áreas de acero mínimo de vigas y columnas, cumpliendo con el acero mínimo requerido por la norma; utilizando un software especializado se generó el modelo y se realizó un Análisis Estático No Lineal (Pushover) y Análisis Dinámico No Lineal (Tiempo Historia), por otro lado, con las derivas de piso obtenidas se estableció el nivel de desempeño actual y para mejorar el mismo se propone la inclusión de BRB’s como medida de reforzamiento estructural que disminuye considerablemente las mismas y permite alcanzar el objetivo de nivel de desempeño estructural de funcionalidad continua (Ocupación Inmediata).

**Palabras Clave:** Análisis Estático No Lineal, Análisis Dinámico No Lineal, vulnerabilidad sísmica, evaluación estructural, reforzamiento estructural.

José Fernando Vázquez Calero

Pablo David Quinde Martínez

**Director del Trabajo de Titulación**

**Director de Maestría**

Cinthia Eugenia Arévalo Córdoba

**Autora**

**SEISMIC VULNERABILITY ANALYSIS AND REINFORCEMENT PROPOSAL TO ACHIEVE AN IMMEDIATE OCCUPANCY PERFORMANCE LEVEL: CASE STUDY OF THE "MUNICIPAL HOSPITAL FOR WOMEN AND CHILDREN" IN THE CITY OF CUENCA, AZUAY PROVINCE.**

**ABSTRACT**

This research presents the structural evaluation of the new "Municipal Hospital for Women and Children" building in the city of Cuenca, Azuay Province, to determine its current performance level and seismic vulnerability. In the absence of information, the design starts from the minimum steel requirements for beams and columns, complying with the minimum steel specified by the code. Using specialized software, a model was generated, and a Nonlinear Static Analysis (Pushover) and Nonlinear Dynamic Analysis (Time History) were conducted. Additionally, based on the obtained interstory drifts, the current performance level was established. To improve this performance, the inclusion of Buckling-Restrained Braces (BRBs) is proposed as a structural reinforcement measure that significantly reduces interstory drifts and allows for achieving the objective of a continuous functionality structural performance level (Immediate Occupancy).

**Keywords:** Nonlinear Static Analysis, Nonlinear Dynamic Analysis, Seismic Vulnerability, Structural Evaluation, Structural Reinforcement.

José Fernando Vázquez Calero

Pablo David Quinde Martínez

**Thesis Director**

**Master's Director**

Cinthia Eugenia Arévalo Córdova

**Author**

## **Introducción**

El diseño sismorresistente convencional busca garantizar la seguridad y evitar colapsos durante la ocurrencia de sismos, pero no siempre es suficiente ya que en este contexto se considera que una estructura ha cumplido su función si no colapsa durante un sismo intenso y permite la evacuación segura de los ocupantes, incluso si la estructura ya no es funcional.

Aunque este enfoque convencional de diseño sismorresistente se consideraba apropiado para la mayoría de las estructuras, se ha observado la necesidad de métodos más seguros, especialmente para instalaciones importantes, y esto se ha intensificado en los últimos años. La consideración de factores económicos también es crucial en la búsqueda de soluciones más seguras.

Evitar el colapso no basta para estructuras esenciales como hospitales, estaciones de emergencia y centros de comunicación, que deben mantenerse operativas inmediatamente después de un sismo.

Las infraestructuras hospitalarias desempeñan un papel crucial en la gestión de desastres naturales y emergencias, particularmente en situaciones posteriores a eventos sísmicos como los terremotos. En este contexto, es necesario que dichas estructuras exhiban un desempeño sísmico apropiado (funcionalidad continua). Para alcanzar este nivel de desempeño, se requiere una evaluación y fortalecimiento que se base en metodologías científicamente rigurosas, pero también a su vez prácticas.

El objetivo principal de este trabajo de titulación es determinar el nivel de desempeño sísmico del caso de estudio: Hospital Municipal de la Mujer y del Niño (Cuenca), a través de técnicas de modelación y análisis pertinentes. Como parte integral de este estudio, se presentará una propuesta de reforzamiento para la estructura, con el propósito de alcanzar el nivel de desempeño de "Ocupación Inmediata". Al finalizar, se llevará a cabo un análisis costo-beneficio de la medida de reforzamiento propuesta.

## **Problemática**

La red hospitalaria del estado ecuatoriano es de vital importancia al momento de abordar desastres naturales y emergencias sanitarias, siendo esencial para la respuesta

efectiva del sistema de salud. Es indispensable que los hospitales se mantengan completamente operacionales después de un desastre (terremoto), para brindar atención a las víctimas.

Las estructuras esenciales (hospitalarias) no deben ser únicamente analizadas y diseñadas según un principio de Estado Límite Último (ELU) como otras estructuras. Su diseño debe asegurar su propósito, el cual es garantizar la funcionalidad continua (IO) después de un terremoto severo esperado. Sin embargo, la norma NEC-15 (MIDUVI, 2019) no contempla esta situación, limitándose a aumentar el factor de importancia para estructuras hospitalarias sin considerar el nivel de desempeño de la edificación. Esta práctica puede no garantizar el correcto desempeño de una estructura hospitalaria, incluso cuando se diseña según la NEC para el evento de diseño.

La investigación promueve el abordar estas deficiencias, evaluando y proponiendo estrategias de reforzamiento para garantizar la resistencia y continuidad operativa de hospitales ante eventos sísmicos severos con un período de retorno de 475 y 2500 años.

### **Objetivo general**

Analizar la vulnerabilidad sísmica de la entidad hospitalaria, caso de estudio “Hospital Municipal de la Mujer y del Niño” y elaboración de una propuesta de reforzamiento para alcanzar un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

### **Objetivos específicos**

1. Procesar la información estructural existente sobre el caso de estudio “Hospital Municipal de la Mujer y del Niño” del proyecto de investigación UDA “Hospitales Seguros Frente a Desastres”.
2. Determinar el nivel de desempeño actual de la entidad hospitalaria, utilizando software especializado y establecer el nivel de vulnerabilidad.
3. Plantear una propuesta de reforzamiento que disminuya la vulnerabilidad de la edificación de salud hasta un nivel de funcionalidad continúa.

4. Elaborar una propuesta de ingeniería de valor estimada del costo-beneficio del reforzamiento.

### **Metodología**

La presente investigación tendrá un diseño no experimental, la cual se basará en los lineamientos descritos en la Norma ASCE 41-13, siguiendo un enfoque metodológico cuantitativo para obtener el nivel de desempeño de la estructura, hasta llegar a presentar los resultados mediante un alcance descriptivo del procedimiento.

Para la obtención de los datos requeridos, como la disposición arquitectónica y estructural del establecimiento, se procede a analizar la información existente del proyecto de investigación UDA “Hospitales Seguros Frente a Desastres” del caso de estudio, que principalmente se prevé se encuentre entre las secciones de trabajos de titulación de la Universidad del Azuay, y dentro de los mismos, en la sección de anexos, se encontrará con la información deseada.

Utilizando un software de análisis especializado, se obtendrá el nivel de desempeño de la entidad hospitalaria en estudio, evaluando la estructura mediante la Norma ASCE 41-13, previo un análisis pushover. Se calcularán los umbrales de daño para cada nivel funcional y una vez obtenidos estos resultados preliminares, en caso de no ser favorables, se planteará un reforzamiento para mejorar su funcionalidad estructural, en donde se realizará nuevamente el procedimiento anteriormente descrito y se validará la obtención del nivel de servicio esperado.

Finalmente, se evaluará la viabilidad del reforzamiento mediante un estudio costo-beneficio.

### **Términos usados en la investigación**

**Entidad hospitalaria:** Una entidad hospitalaria según la NEC 2014 está clasificada dentro de las estructuras esenciales, siendo las estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias. (NEC-SE-DS, 2014)

**Riesgos a los que están expuestas las entidades hospitalarias:** Los hospitales y los establecimientos de la salud en general son sistemas expuestos que pueden sufrir graves daños como consecuencia de la ocurrencia de fenómenos naturales intensos. En

otras palabras, el riesgo de los establecimientos de la salud puede llegar a ser muy alto, razón por la cual es necesario construir las nuevas edificaciones con requisitos adecuados de acuerdo con las amenazas naturales de cada zona. También es necesario evaluar la vulnerabilidad de las edificaciones existentes, con el fin de identificar sus debilidades y así planificar, diseñar y ejecutar las intervenciones físicas o las reestructuraciones que sean necesarias. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 3)

**Riesgo:** El riesgo o daño, es el nivel de destrucción o pérdida esperada obtenida de la combinación de la probabilidad de ocurrencia de eventos peligrosos y de la vulnerabilidad de los elementos expuestos a tales amenazas, matemáticamente expresado como la probabilidad de exceder un nivel de consecuencias económicas y sociales en un cierto sitio y en un cierto período de tiempo. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 9)

#### **Tipos de riesgos:**

**Riesgo específico:** el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un evento particular y como una función de la amenaza y la vulnerabilidad (Organización Panamericana de la Salud, 2000)

**Riesgo total:** el número de pérdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad económica debidos a la ocurrencia de un evento desastroso, es decir, el producto del Riesgo Específico  $R_s$  y los elementos bajo riesgo  $E$  (Organización Panamericana de la Salud, 2000)

**Peligro:** La amenaza o peligro, es el factor de riesgo externo de un sujeto o sistema, representado por un peligro latente asociado con un fenómeno físico de origen natural o tecnológico que puede presentarse en un sitio específico y en un tiempo determinado, produciendo efectos adversos en las personas, los bienes y/o el medio ambiente, expresado matemáticamente como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad en un cierto sitio y en cierto período de tiempo. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 9)

**Vulnerabilidad:** En términos generales, la vulnerabilidad puede entenderse, entonces, como la predisposición intrínseca de un sujeto o elemento a sufrir daño debido a

posibles acciones externas, y por lo tanto su evaluación contribuye en forma fundamental al conocimiento del riesgo mediante interacciones del elemento susceptible con el ambiente peligroso. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 9)

**Vulnerabilidad estructural:** La vulnerabilidad estructural se refiere a la susceptibilidad que la estructura presenta frente a posibles daños en aquellas partes del establecimiento hospitalario que lo mantienen en pie ante un sismo intenso. Esto incluye cimientos, columnas, muros, vigas y losas. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 27)

**Elementos estructurales:** Se describe como los componentes de una estructura que contrarrestan las fuerzas originadas por las cargas gravitacionales y laterales. Estos elementos comprenden muros de corte, columnas, losas, cubiertas, vigas y la cimentación (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

**Elementos no-estructurales:** Se refiere a todos aquellos elementos que no constituyen parte de los componentes estructurales, incluyendo elementos como mamposterías, fachadas y paneles divisorios, entre otros (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

**Fenómenos geológicos:**

**Sismos.** El movimiento relativo entre las placas tectónicas origina que grandes esfuerzos se concentren principalmente en sus límites y se deforme el medio. Esto funciona como grandes resortes que van acumulando energía potencial –a lo que en sismología se le llama energía sísmica–. Se acumulará tanta como el límite elástico del medio lo permita, hasta que se rompa, se fracture o se disloque, es decir, se desplace súbitamente y origine un sismo. (Espíndola Castro & Pérez Campos, 2018, pág. 11)

Según el libro de hospitales seguros frente a los desastres dependiendo de la hora en que se desarrolle, el tipo de construcción y la densidad poblacional puede provocar:

- Elevado número de defunciones.
- Afluencia masiva de heridos de todos los tipos de importancia.
- Graves daños tanto estructurales como no estructurales.

- Interrupción de las vías de acceso, así como en la provisión de servicios básicos.

**Edificaciones esenciales:** La mayoría de los códigos de diseño utilizan el término "edificación esencial" para describir aquellas identificadas como críticas para la atención durante la ocurrencia de un evento sísmico, según lo indicado por el Comité VISION 2000 (Vision 2000 SEAOC, 1995)

### **Características principales de las edificaciones esenciales**

Al planificar la construcción de este tipo de estructuras, es esencial tener en cuenta diversos factores que incluyan estrategias para prevenir y reducir los riesgos asociados (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

**Complejidad.** Los establecimientos de salud son edificios muy complejos que además cumplen las funciones de hotel, oficinas, laboratorio y almacén (bodega). El solo aspecto de hotel es complejo ya que involucra no sólo alojamiento, sino provisiones alimenticias. Estos centros por lo general contienen numerosas habitaciones pequeñas y un gran número de largos corredores. Después de un desastre, los pacientes y visitantes estarán muy confundidos. Tal vez no haya fluido eléctrico. Los corredores y las salidas de las habitaciones pueden estar bloqueadas por muebles caídos o escombros. Los ascensores no funcionarán y las escaleras pueden estar en condiciones de difícil uso. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 14)

**Ocupación.** Los hospitales son edificios con un alto índice de ocupación. Alojan pacientes, empleados, personal médico y visitantes. Están ocupados 24 horas al día. Muchos pacientes requerirán ayuda y cuidado especializado continuamente. Pueden estar rodeados de equipo especial y tal vez utilicen gases potencialmente peligrosos. Igualmente, pueden estar conectados a equipos que mantienen la vida, los cuales exigen fluido eléctrico permanentemente. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 14)

**Suministros críticos.** La mayoría de los suministros que requieren las instalaciones hospitalarias (farmacéuticos, tablillas, vendajes, etc.) son esenciales para la supervivencia del paciente y son cruciales para el tratamiento de víctimas. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 14)

**Instalaciones básicas.** Ninguna institución depende tanto de los servicios públicos o líneas vitales como los hospitales. Sin electricidad, agua, gases clínicos, red de vapor, oxígeno, combustibles, recolección de basuras o comunicaciones, no podrían funcionar. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 15)

**Materiales peligrosos.** Varios productos de un hospital serán peligrosos si se derraman o liberan. Los estantes que se voltean con medicamentos o químicos pueden constituir amenazas por toxicidad tanto en forma líquida como gaseosa. Los incendios pueden iniciarse por acción de químicos, cilindros de gas volteados o ruptura en líneas de oxígeno. Además, algunas drogas pueden convertirse en objetos de abuso al romperse las normas de seguridad. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 15)

**Artículos pesados.** Muchos hospitales tienen equipos médicos y otro tipo de equipos o dispositivos ubicados en estantes altos, encima o cerca de las camas de los pacientes; éstos pueden caer y causar serios accidentes, así como obstaculizar vías de evacuación. Otras piezas de equipo especializado tales como máquinas de rayos X, generadores alternos y autoclaves, son pesados y susceptibles de ser derribados o lanzados por la habitación durante el sismo. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 15)

### **Objetivos de rehabilitación**

Los objetivos de rehabilitación elegidos para un proyecto representan el comportamiento ideal que se busca en la estructura cuando se enfrenta a efectos sísmicos de cierta intensidad estimada. La elección de estos objetivos, como se indica en las pautas, influye en prácticamente todos los aspectos del proceso de diseño.

Esto incluye la definición de las demandas sísmicas, los métodos analíticos utilizados para prever la respuesta de la estructura a estas demandas y los criterios de aceptación basados en los parámetros de resistencia y deformación.

Para cada estructura, es esencial tomar una determinación acerca del nivel de comportamiento aceptable ante diferentes niveles de riesgo sísmico, teniendo en cuenta el equilibrio entre este comportamiento deseado y el costo asociado a la rehabilitación para alcanzarlo. En muchos casos, se establecerán varios objetivos de rehabilitación, que abarcan desde la minimización de daños y la continuidad de la

ocupación ante eventos sísmicos con alta probabilidad de suceder, hasta la tolerancia de daños más significativos, pero asegurando la seguridad humana, en eventos con baja probabilidad de ocurrencia.

La determinación de los objetivos de Rehabilitación implica elegir los Niveles de Desempeño Objetivo, así como los niveles de peligro sísmico asociados que la estructura bajo estudio debe poder resistir. Estos niveles de peligro pueden seleccionarse mediante enfoques probabilísticos o deterministas y abarcar cualquier grado de severidad (FEMA 273, 1997)

### **Ventajas de la rehabilitación**

Las ventajas de esta rehabilitación incluyen la posible disminución de los costos asociados con la reparación de daños y la interrupción del uso de las instalaciones, además de una mayor confianza en la protección de la seguridad humana.

Es deseable que las estructuras puedan reanudar sus funciones básicas poco después de un sismo. Diseñar para un nivel de desempeño de ocupación inmediata, o para un nivel personalizado dentro del rango de control de daños, y a un nivel de riesgo sísmico adecuado, ofrece la oportunidad de alcanzar este desempeño.

Las estructuras diseñadas con estos propósitos generalmente tendrán un bajo riesgo de quedar inhabilitados, independientemente del nivel de demanda sísmica que los afecte, y un riesgo bajo de comprometer la seguridad de las personas.

Las instalaciones que necesiten operar inmediatamente después de un sismo deben disponer de servicios públicos de reserva confiables para mantener sus sistemas esenciales. Asimismo, es crucial proteger los equipos críticos dentro de las instalaciones para asegurar su operatividad (FEMA 273, 1997)

### **Niveles de desempeño**

Se trata de estados de daño específicos escogidos entre el amplio espectro de posibles daños que las estructuras pueden experimentar debido a la respuesta ante un sismo.

Estos factores incluyen la capacidad de restablecer las funciones normales dentro del edificio, la viabilidad de su ocupación después de un sismo y el riesgo para la seguridad de las personas.

A pesar de que el desempeño de una estructura depende tanto de los sistemas estructurales como de los componentes y contenidos no estructurales, estos elementos se consideran por separado.

**Reforzamiento estructural:** incremento de la resistencia de la estructura para sismos o para otra amenaza mediante el aumento de secciones de los elementos, incremento de armado de estos e inclusión de elementos estructurales nuevos, entre otros. La rigidización de uno o varios pisos es una forma indirecta, aunque muy eficiente, de mejorar la seguridad sismorresistente de toda la estructura, ya que gobierna el comportamiento ante sismos, reduce la responsabilidad de los pórticos, que probablemente no son suficientes, y reduce los daños futuros en el resto de las mamposterías. (Organización Panamericana de la Salud, 2023)

## **Capítulo 1. ESTADO DEL ARTE**

### **1.1. Antecedentes**

Los desastres naturales representan grandes retos para el sector de la salud, ya que no solo generan daños a las personas y a las infraestructuras sanitarias, sino que también requieren un aumento en los servicios para atender a los afectados. La prioridad siempre es salvar la mayor cantidad de vidas posible.

Evaluar los daños en el sector de la salud es fundamental para tomar decisiones apropiadas, ya que implica no solo la salud de la población impactada, sino también las condiciones sanitarias resultantes del evento y la evaluación de los centros de salud que brindan atención.

Esta evaluación se realiza en la zona del desastre para identificar el tipo y la magnitud de los efectos en las comunidades afectadas, así como los daños y las áreas que requieren intervención urgente. El proceso es dinámico y puede cambiar a diario, por lo que debe llevarse a cabo de manera periódica utilizando herramientas que permitan detectar las necesidades de los sectores más vulnerables, incluso si la evaluación completa aún no ha finalizado.

En el periodo comprendido entre 1981 y 1996, se ha documentado que en América Latina y el Caribe, eventos sísmicos han impactado la infraestructura, afectando significativamente a noventa y tres hospitales y quinientas treinta y ocho unidades del sistema sanitario. Estos establecimientos han experimentado daños notables, ya sea por colapsos estructurales o por la creación de vulnerabilidades, resultando en la necesidad de evacuación. Esta situación ha llevado a la inoperatividad de aproximadamente veinticuatro mil camas (Organización Panamericana de la Salud, 2000)

El terremoto que afectó a Haití en 2010 causó la muerte de aproximadamente 220,000 personas, principalmente debido al colapso de viviendas. También resultaron destruidos 13 de los 15 edificios gubernamentales principales, 50 centros de salud u hospitales y 1300 escuelas, con pérdidas estimadas en 7.8 mil millones de dólares, equivalente al 120% del PIB del país en el año anterior.

En contraste, el terremoto de Chile del mismo año, que fue de mayor magnitud y liberó cerca de 500 veces más energía, causó la muerte de menos de 600 personas. Aunque el terremoto chileno ocasionó daños significativos en la infraestructura, estos fueron considerablemente menores que en Haití. Esta diferencia ha evidenciado de manera clara la importancia de la prevención, subrayando cómo la falta de cumplimiento de normas básicas de construcción sismo-resistente en regiones activas sísmicamente puede llevar a desastres inevitables en el corto, mediano o largo plazo (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014)

Hacia mediados de la década de 1950, los estudios sobre el origen de los terremotos llevaron a la conclusión de que estos se producían debido a la interacción de enormes placas tectónicas que se mueven sobre las capas más superficiales de la Tierra (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014)

La recopilación de información durante las primeras ocho horas es crucial para atender las necesidades más apremiantes y mitigar los efectos de sismos. Obtener datos dentro de las 48 a 72 horas posteriores al desastre es esencial para evaluar los costos de los daños y determinar los recursos necesarios para la rehabilitación o reconstrucción (Organización Panamericana de la Salud, 2007)

En 1996, la OPS/OMS, con el respaldo del gobierno de México y el apoyo de la Secretaría del DIRDN, el DHA, la CEPAL, la OEA y el Banco Mundial, convocó la Conferencia Internacional sobre Mitigación de Desastres en Instalaciones de Salud. En este evento, se adoptaron, por primera vez, compromisos calendarizados para el período 1996-2001 con el objetivo de reducir los desastres naturales en instalaciones sanitarias prioritarias. Estas prioridades se determinaron considerando la vulnerabilidad de las instalaciones y las posibilidades políticas, económicas y logísticas de cada país.

Lo mencionado en el párrafo que antecede demuestra la importancia de realizar estudios técnicos para determinar la vulnerabilidad de las entidades de salud, a fin de establecer medidas de mitigación, tal es el caso de la iniciativa orientada a contar con hospitales seguros y preparados para enfrentar desastres del Instituto Mexicano del Seguro Social (Organización Panamericana de la Salud, 2007)

La OPS/OMS identifica tres categorías de vulnerabilidad. De especial interés para este trabajo de titulación es la vulnerabilidad estructural, la cual constituye el objeto central de estudio (Organización Panamericana de la Salud, 2000)

Un estudio de vulnerabilidad busca, entre otras cosas, determinar la susceptibilidad o el nivel de daño esperado en la infraestructura, equipamiento y funcionalidad de un establecimiento hospitalario frente a un desastre determinado; por lo tanto, para iniciar un estudio de vulnerabilidad deben caracterizarse el o los fenómenos a ser considerados. (Organización Panamericana de la Salud, 2000, pág. 48)

El continente americano, clasificado como el segundo más afectado por desastres después de Asia, experimentó alrededor del 21% de todos los desastres globales entre 2008 y 2017. Esto resultó en 254,334 víctimas y daños aproximados de US\$ 592 mil millones. Fenómenos como sismos, pueden generar impactos significativos en la población, la infraestructura y servicios críticos como el de salud, esenciales para la atención en situaciones de emergencia y desastres (Organización Panamericana de la Salud, 2018).

La creciente demanda de aumentar y mejorar los recursos para el diseño de estructuras ha llevado a ciertas agencias internacionales a llevar a cabo investigaciones centradas en la "no linealidad" de las estructuras cuando se enfrentan a fuerzas sísmicas. Estas agencias han publicado diversas normativas, como ASCE 41-13, ATC-40, FEMA-356 y FMA-440, con el objetivo de proporcionar modelos aplicables para el diseño y la evaluación de estructuras. Asimismo, estas normativas buscan comprender las limitaciones y capacidades de los modelos propuestos (Folić & Ćosić, 2016)

Asimismo, buscando aportar a la ciudadanía, la Universidad del Azuay implementa el proyecto UDA Hospitales Seguros Frente a Desastres, dentro del cual se han realizado diferentes investigaciones como el Análisis dinámico no lineal del "Hospital Municipal Materno Infantil del Niño y la Mujer" de la ciudad de Cuenca, medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad Estructural" (Carrión Bravo & Sinchi Brito, 2017); y la Evaluación estructural del "Hospital Municipal de la Mujer y del Niño" de la ciudad de Cuenca-provincia de Azuay-para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria (Molina Torres & Mora Pesantez, 2016), donde se realiza el relevamiento estructural de la edificación, una maqueta virtual y el

análisis sísmico de la entidad hospitalaria, que fue construida en varias etapas y diseñada inicialmente para que opere como un centro comercial. Por ello, la presente investigación busca realizar el Análisis de la vulnerabilidad sísmica y generar una propuesta de reforzamiento para lograr un nivel de desempeño de ocupación inmediata.

En los últimos años, se ha desarrollado un enfoque de diseño por desempeño, que busca garantizar que una estructura cumpla con ciertos objetivos de desempeño durante un sismo. Estos objetivos de desempeño pueden incluir la seguridad de vida, la funcionalidad, la subsanable y la capacidad de recuperación económica (Quichimbo Vínces & Valdez Moreira, 2024)

El terremoto del 16 de abril de 2016 en Ecuador puso de manifiesto las limitaciones de muchas estructuras frente a las fuerzas sísmicas, revelando deficiencias estructurales como constructivas de los edificios. A pesar de la existencia de la normativa NEC2015, las edificaciones que colapsaron durante el evento se construyeron bajo regulaciones anteriores. Este hecho genera una preocupación significativa en la ingeniería civil, especialmente en el contexto hospitalario, donde se espera que las instalaciones permanezcan operativas para atender a heridos y enfermos tanto durante como después de eventos sísmicos.

## **1.2. Peligro sísmico**

El movimiento relativo entre las placas ocasiona liberaciones esporádicas de energía. El punto en el que, de acuerdo con los registros sismográficos, se origina la ruptura que desencadena dicha liberación de energía se denomina "foco", la proyección del foco sobre la superficie se denomina "epicentro".

La fractura que se origina en el foco y su propagación a través de la roca, a varios kilómetros de profundidad, produce distintos tipos de ondas. En la figura a continuación, se muestran las llamadas Ondas de Cuerpo: las ondas de compresión y dilatación, conocidas como ondas P, que son las primeras en llegar a las estaciones de registro; y las ondas transversales, u ondas S, que se desplazan de manera más lenta con movimientos perpendiculares a la dirección de propagación de la onda.

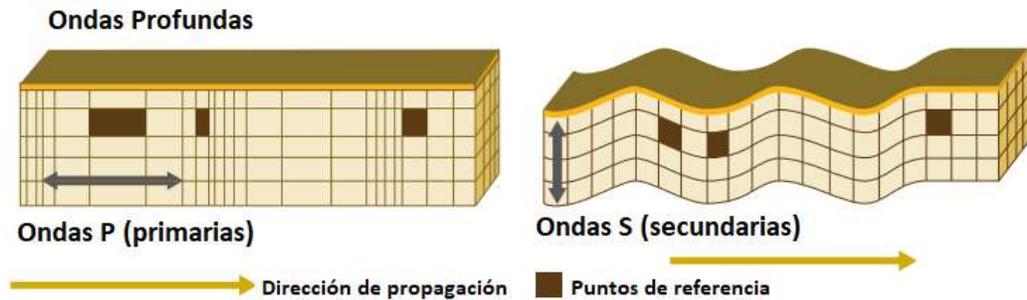


Figura 1.1. Propagación de ondas primarias y secundarias

Fuente: (Cienciasfera, s.f.)

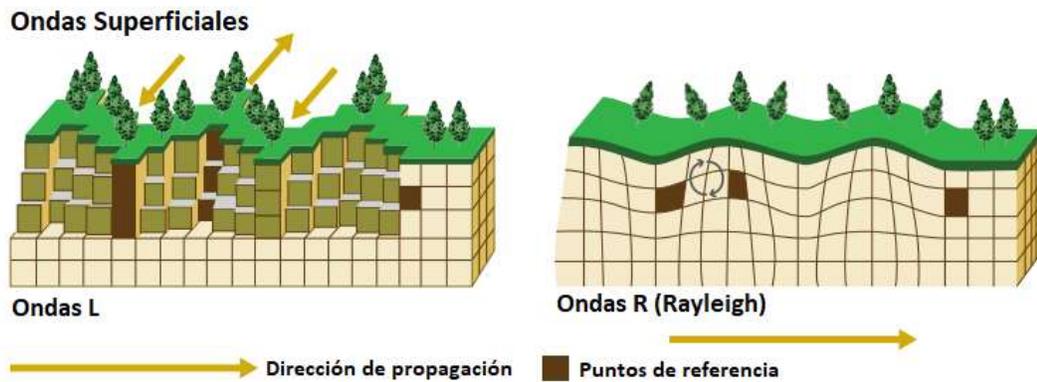


Figura 1.2. Propagación de ondas L y de Rayleigh

Fuente: (Cienciasfera, s.f.)

El área que se desliza y la distancia que recorre determinan en gran medida la cantidad total de energía que se libera por la ruptura. La cantidad de energía liberada se indica en la figura 1.5, la cual se mide por la magnitud del terremoto en una escala logarítmica en la que un incremento de magnitud equivale a una liberación de energía 32 veces mayor. El terremoto de Northridge de 1994, un evento de magnitud 6,7, liberó energía aproximadamente equivalente a la detonación de 170 kilotonnes de TNT.

El terremoto de magnitud 9,0 en Japón en marzo de 2011 liberó energía aproximadamente equivalente a 480 megatonnes de TNT, aproximadamente 10 veces la potencia del arma termonuclear más grande jamás probada.

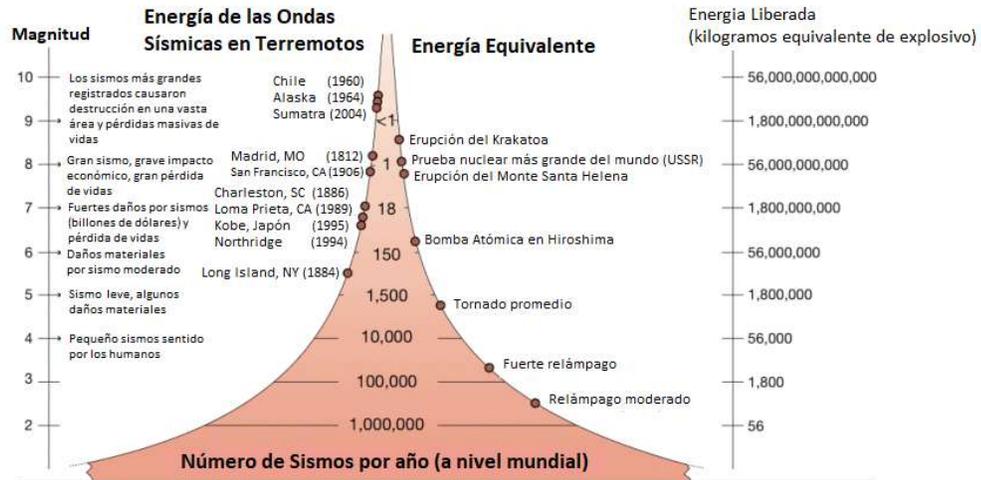


Figura 1.3. Magnitudes de sismos y Energía Liberada

Fuente: (SeismicsKnowledge, 2018)

### 1.2.1. Riesgo tolerable

Se establece que, al concluir un proyecto de Ingeniería Estructural, este debe estar vinculado a un riesgo de alcanzar niveles de desempeño no deseados que se mantengan dentro de límites aceptables.

### 1.2.2. Categoría de riesgo

Se trata de la clasificación o categorización de edificaciones y estructuras según el riesgo asociado a un desempeño inaceptable, abarcando un rango lo suficientemente amplio para que sea aplicable no solo a sismos, sino también a acciones como el viento, inundaciones, deslizamientos y otros eventos.

Se definen cuatro categorías de riesgo: desde el Riesgo I, que corresponde a edificaciones con un riesgo limitado y con un impacto mínimo en vidas humanas en caso de falla, hasta el Riesgo IV, que incluye edificaciones esenciales, donde existe un alto riesgo de pérdida significativa de vidas y otras pérdidas considerables en caso de fallos.

### 1.2.3. Factor de importancia

El grado de importancia de una edificación considera su función, la cantidad de personas expuestas y las repercusiones, tanto directas como indirectas, que podrían resultar de un mal desempeño estructural. Se establecen tres categorías:

Tabla 1.1. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

**Edificaciones Esenciales:** Son aquellas que deben continuar operando sin sufrir daños significativos durante y después de un sismo, como hospitales, estaciones de bomberos, protección civil y refugios de emergencia.

**Estructuras de Ocupación Especial:** Estas construcciones, cuya falla podría causar grandes pérdidas directas o indirectas debido a la interrupción de sus funciones, incluyen comisarías, sedes gubernamentales, escuelas, edificios patrimoniales, instalaciones eléctricas, plantas de bombeo y torres de control aéreo.

**Otras estructuras (Edificaciones de ocupación normal):** Corresponden a aquellas que no pertenecen a los grupos anteriores, como viviendas, edificios residenciales, oficinas, comercios, hoteles, bancos, restaurantes, cines, teatros y almacenes.

Los estudios de amenaza sísmica probabilista (PSHA, por sus siglas en inglés) son fundamentales para llevar a cabo un análisis de riesgo sísmico, ya que permiten estimar los niveles de aceleración que podrían afectar a las edificaciones y elementos de infraestructura durante un terremoto. Estos análisis requieren datos de sismicidad

histórica y conocimiento de las fuentes sismogénicas que influyen en el área de estudio, con el propósito de caracterizar la actividad sísmica en la región. La determinación de los parámetros sísmicos está asociada a una considerable incertidumbre debido a la variabilidad en la ocurrencia de eventos, considerando su magnitud, localización y el tipo de fuente sísmica (cortical, de interfase, o intraplaca) en la que se originan (Banco Interamericano de Desarrollo, 2020).

El modelo se fundamenta en información básica de carácter político y social, complementada con indicadores económicos y de desarrollo disponibles a nivel nacional con detalle por cantón. A partir de estos parámetros, se clasifica cada cantón según su nivel de complejidad. Este grado de complejidad influye en cierta medida en el tipo y las características de la infraestructura presente en cada cantón.

Con base en esta clasificación, se establecen relaciones entre parámetros como la densidad poblacional, la población total en cada sector y el valor agregado bruto, en relación con el tamaño y la valoración de los activos expuestos.

A cada sistema estructural representativo se le asigna un tamaño de referencia, una estimación económica aproximada y una evaluación de su vulnerabilidad frente a sismos. Se plantean dos escenarios de análisis simultáneos, uno para el día y otro para la noche, en los que se distribuye la población en los distintos sectores y se examina la posible afectación en diversos contextos de análisis sísmico.

La evaluación del riesgo catastrófico se aborda anticipando posibles eventos y consecuencias basadas en criterios científicos que podrían ocurrir en el futuro. Este análisis considera las grandes incertidumbres relacionadas tanto con la estimación de la severidad y la frecuencia de las amenazas, como con la vulnerabilidad de los elementos expuestos. Para ello, es fundamental evaluar tres componentes principales: la amenaza en términos probabilísticos, la exposición de los diferentes elementos susceptibles de sufrir daños, y la vulnerabilidad de los distintos tipos de componentes frente a las amenazas, previamente determinados.

Con base en la información disponible y en los registros históricos de las bases de datos, es posible identificar los sismos que han causado las mayores pérdidas humanas y materiales a lo largo de la historia.

En Ecuador, se registran al menos 14 eventos históricos con magnitudes superiores a 6.0, 9 con magnitudes mayores a 7.0 y 2 con magnitudes mayores a 8.0, en un periodo de 219 años, lo que da un promedio de ocurrencia de 15, 24 y 110 años respectivamente (para magnitudes de 6.0, 7.0 y 8.0).

Las mayores pérdidas económicas reportadas alcanzan los USD \$3,300 millones.

El mayor número de muertes reportadas en eventos sísmicos es de 70,000, y el mayor número de personas afectadas es de 390,000. Estos datos se complementan y ajustan posteriormente al incluir la información instrumental disponible en el análisis de frecuencias.

#### **1.2.4. Terremoto del 16 de abril del 2016**

El terremoto ocurrido el 16 de abril de 2016 en la costa ecuatoriana, conocido como el sismo de Pedernales, se registró con una magnitud de 7.8 Mw y constituye uno de los eventos sísmicos más significativos en la historia reciente del país (IG-EPN, 2016). Este evento causó severos daños estructurales y considerables pérdidas humanas, afectando especialmente a las provincias de Manabí y Esmeraldas. Las aceleraciones máximas registradas fueron de 1.40 g, 0.83 g y 0.75 g en los sentidos E-W, N-S y vertical, respectivamente.

Las intensidades sísmicas observadas durante el evento presentaron una alta variabilidad espacial, lo cual se explica por la influencia de diversos factores geológicos, geotécnicos y estructurales. A continuación, se describen los principales elementos que incidieron en esta variabilidad:

##### **1. Distancia al epicentro**

Las localidades ubicadas en las proximidades del epicentro, tales como Pedernales, Canoa y Jama, experimentaron las mayores intensidades sísmicas. Esta relación directa entre cercanía a la fuente sísmica y mayor severidad del movimiento es ampliamente documentada en la literatura sismológica (Alvarado et al., 2016).

##### **2. Tipología del suelo**

El tipo de suelo influye significativamente en la forma en que se propagan y amplifican las ondas sísmicas:

- **Suelos blandos**, como aluviones recientes, sedimentos no consolidados y rellenos artificiales, tienden a amplificar las ondas sísmicas, generando aceleraciones más altas (Chávez-García et al., 2018).
- **Suelos más rígidos o rocosos**, en contraste, atenúan estas ondas, reduciendo su intensidad en superficie.

### **3. Condiciones del subsuelo**

La estructura geológica local puede dar lugar a efectos de sitio y amplificaciones no lineales del movimiento sísmico. Estos efectos dependen de la estratigrafía, propiedades dinámicas del suelo y geometría del subsuelo (Laurendeau et al., 2017).

### **4. Instrumentación sísmica y ubicación de estaciones**

La red de monitoreo sísmico operada por el Instituto Geofísico (IG-EPN) registró variaciones significativas en las aceleraciones del suelo en diferentes puntos, reflejo de la influencia del tipo de suelo y la calidad de las edificaciones cercanas (IG-EPN, 2016). La interpretación de estos datos también depende de la calibración, ubicación y densidad de las estaciones sísmicas (Beauval et al., 2018).

### **5. Características de la edificación e infraestructura local**

Aunque este factor no incide directamente en la medición instrumental de la intensidad, sí afecta la percepción y el nivel de daño. En zonas donde las construcciones no cumplían con normas de diseño sismo-resistente, los daños fueron sustancialmente mayores, lo que refuerza la necesidad de aplicar y actualizar la normativa estructural (Ordóñez et al., 2017).

Según datos proporcionados por la Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo, el terremoto causó 663 muertes, 6,274 heridos y afectó a 28,775 personas. Además, se estima que aproximadamente 7,000 edificaciones fueron destruidas y más de 2,500 sufrieron daños significativos. El sismo también provocó cortes en los servicios de agua potable, energía y comunicaciones, así como daños en carreteras y puentes.

Asimismo, unos 10 hospitales y 15 centros de salud quedaron inoperativos, acumulando pérdidas por alrededor de US\$ 150 millones en el sector de la salud.

Entre las infraestructuras afectadas también se encuentran edificios públicos como escuelas, mercados, centros de salud, sedes gubernamentales y estaciones de bomberos.

Tabla 1.2. Costos de reconstrucción por sector

Sectores	Costo de reconstrucción USD Millones	Flujos perdidos USD Millones	Respuesta inmediata USD Millones	Costo total USD Millones
Social	1167	70	130	1368
Vivienda	590	4	58	652
Salud	177	30	33	241
Educación	368	27	38	434
Infraestructura	772	26	63	862

Fuente: (Banco Interamericano de Desarrollo, 2020)

La amenaza sísmica se establece inicialmente considerando en base rocosa o en roca superficial. Sin embargo, es necesario ajustar los parámetros sísmicos para reflejar las condiciones geotécnicas locales, que influyen en las características de las señales sísmicas a través de los efectos de sitio, lo que, a su vez, impacta en la estimación del riesgo.

### 1.2.5. Estimación de pérdidas indirectas

Las pérdidas económicas totales derivadas de los desastres se pueden dividir en tres categorías principales: pérdidas directas, indirectas y macroeconómicas. Las pérdidas indirectas comprenden aquellas asociadas a la interrupción de servicios esenciales, pérdida de ingresos, reducción de oportunidades de desarrollo, incrementos en los costos de producción y operación.

Generalmente, este tipo de pérdidas se estima de manera simplificada como un porcentaje de las pérdidas directas o mediante el cálculo del tiempo necesario para restablecer la operatividad de los sistemas afectados.

Las pérdidas macroeconómicas representan las alteraciones en el desempeño económico de un país o región tras la ocurrencia de un desastre.

Hasta la publicación de ATC-3-06, la consideración del peligro sísmico por parte de los códigos de construcción se realizaba de manera altamente cualitativa. Los códigos contenían mapas de peligro sísmico que dividían la nación en una serie de zonas de sismicidad.

La publicación de ATC-3-06 introdujo el concepto de espectros de respuesta de aceleración en el proceso de diseño y sugirió que los niveles de fuerza de diseño que entonces se usaban para el diseño en las zonas de mayor sismicidad correspondían a espectros de respuesta de diseño que tenían una aceleración máxima efectiva del suelo de 0.4 g.

El nivel máximo de sismo se denominó Sismo Máximo Considerado (MCE) en reconocimiento del hecho de que este no es el nivel de peligro sísmico más severo que alguna vez podría afectar un sitio, pero era el nivel más severo que era práctico considerar para propósitos de diseño.

En consecuencia, se decidió adoptar una definición de MCE en zonas cercanas a fallas activas importantes que consistiera en el movimiento más pequeño entre el 2% /50 años estimado probabilísticamente o el 150% del movimiento medio del suelo calculado para un sismo característico determinista en estas fallas principales, fallas activas y diseñar todos los edificios, independientemente de su ubicación, para brindar protección de la seguridad de la vida de los ocupantes en niveles de terremotos que son 1/1,5 veces (2/3) del movimiento del suelo MCE.

Al desarrollar criterios de aceptación para las acciones sobre los componentes, se establecen los siguientes criterios. La demanda de deformación inelástica permitida para un elemento primario se establece en el 75% del nivel de deformación en el que se produce una pérdida significativa de resistencia.

Aunque la mayoría de las estructuras tienen suficiente redundancia para que el colapso no ocurra con la pérdida del primer elemento primario, esto implicaría un margen mínimo contra falla para el Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida de 1/0.75 o 1.33, aparte de las imprecisiones inherentes al método de análisis (FEMA 274).

### **1.2.6. Ajuste por clase de sitio**

Las definiciones de las clases de sitio y los coeficientes **F<sub>a</sub>** sitio y **F<sub>v</sub>**, para las proporciones de los espectros de respuesta en tipos definidos de perfil de suelo en relación con la roca para el rango de período corto y el rango de período largo se desarrollaron sobre la base del examen de datos empíricos sobre los efectos de amplificación del sitio.

Las relaciones espectrales de respuesta relativas a la roca se denominaron **F<sub>a</sub>** para el rango de período corto (nominalmente en un período de 0,3 segundos) y **F<sub>v</sub>** para el rango de período largo (nominalmente en un período de 1,0 segundo).

Se recomiendan estudios específicos del sitio que incorporen análisis dinámicos de respuesta del sitio para suelos blandos (perfil E) para aceleraciones máximas efectivas del suelo en roca iguales o superiores a 0,50 g.

Los movimientos del suelo tanto de período corto como de período largo se amplifican en el suelo en relación con la roca, especialmente para niveles de aceleración más bajos. Las amplificaciones del suelo disminuyen al aumentar la aceleración debido al aumento del amortiguamiento del suelo, los factores de sitio aumentan a medida que los suelos se vuelven más blandos (FEMA 274).

### **1.2.7. Espectro de respuesta general**

La forma de este espectro de respuesta incorpora dos regímenes básicos de comportamiento: un rango de aceleración de respuesta constante en períodos cortos y un rango de velocidad de respuesta constante en períodos largos.

Diseñar para una respuesta de aceleración dentro de rangos de períodos muy cortos podría llevar a diseños no conservadores. Esto se debe a que, como una estructura responde de manera inelástica al movimiento sísmico del suelo, su rigidez tenderá a degradarse un poco, lo que resultará en un período efectivo más largo.

Al desarrollar movimientos del suelo específicos de un sitio, tanto espectros de respuesta como historiales de tiempo de aceleración, se debe tener en cuenta que las características del movimiento del suelo pueden verse significativamente

influenciadas no sólo por las condiciones del suelo sino también por el entorno tectónico del sitio.

Se requiere un mayor número de historias de aceleración para procedimientos no lineales que para procedimientos lineales porque la respuesta estructural no lineal es mucho más sensible que la respuesta lineal a las características de los movimientos del suelo, además de las características del contenido espectral de la respuesta.

### **1.2.8. Información según la construcción**

Antes de evaluar un edificio existente y desarrollar un plan de rehabilitación, se deben recopilar todos los datos existentes disponibles. Esto incluye realizar una visita al sitio, comunicarse con el departamento de construcción correspondiente que puede tener planos originales y modificados y otros documentos.

Dado que muchas ciudades tardan en adoptar los códigos actuales, es posible que los edificios construidos en una época en realidad hayan sido diseñados de acuerdo con códigos anteriores. Además, no hay garantía de que una estructura haya sido realmente diseñada y construida de conformidad con los requisitos del código aplicable.

#### **1.2.8.1. Configuración de la construcción**

A menudo, una parte importante de la resistencia de un edificio a las demandas laterales será proporcionada por elementos que el diseñador original no diseñó específicamente para cumplir este propósito.

En particular, las paredes de muchos edificios, aunque no están destinadas a participar en la resistencia a las fuerzas laterales, en realidad lo harán y pueden no sólo proporcionar una resistencia sustancial sino también alterar la manera en que se comporta el sistema primario (FEMA 274).

Cuando un edificio responde al movimiento del suelo, se alteran las demandas sobre casi todos los componentes del edificio. Existe la posibilidad de que los componentes que no proporcionan una resistencia lateral significativa en una estructura experimenten demandas que pueden provocar daños graves.

La resistencia esperada es diferente de la resistencia nominal o especificada que se usa comúnmente cuando se especifican materiales para una nueva construcción.

Normalmente, las resistencias reales de los materiales en construcciones nuevas son considerablemente mayores que las resistencias especificadas, lo que proporciona un margen adicional de seguridad en construcciones nuevas.

### **1.3. Adecuación sísmica**

Se puede aplicar en los siguientes escenarios:

- Edificaciones antiguas que fueron construidas bajo normativas y reglamentos de diseño sísmo resistente menos rigurosos que los actuales.
- Edificaciones que presentan daños y requieren ser reparadas.
- Edificaciones que van a experimentar cambios de uso o modificaciones importantes en su estructura.

La selección de las edificaciones que deben ser reforzadas sísmicamente puede realizarse utilizando criterios de priorización que integran la importancia de la estructura, la amenaza sísmica y su vulnerabilidad (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014)

#### **1.3.1. Criterios de priorización**

Las edificaciones prioritarias son aquellas que deben continuar operando durante situaciones de emergencia, como hospitales, estaciones de bomberos, instalaciones de protección civil, escuelas y edificios gubernamentales. En un plan integral de gestión de riesgos, también es fundamental otorgar alta prioridad a los puentes y viaductos que aseguran la comunicación estratégica dentro de la ciudad durante emergencias, así como al sistema de generación y transmisión de energía eléctrica, que debe permanecer funcional tras un sismo.

Es fundamental reconocer las diferencias en la vulnerabilidad entre las edificaciones construidas hace varias décadas con normativas antiguas y las construidas bajo códigos modernos, así como el impacto que las irregularidades estructurales y arquitectónicas tienen en el comportamiento sísmico.

En India se desarrolló un método para la evaluación rápida de edificios de concreto armado, basado en un análisis sistemático de los daños observados durante el sismo de Bhuj en 2001. Este método considera seis parámetros de vulnerabilidad: presencia de sótanos, número de pisos, calidad del mantenimiento, esquinas reentrantes, pisos blandos y columnas cortas. Además, se asigna una puntuación basada en el uso del edificio, la zona sísmica y el tipo de suelo.

### **1.3.2. Índice de amenaza sísmica**

Los valores del índice de amenaza deben seleccionarse de acuerdo con las amenazas identificadas en la región bajo estudio. A cada área se le podrían asignar valores del índice de amenaza que mantengan una relación proporcional con la magnitud de los movimientos sísmicos anticipados en cada zona.

### **1.3.3. Índice de vulnerabilidad**

Permite reconocer las características inherentes de una estructura que pueden influir negativamente en su comportamiento durante un sismo. La vulnerabilidad debe considerar aspectos como la antigüedad de la construcción, la cual está relacionada con la normativa sísmica vigente en el momento de su diseño, el tipo de estructura y el número de pisos, la regularidad o irregularidad de la edificación, la presencia de paredes de relleno integradas a la estructura, así como el estado de conservación y mantenimiento del edificio. La definición exacta de cada fuente de vulnerabilidad y su peso relativo dependerá de las características constructivas específicas de un país o región.

## **1.4. Evaluación de daños en hospitales**

Los establecimientos de salud pueden verse afectados en sus componentes estructurales y no estructurales, así como en su capacidad de organización y operación, ante la ocurrencia de fenómenos naturales, antrópicos, o una combinación de ambos, incluyendo eventos asociados al cambio climático. Esto puede impedirles brindar servicios a la población justo cuando son más necesarios. La inoperatividad de un hospital afecta a aproximadamente 200 000 personas; por ello, es crucial que se restablezca su funcionamiento lo más rápido posible, incluso superando los estándares previos (Organización Panamericana de la Salud, 2023).

Los desastres ocurridos en algunos países de América del Sur han interrumpido la operatividad de los establecimientos de salud, debido a los daños en su infraestructura física y equipamiento, la pérdida de insumos y suministros médicos, y la desorganización de la respuesta frente a la sobredemanda de atención. Todo esto, además, ha tenido repercusiones en la salud pública, así como en los ámbitos sociopolítico y económico. En los últimos años, el terremoto en Ecuador de 2016 afectó a 51 edificaciones de salud, de las cuales 14 fueron destruidas; mientras que, tras el fenómeno de El Niño costero en Perú en 2017, 34 establecimientos de salud quedaron inoperativos, dejando sin atención a más de 260.000 personas en las zonas afectadas.

Existen casos en los que establecimientos de salud han quedado fuera de funcionamiento sin sufrir daños en su estructura o en otros componentes del edificio. Esta pérdida de operatividad, que no se limita únicamente a situaciones adversas, puede originarse por diversas razones, desde la saturación de los servicios hasta la falta de preparación para enfrentar emergencias o desastres, junto a otros factores (Organización Panamericana de la Salud, 2007).

#### **1.4.1. Ubicación de la zona geográfica del establecimiento de salud**

Los impactos de distintas amenazas en la infraestructura de salud han puesto de manifiesto la fragilidad de hospitales, centros y puestos de salud en toda la región. Investigaciones posteriores a los eventos han revelado que una parte significativa de los daños en estas instalaciones se atribuye a su ubicación en áreas de alta vulnerabilidad (Organización Panamericana de la Salud, 2010).

En muchas ciudades, no se dispone de estudios de microzonificación, ni de mapas de amenazas, ni de un plan de ordenamiento territorial que defina criterios adecuados para la ubicación de edificaciones. Esto significa que el terreno destinado a la construcción de un establecimiento de salud podría no ser el más adecuado en términos de seguridad. Puede tratarse de un relleno, estar en laderas, cerca de ríos, sobre una falla geológica o en un lugar susceptible de quedar aislado por la interrupción de vías de comunicación. Por ello, al planificar la construcción de un nuevo establecimiento de salud, es fundamental integrar un análisis de vulnerabilidad desde la fase de selección del terreno.

El impacto de un sismo puede variar según la hora en que ocurra, el tipo de edificaciones y la densidad poblacional. En estas circunstancias, un terremoto podría provocar lo siguiente:

- Un alto número de fallecidos.
- Un gran flujo de heridos, que puede incluir desde lesiones graves hasta contusiones leves.
- Daños severos en las instalaciones de salud, como fisuras en columnas, vigas, techos, pisos y muros; grietas, rotura de vidrios, puertas bloqueadas, daños en equipos, caída de mobiliario, pérdida de insumos, desprendimiento de tabiques y colapso de postes eléctricos, entre otros.
- Interrupción en las vías de acceso y en la provisión de servicios esenciales.

#### **1.4.2. Estimación de daños en hospitales**

Las experiencias obtenidas en la evaluación de daños en edificios hospitalarios indican que el equipo encargado de esta tarea debe ser multidisciplinario, incluyendo profesionales como médicos, ingenieros y arquitectos. Este grupo debe diseñar una estrategia eficaz que permita mantener las actividades del hospital, a pesar de los inconvenientes provocados por el evento (Organización Panamericana de la Salud, 2007).

Para evaluar los daños económicos, es fundamental que la estimación refleje el valor de los bienes destruidos en el momento del desastre. La reposición de estos bienes dependerá de diversos factores, como las especificaciones de los hospitales que se reconstruirán, los recursos disponibles en el país, el nivel de desarrollo institucional del sector, las políticas gubernamentales sobre la prioridad dada al desastre, y la posterior asignación de presupuesto. El costo de reposición se calculará en base a equipos nuevos, lo que a menudo implicará una mejora tecnológica en las instalaciones. En el caso de las reparaciones, la valoración se realizará según los precios vigentes en el mercado para los activos inventariados.

#### **1.4.3. Reducción de riesgos en hospitales**

La gestión de la salud en América Latina ha estado enfocada en impulsar y guiar un proceso de transformación institucional para optimizar la asignación y el uso de

recursos, con el objetivo de mejorar el estado de salud de la población. Algunos aspectos de esta gestión también se han vinculado con la reducción del riesgo ante desastres naturales, tales como:

- a) el análisis de la demanda hospitalaria y
- b) la evaluación y disminución de la vulnerabilidad.

#### **1.4.4. Mitigación del riesgo**

Las medidas de mitigación de peligros deben integrarse en el proceso de planificación y diseño porque reducen las víctimas y los daños resultantes de fallas en la construcción durante eventos peligrosos. Sin embargo, los efectos de un desastre en un hospital nunca se limitan al daño físico o la angustia entre el personal y los pacientes como resultado de dicho daño (FEMA 577, 2007).

Las consecuencias frecuentemente incluyen la pérdida parcial o total de la capacidad de brindar servicios y satisfacer la demanda de atención médica cuando más se necesita. Por lo tanto, incorporar medidas de mitigación en el diseño de hospitales es especialmente importante porque minimizan la interrupción de las operaciones hospitalarias y protegen la prestación ininterrumpida de servicios de salud críticos.

Más allá de los códigos de construcción existentes en el momento en que se diseña o se programa la renovación de un hospital, el liderazgo de la instalación y los consultores de diseño deben abordar cuestiones clave para establecer la idoneidad del desempeño del edificio en caso de un desastre. Los hospitales están bajo una enorme presión financiera. Cualquier fondo invertido para hacer que una instalación hospitalaria sea más segura para los pacientes y el personal, más resistente a los daños o capaz de continuar con las operaciones en una situación posterior a un desastre.

Los hospitales brindan servicios que son esenciales para proteger y salvaguardar la salud y el bienestar de una comunidad. La prestación continua de estos servicios es aún más crítica durante los desastres e inmediatamente después de ellos. Teniendo en cuenta la complejidad de las operaciones hospitalarias, incluso la avería más pequeña en uno de sus edificios o sistemas de equipos puede causar graves perturbaciones en

las funciones del hospital. Esto hace que los hospitales sean extremadamente vulnerables a una variedad de peligros naturales.

#### **1.4.5. Vulnerabilidad estructural**

Está relacionada con el daño potencial a los componentes estructurales de un edificio. Incluyen cimientos, muros de carga, columnas y vigas, escaleras, pisos y cubiertas, u otros tipos de componentes estructurales que ayudan a sostener el edificio.

#### **1.4.6. Daño por sismo en los hospitales**

Históricamente, los edificios han sido diseñados para brindar seguridad adecuada a los ocupantes y transeúntes frente a los peligros de los terremotos. En la mayoría de los edificios, la seguridad se ve amenazada principalmente por el derrumbe del edificio o por los escombros que caen a la calle y a los edificios vecinos. Se requiere un nivel de desempeño más alto para abordar los problemas de seguridad de los hospitales, ya que los pacientes a menudo tienen movilidad limitada y dependen de cuidadores o de equipos médicos especializados.

Si se implementan medidas de mitigación en la etapa de planificación, se puede lograr un alto nivel de protección sísmica en un edificio nuevo con los siguientes pasos:

- Asegurarse de que se utilice el último modelo de código de construcción, usando el factor de importancia adecuado.
- Incluir disposiciones en el diseño para permitir que la instalación funcione por sí sola durante 4 días y asegurarse de que el acceso al sitio no se vea afectado por daños por terremotos.
- Aunque el aislamiento sísmico debe considerarse para todos los edificios que se pretende que sean funcionales después de un terremoto, esta medida debe considerarse como una alternativa realista solo para sitios con  $S_{DS}$  superior a 0,8 g.
- Se debe considerar una revisión por pares del diseño estructural, en particular en jurisdicciones que no requieren una verificación exhaustiva del plano para obtener un permiso de construcción. Una revisión por pares es esencial si se utilizan sistemas estructurales innovadores, como aislamiento o amortiguadores estructurales.

- Poner en marcha un sistema integral para supervisar la calidad de la construcción y hacer un seguimiento de las órdenes de cambio significativas que podrían implicar reducciones sutiles en el rendimiento sísmico estructural o no estructural.

#### **1.4.7. Evaluación de daño debido a sismo**

Los procedimientos y criterios abordan:

- a. La clasificación de los daños a los componentes de la estructura según el modo de comportamiento estructural y la gravedad del daño.
- b. La evaluación de los efectos del daño sobre el desempeño de la estructura durante futuros terremotos.
- c. El desarrollo de medidas hipotéticas que restaurarían el desempeño de la estructura al que tenía inmediatamente antes de un fuerte sismo.

La selección de reparaciones apropiadas para un edificio dañado por un sismo generalmente requiere la consideración de una gama amplia de cuestiones técnicas y políticas.

Es importante señalar que los efectos previos del deterioro ambiental, las condiciones del servicio y los sismos previos se consideran condiciones preexistentes y no parte del daño a evaluar.

##### **1.4.7.1. Bases de evaluación**

Al determinar cómo el daño estructural ha cambiado las propiedades estructurales, es factible desarrollar acciones potenciales (medidas de restauración del desempeño) que, si se implementan, restaurarían el edificio dañado a una condición tal que su futuro desempeño sísmico sería esencialmente equivalente al del edificio dañado en su condición previa al evento.

La técnica de análisis consiste en comparar un límite de capacidad de desplazamiento global, **dc**, con una demanda de desplazamiento global, **dd**, para el modelo de construcción, como se indica en las figuras mostradas a continuación. Ambos parámetros de desplazamiento están controlados por las propiedades de fuerza-deformación de todos los componentes estructurales individuales del modelo.



Figura 1.4. Capacidades de desplazamiento global para diversos niveles de desempeño.

Fuente: (FEMA 306, 1998)

En el pasado, ha habido una tendencia a medir el efecto del daño sísmico estimando la pérdida por movimiento lateral. Algunos han sugerido que esta pérdida puede estar relacionada con el ancho y la extensión observados de las grietas de hormigón y mampostería en la estructura dañada.

#### 1.4.7.2. Rangos y niveles de desempeño estructural

Cuando un edificio experimenta un movimiento sísmico, se generan deformaciones laterales en la estructura que cambian con el tiempo.

Si el movimiento del suelo es relativamente leve, las deformaciones en el edificio serán mínimas y las tensiones en los componentes estructurales permanecerán en el rango elástico, en este rango, la estructura no sufrirá daños, manteniendo su resistencia, rigidez y apariencia original. Al cesar el movimiento del suelo, la estructura regresará a su condición previa al sismo.

Con movimientos del suelo más intensos, las deformaciones laterales en la estructura aumentarán significativamente. A medida que estas deformaciones se incrementan, también lo harán las exigencias sobre los componentes estructurales individuales. Debido a la gravedad del movimiento del suelo, los componentes de la estructura se deformarán más allá de su rango elástico. En esta situación, la estructura empezará a sufrir daños, manifestándose en forma de agrietamiento, desconchado, pandeo y fluencia de los distintos componentes. A medida que estos componentes se dañan, su rigidez se deteriora y algunos elementos comenzarán a perder su resistencia.

Con movimientos del suelo más intensos, las deformaciones laterales en la estructura llevarán algunos elementos a comportarse de manera frágil o, debido a la reducción de la rigidez general, la estabilidad de la estructura se ve comprometida. Esto puede llevar eventualmente al colapso parcial o total de la estructura (FEMA 274).

La Figura 1.5, muestra la fuerza lateral inducida en la estructura en función de la deformación lateral. Se indican tres puntos que representan los Niveles de Desempeño: Ocupación Inmediata, Seguridad y Prevención de Colapso.

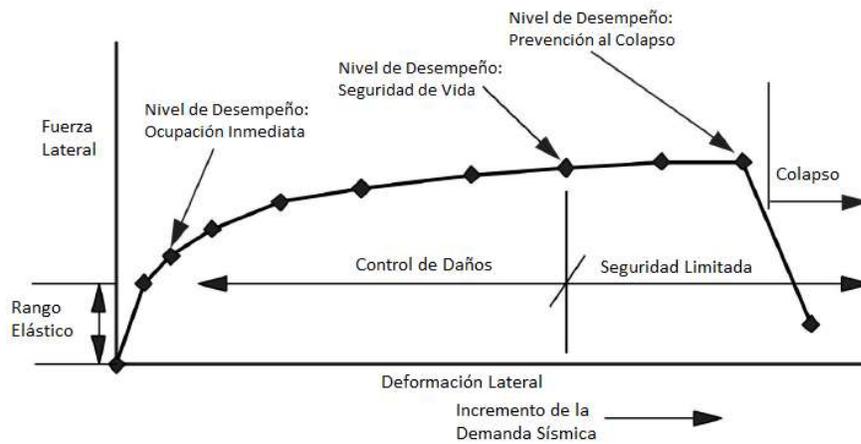


Figura 1.5. Desempeño y Demanda de Deformación para estructuras dúctiles

Fuente: (FEMA 274, 1997)

**1. Nivel de Ocupación Inmediata**, los daños son relativamente limitados. La estructura conserva una parte importante de su rigidez original y la mayor parte, si no toda, de su resistencia.

**2. Nivel de Seguridad de Vida**, se han producido daños sustanciales en la estructura y es posible que haya perdido una cantidad significativa de su rigidez original. Sin embargo,

tiene un margen sustancial para una deformación lateral adicional antes de que se produzca el colapso.

**3. Nivel de Prevención de Colapso**, la estructura ha sufrido daños extremos. Si se deforma lateralmente más allá de este punto, la estructura puede experimentar inestabilidad y colapso.

Específicamente, se pretende que las estructuras que cumplan con el Nivel de Seguridad de Vida puedan experimentar al menos un 33% más de deformación lateral (margen mínimo de 1,33) antes de la falla en los elementos primarios del sistema de resistencia debido a fuerzas laterales y un potencial colapso sería esperado.

Cabe señalar que, para estructuras determinadas, las escalas horizontales y verticales relativas pueden variar significativamente y el margen de deformación entre los niveles de desempeño individuales puede no ser tan grande como se indica en la figura.

Para una estructura dada y un sismo de diseño, es posible estimar la deformación general y la demanda de fuerza sobre la estructura y, por lo tanto, el punto en la curva hacia el cual el sismo empujará el edificio.

Esto corresponderá o no al nivel deseado de desempeño para la estructura. Cuando se realiza rehabilitación estructural, se realizan modificaciones a la estructura para alterar su resistencia, rigidez o capacidad para amortiguar o resistir las deformaciones inducidas.

El rango de desempeño de Control de Daños representa todos aquellos estados de comportamiento que ocurren a niveles de deformación lateral a los definidos para niveles inferiores al desempeño por seguridad de vida.

En los niveles más bajos de deformación dentro de este rango, la estructura se comportaría de manera predominantemente elástica. En niveles superiores de deformación, la estructura puede experimentar un comportamiento inelástico significativo. En general, cuanto más inelástico sea el comportamiento de la estructura, mayor será el alcance del daño estructural esperado (FEMA 274, 1997)

#### **1.4.8. Características del hormigón**

La evaluación de los daños a un edificio requiere la comprensión en la forma en que este soporta las cargas gravitacionales, resiste las fuerzas sísmicas y se adapta a los desplazamientos relacionados.

Para el análisis de desempeño sísmico, se especifican propiedades estructurales (relaciones fuerza-deformación) y criterios de aceptabilidad (límites de deformación) para los componentes.

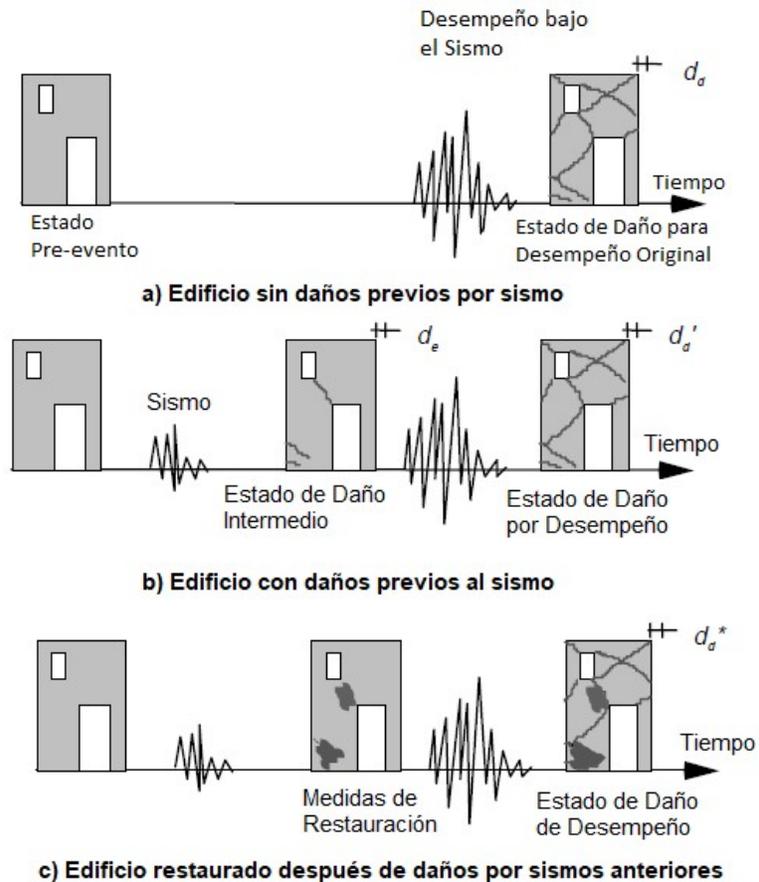


Figura 1.6. Demandas de desplazamiento global de edificios dañados y no restaurados.  
Fuente: (FEMA 306, 1998)

### 1.5. Métodos de análisis

Se describen cuatro métodos de análisis, clasificados según su nivel de confiabilidad y complejidad: 1) Análisis Estático Lineal, 2) Análisis Dinámico Lineal, 3) Análisis Estático No Lineal y 4) Análisis Dinámico No Lineal. Todos estos métodos tienen como objetivo evaluar la respuesta de la estructura frente a los movimientos sísmicos especificados. En los dos primeros, el sistema se asume elástico para los cálculos, mientras que los efectos inelásticos se integran de forma aproximada; estos análisis proporcionan la demanda de deformaciones y la resistencia requerida en los elementos estructurales. En los dos últimos métodos, que consideran de manera explícita el comportamiento inelástico de los elementos, se obtienen las deformaciones de la estructura, dado que las resistencias son definidas por el usuario (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

El Análisis Estático Lineal se recomienda principalmente para edificios regulares y de baja altura. Este enfoque resulta útil para realizar algunas verificaciones aproximadas de los resultados obtenidos con el Análisis Dinámico Lineal, como la comprobación del cortante en la base. En este análisis, las deformaciones y las fuerzas en los elementos estructurales se determinan a través de un estudio estático de la estructura bajo cargas laterales, asumiendo un comportamiento lineal y elástico del sistema. Los efectos inelásticos se incorporan de manera indirecta mediante el uso del espectro inelástico de respuesta. Las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los elementos estructurales se seleccionan para corresponder a un nivel de deformación cercano al punto de cedencia. Este método es más confiable para edificaciones regulares de baja altura, donde la demanda de deformaciones inelásticas es limitada.

Para edificios regulares con trayectorias de carga ininterrumpidas, los procedimientos lineales se consideran suficientemente precisos para predecir la distribución de las demandas sísmicas, y los criterios de aceptación correspondientes tienen márgenes de seguridad incorporados que son apropiados para este nivel de precisión (FEMA P2006).

Se definen cuatro tipos diferentes de irregularidades: discontinuidad en el plano, discontinuidad fuera del plano, piso débil y resistencia a la torsión.

No se permiten procedimientos lineales para estructuras con discontinuidades en el plano y fuera del plano debido a posibles imprecisiones derivadas de un análisis lineal.

Para estructuras con irregularidades en los pisos o irregularidades en la resistencia a la torsión (o ambas), se pueden utilizar procedimientos lineales solo si se puede demostrar que el edificio tiene una respuesta no lineal limitada para el nivel de riesgo sísmico en consideración.

Para el presente caso de estudio, debido a la importancia de la edificación se ha realizado el Análisis estático no lineal (pushover) y el Análisis dinámico no lineal (Tiempo Historia), tomando en consideración los siguientes criterios técnicos:

### **1.5.1. Acciones críticas y ordinarias**

La edición 2016 de ASCE/SEI 7 introdujo el concepto de acciones críticas, ordinarias y no críticas para acciones controladas por fuerza y por deformación. Las acciones críticas se definen como aquellas cuya falla provocaría un colapso desproporcionado más allá del tramo individual del que forma parte el elemento o tendría un impacto significativo en la respuesta del sistema de resistencia a la fuerza sísmica de la estructura. Las acciones no críticas no provocan un colapso local cuando fallan ni dan como resultado cambios perjudiciales significativos en el sistema de resistencia a la fuerza sísmica. Las acciones ordinarias podrían provocar un colapso local del piso tributario del componente si la acción falla, pero no más de un tramo de un piso de la estructura. Las acciones ordinarias tampoco tienen un impacto significativo en la respuesta del sistema de resistencia a la fuerza sísmica.

ASCE/SEI 41-17 solo adoptó el concepto de crítico, ordinario y no crítico para acciones controladas por fuerza y eliminó el efecto significativo en los criterios de respuesta del sistema resistente a la fuerza sísmica para clasificar una acción como crítica y se centró en el colapso debido a la pérdida de soporte de carga de gravedad.

Si alguna acción de componente controlada por fuerza crítica que se modela elásticamente excede su resistencia esperada en un análisis del historial de respuesta del registro de movimiento del suelo, se considera una respuesta inaceptable. El componente de fuerza sísmica de la media del conjunto de la acción del componente se amplifica en 1,3 antes de compararlo con la capacidad del límite inferior para proporcionar una mayor confiabilidad de que la acción controlada por la fuerza no fallará.

### **1.5.2. Acciones controladas por fuerza**

ASCE/SEI 41 clasifica las acciones de los elementos estructurales, como la respuesta a la fuerza cortante, el momento o la fuerza axial, como controladas por fuerza o controladas por deformación. Se permite, y a menudo se espera, que las acciones por deformación se deformen de manera no lineal a medida que la estructura responde a la excitación sísmica.

Las acciones controladas por fuerza suelen ser frágiles e incapaces de soportar fuerzas o deformaciones que superen su capacidad. En el análisis lineal, la distinción entre acciones controladas por fuerza y acciones controladas por deformación es muy clara. La distinción no es tan clara en los procedimientos no lineales porque el ASCE/SEI 41 permite que las acciones controladas por fuerza se reclasifiquen como acciones controladas por deformación y se incluyan explícitamente en el análisis. Además, ASCE/SEI 41 no establece explícitamente que todas las acciones de componentes incluidas en un modelo NSP o NDP con relaciones lineales de fuerza-desplazamiento deban tratarse como acciones controladas por fuerza, independientemente de si se pueden clasificar como acciones controladas por fuerza o por deformación. Esto ha llevado a una interpretación errónea del código, en la que estas acciones se verifican fuera del modelo utilizando criterios lineales de control de deformación. Esta práctica no es correcta y potencialmente poco conservadora.

### **1.5.3. Límite de deriva de respuesta inaceptable**

ASCE/SEI 41 no tiene límites de deriva, lo que constituye una diferencia importante con respecto a ASCE/SEI 7.

En ASCE/SEI 7, todos los edificios están sujetos a límites de deriva, independientemente de si el análisis utilizado es la fuerza lateral equivalente, el espectro de respuesta modal o el historial de respuesta no lineal.

ASCE/SEI 7 utiliza factores de sistema, limitaciones de configuración y detalles especiales adoptados a través de estándares de materiales, por lo que los requisitos de deriva global son parte del proceso de diseño para alcanzar el objetivo de desempeño, por lo tanto, ASCE/SEI 41 se basa en una evaluación a nivel de componentes para medir el desempeño global.

### **1.5.4. Respuestas inaceptables para la seguridad de la vida**

Una respuesta inaceptable puede indicar el potencial de colapso de la estructura en un registro.

ASCE/SEI 41-17 permite una respuesta inaceptable por cada once registros para los niveles de desempeño estructural de seguridad de vida, seguridad limitada y

prevención de colapso. La autorización de una respuesta inaceptable surge de la investigación realizada para respaldar las revisiones del Capítulo 16 de la norma ASCE 7 por parte de la PUC de la BSSC (Haselton et al., 2017). Haselton et al. (2017) demostraron que se podría permitir una respuesta inaceptable por cada once registros si las disposiciones apuntaban a una probabilidad de colapso del 10 % a un nivel de intensidad de riesgo sísmico determinado.

El nivel de desempeño estructural de seguridad de vida tiene como objetivo ser mejor que el nivel de desempeño de prevención de colapso. Debería haber una menor probabilidad de colapso en un edificio que cumpla con ese nivel que en el nivel de prevención de colapso. Los criterios de aceptación de seguridad de vida están destinados a tomarse como el 75 % de los criterios de prevención de colapso, definidos cuantitativamente como un margen de 4/3 contra el colapso. Si el nivel de desempeño de prevención de colapso tiene una probabilidad de colapso del 10 % según el nivel de riesgo sísmico utilizado, los edificios que cumplan con el nivel de desempeño estructural de seguridad de vida deberían tener una probabilidad de colapso significativamente menor al 10 %.

### **1.5.5. Amortiguamiento**

Se han realizado numerosos estudios sobre la cantidad de amortiguamiento inherente de los edificios y cómo se debe representar en el análisis no lineal (PEER/ATC 72-1, 2010).

Los problemas que se han observado y que ASCE/SEI 41-17 no aborda incluyen:

- El amortiguamiento está relacionado con la altura de la estructura
- El amortiguamiento puede necesitar un tope o un piso, según el nivel de desempeño

En el contexto de la elección de un modelo de amortiguamiento para emplear en el análisis del historial de respuesta, se deben tener en cuenta los modelos de plasticidad y los supuestos de amortiguamiento viscoso. Se ha demostrado que la respuesta de los modelos que emplean elementos de plasticidad concentrada o agrupada (longitud cero) es sensible a los supuestos del modelo de amortiguamiento. Se han observado fuerzas de amortiguamiento “ficticias” en modelos de plasticidad concentrada cuando se

utilizan junto con modelos de amortiguamiento de Rayleigh proporcionales a la rigidez inicial.

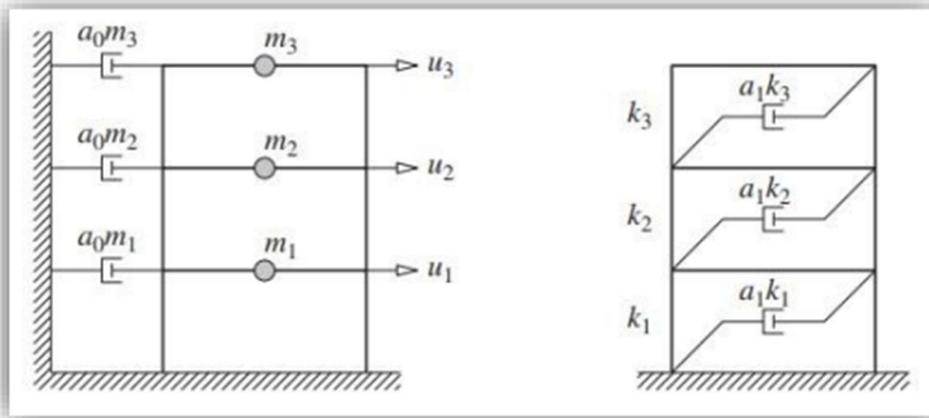


Figura 1.7. Amortiguamiento proporcional a la masa y la rigidez

Fuente: (Quichimbo Vincés & Valdez Moreira, 2024)

El uso de términos de amortiguamiento proporcional a la masa puede generar fuerzas irrealmente grandes y una subestimación de la respuesta en estructuras con un gran movimiento de cuerpo rígido. Este efecto puede ser significativo en los análisis de edificios altos, donde las derivas en las partes superiores del edificio se deben, en parte, a las deformaciones que ocurren en los niveles inferiores del edificio.

#### 1.5.6. Torsión accidental

ASCE/SEI 41 exige que se tenga en cuenta la torsión accidental en el NSP y el NDP. Las disposiciones exigen que el centro de masa se desplace en cada una de las cuatro direcciones ortogonales, lo que cuadruplica la cantidad de análisis y los datos que se deben procesar.

#### 1.5.7. Revisión de los parámetros y criterios de aceptación del modelado no lineal

El análisis no lineal se basa en la representación precisa del comportamiento no lineal de las acciones de los componentes individuales controlados por deformación. ASCE/SEI 41 y sus documentos predecesores, FEMA 273 y FEMA 356, proporcionan parámetros para construir relaciones fuerza-deformación no lineales para la mayoría de las acciones de los componentes de un edificio, además de los parámetros de modelado, ASCE/SEI 41 tiene criterios de aceptación específicos para los distintos

niveles de desempeño estructural. En ninguna parte del código se explica explícitamente cómo actualizar los parámetros de modelado y los criterios de aceptación para uso general.

### 1.5.8. Revisiones de los parámetros de modelado y criterios de aceptación

Cuando se redactó la norma FEMA 273, pocos ingenieros realizaban análisis no lineales de manera rutinaria. Si un ingeniero realizaba un análisis no lineal a mediados de los años 1990, normalmente realizaba un análisis pushover siguiendo el procedimiento estático no lineal (NSP) de ASCE/SEI 41 o un enfoque similar.

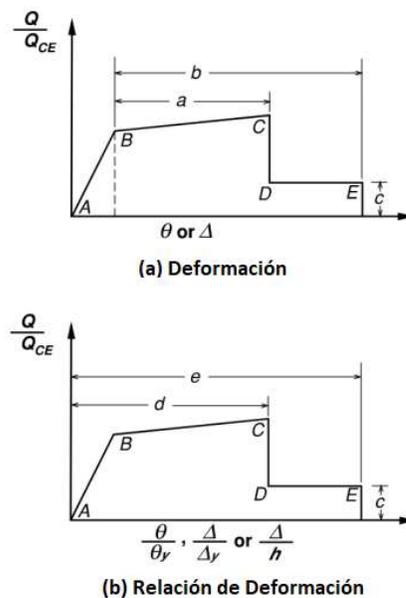


Figura 1.8. Acción de fuerza-desplazamiento de componentes controlados por deformación

Fuente: (FEMA 273, 1997)

Los criterios de aceptación para la seguridad de la vida y la prevención del colapso se derivan de los parámetros “b” y “e” para el análisis no lineal. Por lo tanto, la subestimación de esos puntos crea un sesgo conservador en el código. Además, si se subestima el parámetro “a” o “d”, la acción del componente puede dejar “perder” carga antes en el análisis de lo que lo haría en la realidad, lo que podría subestimar las demandas de las acciones controladas por la fuerza en la trayectoria de carga de la acción controlada por la deformación.

Las evaluaciones requieren el uso de métodos de análisis no lineal cuando un edificio tiene una o más de las irregularidades (FEMA P2006).

Los procedimientos de análisis no lineal tienen como objetivo proporcionar una determinación más precisa de la respuesta del edificio. Por lo tanto, estos procedimientos requieren una comprensión más sólida de las propiedades del material y la configuración del edificio, lo que puede afectar significativamente el comportamiento no lineal de la estructura.

En el caso de sistemas o configuraciones estructurales complejos, puede resultar más eficiente proceder directamente con el análisis no lineal. El esfuerzo que supone crear un modelo lineal complejo para evaluar si se permiten procedimientos lineales puede ser mayor que el que se requiere para generar un modelo no lineal simple.

#### **1.6. Análisis no lineal estático (pushover)**

En este enfoque, el modelo matemático integra las propiedades no lineales que describen el comportamiento inelástico de los componentes estructurales (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

Los métodos de análisis no lineal proporcionan resultados de la respuesta estructural con un mayor grado de precisión en comparación con los métodos lineales, aunque su implementación es considerablemente más compleja. Se recomienda su uso en estructuras que presentan irregularidades significativas. Además, estos métodos son aconsejables para verificar los resultados obtenidos con análisis lineales, tanto en la evaluación de edificaciones existentes como en el diseño de refuerzos estructurales, incluso en el caso de estructuras regulares (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

El uso de procedimientos de análisis no lineal según ASCE/SEI 41 ha aumentado significativamente en los últimos diez años, específicamente el uso de procedimientos de historial de respuesta no lineal (a los que se hace referencia en ASCE/SEI 41 como Procedimientos dinámicos no lineales, NDP) (FEMA P2208).

### 1.6.1. Curva de capacidad

Para generar la curva de capacidad, se somete a la estructura a cargas laterales crecientes que simulan las fuerzas inerciales generadas por un sismo. Antes de esto, se aplican las cargas gravitatorias correspondientes al edificio. Las cargas laterales comienzan en cero y se incrementan gradualmente hasta que la estructura alcanza un desplazamiento lateral previamente definido o llega al colapso. El análisis produce la curva de capacidad, que representa la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del centro de masas en el nivel superior del edificio. Este procedimiento de aplicación progresiva de cargas laterales es conocido como el método "*pushover*".

Además de las propiedades geométricas y de rigidez necesarias para realizar un análisis elástico lineal, el análisis no lineal requiere especificar también las relaciones de fuerza-deformación plástica para flexión, corte y fuerza axial en los componentes estructurales. En este punto, se incorporan las características de ductilidad o fragilidad que puedan presentar los elementos de la estructura.

Excepto en estructuras muy simples, donde es posible realizar cálculos manuales, el análisis estático no lineal requiere el uso de programas computacionales. Existen diversos programas diseñados para este propósito, pero es importante que el usuario tenga en cuenta que la solución proporcionada por un programa no siempre es completamente confiable, debido a la complejidad de los métodos numéricos empleados.

Dentro del enfoque de los modelos de rótulas plásticas, un colapso típico en estructuras dúctiles es el llamado "modo de piso débil", donde los dos extremos de todas las columnas de un determinado entrepiso forman articulaciones plásticas. Esto puede ocurrir en edificios antiguos, en los que las vigas son más resistentes que las columnas, especialmente en los niveles superiores de la estructura.

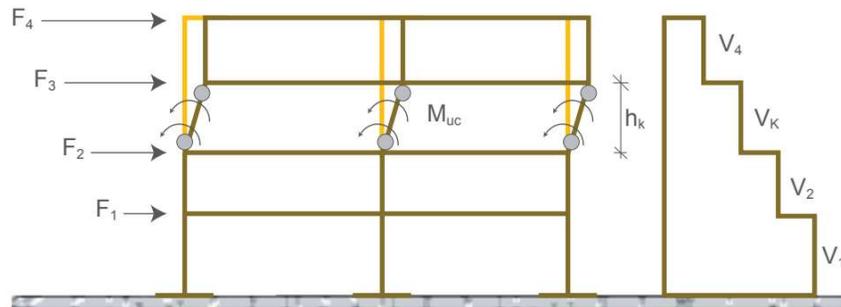


Figura 1.9. Representación del efecto de piso débil  
CAF, 2014

Cortante ultimo de entrepiso k:

$$V_{uk} = \frac{\sum M_{uc}}{h_k} \quad (1)$$

Cortante último en la base:

$$V_{ub} = V_b \frac{V_{uk}}{V_k} \quad (2)$$

Donde:

$V_{uk}$ : Cortante último en el entrepiso k

$V_{ub}$ : Cortante último en la base

$M_{uc}$ :  $M_{uc}$ : Momento último en el extremo de una columna del entrepiso k

$h_k$ : Altura del entrepiso k

Un tipo común de colapso es el conocido como "columna fuerte-viga débil", donde se articulan todas las vigas y el extremo inferior de todas las columnas en el primer nivel del edificio, como se muestra en la figura a continuación. Este modo es preferible en el desempeño sísmico, ya que facilita una mayor disipación de energía a través de las vigas, lo que protege las columnas.

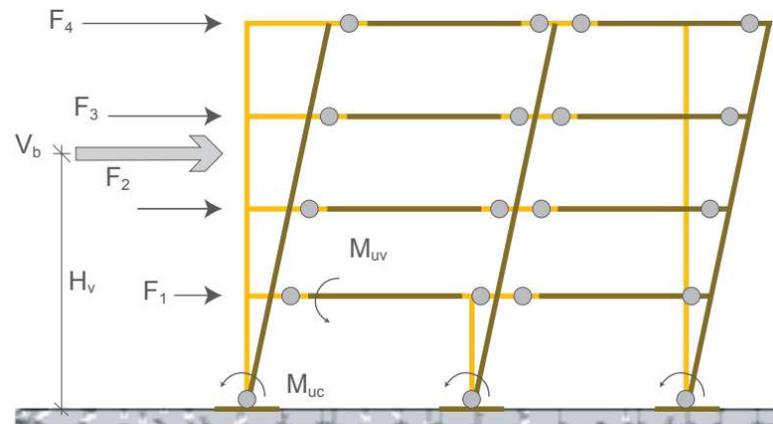


Figura 1.10. Representación del efecto columna fuerte-viga débil.  
(CAF, 2014)

### 1.6.2. Curva idealizada de capacidad

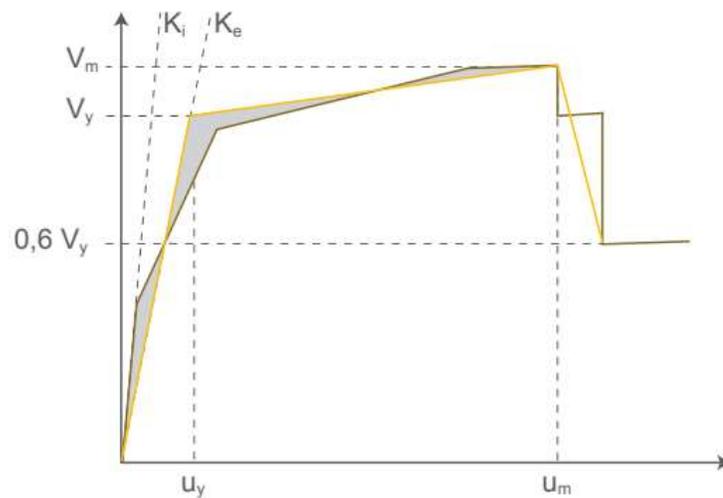


Figura 1.11. Curva de capacidad real (color negro) y curva idealizada  
(CAF, 2014)

La curva de capacidad obtenida en la sección anterior mediante el método “pushover” se reemplaza por una curva idealizada que puede ser bilineal o trilineal, como se muestra en la figura anterior.

La primera línea recta parte del origen y finaliza en el punto de cedencia ( $u_y, V_y$ ), con una pendiente correspondiente a la rigidez efectiva ( $k_e$ ), calculada como la rigidez secante para un cortante equivalente al 60% del cortante de cedencia ( $V_y$ ). El cortante de cedencia no debe exceder el valor máximo de cortante de la curva de capacidad.

La segunda línea conecta el punto de cedencia con el punto  $(u_m, V_m)$ , que corresponde a la máxima fuerza cortante, ajustando las áreas sobre y bajo la curva de capacidad para que sean equivalentes a las de la curva bilineal. Para determinar el punto  $(u_y, V_y)$  puede ser necesario un proceso iterativo de ajustes. Si es requerida una tercera línea con pendiente negativa, esta conectaría el punto  $(u_m, V_m)$  con un punto de la curva de capacidad en el que la resistencia es el 60% de la resistencia de cedencia.

Como resultado de este procedimiento, se obtienen el cortante de cedencia  $(V_y)$  y la rigidez efectiva  $(k_e)$  del edificio en la dirección analizada, los cuales son empleados para estimar la demanda de desplazamiento del edificio.

### **1.7. Análisis tiempo historia**

En el diseño por capacidad se aprovecha el comportamiento no lineal de los materiales estructurales, con el propósito de que, ante eventos sísmicos intensos, el daño se concentre en zonas determinadas de los elementos (Cobos & González, 2022)

Una vez que se excede el rango elástico, se asume que la estructura entrará en el rango no lineal. Para considerar estos efectos, se evalúan las derivas inelásticas, que se obtienen amplificando las derivas elásticas calculadas en el análisis lineal, utilizando un factor de ductilidad derivado del factor de reducción  $R$ .

El análisis tiempo-historia no lineal con registros de movimiento del suelo proporciona el medio más preciso para predecir las demandas sísmicas, para el movimiento del suelo especificado suponiendo que las características histeréticas de todos los elementos importantes se pueden modelar con precisión. Para una evaluación general del desempeño, se debe utilizar un conjunto de registros de movimiento del suelo que representen el rango completo de características de frecuencia e intensidad del peligro en el sitio. En la actualidad, el análisis del historial temporal no lineal es factible para el análisis de estructuras importantes y para la investigación (Fajar & Krawinkler, 1997).

En teoría, una predicción "fiable" sólo puede lograrse mediante un enfoque analítico que simule la realidad, lo que implica un análisis tiempo-historia.

La predicción del comportamiento sísmico debe basarse en la representación probabilística del riesgo y en las predicciones de la respuesta sísmica de todos los componentes importantes del sistema completo suelo-cimiento-estructura.

Hay que reconocer que en este momento no se pueden predecir con buena precisión las capacidades ni las demandas, debido a las incertidumbres físicas y de modelado. Se debe tratar de mejorar la descripción de las incertidumbres físicas y reducir las incertidumbres de modelado, pero se debe reconocer que no se puede eliminar ninguna de las dos.

Por lo tanto, el método de predicción no necesita ser más preciso que la descripción del movimiento del terreno o de las capacidades de la estructura. Es necesario desarrollar métodos de análisis adecuados para proporcionar medios adecuados pero simples de predicción de la demanda. El análisis tiempo-historia no lineal es deseable, pero probablemente no sea necesario en muchos casos. Es necesario realizar una investigación sobre el método de predicción de la demanda más eficaz, teniendo debidamente en cuenta lo siguiente:

- Procedimientos de modelado 3D para el sistema suelo-cimentación-estructura.
- Modelado de elementos y sistemas degradados.
- Modelado de elementos y sistemas no estructurales y de contenidos de edificaciones.
- Modelado de fallas del terreno (licuefacción, expansión lateral).

El análisis tiempo-historia requiere un buen conocimiento de los movimientos del terreno específicos del sitio esperados. Dichos movimientos del terreno son difíciles de definir y los resultados de los análisis tiempo-historia pueden carecer de la confiabilidad necesaria requerida para el diseño.

### **1.8. Criterios de aceptación y rechazo**

El desplazamiento y la deriva deben calcularse tanto en el centro de masa como en el punto más desfavorable de cada nivel del edificio. Estos resultados se compararán con las derivas permitidas según el tipo de estructura y el nivel de daño o desempeño que se desea alcanzar. Los criterios para aceptar o rechazar son:

- (i) Cumplir con los límites de deriva establecidos, y
- (ii) Garantizar que los elementos estructurales cumplan con los requisitos de resistencia, verificando que la demanda de resistencia resultante del análisis sea inferior a la capacidad resistente de los elementos. La demanda de resistencia se obtiene combinando los efectos de las cargas sísmicas y gravitatorias, mientras que la capacidad resistente de los componentes se determina en función de la resistencia de los materiales (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

Al emplear cualquiera de los dos métodos de análisis no lineal, ya sea el Análisis Estático No Lineal o el Análisis Dinámico No Lineal, las deformaciones plásticas inducidas por la acción sísmica, así como cualquier otro parámetro que indique daño, deben compararse con los valores permitidos previamente establecidos para los distintos elementos de la estructura, en función del nivel de desempeño que se pretende alcanzar.

## **1.9. Elementos no estructurales**

### **1.9.1. Estimación de pérdidas de contenidos de edificios, por efectos de sismo**

Las pérdidas de contenidos en edificios, ocasionadas por sismos pueden ser considerables y, en ciertos casos, superar las pérdidas estructurales del propio edificio, especialmente en el caso de museos, hospitales, laboratorios e instalaciones industriales. No obstante, los informes que documentan el daño a los contenidos tras un sismo son escasos, ya que la mayor parte de la atención tiende a centrarse en los daños estructurales (IDI-UNAM,2013).

No obstante, hay muy pocos informes disponibles sobre encuestas de daño a los contenidos de los edificios tras un sismo, ya que normalmente se enfoca la atención en el daño estructural. Además, las labores de rescate, limpieza y en ocasiones saqueo, pueden alterar el estado de los contenidos antes de que se pueda realizar un estudio adecuado.

Dado que el comportamiento de volteo y deslizamiento de objetos rígidos sin restricciones o débilmente anclados es no lineal y altamente sensible a los picos, al

contenido de frecuencia y a la duración del sismo, es necesaria una muestra bien caracterizada de historias de tiempo de aceleración (Jaimes & Reinoso, 2013).



Figura 1.12. Contenidos de edificio sujetos a múltiples modos de falla. (Jaimes & Reinoso, 2013).

Numerosos edificios contemporáneos cuentan con sistemas de calefacción, ventilación y aire acondicionado (HVAC) que, aunque ligeros, poseen componentes voluminosos suspendidos del techo. A menudo, durante un terremoto, los sistemas de ventilación y los conductos se desprenden de las vigas y soportes de suspensión.

Ciertos edificios, como hospitales, laboratorios o tiendas, son particularmente susceptibles a daños. Incluso un daño menor en el techo puede provocar pérdidas significativas si impacta directamente sobre los contenidos o genera polvo.

Los sistemas contra incendios en edificios pueden reducir significativamente las pérdidas causadas por el fuego. Sin embargo, en algunos casos, la ruptura de boquillas de aspersión y tuberías puede provocar activaciones o liberaciones innecesarias tras un sismo, causando importantes pérdidas de contenido, como equipos electrónicos, materiales de laboratorio entre otros (Jaimes & Reinoso, 2013).

De acuerdo a FEMA 356, a continuación, se muestra las características de daño para componentes no estructurales.

### **1.10. Adecuación sísmica de edificaciones**

Se refuerzan varios o todos los elementos estructurales (vigas, columnas, muros, juntas) de la estructura existente para incrementar su rigidez y resistencia mediante el aumento de sus secciones, lo que eleva la capacidad global de la estructura para soportar cargas laterales. Es fundamental asegurar una adecuada adherencia entre el material original y el nuevo, además de garantizar la continuidad de los elementos verticales (columnas, muros) a través de la losa del piso (Banco de Desarrollo de América Latina, 2014).

El incremento en la resistencia y rigidez del sistema estructural puede lograrse mediante la incorporación de nuevos elementos estructurales, sin necesidad de modificar los ya existentes. Generalmente, estos nuevos elementos consisten en muros de concreto armado o pórticos arriostrados, que preferentemente se ubican en el perímetro del edificio para maximizar la rigidez torsional y minimizar la intervención en el interior de la construcción. Es importante que su ubicación favorezca la simetría en la rigidez para evitar generar torsiones indeseadas. Una alternativa eficaz es añadir una estructura auxiliar independiente de la estructura original, conectadas únicamente a través de los diafragmas. En este caso, la estructura auxiliar asume la mayoría de las cargas sísmicas, mientras que la estructura existente se encarga de las cargas gravitatorias. No obstante, ambas estructuras se desplazan simultáneamente, por lo que, aunque la estructura auxiliar sea dúctil y capaz de soportar grandes deformaciones, sus deformaciones laterales deben ser controladas para proteger a la estructura original, que tiene una menor capacidad de deformación.

La capacidad de una estructura para disipar energía puede mejorarse notablemente al incorporar amortiguadores. Existen diversos tipos de dispositivos diseñados para este propósito, como los amortiguadores viscosos, de fricción y los histeréticos. Estos sistemas resultan especialmente efectivos en estructuras más flexibles. Asimismo, los amortiguadores de masa sintonizada se han empleado para ajustarse al período fundamental de la estructura y reducir las vibraciones.

En el caso de estructuras rígidas, es particularmente beneficioso utilizar aisladores en la base del edificio, lo que incrementa los períodos naturales de vibración y disminuye considerablemente la energía sísmica transmitida, aliviando así las cargas sobre la

estructura. Estas técnicas son especialmente valiosas en edificaciones patrimoniales con valor histórico, donde se busca intervenir lo menos posible en los componentes estructurales originales. A menudo, los aisladores se combinan con elementos metálicos que aportan una capacidad adicional de disipación de energía, además del aislamiento.

Es un proceso fundamental para incrementar la capacidad y mejorar las características de una estructura existente. Ya sea que la estructura presente daños o no, el objetivo es elevar su desempeño por encima de su estado original.

### **Estrategias Generales**

Una estrategia de rehabilitación es un enfoque básico adoptado para mejorar el probable desempeño sísmico del edificio o reducir de otra manera el riesgo existente a un nivel aceptable. Se pueden emplear tanto estrategias técnicas como estrategias de gestión para lograr una reducción del riesgo sísmico. Las estrategias técnicas incluyen enfoques tales como aumentar la resistencia del edificio, corregir deficiencias críticas, alterar la rigidez y reducir la demanda.

A veces se confunden los términos sistemas y estrategias. Las estrategias se relacionan con la modificación o el control de los parámetros básicos que afectan el comportamiento sísmico del edificio. Estos incluyen la rigidez, resistencia, capacidad de deformación y la capacidad de disipar energía, así como la fuerza y el carácter del movimiento del suelo transmitido al edificio y la exposición de los ocupantes y el contenido dentro del edificio.

Las estrategias de reducción del riesgo sísmico incluyen enfoques como el aumento de la resistencia, aumento de la rigidez, aumento de la deformabilidad, aumento del amortiguamiento, la reducción de la exposición de los ocupantes y la modificación del carácter del movimiento del suelo transmitido al edificio. Las estrategias también pueden incluir combinaciones de estos enfoques. Los sistemas de rehabilitación son métodos específicos utilizados para implementar la estrategia, como, por ejemplo, la adición de muros de corte o pórticos arriostrados para aumentar la rigidez y la resistencia, el uso de chaquetas de confinamiento para mejorar la deformabilidad.

### **Estrategias Técnicas**

A medida que un edificio responde al movimiento del suelo durante un sismo, experimenta desplazamientos laterales y, a su vez, deformaciones de sus elementos individuales. En niveles bajos de respuesta, las deformaciones de los elementos estarán dentro de su rango elástico (lineal) y no se producirán daños. En niveles más altos de respuesta, las deformaciones de los elementos superarán sus capacidades elásticas lineales y el edificio experimentará daños.

Para proporcionar un desempeño sísmico confiable, un edificio debe tener un sistema completo de resistencia a las fuerzas laterales, capaz de limitar los desplazamientos laterales inducidos por sismos a niveles en los que el daño sufrido por los elementos del edificio esté dentro de los niveles aceptables para el objetivo de desempeño previsto.

Los factores básicos que afectan la capacidad del sistema resistente a las fuerzas laterales para hacer esto incluyen la masa, la rigidez, el amortiguamiento y la configuración del edificio, la capacidad de deformación de sus elementos y la fuerza y la característica del movimiento del suelo que debe resistir.

Las estrategias técnicas descritas permiten mejorar el desempeño sísmico al actuar directamente sobre estos factores básicos de respuesta, ya sea de manera individual o en conjunto. Los enfoques tradicionales para la rehabilitación sísmica (la adición de pórticos arriostrados y muros de corte) actúan sobre la rigidez y la resistencia del edificio. Los sistemas de disipación de energía actúan sobre la capacidad de amortiguamiento de la estructura. El aislamiento de base actúa sobre el carácter y la fuerza del movimiento del suelo transmitido a la estructura.

El espectro de capacidad se deriva de un análisis estático incremental no lineal aproximado para la estructura. En el proceso de realizar este análisis estático no lineal incremental, se desarrolla una curva de capacidad para el edificio. Esta curva de capacidad es simplemente un gráfico de la demanda del cortante sísmico lateral total, "V", sobre la estructura, en varios incrementos de carga, contra la deflexión lateral del edificio a nivel del techo, bajo esa fuerza lateral aplicada.

Si un edificio tuviera una capacidad elástica lineal infinita, esta curva de capacidad sería una línea recta con una pendiente igual a la rigidez global de la estructura. Dado que los edificios reales no tienen capacidades elásticas lineales infinitas, la curva de capacidad generalmente consta de una serie de segmentos de línea recta con pendiente decreciente, que representan la degradación progresiva de la rigidez estructural que ocurre a medida que el edificio se somete a un mayor desplazamiento lateral, fluencia y daño.

La pendiente de una línea recta trazada desde el origen del gráfico de esta curva hasta un punto de la curva en cualquier desplazamiento lateral, "d", representa la rigidez secante o "efectiva" de la estructura cuando se empuja lateralmente hasta ese desplazamiento. Una curva de capacidad típica se muestra en la

Figura 1.13

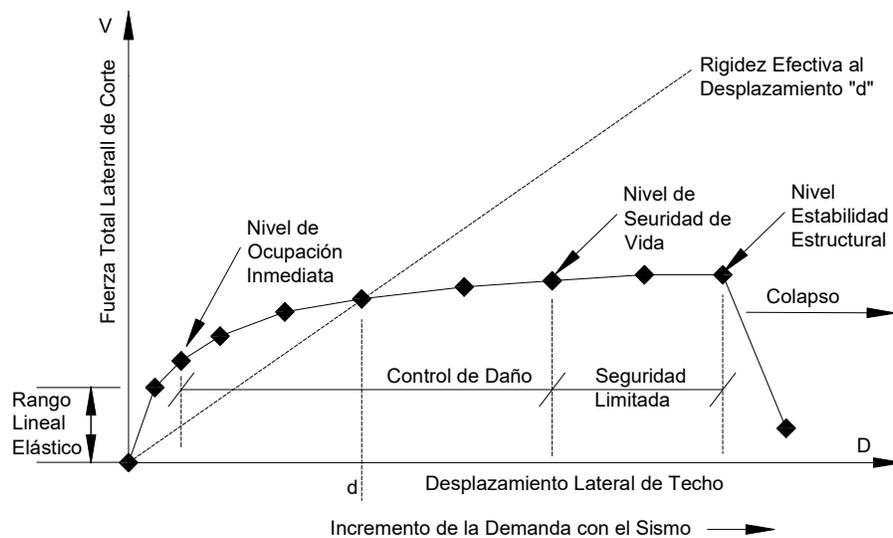


Figura 1.13 Curva de Capacidad típica

Fuente: (Lozano Ramirez, 2013)

En la

Figura 1.13 los puntos discretos indicados por el símbolo ♦ representan la ocurrencia de eventos importantes en la historia de respuesta lateral de la estructura. Tal evento puede ser el inicio de la fluencia en un elemento estructural particular o un tipo particular de daño, como el desprendimiento del recubrimiento del hormigón en una

columna o la falla por corte de un elemento de entrepiso. Cada punto se determina mediante una secuencia de análisis diferente, luego, al evaluar los efectos acumulativos del daño sostenido en cada uno de los eventos individuales, y el comportamiento general de la estructura ante desplazamientos laterales crecientes, es posible determinar e indicar en la curva de capacidad aquellos desplazamientos laterales estructurales totales que representan límites en los diversos niveles de desempeño estructural, como se ha hecho en la Figura 1.13.

El proceso de definir los puntos de deformación lateral en la curva de capacidad en los que se puede decir que se han producido niveles específicos de desempeño estructural requiere el ejercicio de un considerable juicio por parte del especialista.

Los criterios de aceptación generalmente consisten en valores límite de los parámetros de deformación de los elementos, como la rotación plástica de una viga o el ángulo de corte de un muro.

Estos valores límite se han seleccionado como estimaciones aproximadas razonables de las deformaciones promedio en las que se puede esperar que se produzcan ciertos tipos de comportamiento de los elementos, como el agrietamiento, la fluencia, el desprendimiento o el aplastamiento. A medida que se realizan los análisis no lineales estáticos incrementales, se debe controlar las deformaciones acumuladas de todos los elementos estructurales importantes y evaluarlas en relación con los criterios de aceptación.

El punto de la curva de capacidad en el que el primer elemento excede el parámetro de deformación permisible para un nivel de desempeño estructural no representa necesariamente el punto en el que la estructura en su conjunto alcanza ese nivel de desempeño estructural. La mayoría de las estructuras contienen muchos elementos y tienen una redundancia considerable, en consecuencia, la aparición de un daño inaceptable en un pequeño porcentaje de estos elementos puede no representar una condición inaceptable con respecto al desempeño general del edificio. Al determinar los puntos a lo largo de la curva de capacidad para una estructura en los que se puede decir que se alcanzan los diversos niveles de desempeño estructural, se debe considerar el desempeño del edificio en su conjunto y considerar la importancia del daño previsto para los diversos elementos en el comportamiento general del edificio.

Esta metodología incorpora el concepto de elementos "primarios" y "secundarios". Los elementos primarios son aquellos que se requieren como parte del sistema de resistencia a las fuerzas laterales de la estructura, todos los demás elementos se designan como elementos secundarios. Para un nivel de desempeño determinado, generalmente se permite que los elementos secundarios sufran más daños que los elementos primarios, ya que la degradación de los elementos secundarios no tiene un efecto significativo en la capacidad de resistencia a las cargas laterales del edificio.

Si en el desarrollo de la curva de capacidad se determina que algunos elementos no cumplen con los criterios de aceptación para un nivel de desempeño determinado en un incremento de la carga lateral y el desplazamiento, el especialista tiene la capacidad de designar estos elementos "no conformes" como secundarios, lo que permite el uso de criterios de aceptación más liberales para estos pocos elementos. Se debe tener cuidado de no designar una cantidad excesiva de elementos que sean eficaces para resistir las fuerzas laterales como secundarios.

A continuación, se describen algunas técnicas comunes de reforzamiento:

#### **1.10.1. Inclusión de muros de corte**

Introducir muros de corte en una estructura de concreto existente es uno de los métodos más utilizados para el reforzamiento sísmico. Estos muros aumentan tanto la resistencia como la rigidez del edificio. Son económicamente viables y generalmente compatibles con la mayoría de las estructuras de concreto existentes.

Sin embargo, su adición puede afectar la arquitectura y aumentar las fuerzas sísmicas.

#### **1.10.2. Pórticos metálicos o arriostramientos**

Los pórticos de acero reforzado son otra opción común para mejorar la rigidez y resistencia de una construcción existente. Aunque ofrecen niveles más bajos de rigidez y resistencia que los muros de corte, agregan menos masa a la estructura.

Son menos invasivos y tienen un impacto menor en la iluminación y el tráfico dentro del edificio.

### **1.10.3. Adición de contrafuertes:**

Los contrafuertes son marcos reforzados o muros de corte instalados perpendicularmente a las paredes exteriores de la estructura. Proporcionan rigidez y resistencia adicionales.

Este sistema es conveniente cuando el edificio debe permanecer ocupado durante la construcción, ya que la mayor parte del trabajo se realiza en el exterior.

### **1.10.4. Sistemas de disipación de energía**

Los sistemas de disipación de energía aumentan directamente la capacidad de la estructura para amortiguar la respuesta sísmica de una manera benigna, ya sea mediante amortiguamiento viscoso o histerético.

Este enfoque requiere la instalación de unidades de disipación de energía EDU (Energy Dissipation Units) dentro del sistema de resistencia a la fuerza lateral.

Las EDU disipan energía y, en el proceso, reducen las demandas de desplazamiento en la estructura. La instalación de EDU a menudo requiere la instalación de pórticos arriostrados verticales que sirvan como plataforma de montaje para las unidades y, por lo tanto, generalmente da como resultado un aumento simultáneo en la rigidez del sistema. Los sistemas de disipación de energía generalmente tienen un costo mayor que los sistemas convencionales para rigidizar y reforzar un edificio, pero tienen el potencial de proporcionar un desempeño mejorado.

La Figura 1.14 ilustra el efecto de la disipación de energía en las curvas de capacidad y demanda para una estructura rehabilitada.

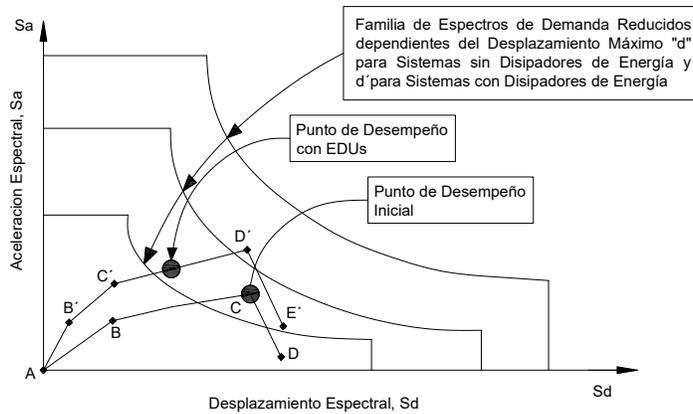


Figura 1.14. Efecto del Aumento del Amortiguamiento en el Desempeño de las Edificaciones.

Fuente: (ATC 40, 1996, págs. 6-20)

La curva A-B-C-D es el espectro de capacidad para la estructura sin unidades de disipación de energía. Un punto de desempeño ocurre para esta estructura no rehabilitada en un desplazamiento espectral de aproximadamente 5 pulgadas, lo que da como resultado un nivel de desempeño estructural de estabilidad estructural. La curva A-B' -C' -D'-E' es el espectro de capacidad para la estructura después de la instalación de las unidades de disipación de energía.

Sin embargo, el efecto más importante se produce en los espectros de demanda. La eficiencia de las EDU para disipar energía da como resultado un amortiguamiento efectivo mucho mayor en cualquier desplazamiento.

#### 1.10.4.1. Dispositivos ADAS (Added Damping and Stiffness)

La adición del sistema ADAS (elementos ADAS y arriostamientos de Chevron) al DMRSF (Ductile Moment Resisting Space Frame) limita la respuesta del pórtico a niveles aceptables durante la acción de terremotos severos. Los elementos ADAS se pueden utilizar para mejorar de manera efectiva los MRF (Moment Resisting Frames) y los CBF ((Centrally Braced Frames) para lograr un edificio moderadamente rígido con características de disipación de energía extremadamente buenas.

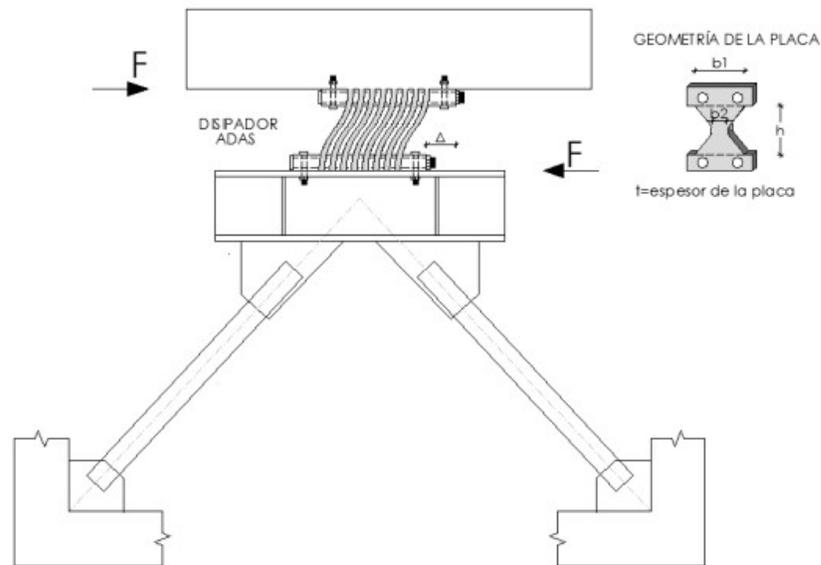


Fig. 1.17 Disipadores ADAS

Fuente: (Aguilar, Rodríguez & Mora, 2016).

Los elementos ADAS son dispositivos mecánicos diseñados para instalarse en edificios nuevos o existentes. Si se diseñan e implementan correctamente, los elementos ADAS pueden:

- Aumentar la resistencia, la rigidez y la capacidad de disipación de energía utilizable de un MRF convencional y,
- Aumentar sustancialmente la capacidad de disipación de energía, por unidad de deriva entre pisos, de un CBF no dúctil.

### Características mecánicas de los dispositivos ADAS

Las exigencias de resistencia y deformación del sismo base de diseño (DBE) y del sismo máximo creíble (MCE) son los dos estados límites apropiados para el diseño de disipadores de energía. Para el DBE en una región de alto riesgo sísmico, los disipadores de energía deben ser capaces de mantener sus características mecánicas durante al menos quince o veinte ciclos de desplazamiento a una amplitud igual al desplazamiento de diseño; el desplazamiento de diseño típico en un elemento ADAS es entre tres y cinco veces su desplazamiento de fluencia. Aunque los disipadores de energía deben dimensionarse en función de las exigencias sísmicas del DBE, deben responder de manera estable durante el MCE.

#### 1.10.4.2. Dispositivos TADAS (Triangular plate Added Damping and Stiffness).

Para este caso, el extremo superior en contacto con la viga presenta un empotramiento móvil, mientras que el otro extremo está articulado, lo que permite un movimiento vertical a lo largo de los orificios ovalados de la placa, facilitando así la disipación de energía (Aguiar, Rodríguez & Mora, 2016).

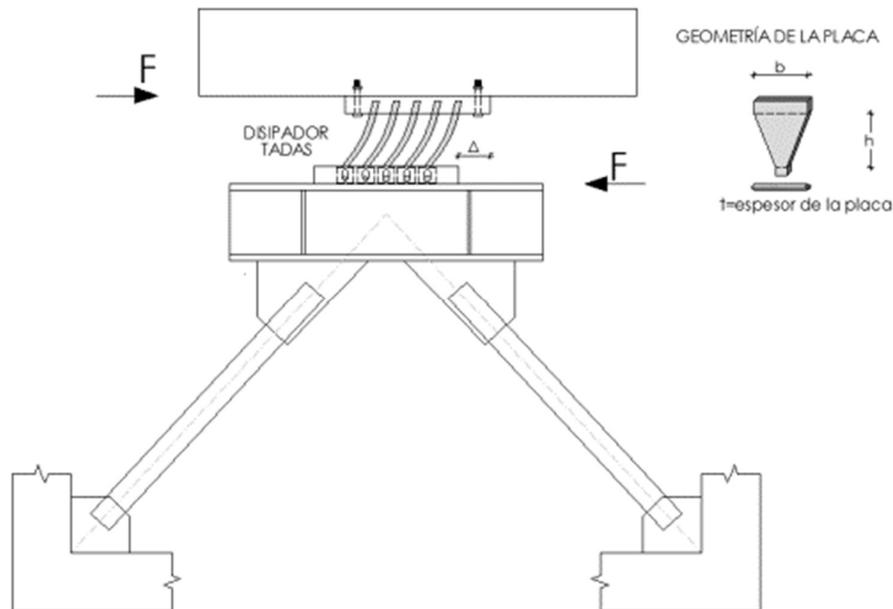


Figura 1.15 Disipadores TADAS

Fuente: (R. Aguiar , M. Rodríguez, & D. Mora, 2016)

Es importante señalar que tanto la parte superior como la inferior del TADAS se desplazan lateralmente, aunque existe un desplazamiento relativo entre ambas. Para evitar restricciones en estos movimientos laterales, el borde articulado se eleva. La principal diferencia entre el ADAS y el TADAS radica en que el ADAS presenta una doble curvatura, lo que genera un punto de inflexión, mientras que el TADAS la curvatura es simple.

El desempeño de edificios altos, esbeltos y flexibles es siempre un punto de preocupación para investigadores y diseñadores estructurales debido a las grandes deformaciones entre pisos bajo excitaciones dinámicas. Un dispositivo de amortiguamiento (TADAS) es una solución económica de disipación de energía para mejorar el desempeño sísmico de tales estructuras. Los TADAS exhibe el

comportamiento constitutivo elastoplástico requerido que es una característica típica de los amortiguadores metálicos. (Madhekar & Matsagar, 2022)

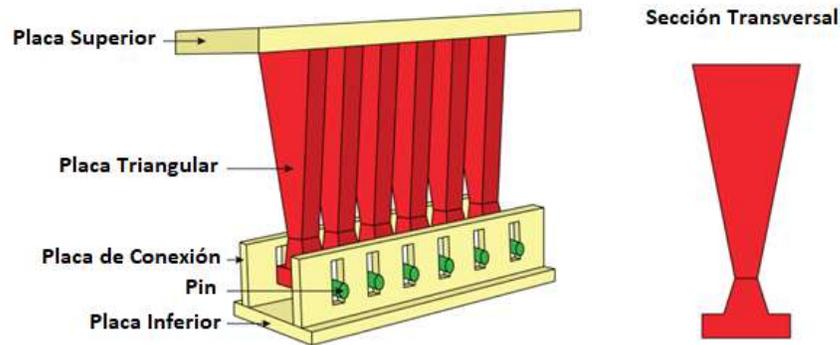


Fig. 1.19 Disipadores TADAS

Fuente:(Madhekar & Matsagar, 2022)

La principal ventaja del dispositivo TADAS es que no se ve afectado por las cargas de gravedad debido a los orificios ranurados en la placa base. Además, no se requiere restricción rotacional en la parte superior del conjunto de conexión de la riostra. Sin embargo, la construcción del dispositivo TADAS es más complicada que la del dispositivo ADAS. Los estudios experimentales han demostrado que la respuesta histerética de los elementos TADAS es muy estable y repetible sin degradación de la resistencia. Se debe prestar especial atención a los detalles de soldadura para evitar fracturas prematuras, especialmente en las áreas alrededor del vértice de las placas triangulares.

#### 1.10.4.3. Riostras restringidas al pandeo (Buckling Restrained Brace, BRB)

Durante un sismo, el movimiento del suelo provoca el movimiento de la estructura. Desde la perspectiva energética, la energía cinética que ingresa por el sismo a la estructura debe convertirse o disiparse para detener el movimiento.

Para aliviar el daño a la estructura, se puede reducir la energía cinética que ingresa por el sismo o mejorar la capacidad de disipación de energía para resolver el problema. Una gran cantidad de energía cinética que proviene del movimiento del suelo es absorbida por soluciones estructurales disipativas mediante el uso de dispositivos de amortiguación o aprovechando el comportamiento no lineal de los materiales (Yi, 2016).



Figura 1.16 Sistema BRB en la UC Berkeley

Fuente: (Wijanto, 2012)

A lo largo del tiempo, especialmente después del terremoto de Northridge, Estados Unidos y otras regiones con alta actividad sísmica han trabajado continuamente en la mejora de sus normativas sísmicas. Estos avances han sido impulsados por la necesidad de minimizar pérdidas y hacer que las construcciones sean más seguras. Hoy en día, los BRB y sus estándares de diseño se han consolidado como una solución confiable para absorber cargas laterales provocadas por sismos. Gracias a su capacidad para disipar energía, estos sistemas ayudan a reducir los efectos sísmicos, permitiendo estructuras más económicas y eficientes. Además, los elementos disipativos están diseñados para ofrecer una resistencia y deformación inelástica elevada, asegurando que las edificaciones puedan soportar mejor los movimientos sísmicos sin comprometer su estabilidad.

El comportamiento inelástico permite que una estructura soporte mayores deformaciones bajo una carga específica. Para garantizar su eficiencia, es fundamental que el sistema disipativo tenga una alta capacidad de deformación, no solo en puntos específicos, sino en toda la estructura. Esto es clave porque, en caso de un sismo, si el punto de fluencia es bajo, la edificación experimentará deformaciones más significativas, lo que podría comprometer su estabilidad y seguridad.

Cuando el elemento disipativo alcanza su punto de fluencia, su rigidez disminuye notablemente en comparación con su estado inicial, lo que afecta tanto al propio elemento como a toda la estructura. Esto provoca un reajuste en la rigidez global del sistema, alterando su comportamiento frente a vibraciones. A medida que más

elementos disipativos entran en fluencia, la estructura adapta su respuesta sísmica. Dado que la rigidez estructural y la aceleración espectral de diseño están estrechamente relacionadas, al aumentar el período de vibración, se logra reducir de manera efectiva la vulnerabilidad sísmica, mejorando así la seguridad de la edificación.

Los arriostres de pandeo restringido (BRB, por sus siglas en inglés) están compuestos por dos sistemas principales. El primero es el núcleo de acero, que absorbe las cargas y disipa la energía sísmica mediante su deformación plástica. El segundo es un mecanismo diseñado para evitar que el núcleo se pandee y mejorar su comportamiento bajo compresión. Este mecanismo generalmente consiste en un revestimiento de hormigón y un tubo de acero que, juntos, proporcionan el confinamiento necesario para que el núcleo funcione de manera eficiente durante un sismo.

Los BRB están compuestos por un núcleo de acero delgado para resistir cargas axiales y su zona de fluencia garantiza un comportamiento altamente dúctil, estable y equilibrado; una camisa de hormigón sostiene continuamente el núcleo para evitar el pandeo bajo compresión axial. Los espacios de aire desacoplan el núcleo de acero y la camisa para evitar la interacción entre ellos, de modo que se evita el pandeo cuando se somete a cargas cíclicas.

Existen diversos tipos de tecnología BRB basados en los diferentes tipos de núcleo de acero y tubo relleno de mortero para proporcionar un desempeño de alta calidad de los BRB. Uno de ellos es el BRB de tubo de acero con revestimiento de hormigón y el BRB totalmente de acero.

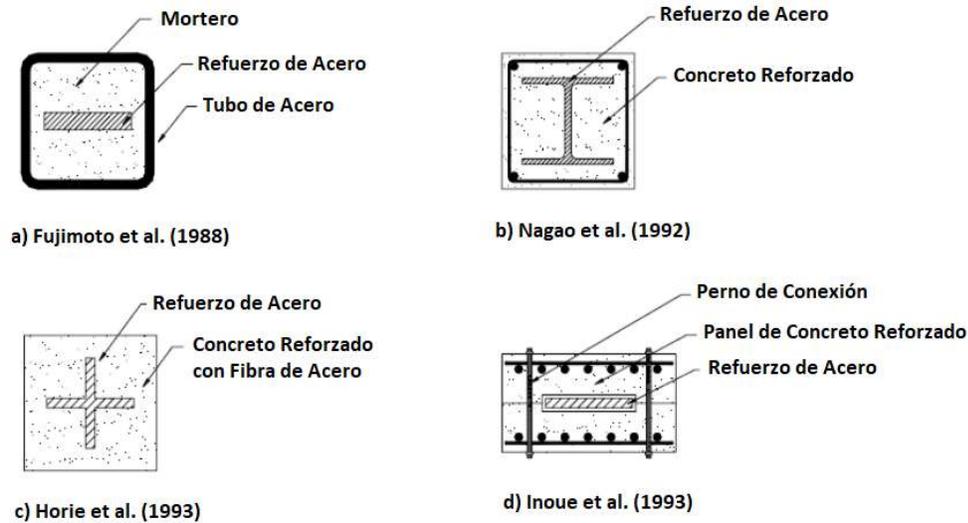


Figura 1.17 Tubo de acero para revestimiento de hormigón BRB

Fuente: (Wijanto, 2012)

### Ventajas de utilizar BRB

Los BRB tienen muchas ventajas en comparación con los pórticos arriostrados o los pórticos a momento como se indica a continuación:

- Reducen el costo de la soldadura y la inspección al usar conexiones atornilladas o con pasadores a las placas de refuerzo; tienen bucles histéricos considerablemente simétricos y daños limitados a otros elementos estructurales
- Se usan pernos para las conexiones de los extremos, debido a que se puede ajustar la rigidez y la resistencia y el comportamiento cíclico es accesible para el análisis inelástico
- Ofrecen flexibilidad en el diseño, en el movimiento de entrada sísmica de bajo nivel, los BRB realizan una alta rigidez lateral elástica y en el movimiento de entrada sísmica de alto nivel se elimina el pandeo no deseado porque los BRB pueden brindar una disipación de energía grande y estable bajo movimientos sísmicos
- Los arriostramientos de los BRB se pueden reemplazar, lo que reduce el daño a otras partes y también elimina el costo al reemplazar la parte dañada durante el sismo



Figura 1.18 Conexión Empernada Standard (Wijanto, 2012)

Los BRB tienen un comportamiento de histéresis completo y equilibrado (ver la Figura 1.19), un núcleo de acero resiste las fuerzas axiales, debido al desacoplamiento de los aspectos de resistencia al pandeo por flexión y resistencia a la tensión de la resistencia a la compresión, se obtiene un comportamiento similar de fluencia por compresión y tensión.

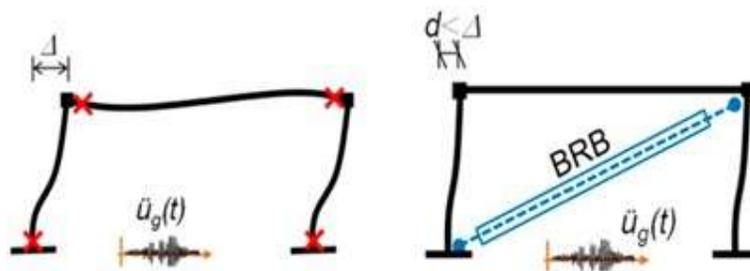


Figura 1.19 Deformación de un pórtico convencional y con BRB ante un evento sísmico Fuente: (SAING CONSULTING INGENIERIA SISMORESISTENTE, 2022)

Por lo tanto, los BRB se utilizan ampliamente en estructuras como edificios de pórticos, edificios de mampostería y puentes. En el caso de los edificios de pórticos, los BRB pueden reducir la deriva de entre pisos, la respuesta estructural bajo acciones sísmicas y reducir el daño de los elementos por disipación de energía; en el caso de los

puentes, se reduce el desplazamiento de la parte superior de los pilares y también se reduce el daño de la estructura; en el caso de los edificios de mampostería, se reduce la respuesta bajo acciones sísmicas y se aumenta la disipación de energía, así como la amortiguamiento dentro de la estructura (consulte la Figura 1.20 ).

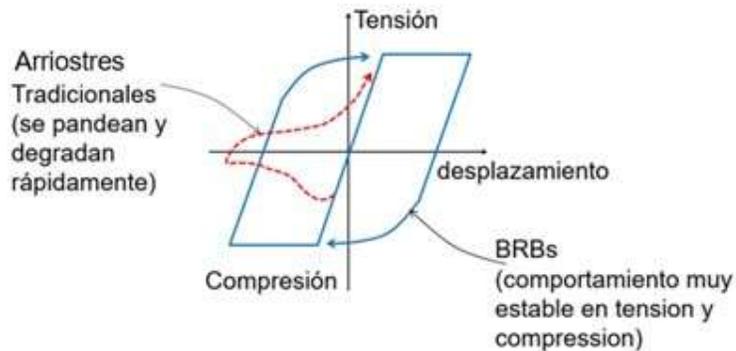


Figura 1.20 Curva histérica de un BRB

Fuente: (SAING CONSULTING INGENIERIA SISMORESISTENTE, 2022)

### **Metodología de reforzamiento estructural con riostras restringidas al pandeo.**

Esta metodología permite reforzar de manera efectiva las estructuras de hormigón armado mediante el uso de riostras restringidas al pandeo, mejorando significativamente su respuesta ante eventos sísmicos sin comprometer su uso o estética. La intervención se adapta a cada edificio según sus características y necesidades particulares, garantizando seguridad y durabilidad.

## **1. Evaluación inicial de la estructura existente**

### **a. Recolección de Información**

Antes de intervenir cualquier estructura, es fundamental conocerla a fondo. Para ello, se recopilan los planos estructurales y arquitectónicos disponibles, junto con toda la información de diseño original y cualquier modificación que se haya hecho con el tiempo. Se complementa esta información con inspecciones visuales y ensayos realizados directamente en la edificación, como el uso de esclerómetros, extracción de testigos o escaneo con radar, lo que permite conocer su estado real.

### **b. Modelado y análisis estructural**

Con los datos obtenidos, se construye un modelo tridimensional que representa fielmente el comportamiento de la estructura. Este modelo se somete a diferentes tipos

de análisis, como el estático no lineal o el dinámico, para evaluar cómo respondería ante un sismo. Así, se identifican debilidades o zonas críticas que deben ser intervenidas.

## **2. Diagnóstico y definición de objetivos**

Una vez evaluada la estructura, se define claramente qué se quiere lograr con el reforzamiento: ¿se busca que el edificio siga operativo después de un sismo leve? ¿O que, ante un terremoto severo, no colapse y permita la evacuación segura? También se localizan las zonas más vulnerables y se calculan los refuerzos necesarios, enfocados en controlar los desplazamientos y aumentar la capacidad de disipar energía.

## **3. Diseño del sistema de riostras restringidas al pandeo (BRBs)**

### **a. Configuración y ubicación**

Se selecciona el tipo de esquema estructural más adecuado para incorporar las riostras (en X, en V, tipo chevrón, o disposición excéntrica), considerando la eficiencia estructural y las limitaciones arquitectónicas. Se eligen los vanos más favorables para intervenir, procurando que la obra tenga el menor impacto posible sobre el uso del edificio.

### **b. Cálculo y selección de BRBs**

Se determinan las cargas sísmicas que cada riostra debe resistir. Con esta información, se eligen los dispositivos BRB más adecuados, asegurando que cuenten con la capacidad de absorber grandes deformaciones tanto en tracción como en compresión sin perder su funcionalidad. Además, se diseñan las conexiones y anclajes que unirán las riostras a la estructura existente.

### **c. Compatibilidad con la estructura existente**

Es importante confirmar que la estructura original (vigas, columnas y fundaciones) puede soportar las nuevas cargas inducidas por las riostras. Si se identifican puntos débiles, se prevén refuerzos complementarios, como encamisados, platinas de acero o fibras de refuerzo.

## **4. Intervención constructiva**

### **a. Preparación del sitio**

Antes de comenzar la instalación, se remueven los acabados y elementos que interfieran. Si es necesario, se apuntalan temporalmente las zonas de trabajo para garantizar la seguridad.

#### **b. Conformación de anclajes**

En esta etapa, se perforan los elementos estructurales para instalar los anclajes (ya sean mecánicos o químicos) que servirán de base para fijar las riostras. Las zonas de conexión se refuerzan para asegurar una transmisión adecuada de esfuerzos.

#### **c. Instalación de BRBs**

Se procede al montaje de las riostras, cuidando que queden correctamente alineadas y conectadas. Esta fase requiere precisión y supervisión técnica para asegurar el buen funcionamiento del sistema.

#### **d. Rehabilitación arquitectónica**

Finalizada la instalación estructural, se restauran los acabados afectados y, si es necesario, se incorporan protecciones adicionales como recubrimientos ignífugos.

### **5. Verificación post-refuerzo**

#### **a. Ensayos de control de calidad**

Se inspeccionan cuidadosamente todos los componentes instalados: soldaduras, pernos, anclajes, etc. Además, se revisa la documentación técnica de los dispositivos BRB para asegurarse de que cumplan con los estándares de calidad.

#### **b. Análisis final**

Se actualiza el modelo estructural para reflejar las intervenciones realizadas. Luego, se vuelve a evaluar el comportamiento del edificio para verificar que se ha alcanzado el nivel de desempeño esperado.

### **6. Mantenimiento y monitoreo**

Para asegurar el buen funcionamiento del sistema a lo largo del tiempo, se establece un plan de inspecciones periódicas. En algunos casos, se puede optar por instalar sensores que permitan monitorear el comportamiento estructural en tiempo real.

#### 1.10.4.4. Amortiguadores de fluido viscoso

Los movimientos de un edificio, debidos a las cargas sísmicas y del viento, se controlan tradicionalmente mediante la masa y la rigidez de la estructura. Sin embargo, en el caso de los edificios más altos, esto resulta ineficiente y el amortiguamiento suplementario puede proporcionar un diseño general más económico (Lago, Trabucco & Wood, 2019).



Fig. 1.25 Conexión del sistema de amortiguamiento

Fuente: (Lago, Trabucco & Wood, 2019).

El amortiguamiento suplementario reduce la respuesta de la estructura al retirar una pequeña cantidad de energía de la estructura durante cada ciclo de oscilación. Por ejemplo, en los amortiguadores viscosos, esto se logra mediante la aplicación de una fuerza entre dos componentes de la estructura, que se opone a la velocidad de estos componentes y reduce la energía de entrada al edificio. Cuanto mayor sea la velocidad y las fuerzas opuestas, mayor será el amortiguamiento suplementario.

Los amortiguadores de masa sintonizados, sistemas de amortiguamiento con vigas de enlace, amortiguadores de pórticos arriostrados, sistemas de control activo y otros sistemas se han convertido en una estrategia innovadora y soluciones aceptadas por la

industria cuando la rigidez y la masa por sí solas no pueden cumplir económicamente el objetivo de mejorado el desempeño.

Un sistema de amortiguamiento suplementario diseñado adecuadamente puede ser una forma muy eficiente para que una estructura alcance sus objetivos de desempeño mejorado. Para una estructura muy alta, el amortiguamiento suplementario puede ser un componente necesario para cumplir algún requisito específico. Sin embargo, aumentar el amortiguamiento no es una solución mágica para todos los problemas de dinámica de los edificios y puede no ser aplicable a todos los edificios. Requiere un equipo de diseño experimentado y capaz con un conocimiento detallado de las propiedades dinámicas de cada edificio específico y del sistema de amortiguamiento adicional.

La estimación del amortiguamiento intrínseco no es trivial desde un punto de vista teórico. Por esta razón, las mediciones de campo se han utilizado ampliamente en el pasado para estimar el amortiguamiento intrínseco del comportamiento de los edificios cuando son excitados por fuerzas sísmicas y/o eólicas, considerando que:

- Existe un “piso” inferior de alrededor del 0,3 % de amortiguamiento intrínseco crítico. Esto podría interpretarse como la representación del amortiguamiento intrínseco de los materiales estructurales.
- Existe una dispersión significativa en los datos. Esto puede ser el resultado de la variabilidad en el tipo y la antigüedad de los edificios, el tipo de equipamiento no estructural, el tipo de cimentación, la amplitud de la excitación, etc.
- Existe una clara tendencia descendente en el valor promedio del amortiguamiento a medida que aumenta la altura del edificio. Si bien sigue habiendo un alto grado de dispersión para los edificios más altos, prácticamente no hay mediciones por encima del 1 % en edificios de más de 250 m de altura.
- Según observaciones simples, no existe una correlación clara entre el nivel de amortiguamiento y el tipo de material.

La principal razón de la dispersión de los datos proviene de las numerosas fuentes de amortiguamiento intrínsecas, entre las que se consideran como las más importantes:

- Amortiguamiento del material
- Fricción entre elementos y conexiones
- Sistema estructural y tipos de juntas
- Tipos de cimentaciones y suelos (interacción suelo-estructura)
- Otros elementos no estructurales
- Amplitud de vibración

### **Funcionamiento de amortiguadores de fluido viscoso**

Los amortiguadores de fluido viscoso funcionan proporcionando una fuerza de resistencia solo cuando se mueven. Por lo general, no agregan rigidez a una estructura y no soportan ninguna carga estática. Un amortiguador de fluido consiste en un pistón que se mueve hacia adelante y hacia atrás a través de un fluido viscoso, lo que genera alta presión. Este pistón tiene orificios diseñados a medida que producen una relación optimizada con una presión (fuerza) que varía con la velocidad. Cuanto mayor sea la velocidad, mayor será la fuerza de resistencia que se produce.

Debido a que los amortiguadores de fluido solo producen una fuerza de resistencia mientras se mueven y no proporcionan una fuerza de restauración (resorte), la energía se absorbe completamente en el fluido del amortiguador y se convierte en calor. Esta energía absorbida es simplemente la suma de la fuerza de amortiguamiento multiplicada por la deflexión. Debido a que algunos amortiguadores de fluido pueden diseñarse para generar una presión de 69000 kPa, la fuerza y, por lo tanto, las energías absorbidas pueden ser relativamente altas.

Es esta energía absorbida la que reduce significativamente la necesidad de que las partes estructurales del edificio absorban esa energía a través de la fluencia y el daño de las vigas y columnas. Aunque esto parece un concepto simple, los beneficios no se suelen aprovechar por completo. No solo es importante saber cómo absorben energía los amortiguadores de fluido, sino también cuándo lo hacen.

## **Capítulo 2. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA UTILIZADA ASCE 41-13**

El objetivo principal del ASCE 41-13 es proporcionar una metodología de análisis y diseño para su uso en la evaluación sísmica y la rehabilitación de los edificios de hormigón existentes.

Este documento proporciona una metodología recomendada, completa y técnicamente sólida, y comentarios de apoyo para la evaluación sísmica y el diseño de rehabilitación de edificios de hormigón existentes.

La metodología se basa en el desempeño: los criterios de evaluación y diseño de la rehabilitación se expresan como objetivos de desempeño, que definen los niveles deseados de desempeño sísmico cuando el edificio está sujeto a niveles específicos de movimiento sísmico del suelo. El desempeño aceptable se mide por el nivel de daño estructural y/o no estructural esperado a partir del movimiento sísmico.

El daño se expresa en términos de límites de deformación post-fluencia para varios componentes y elementos estructurales que se encuentran en los edificios de hormigón. El procedimiento analítico incorporado en la metodología tiene en cuenta las deformaciones post-elásticas de la estructura mediante el uso de métodos simplificados de análisis estático no lineal.

La incertidumbre es una condición asociada con prácticamente todos los aspectos de la ciencia y la ingeniería relacionadas con los sismos y de la evaluación y la rehabilitación de los edificios existentes.

Las principales fuentes de incertidumbre residen en la caracterización de los movimientos sísmicos del suelo, la determinación de las propiedades de los materiales y de las capacidades de los componentes estructurales y geotécnicos existentes, y la asignación de los límites de aceptación del comportamiento estructural. Estas incertidumbres, que en su mayor parte se derivan de la falta o la fiabilidad imperfecta de los datos de apoyo específicos disponibles, afectan a todos los métodos y procedimientos analíticos aplicados al desafío de la evaluación y la rehabilitación sísmica.

## 2.1. Procedimiento para la evaluación y el diseño de rehabilitación

La metodología se presenta en forma de un procedimiento paso a paso para la evaluación y la rehabilitación de edificios existentes. Sin embargo, el procedimiento reconoce que algunos pasos pueden no ser enfatizados o realizarse en un orden diferente según el caso.

Los componentes principales de la metodología utilizada en los distintos pasos del procedimiento de evaluación y rehabilitación incluyen:

- Definiciones de niveles de desempeño sísmico y criterios de demanda sísmica para establecer objetivos de desempeño sísmico.
- Orientación para la revisión de las condiciones existentes, la determinación preliminar de deficiencias, la formulación de una estrategia de rehabilitación y el establecimiento de un programa de garantía de calidad adecuado.
- Métodos o técnicas analíticas para investigaciones detalladas para evaluar la capacidad sísmica y el desempeño sísmico esperado de edificios existentes y para verificar el desempeño de las rehabilitaciones.
- Características de los materiales, reglas y supuestos para su uso en el modelado, asignación de capacidades y evaluación del desempeño aceptable.

### 2.1.1. Masa

Las fuerzas sísmicas son proporcionales a la masa inercial de la estructura. El análisis simplificado requiere estimaciones de masa en cada nivel de la estructura, considerando tanto los elementos estructurales como los arquitectónicos. La estimación debe incluir cielorrasos, cubiertas de techos, revestimientos de pisos, revestimientos de paredes y otros elementos considerados partes permanentes del edificio.

Siguiendo las recomendaciones del ASCE 41 la masa sísmica se considera como la participación de la carga muerta más una fracción representativa de la carga viva, pues la masa influye directamente en la respuesta dinámica de la estructura ante cargas dinámicas, como terremotos, vientos y vibraciones. Las características de oscilación de la estructura (frecuencias naturales y modos de vibración) dependen de la relación entre la masa y la rigidez.

### **2.1.2. Modelos analíticos**

Se presentan las reglas para desarrollar los modelos analíticos para edificios de hormigón existentes. Las reglas están pensadas para su uso con un procedimiento estático no lineal, como tal, se aborda toda la gama de comportamiento de los elementos y componentes de hormigón, considerando el agrietamiento, rótulas y la pérdida de resistencia. Las reglas se basan en principios de mecánica, desempeño sísmico observado, con una amplia gama de resultados experimentales y criterio de ingeniería. La pérdida de resistencia se refiere a la disminución de la capacidad de los materiales estructurales para soportar cargas. Esto puede ser causado por la degradación, mal diseño, o cargas excesivas. Evaluar la pérdida de resistencia es crucial para garantizar que la estructura sigue cumpliendo con los requerimientos de seguridad.

Las reglas presentadas tienen como objetivo guiar el desarrollo del modelo analítico utilizado para evaluar un edificio existente o para diseñar su rehabilitación y son tanto cualitativas como cuantitativas.

Algunos programas disponibles pueden representar directamente el comportamiento de deformación de carga no lineal de los componentes individuales, mientras que otros representan sólo la respuesta lineal. En este último caso, se debe realizar una serie de análisis lineales con las propiedades de los componentes modificados en cada análisis para representar la respuesta no lineal, superponiéndose los resultados para obtener la curva de capacidad no lineal.

## **2.2. Desempeño estructural**

El ASCE 41-13 establece que el rendimiento de una estructura está ligado a su capacidad para resistir las fuerzas sísmicas. Esto implica que la estructura debe ser capaz de soportar la intensidad del terremoto de manera que su comportamiento esté alineado con los objetivos de desempeño establecidos. Una vez que se determina la capacidad de la estructura y se define la demanda de desplazamiento sísmico, se puede evaluar su rendimiento. Esta evaluación busca garantizar que tanto los componentes estructurales como los no estructurales no sufran daños que excedan los límites aceptables de los objetivos de desempeño establecidos por el código.

Para analizar el comportamiento de estructuras existen muchos métodos, y su utilización depende del grado de precisión deseado. De acuerdo a la inclusión de efectos inelásticos, estos procedimientos se categorizan como lineales y no lineales, cada una de ellos se pueden sub dividir en métodos estáticos y dinámicos, siendo el método dinámico el más preciso. Debido al comportamiento sísmico y de las características de nuestra estructura de estudio se ha optado por el procedimiento No Lineal Dinámico, también llamado como Tiempo-Historia.

Esta opción se la hizo basada a las recomendaciones del ASCE 41-13 y algunos documentos bibliográficos que recomiendan que este método debido a la exigencia computacional, se realice a estructuras según su nivel de importancia, tal es el caso de edificaciones de tipo esencial que es el correspondiente al presente caso de estudio.

### **2.3.1. Objetivos de desempeño**

Un objetivo de desempeño puede incluir la consideración de estados de daño para varios niveles de movimiento del suelo y, en ese caso, se denomina objetivo de desempeño de nivel dual o múltiple.

Una vez que el propietario del edificio selecciona un objetivo de desempeño, se puede identificar la demanda sísmica que se utilizará en el análisis y los criterios de aceptabilidad que se utilizarán para la evaluación y el diseño de los sistemas estructurales y no estructurales del edificio.

Si bien se espera que la mayoría de los edificios rehabilitados cumplan o superen el nivel de desempeño asignado, cuando se exponen al movimiento del suelo implícito en el nivel de riesgo seleccionado, dicho desempeño no debe considerarse garantizado.

### **2.2.1. Niveles de desempeño**

Un nivel de desempeño describe una condición límite de daño que se considera aceptable para un edificio específico y un determinado movimiento del terreno. Esta condición límite se caracteriza por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de los ocupantes causada por el daño, y la capacidad de servicio del edificio después del sismo.

La parte más importante del proceso está enfocada para determinar si la estructura está adecuadamente diseñada y construida para resistir las fuerzas sísmicas.

Cumpliendo lo dispuesto en el capítulo 4.5.1 Niveles de desempeño de la NEC-SE-RE, manifiesta que los niveles de desempeño se determinan a partir de la combinación de los componentes estructurales y no estructurales. Las combinaciones recomendadas, así como el daño esperado asociado a cada una, se detallan en la Tabla mostrada a continuación:

Tabla 2.1. Control de daño y niveles de desempeño para edificios

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
<b>Daño Global</b>	<b>Severo</b>	<b>Moderado</b>	<b>Ligero</b>	<b>Muy Ligero</b>
<b>General</b>	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento
<b>Componentes No Estructurales</b>	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

Fuente: (NEC-SE-RE, 2014)

Las estructuras existentes deberán evaluarse considerando los siguientes cuatro niveles de desempeño:

- 1-A: Nivel operacional
- 1-B: Nivel de ocupación inmediata
- 3-C: Nivel de seguridad de vida
- 5-E: Nivel de prevención del colapso

### 2.3.2. Niveles de amenaza sísmica

Un objetivo de desempeño sísmico se define combinando el movimiento del suelo con el nivel de resistencia deseado para un edificio. Este movimiento sísmico puede expresarse de dos formas: mediante un nivel de movimiento asociado a una probabilidad de ocurrencia (enfoque probabilista) o como el máximo movimiento esperado en un solo evento de determinada magnitud en una falla específica (enfoque determinista). Las características del movimiento del suelo se describen a través de herramientas de ingeniería, como espectros de respuesta o registros simulados de movimientos sísmicos.

En nuestro caso hemos establecido el movimiento sísmico basado en las probabilidades de excedencia y periodos de retorno según el capítulo 4.5.2 de la NEC-SE-RE, con la tabla mostrada a continuación:

Tabla 2.2. Probabilidad de excedencia y periodo de retorno medio contemplados

Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa de excedencia ( $1/T_r$ )
2%	2500	0.00040
10%	475	0.00211
20%	225	0.00444
50%	72	0.01389

Fuente: (NEC-SE-RE, 2014)

### 2.3.3. Peligrosidad sísmica

Basada en la información técnica existente sobre el caso de estudio “Hospital Municipal de la Mujer y del Niño” del proyecto de investigación UDA “Hospitales Seguros Frente a Desastres”, el sitio de implantación del proyecto corresponde a la ciudad de Cuenca, por lo que acorde a la Figura 2.1. Curvas de peligro sísmico, Cuenca, obtenemos el valor de PGA y con ello los diferentes coeficientes de perfil de suelo que determinarán el espectro de diseño.

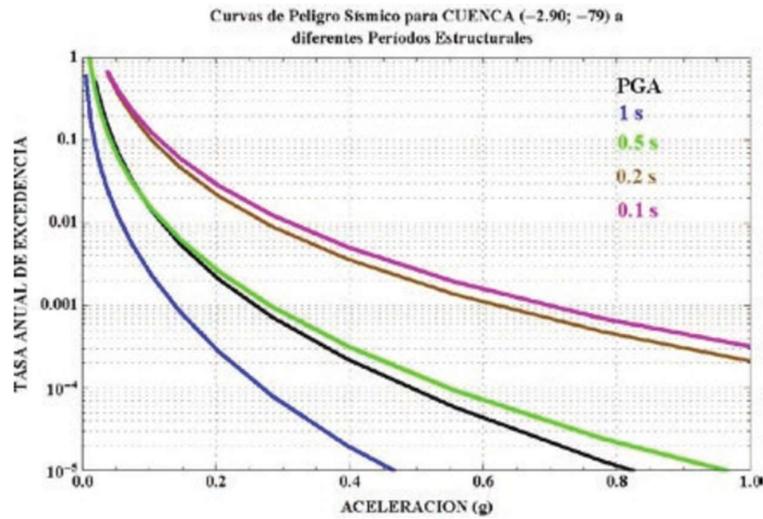


Figura 2.1. Curvas de peligro sísmico, Cuenca

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

A continuación, se muestra la Tabla 2.3. Coeficientes de sitio y sismicidad, en donde se muestra en detalle los factores y coeficientes de sitio extraídos de las curvas de peligro sísmico, los mismos que determinan la sismicidad del proyecto.

Tabla 2.3. Coeficientes de sitio y sismicidad

Coeficientes de perfil de suelo		
Periodo de retorno	475 años	2500 años
Zona sísmica	II	
Tipo de perfil del subsuelo	C	
z (g)	0.25	0.32
Fa	1.30	1.24
Fd	1.28	1.17
Fs	0.94	1.04

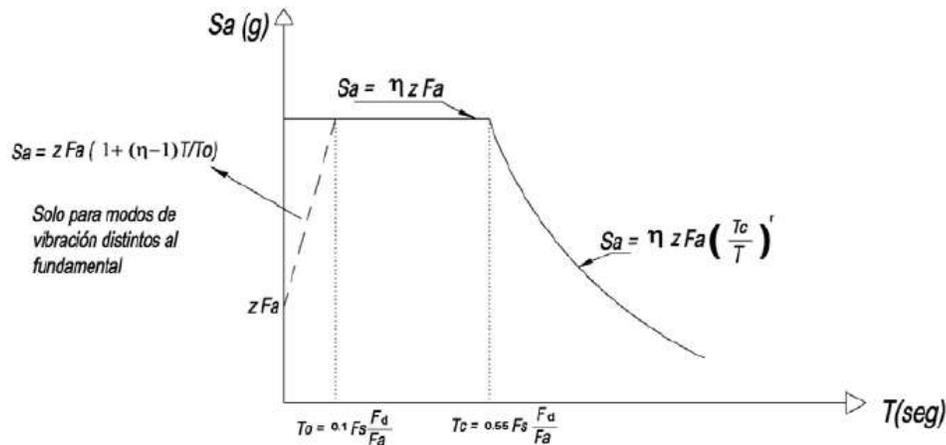
Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

### 2.3.4. Espectro elástico horizontal de aceleraciones

Acorde a lo manifestado en la (NEC-SE-DS, 2014), en su capítulo 3.3.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones que manifiesta lo siguiente;

“El espectro de respuesta elástico de aceleraciones, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura mostrada a continuación, consistente con:

- el factor de zona sísmica  $Z$ ,
- el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .



Dónde:

$\eta$	Razón entre la aceleración espectral $S_a$ ( $T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
$F_a$	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
$F_d$	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
$F_s$	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
$S_a$	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura
$T$	Período fundamental de vibración de la estructura
$T_0$	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
$T_c$	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
$Z$	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad $g$

Figura 2.2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

Utilizando los factores mostrados en la Tabla 2.3. Coeficientes de sitio y sismicidad, obtenemos el Espectro elástico horizontal de aceleraciones, para los diferentes periodos de retorno del caso de estudio, que debido a que se trata de una edificación existente será analizada para un periodo de retorno de 475 y 2500 años:

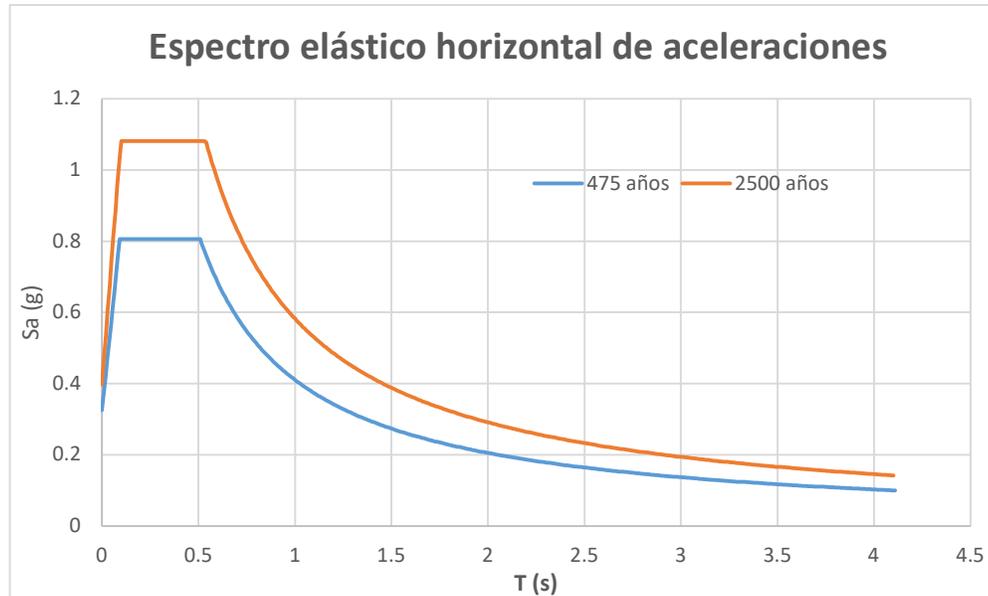


Figura 2.3. Espectro elástico horizontal de aceleraciones.

Fuente: Elaboración propia

### 2.3.5. Definición de los objetivos de rehabilitación

Acogiéndonos a lo manifestado en el Capítulo 4.5.3 Definición de los objetivos de rehabilitación de la (NEC-SE-RE, 2014), un objetivo de rehabilitación se establece mediante la selección de uno o más pares compuestos por niveles de amenaza sísmica y sus respectivos niveles de desempeño. Esto implica definir los niveles de daño estructural y no estructural que la edificación debe soportar frente a sismos con distintas probabilidades de excedencia (o diferentes períodos de retorno).

Los objetivos de rehabilitación se presentan en la Tabla mostrada a continuación:

Tabla 2.4. Niveles de amenaza sísmica

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

1.- Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreto

2.- Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación:

Objetivo Básico de Seguridad	<b>k y p</b>
Objetivos Avanzados	<b>k y m, n, or o</b> <b>p e i ó j</b> <b>k y p y a, b, e, ó f</b> <b>m, n, u o sólo</b>
Objetivos Limitados	<b>k sólo</b> <b>p sólo</b> <b>c, d, g, h, o l sólo</b>

Fuente: (NEC-SE-RE, 2014)

### 2.3.6. Selección de objetivo de desempeño

Un objetivo de desempeño consistirá en una o más combinaciones de un nivel de amenaza sísmica seleccionado, conjuntamente con un nivel de desempeño estructural objetivo.

Debido a que el caso de estudio corresponde a un hospital de la ciudad de Cuenca, siendo esta una edificación de tipo esencial, se establece la categoría de riesgo, el periodo de retorno y el nivel de desempeño mínimo con el cual la estructura deberá ser rehabilitada, que corresponde al objetivo de rehabilitación básico de seguridad (k y p), tal como se muestra a continuación:

Tabla 2.5. Niveles de amenaza sísmica

Nivel de demanda sísmica	Periodo de retorno	Nivel de desempeño sísmico
BSE-1 (10% / 50 años)	475 años	Nivel de seguridad de vida (3-C)
BSE-2 (2% / 50 años)	2500 años	Nivel de prevención al colapso (2-E)

Fuente: (NEC-SE-RE, 2014)

El desempeño de la edificación puede ser descrita cualitativamente en términos de seguridad ofrecida a los habitantes de la estructura durante y después del evento sísmico, el costo, la facilidad de restaurar la estructura y su condición antes del evento, así como la cantidad de tiempo que la estructura estará fuera de servicio para efectos de reparación.

El comité VISION 2000 del SEAOC 1995 clasifica los edificios en tres categorías para evaluar su respuesta ante sismos y su comportamiento posterior:

1. Edificaciones críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos, representando una amenaza significativa para la comunidad.
2. Edificaciones esenciales responsables de las operaciones post-terremoto, como hospitales, estaciones de bomberos, comisarías, centros de control de emergencias, entre otros.
3. Edificaciones básicas que no se incluyen en las dos categorías anteriores.

### 2.3. Métodos de evaluación de la capacidad estructural o resistencia

Para evaluar una estructura existente frente a las solicitaciones a lo largo de su vida útil y su comportamiento ante estos eventos, se utilizan procedimientos de análisis lineales y no lineales para determinar su desempeño.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción permite la aplicación de cuatro procedimientos de análisis estructural:

- Lineal estático.
- Lineal dinámico.
- No-lineal estático.

- No-lineal dinámico.

Asimismo, la NEC-SE-RE manifiesta que, la rehabilitación sísmica de edificaciones se llevará a cabo conforme a lo establecido en la norma ASCE 41, excepto en aquellos aspectos en los que apliquen los criterios específicos definidos en esta norma.

Se prevé que la mayoría de los edificios rehabilitados conforme a ASCE 41 alcancen los niveles de desempeño establecidos frente al sismo de diseño. No obstante, el cumplimiento de esta norma no garantiza dicho desempeño, ya que representa el estado actual del conocimiento en esta área de la ingeniería.

El campo de la ingeniería sísmica está en constante evolución, tanto en lo referente al entendimiento del comportamiento estructural ante terremotos como en el desarrollo de métodos para predecir su desempeño. Información adicional sobre la confiabilidad de los procedimientos incluidos en la ASCE 41 puede consultarse en el documento FEMA 274.

La metodología ASCE 41-13 proporciona un marco para la evaluación sísmica de estructuras existentes, con el propósito de su rehabilitación o reforzamiento si no cumplen con la demanda sísmica. Este proceso comienza determinando los objetivos de desempeño, la demanda sísmica y las deficiencias estructurales, para luego definir estrategias de rediseño basadas en el análisis no lineal (Pushover).

### **2.2.1. Análisis lineal**

El análisis lineal, según Chavesta (2019), es adecuado cuando se espera un bajo nivel de no linealidad, manteniendo la relación tradicional fuerza-deformación dentro de su rango lineal. Este método incorpora ajustes a las deformaciones globales del edificio y considera requisitos en la calidad de los materiales utilizados, lo que permite una mejor apreciación de las características no lineales potenciales en la respuesta sísmica. Este método es ideal para estructuras con regularidad tanto en planta como en altura, ya que en edificios irregulares puede proporcionar resultados inexactos.

### **2.2.2. Análisis no lineal**

Por otro lado, (Chavesta Ruelas, 2019) señala que el análisis no lineal toma en cuenta la respuesta no lineal de los materiales y la no linealidad de la geometría de la

estructura. Estos procedimientos permiten una aproximación más realista de lo que podría suceder en el edificio, ofreciendo una mayor certeza en la idealización del comportamiento estructural. De esta manera, se pueden estimar los mecanismos de falla y el potencial de un posible colapso progresivo.

### Capítulo 3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

#### 3.1. Descripción arquitectónica

La edificación objeto del presente estudio abarca el análisis del bloque nuevo del Hospital del Niño y la Mujer que consta de una planta baja, una primera planta alta, segunda planta alta y losa de cubierta la misma que servirá para instalar los equipos de climatización y se presentan a continuación:

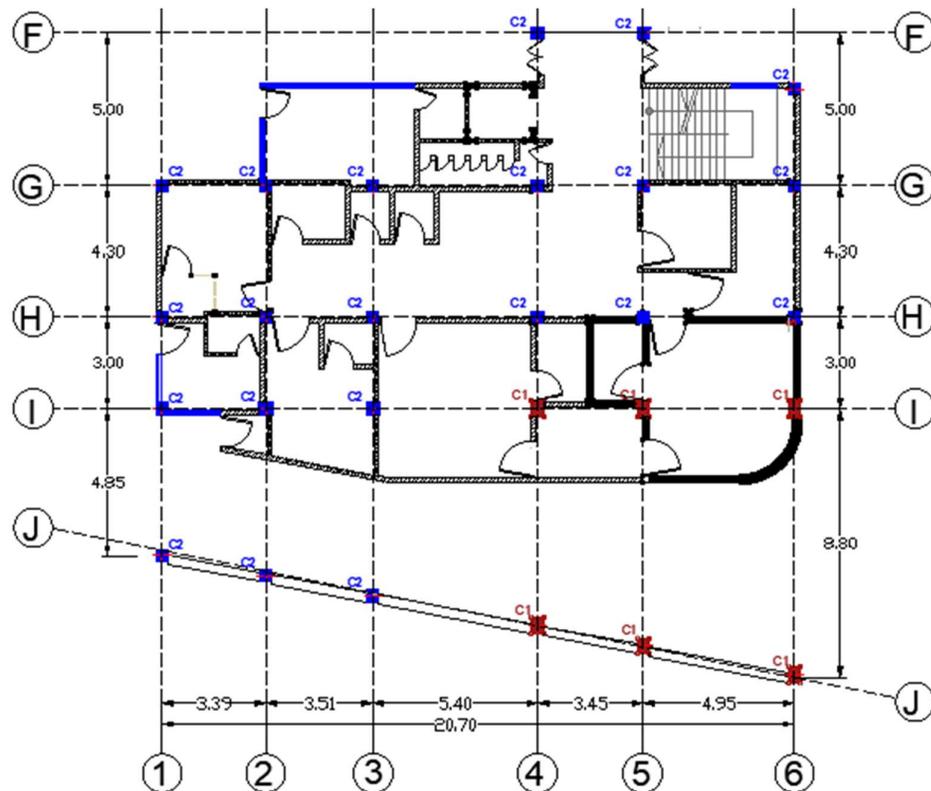


Figura 3.1. Planta Baja

Fuente: UDA Hospitales seguros

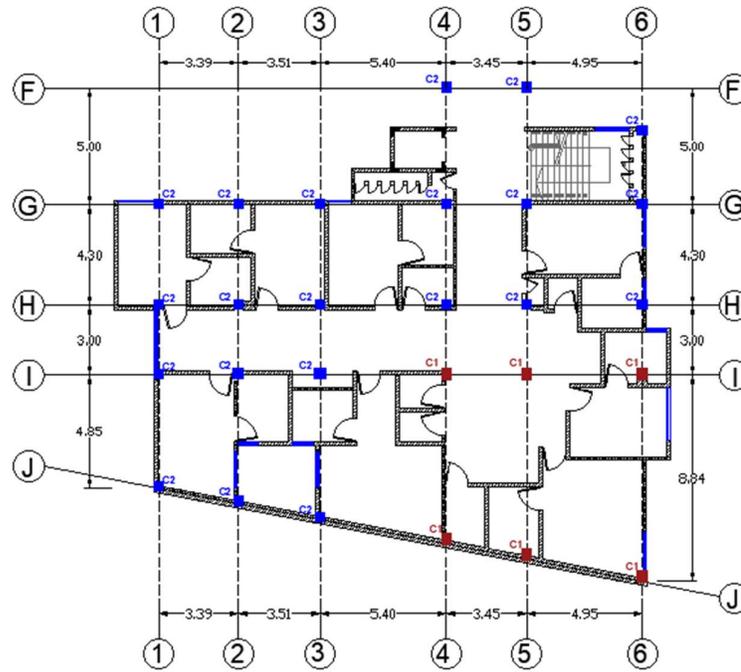


Figura 3.2. Primera planta alta

Fuente: UDA Hospitales seguros

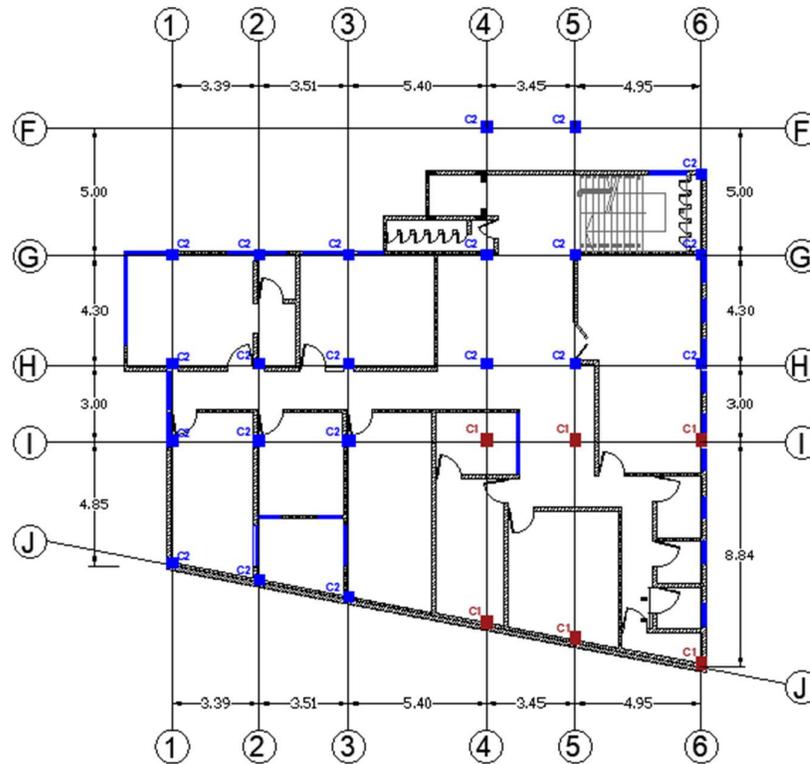
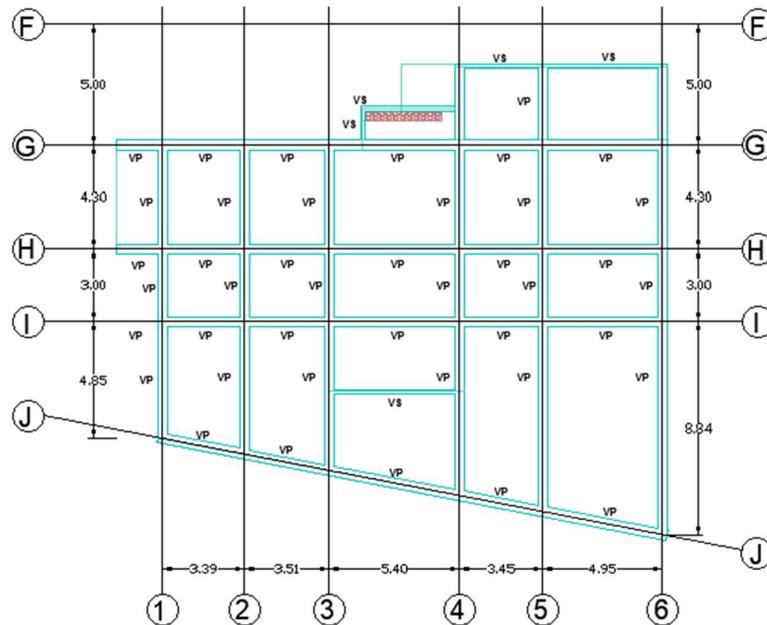


Figura 3.3. Segunda planta alta

Fuente: UDA Hospitales seguros



**Figura 3.4. Losa de cubierta**

Fuente: UDA Hospitales seguros

A continuación, se presentan las áreas de cada piso:

Tabla 3.1. Área y altura de cada piso.

Nº	Piso	Área [m <sup>2</sup> ]	Nivel de Piso (m)	Altura de mampostería [m]
1	Planta baja	263.98	-0.18	3.35
2	Primera planta alta	380.03	3.6	3.53
3	Segunda planta alta	364.33	7.38	3.43
4	Losa de cubierta	351.32	11.06	1.35

Fuente: Elaboración propia

### 3.2. Materiales de construcción

La estructura es de hormigón armado, con las especificaciones descritas a continuación:

#### Hormigón:

Resistencia a compresión del hormigón en vigas y columnas:  $f'c=240 \text{ kg/ cm}^2$ .

Resistencia a compresión en losa nervada:  $f'c= 240 \text{ kg/ cm}^2$ ,  $e=20\text{cm}$ .

#### Acero de refuerzo:

Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es de  $f_y = 4200 \text{ Kg/ cm}^2$ .

El módulo de elasticidad  $E_s = 29000 \text{ ksi}$

### 3.3. Elementos estructurales

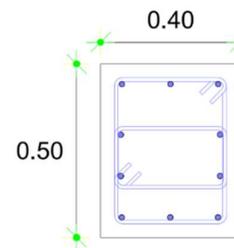
De la información recibida del presente caso de estudio, no se contó con los planos estructurales; por lo cual, para continuar con la ejecución del presente proyecto, se obtuvo de los planos arquitectónicos las secciones de hormigón de los diferentes elementos estructurales y acorde a las solicitaciones del edificio, se determinó el acero de refuerzo mínimo para vigas y columnas, cumpliendo con el código ACI-318 y obteniendo los elementos estructurales mostrados a continuación:

**COLUMNA TIPO 1:** (40x50) cm

Acero Long. 10φ16mm

Acero Trans. φ 10mm @10cm (pie/cabeza)

φ 10mm @15cm (resto)

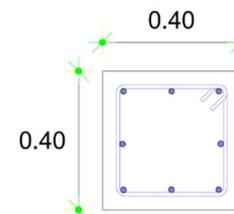


**COLUMNA TIPO 2:** (40x40) cm

Acero Long. 8φ16mm

Acero Trans. φ 10mm @10cm (pie/cabeza)

φ 10mm @15cm (resto)



Se realizó el análisis a flexión, torsión y cortante de las diferentes vigas, utilizando los valores obtenidos de momento último y cortante último del software ETABS, estableciendo el área del acero de refuerzo, para dos tipos de viga, mismo que se muestra a continuación:

**VIGAS:** Vigas peraltadas 40x55cm

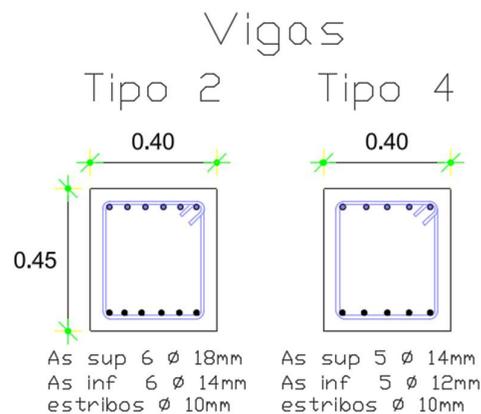


Figura 3.5. Tipos de vigas

Fuente: Elaboración propia

**LOSA:** Aliviada 20cm: nervios 10x20cm, recubrimiento 5cm  
Aliviamientos 40x40cm  
Acero nervio 2 $\phi$ 12mm@50cm

### 3.4. Descripción de la disposición estructural

Sus elementos estructurales son enteramente de hormigón armado, compuesto por columnas, losas y vigas, según los planos adquiridos de la edificación, existen dos tipos secciones de columnas y una sola sección de vigas. No se cuenta con los planos estructurales, por lo que para el análisis del presente estudio se realizó el diseño del acero de refuerzo con áreas mínimas requeridas por el código.

Se adjunta:

Anexo 1 Cálculo y diseño de elementos estructurales.

A continuación, se presenta el modelo realizado para el análisis estructural del presente estudio:

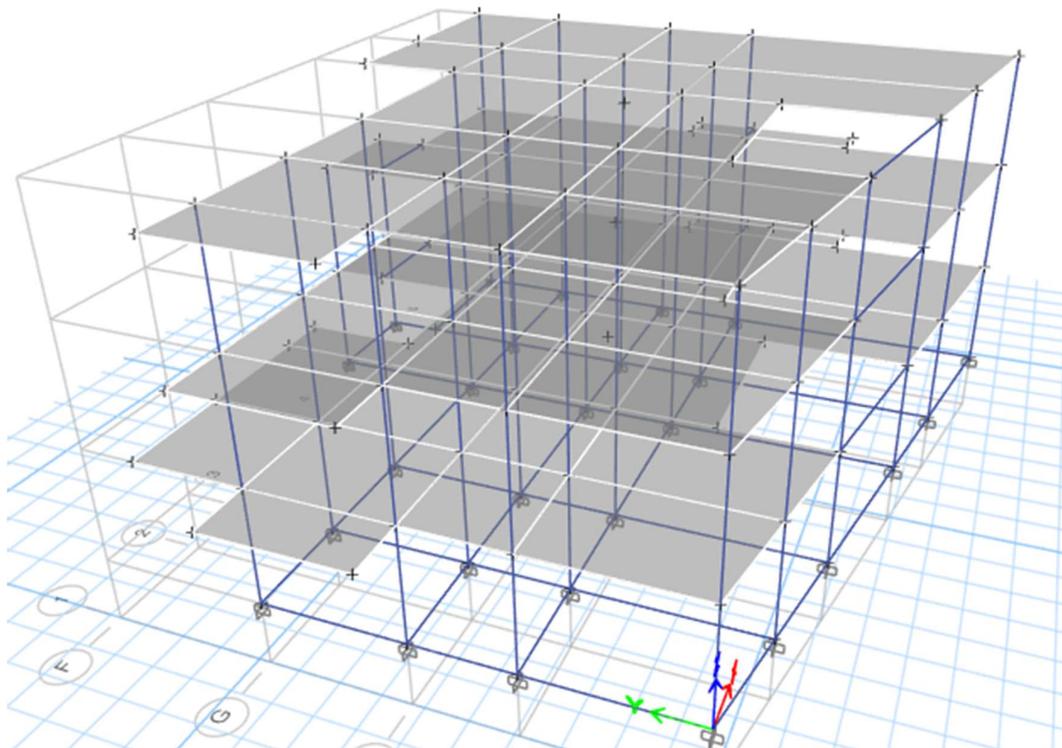


Figura 3.6. Modelo de la estructura

Fuente: Elaboración propia

## Capítulo 4. ANÁLISIS

### 4.1. Análisis estático no lineal

Los métodos de análisis no lineal simplificados disponibles, denominados procedimientos de análisis estático no lineal, incluyen el método del espectro de capacidad CSM (Capacity Spectrum Method), que utiliza la intersección de la curva de capacidad (pushover) y un espectro de respuesta reducido para estimar el desplazamiento máximo; el método del coeficiente de desplazamiento (FEMA-273/ATC 1996a) que utiliza el análisis pushover y una versión modificada de la aproximación de desplazamiento igual para estimar el desplazamiento máximo.

El análisis estático no lineal, comúnmente conocido como pushover implica aplicar a la estructura un patrón de cargas laterales de manera monotónica, es decir, en una única dirección, tomando en cuenta las cargas de gravedad permanentes de la estructura. Una representación visual del análisis pushover se puede observar en la figura mostrada a continuación:

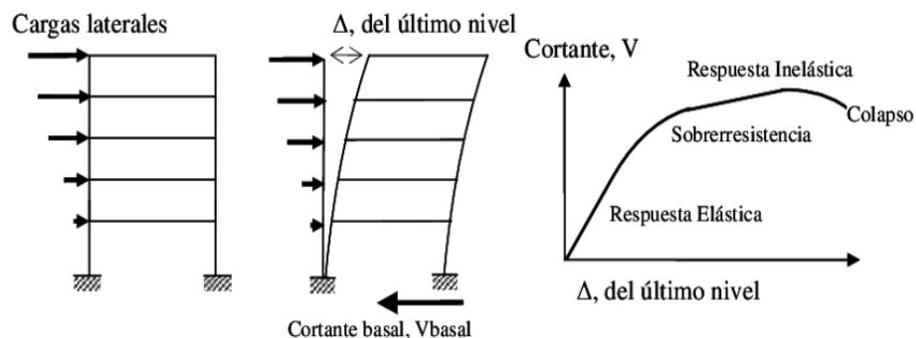


Figura 4.1. Secuencia del proceso de Análisis Pushover

Fuente: (Paredes Azaña, 2016)

Se inicia con la determinación de un patrón de cargas laterales que se aplican en los diferentes niveles del edificio. Estas cargas se derivan de un análisis estático lineal, conforme a las especificaciones de las normas vigentes, como por ejemplo la NEC 2015. Posteriormente, estas cargas se incrementan de manera monótona hasta llevar a la estructura al punto de colapso. A partir del modelo de cálculo de la estructura y considerando las cargas gravitacionales, se aplican las cargas laterales de acuerdo con el producto entre la masa del sistema y la forma modal 1 (modo fundamental).

**Cargas por gravedad de los componentes y combinaciones de cargas.**

El análisis no lineal de una estructura debe incluir los efectos simultáneos de la gravedad y las cargas laterales. Las cargas gravitacionales deben incluir las cargas muertas y las posibles cargas vivas.

En general, debido a la naturaleza no lineal de las interacciones, no es adecuado realizar el análisis de carga gravitacional y el análisis de carga lateral por separado y luego superponer sus resultados. En cambio, las cargas gravitacionales se deben aplicar al modelo numérico y se deben mantener a medida que se imponen las deformaciones laterales, para de este modo tomar en cuenta también los efectos P-Delta.

El análisis de los efectos de las cargas gravitacionales es complicado debido a que las cargas vivas (y con menos frecuencia, las cargas muertas) varían durante la vida útil y, por lo general, se desconoce la magnitud en el momento del sismo. En los análisis no lineales se aplican habitualmente dos enfoques, el primero consiste en suponer un rango de cargas gravitacionales que limitan los valores probables, realizar un análisis no lineal para los casos límite y utilizar el valor más crítico de todos los análisis.

El segundo enfoque consiste en realizar un análisis no lineal con la carga gravitacional igual al valor más probable. Este enfoque se considera adecuado en la mayoría de los casos y se recomienda, excepto que el primer caso debe considerarse cuando la carga viva es una proporción significativa de la carga total y se sospecha que las variaciones en la carga viva tienen un impacto significativo en la evaluación final.

De acuerdo con lo establecido en el Capítulo 4.4 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, referente al Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras, para fines de rehabilitación, las acciones gravitacionales y sísmicas deben combinarse de manera diferente a como se hace en el diseño original. En el contexto de la NEC-SE-RE, se emplea el método de esfuerzos admisibles. De las dos combinaciones que se presentan a continuación, deberá utilizarse aquella que genere el efecto más desfavorable sobre la estructura.

Tabla 4.1. Cargas y combinaciones de cargas para efectos de rehabilitación

<b>1.1 (D + 0.25L) + E</b>	
<b>0.9 (D + 0.25L) + E</b>	
Donde:	
D	Carga muerta total de la estructura
E	Efectos de las fuerzas sísmicas
L	Sobrecarga (carga viva)

Fuente: NEC-SE-RE

### Carga muerta

Para el presente estudio, se realizó el cálculo de la carga muerta acorde a la Tabla 4.2.

Carga muerta: pesos de los materiales:

Tabla 4.2. Carga muerta: pesos de los materiales

Material	PU	<b>D Dead</b>
<b>Contrapisos y recubrimientos:</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20	
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.16	
<b>Cielorrasos y cubiertas:</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	
De mortero de cemento compuesto de cal y arena	0.55	
<b>Morteros</b>	[kN/m <sup>3</sup> ]	
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1: 5	20	
Bloque hueco de hormigón	12	
Ladrillo artesanal	16	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

Tomando los valores de la tabla anterior, calculamos la carga muerta distribuida para el piso más crítico, resultando en:

$$Q_D = 9.28 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Ecuación 1}$$

### Carga viva

Se determina la carga viva utilizando la Tabla 4.3. Cargas (uniforme y/o concentrada) de acuerdo con la ocupación o los usos, en donde se muestran los valores de cargas (uniforme y/o concentrada) de acuerdo con la ocupación o los usos:

Tabla 4.3. Cargas (uniforme y/o concentrada) de acuerdo con la ocupación o los usos

Material	PU	<b>L</b> <b>Live</b>
Áreas de reunión y teatros	[kN/m <sup>2</sup> ]	
Asientos fijos	2.9	
Hospitales	[kN/m <sup>2</sup> ]	
Sala de pacientes	2	
Sala de quirófanos, laboratorios	2.9	
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4	
Sistemas de pisos para circulación	[kN/m <sup>2</sup> ]	
Para centros de cómputo	4.8	
Para oficinas	2.4	
Bodegas de almacenamiento	[kN/m <sup>2</sup> ]	
Livianas	6	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

Tomando los valores de la tabla anterior, calculamos acorde al funcionamiento destinado para cada área del piso con la carga más crítica, (Piso 2), se calcula el peso total y el área tributaria del mismo, obteniendo lo siguiente:

Tabla 4.4. Carga muerta y área tributaria de piso más crítico.

DESCRIPCIÓN [Piso 2]	ÁREA TRIBUTARIA [m <sup>2</sup> ]	Peso [kN]	Perímetro [m]
Hospitalización	128.224	256.448	134.630
Baños Hospitalización	58.980	117.960	111.290
Estación de enfermería	9.604	23.050	8.140
Utilería	3.656	21.937	8.620
Aseo	1.000	6.000	4.420
Corredores	88.965	355.859	51.980
<b>TOTAL</b>	<b>290.429</b>	<b>781.253</b>	<b>319.080</b>

Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenido el peso total del piso 2, el cual se ha escogido por tener una mayor carga de ocupación, dividimos para el área total del mismo y con ello obtenemos la Carga viva distribuida para aplicarla en el Modelo.

$$Q_D = 2.056 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Ecuación 2}$$

Acorde a las recomendaciones del ASCE 41-13, para procedimientos no lineales, las siguientes acciones causadas por las cargas de gravedad,  $Q_G$ , de acuerdo con la  $Q_G=13.20 \text{ kN/m}^2$  Ecuación 3 deberán considerarse para su combinación con las acciones causadas por fuerzas sísmicas:

$$Q_G = 13.20 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Ecuación 3}$$

### **Cargas laterales**

Las cargas laterales se deben aplicar en patrones predeterminados que representen distribuciones predominantes de cargas inerciales laterales durante la respuesta crítica a un sismo, generalmente se pueden agrupar en los niveles del piso.

Las cargas gravitacionales deben estar presentes durante la carga lateral. Se debe modelar el efecto de las cargas gravitacionales que actúan a través de desplazamientos laterales, es decir, el llamado efecto P- $\Delta$ .

A medida que una estructura se desplaza lateralmente, su rigidez a la carga lateral generalmente disminuye con el aumento del desplazamiento. En caso de grandes desplazamientos laterales, la resistencia a la carga lateral puede disminuir con el aumento del desplazamiento. Algunos programas informáticos para el análisis de carga lateral inelástica estática requieren que las fuerzas laterales aumenten con cada incremento de carga, una condición que no se puede cumplir para una estructura cuya verdadera resistencia se está degradando.

Por lo tanto, el programa podría detenerse en el desplazamiento correspondiente a la carga lateral máxima, aunque la estructura pueda ser capaz de realizar desplazamientos mayores sin colapsar. En este caso, puede ser necesario utilizar técnicas especiales para continuar con la carga hasta alcanzar desplazamientos mayores.

Este enfoque implica llevar a la estructura diseñada hasta el punto de colapso, aprovechando el conocimiento detallado de su armado. Se logra aplicando cargas laterales incrementales bajo la presencia constante de cargas gravitacionales en la misma dirección, continuando este proceso hasta que la estructura colapsa o alcanza un valor de carga predefinido.

En resumen, el análisis pushover, también conocido como Análisis Estático No Lineal (AENL) sirve para:

- Evaluar la capacidad de la estructura más allá de su respuesta elástica.
- Identificar las secuencias de formación de mecanismos y fallas en elementos estructurales.
- Realizar análisis estáticos sucesivos teniendo en cuenta la pérdida de rigidez en cada elemento.
- Conducir a la estructura mediante incrementos en la carga lateral hasta que alcance ciertos límites de desplazamiento.
- Introducir propiedades no lineales de esfuerzo-deformación a los elementos estructurales.

#### **Monitoreo del nodo de control:**

Para llevar a cabo el patrón de cargas laterales, es crucial monitorizar el desplazamiento en el nodo de control. Este nodo es el punto clave que requiere vigilancia durante el aumento de las cargas laterales. Generalmente, se localiza en el centro de masas del diafragma en el piso superior del edificio, o en cualquier punto del diafragma rígido de esa misma planta.

Para nuestro análisis, la carga monotónica se la aplicó de manera uniforme a lo largo de la altura del edificio en forma de aceleración, llevando al desplazamiento objetivo deseado, el nodo de control se colocó a nivel de la losa de cubierta.

#### 4.1.1. Capacidad de deformación de los elementos (Rótulas plásticas)

El análisis necesita ser capaz de seguir la relación no lineal entre carga y deformación de los componentes. Estas relaciones suelen consistir en segmentos lineales que se conectan entre sí. Es importante establecer los límites de deformación que indican cuándo hay una pérdida de resistencia ante las cargas laterales, así como también en relación a la pérdida de resistencia ante las cargas gravitacionales.

No se deben permitir que las deformaciones calculadas de los elementos sobrepasen los límites establecidos para los niveles de desempeño apropiados.

Cuando se utilicen directamente datos de pruebas o análisis para desarrollar criterios de aceptación de deformación, se debe establecer una relación multilineal de carga-deformación. Los criterios de aceptabilidad de la deformación se establecieron acorde a lo dispuesto en el Capítulo 7.5 ASCE 41-13, que manifiesta lo siguiente:

Antes de seleccionar los criterios de aceptación de los componentes, cada uno de ellos se clasificará como primario o secundario, y cada acción se clasificará como controlada por deformación (dúctil) o controlada por fuerza (no dúctil).

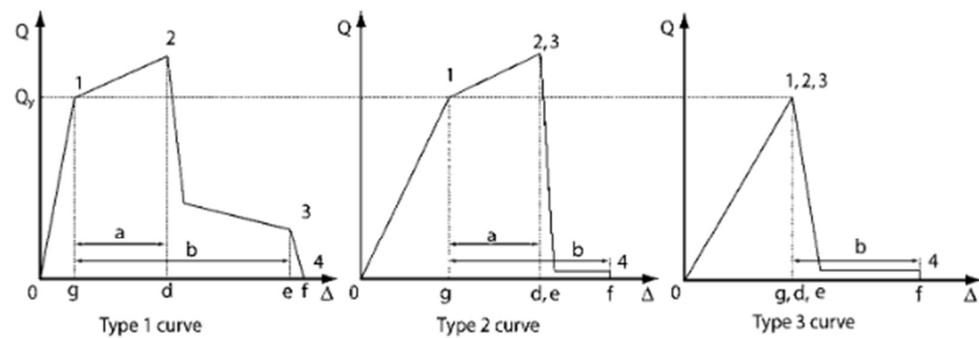
Para lograr un Objetivo de desempeño seleccionado, el edificio deberá contar con al menos una trayectoria de carga continua para transferir las fuerzas sísmicas, inducidas por el movimiento del suelo en cualquier dirección, desde el punto de aplicación de la fuerza sísmica hasta el punto final de resistencia. Todos los componentes primarios y secundarios deberán ser capaces de resistir acciones de fuerza y deformación dentro de los criterios de aceptación aplicables del Nivel de desempeño seleccionado.

**Componentes primarios y secundarios.** Los componentes que afectan la rigidez lateral o la distribución de fuerzas en una estructura, o que se cargan como resultado de la deformación lateral de la estructura, se clasificarán como primarios o secundarios, incluso si no están destinados a ser parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

Un componente estructural que se requiere para resistir fuerzas sísmicas y adaptarse a deformaciones para que la estructura alcance el Nivel de desempeño seleccionado se clasificará como primario.

Se permitirá que un componente estructural que se adapte a deformaciones sísmicas y no se requiere que resista fuerzas sísmicas para que la estructura alcance el Nivel de desempeño seleccionado se clasifique como secundario.

**Acciones controladas por deformación y controladas por fuerza.** Todas las acciones se clasificarán como controladas por deformación o controladas por fuerza utilizando las curvas de fuerza versus deformación del componente que se muestran a continuación:



Notes:

1. Only secondary component actions permitted between points 2 and 4;
2. The force,  $Q$ , after point 3 diminishes to approximately zero.

Figura 4.2. Curvas de Fuerza versus Deformación del componente estructural

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

La curva Tipo 1 que se muestra en la figura anterior es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (puntos 0 a 1 en la curva) y un rango plástico (puntos 1 a 3), seguido de pérdida de capacidad de resistencia a la fuerza sísmica en el punto 3 y pérdida de capacidad de resistencia a la carga de gravedad en el punto 4. El rango plástico puede tener una pendiente post-elástica positiva o negativa (puntos 1 a 2) y una región de resistencia degradada con resistencia residual no despreciable para resistir fuerzas sísmicas y cargas de gravedad (puntos 2 a 3). Las acciones de componentes primarios que exhiben este comportamiento se clasificarán como controladas por deformación si el rango plástico es tal que  $d \geq 2g$ ; De lo contrario, se clasificarán como controladas por fuerza. Las acciones de componentes secundarios que exhiban este comportamiento se clasificarán como controladas por deformación para cualquier relación  $d/g$ .

La curva Tipo 2 que se muestra en la Figura 4.2 es representativa del comportamiento dúctil donde hay un rango elástico (puntos 0 a 1 en la curva) y un rango plástico (puntos 1 a 3). El rango plástico puede tener una pendiente post-elástica positiva o negativa (puntos 1 a 3) seguida de una pérdida sustancial de la capacidad de resistencia a la fuerza sísmica en el punto 3. La pérdida de la capacidad de resistencia a la carga gravitacional tiene lugar en la deformación asociada con el punto 4. Las acciones de los componentes primarios que exhiben este comportamiento se clasificarán como controladas por deformación si el rango plástico es tal que  $e \geq 2g$ ; de lo contrario, se clasificarán como controladas por fuerza. Las acciones de los componentes secundarios que exhiben este comportamiento se clasificarán como controladas por deformación si  $f \geq 2g$ ; de lo contrario, se clasificarán como controladas por fuerza.

La curva Tipo 3 que se muestra en la Figura 4.2. Curvas de Fuerza versus Deformación del componente estructural

Fuente: Figura 4.2 es representativa de un comportamiento frágil o no dúctil donde hay un rango elástico (puntos 0 a 1 en la curva) seguido de pérdida de capacidad de resistencia a la fuerza sísmica en el punto 3 y pérdida de capacidad de resistencia a la carga gravitacional en la deformación asociada con el punto 4. Las acciones de los componentes primarios que exhiban este comportamiento se clasificarán como controladas por la fuerza. Las acciones de los componentes secundarios que exhiban este comportamiento se clasificarán como controladas por la deformación si  $f \geq 2g$ ; de lo contrario, se clasificarán como controladas por la fuerza. Un componente determinado puede tener una combinación de acciones controladas por deformación y por fuerza. La clasificación como acción controlada por deformación no depende del criterio del usuario. Las acciones controladas por deformación se han definido mediante la designación de factores  $m$  o capacidades de deformación no lineal. Además, existen disposiciones específicas para análisis no lineales cuando ciertas acciones controladas por fuerza pueden reclasificarse como controladas por deformación. Cuando no se designan dichos valores y no hay pruebas de componentes que justifiquen el comportamiento de Tipo 1 o Tipo 2, las acciones se deben considerar controladas por fuerza.

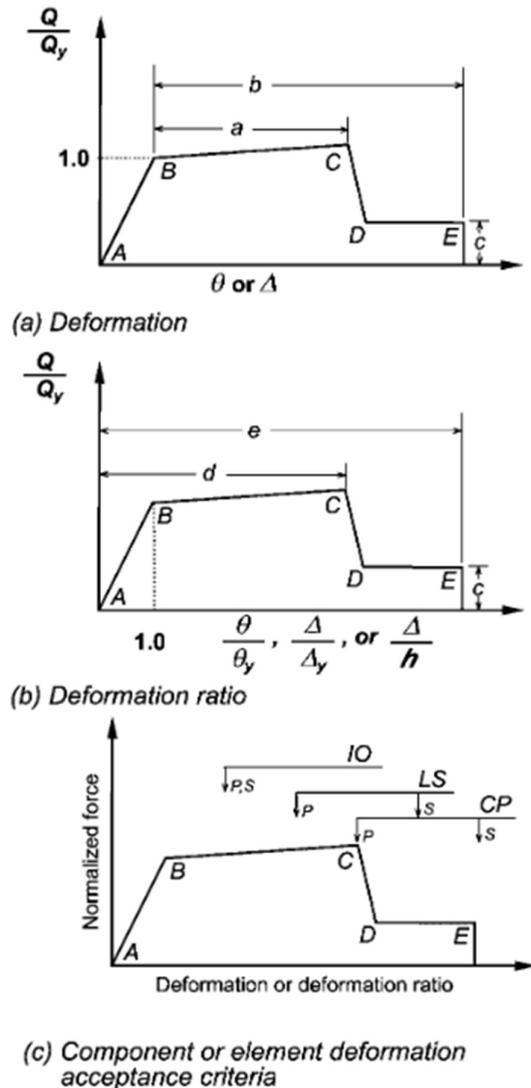


Figura 4.3. Criterio de aceptación de deformación de un elemento o componente.

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

La Figura anterior muestra las curvas generalizadas de fuerza versus deformación utilizadas en toda esta norma para especificar el modelado de elementos y los criterios de aceptación para acciones controladas por deformación en cualquiera de los cuatro tipos básicos de materiales. La respuesta lineal se representa entre el punto A (elemento sin carga) y un punto de fluencia efectivo B.

La pendiente del punto B al punto C es típicamente un pequeño porcentaje (0% a 10%) de la pendiente elástica y se incluye para representar fenómenos como el endurecimiento por deformación. El punto C tiene una ordenada que representa la

resistencia del elemento y un valor de abscisa igual a la deformación en la que comienza la degradación significativa de la resistencia (línea CD). Más allá del punto D, el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida al punto E. En deformaciones mayores que el punto E, la resistencia sísmica del elemento es esencialmente cero.

La transición abrupta como se muestra en las curvas idealizadas en la

Figura 4.3. (c) entre los puntos C y D puede resultar en dificultad computacional y en una incapacidad para converger donde se utiliza como entrada de modelado en software de análisis computarizado no lineal. Para algunos tipos de componentes que se degradan repentinamente (por ejemplo, fractura de conexión anterior a Northridge),

esto refleja el comportamiento del componente observado. Sin embargo, para evitar esta inestabilidad computacional, se puede proporcionar una pendiente pequeña (p. ej., 10 vertical a 1 horizontal) al segmento de estas curvas entre los puntos C y D.

Para procedimientos no lineales, se permite permitir que algunos componentes que están controlados por fuerza se reclasifiquen como controlados por deformación Tipo 3. Un ejemplo de esta reclasificación es la falla de Soldaduras que conectan el soporte a la placa de refuerzo en un sistema de armazón de acero reforzado. En este caso, se puede lograr un rendimiento aceptable siempre que no se produzca un colapso por carga de gravedad y el sistema resistente a la fuerza sísmica restante sea adecuado para que el edificio alcance el nivel de rendimiento seleccionado.

Finalmente, alguna parte crítica del sistema de resistencia a las cargas de gravedad determina el límite de colapso del edificio (por ejemplo, las rotaciones de las columnas o los límites de rotación de CP de las conexiones de la estructura de gravedad).

Las disposiciones no lineales tienen por objeto garantizar que, cuando los componentes fallen, puedan redistribuir las fuerzas a otros elementos estructurales del edificio. En muchos edificios, casi todos los elementos participan en el sistema de resistencia a las fuerzas sísmicas de la estructura.

A medida que la estructura se ve sometida a demandas cada vez mayores, algunos de estos elementos pueden comenzar a fallar y perder resistencia mucho antes que otros. Si una estructura tiene suficiente redundancia, puede ser permisible permitir la falla de algunos de estos elementos, siempre que esta falla no resulte en la pérdida de la capacidad de carga de gravedad o la estabilidad general.

También es importante garantizar que este tipo de reclasificación se realice a los elementos de la estructura que no soportan cargas de gravedad significativas porque su falla podría provocar la pérdida del soporte de la carga de gravedad y un colapso localizado. Sin embargo, los elementos que soportan la carga gravitacional pueden reclasificarse si se puede demostrar que existe una ruta de carga alternativa para el soporte de la carga gravitacional y que se puede mantener en el desplazamiento sísmico máximo previsto.

En estos casos, es importante considerar el impacto potencial de la sobrerresistencia en el sistema. Para el ejemplo del pórtico arriostrado, puede resultar un mecanismo completamente diferente si las soldaduras de los arriostramientos son más fuertes de lo supuesto. Para capturar este resultado potencial, se requiere que el análisis se repita con una resistencia de "fluencia" más fuerte y que se vuelvan a verificar todos los componentes. La cantidad  $Q$  se utiliza como un medio aproximado para establecer la resistencia límite superior.

Se calcularon modelos de rótula plástica para las vigas y columnas que componen los elementos estructurales de nuestra edificación, mismos que se adjuntan como anexos al presente Trabajo de Titulación, y se muestra un diseño tipo a continuación:

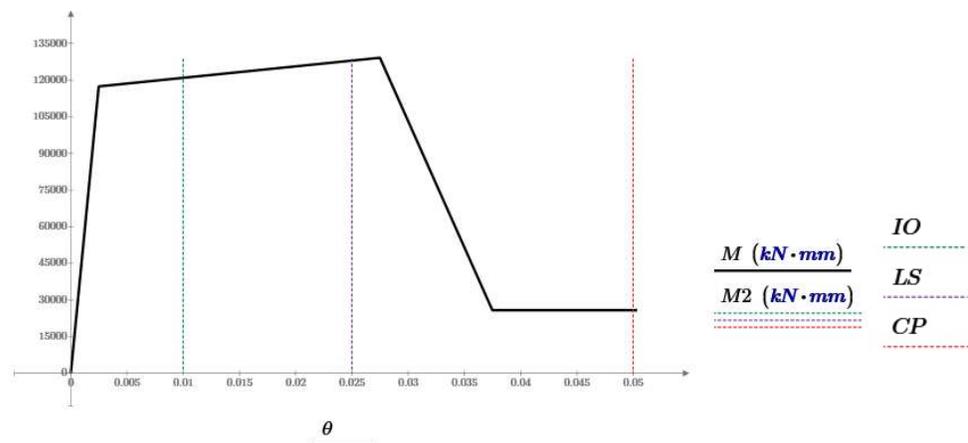


Figura 4.4. Modelo de rótula plástica calculada para una viga.

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.2. Curva de capacidad (Pushover)

Para el presente Análisis Pushover, se aplicó a la estructura una carga lateral uniforme tipo “Aceleración”, con la finalidad de empujar a la misma hasta alcanzar un desplazamiento objetivo, utilizando la aplicación de la carga mediante un control de desplazamiento (35cm). Esto nos permitió evaluar las respuestas elásticas e inelásticas bajo cargas laterales.

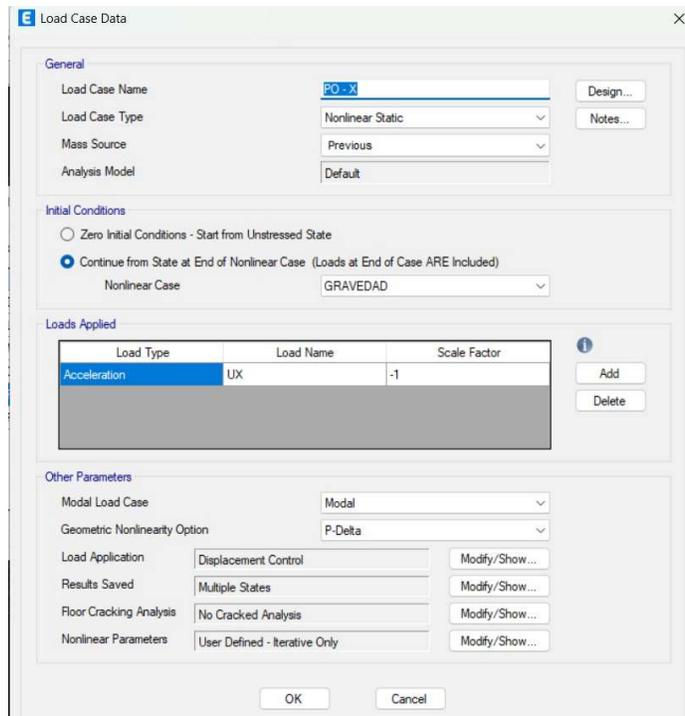


Figura 4.5. Configuración de carga aplicada para Análisis Pushover

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta la gráfica del análisis pushover de la estructura:

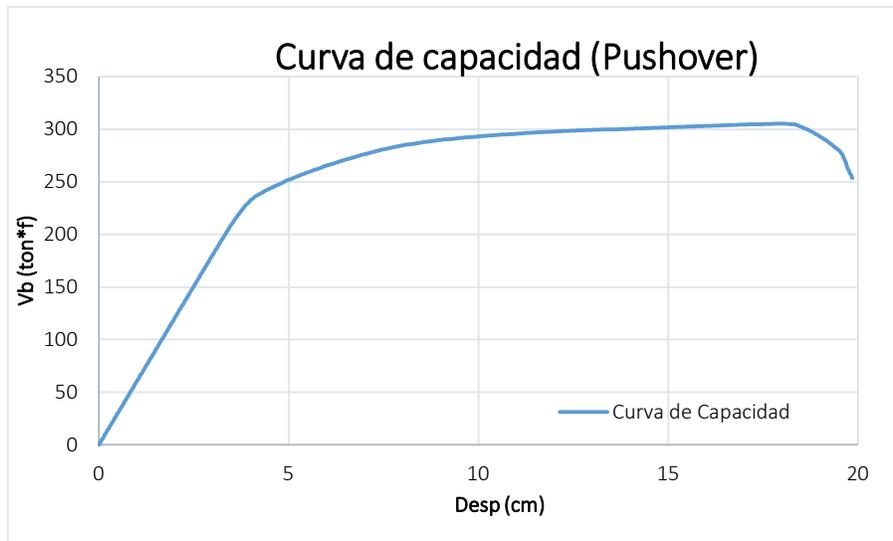


Figura 4.6. Curva de capacidad obtenida en el análisis

Fuente: Elaboración propia

Aunque se colocó un desplazamiento objetivo de 35cm como aplicación de carga, la estructura logró alcanzar según la curva de capacidad mostrada hasta aproximadamente 20cm previo a la falla de la misma.

#### 4.1.3. Curva bilineal

Para la construcción de la curva bilineal se utilizó el Método del Coeficiente de Desplazamiento, a fin de calcular el desplazamiento de la demanda. Este método proporciona un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento y a su vez no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales.

A continuación, se indican los pasos respectivos en este procedimiento.

**Paso 1:** Construya una representación bilineal de la curva de capacidad de la siguiente manera:

Dibujar la rigidez post-elástica,  $K_s$ , a buen criterio para representar una rigidez promedio en el rango en el cual la resistencia de la estructura se ha estabilizado.

Partiendo de la curva de capacidad mostrada en el punto anterior, generamos una curva bilineal equivalente, que cumple las condiciones que rige el Capítulo 7.4.3.2.4 del ASCE 41-13, mismo que se describe a continuación:

El primer segmento de la curva idealizada fuerza–desplazamiento comenzará en el origen y tendrá una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva,  $K_e$ . La rigidez lateral efectiva,  $K_e$ , se tomará como la rigidez secante calculada a un cortante basal equivalente al 60% de la resistencia de fluencia efectiva de la estructura. La resistencia de fluencia efectiva,  $V_y$ , no deberá tomarse como mayor que el máximo cortante basal en cualquier punto de la curva fuerza–desplazamiento.

El segundo segmento de la línea representará la pendiente positiva post-fluencia ( $\alpha_1 K_e$ ), determinada por un punto ( $V_d, \Delta_d$ ) y un punto en la intersección con el primer segmento de línea, de manera que las áreas por encima y por debajo de la curva real estén aproximadamente equilibradas. ( $V_d, \Delta_d$ ) será un punto en la curva real fuerza–desplazamiento en el desplazamiento objetivo calculado, o en el desplazamiento correspondiente al máximo cortante basal, el que sea menor.

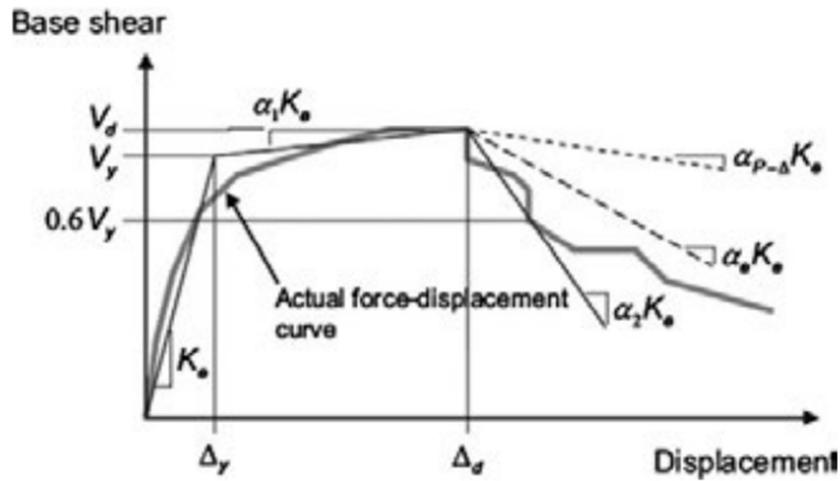


Figura 4.7. Curvas de Fuerza-Desplazamiento idealizadas.

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

**Paso 2:** Calcular el período fundamental efectivo ( $T_e$ ) como:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad \text{Ecuación 4}$$

donde:

**T<sub>i</sub>** = período elástico fundamental (en segundos) en la dirección considerada, calculado mediante análisis dinámico elástico

**K<sub>i</sub>** = rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada

**K<sub>e</sub>** = rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada

**Paso 3:** Calcular el desplazamiento objetivo, ( $\delta_t$ ) como:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad \text{Ecuación 5}$$

donde:

**T<sub>e</sub>** = período fundamental efectivo calculado en el paso 2

**C<sub>0</sub>** = factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral y el desplazamiento probable del techo del edificio; las estimaciones de C<sub>0</sub> se pueden calcular como:

El primer factor de participación modal a nivel del techo

El factor de participación modal a nivel del techo calculado utilizando un vector de forma correspondiente a la forma deformada del edificio en el desplazamiento objetivo. El valor apropiado se muestra en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Valores para el factor de modificación C<sub>0</sub>

No. de pisos	Factor C <sub>0</sub>
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

**C<sub>1</sub>** = factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal.

$$C_1 = 1.0 \quad \text{para } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = \frac{\left[ \frac{1.0 + (R-1)T_0}{T_e} \right]}{R} \quad \text{para } T_e < T_0 \quad \text{Ecuación 6}$$

$C_1$  no necesita superar 2,0 para  $T_e < 0,1$  segundos

$T_0$  = un período característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado con la transición del segmento de aceleración constante del espectro al segmento de velocidad constante del espectro.

$R$  = relación entre la demanda de resistencia inelástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia calculado de la siguiente manera:

$$R = \frac{S_a}{\frac{g}{V_y} \frac{1}{W} C_0} \quad \text{Ecuación 7}$$

$C_2$  = factor de modificación para representar el efecto de la forma de la histéresis en la respuesta de desplazamiento máximo. Los valores de  $C_2$  para diferentes sistemas de pórticos y niveles de desempeño se enumeran en la Tabla 4.6

Tabla 4.6. Valores para el factor de modificación  $C_2$

Nivel de Desempeño Estructural	T=0.1 seg.		T ≥ To seg.	
	Pórtico Tipo 1	Pórtico Tipo 2	Pórtico Tipo 1	Pórtico Tipo 2
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de Vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención al Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

$C_3$  = factor de modificación para representar los desplazamientos aumentados debido a los efectos de segundo orden. Para edificios con rigidez post-fluencia positiva,  $C_3$  se establecerá igual a 1,0. Para edificios con rigidez post-fluencia negativa,  $C_3$  se calculará como:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^2}{T_e} \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde  $R$  y  $T_e$  se definen anteriormente y  $\alpha$  es la relación entre la rigidez post-fluencia y la rigidez elástica cuando la relación no lineal fuerza-desplazamiento se caracteriza por una relación bilineal.

$S_a$  = aceleración del espectro de respuesta, en el período fundamental efectivo del edificio.

$V_y$  = resistencia a la fluencia calculada utilizando la curva de capacidad, donde la curva de capacidad se caracteriza por una relación bilineal.

$W$  = Carga muerta total y carga viva prevista según se indica a continuación.

- En los depósitos y almacenes, un mínimo del 25 % de la carga viva del piso.
- El peso real de la partición o el peso mínimo de 10 psf del área del piso, lo que sea mayor.
- La carga de nieve aplicable
- El peso total del equipo y el mobiliario permanentes.

Siguiendo el procedimiento descrito en los párrafos anteriores se realiza la curva bilineal tomando en consideración el desplazamiento correspondiente al cortante máximo y el desplazamiento objetivo calculado.

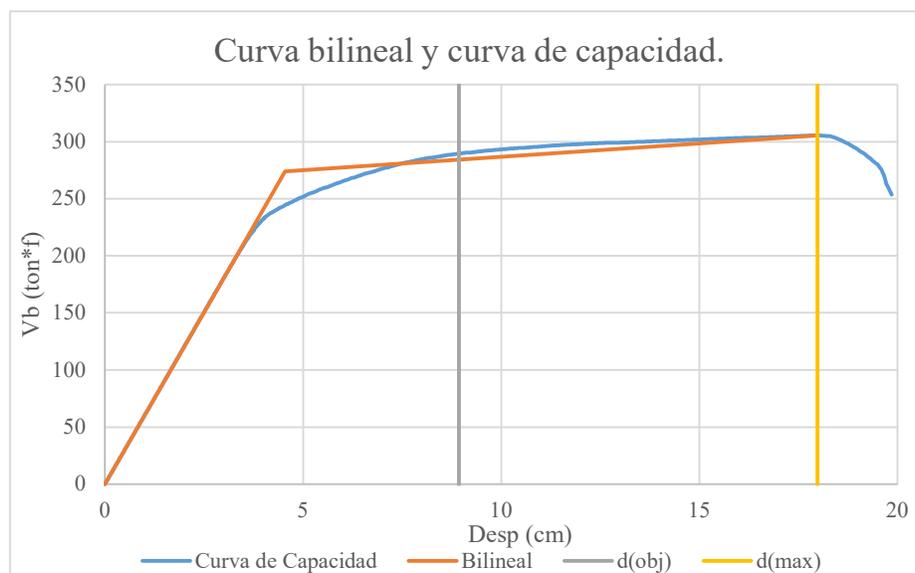


Figura 4.8. Curva bilineal y curva de capacidad obtenida (Pushover).

Fuente: Elaboración propia.

Luego realizamos el análisis entre estos dos desplazamientos y escogemos el menor, al tener un desplazamiento objetivo calculado de 8.96cm, asumimos que nuestra curva de capacidad llega solo hasta este valor de desplazamiento y recalculamos la curva

bilineal cumpliendo nuevamente todas las condiciones, por lo que se obtiene la curva de capacidad con la curva bilineal que se muestra a continuación:

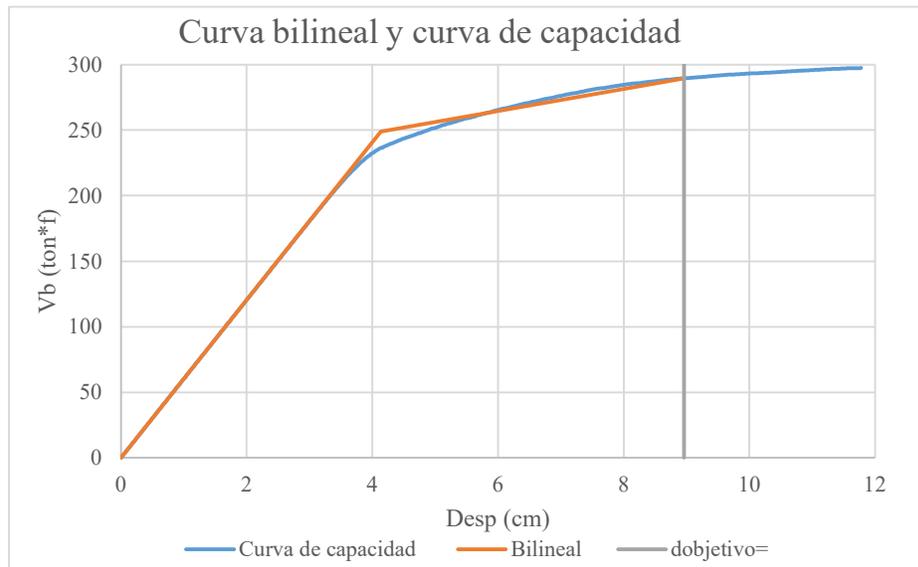


Figura 4.9. Curva bilineal graficada hasta el desplazamiento objetivo.

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.1.4. Umbrales de daño

Para cumplir con los objetivos de desempeño, los desplazamientos objetivos deben ser inferiores a cada uno de los valores señalados en la tabla que se muestra a continuación:

Tabla 4.7. Desplazamiento objetivo acorde al nivel de desempeño

Nivel de desempeño	Desplazamiento objetivo $D_t/H$ , %
Totalmente Operacional	$\leq 0.2$
Operacional	$\leq 0.5$
Seguridad de Vida	$\leq 1.5$
Pre Colapso	$\leq 2.5$
Colapso	$> 2.5$

Fuente: (Vision 2000 SEAOC, 1995)

Utilizando el desplazamiento objetivo y la altura total de la edificación se ha calculado la deriva, y con ello se determinó los umbrales de daño basados en los niveles de desempeño, obteniendo lo siguiente:

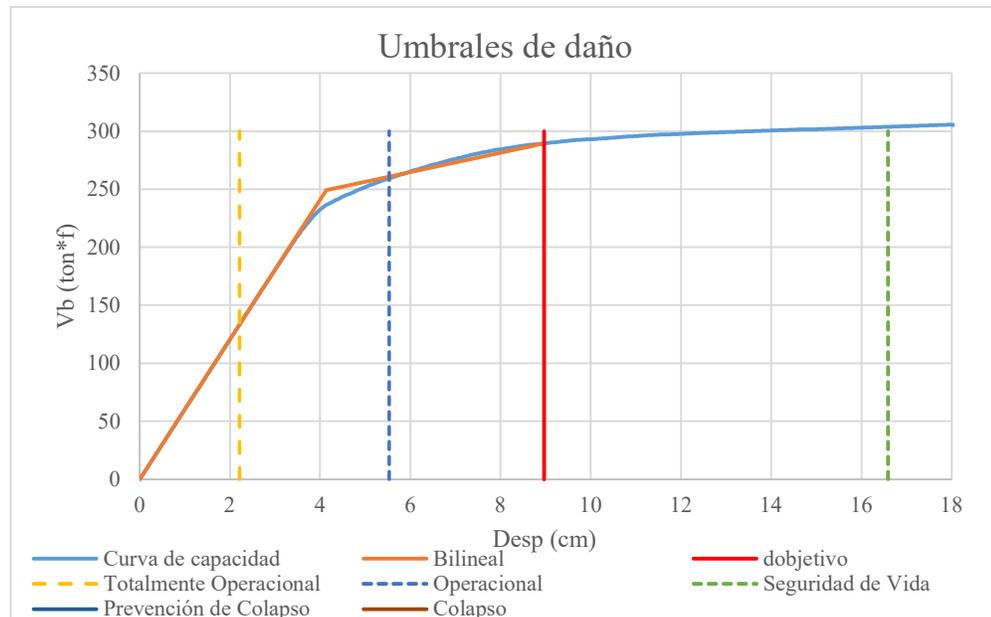


Figura 4.10. Desplazamiento objetivo máximo y umbrales de daño

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar, mediante el Análisis Estático No Lineal, se obtiene que acorde al desplazamiento objetivo, nuestra estructura se encuentra entre el nivel de desempeño Operacional y Seguridad de vida.

En vista de las características de la estructura en estudio y que los resultados del Análisis Estático No Lineal (Pushover), no son concluyentes, es recomendable realizar un análisis más preciso para evaluar la respuesta de la edificación ante cargas laterales y efectos P-Delta, esto es el Análisis Dinámico No Lineal Tiempo Historia.

## 4.2. Análisis dinámico no lineal tiempo historia

Con la base del capítulo 7.4.4 del ASCE 41-13, hemos seguido el procedimiento para realizar el presente Análisis No Lineal Tiempo Historia, mismo que se presenta a continuación:

### Procedimiento dinámico no lineal (NDP)

#### 4.2.1. Base del procedimiento

Si se selecciona el NDP para el análisis sísmico del edificio, un modelo matemático que incorpore directamente las características de carga-deformación no lineal de los componentes individuales del edificio se someterá a un movimiento sísmico

representado por historiales de aceleración del movimiento del suelo (de acuerdo a la sección 4.2.4 Análisis de los movimientos sísmicos) para obtener fuerzas y desplazamientos.

Los desplazamientos y fuerzas calculados se compararán directamente con los criterios de aceptación especificados en la Sección 4.2.3 Criterios de aceptación para procedimientos no lineales.

La base, los enfoques de modelado y los criterios de aceptación del NDP son similares a los del NSP (Procedimiento Estático No Lineal). La principal excepción es que los cálculos de respuesta se llevan a cabo utilizando el análisis del historial de respuesta. Con el NDP, los desplazamientos no se establecen utilizando un desplazamiento objetivo, sino que, en cambio, se determinan directamente a través del análisis dinámico utilizando historiales de aceleración del movimiento del suelo. La respuesta calculada puede ser muy sensible a las características de los movimientos del suelo individuales; por lo tanto, el análisis debe llevarse a cabo con más de un registro de movimiento del suelo. Debido a que el modelo numérico tiene en cuenta directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, las fuerzas internas calculadas son aproximaciones razonables de las esperadas para el nivel de riesgo sísmico seleccionado.

#### **4.2.2. Determinación de fuerzas y deformaciones**

Las fuerzas y deformaciones de los componentes se calcularán de acuerdo con los procedimientos de análisis no lineal estático que fue realizado en el capítulo anterior.

El análisis dinámico realizado utilizando el método de historial de respuesta no lineal calculará la respuesta del edificio en pasos de tiempo discretos utilizando historiales de aceleración de movimiento del suelo sintéticos o registrados discretizados. Las acciones promedio y máximas de los componentes, incluidas las fuerzas y deformaciones, se determinarán de acuerdo con lo siguiente:

1. Cuando la respuesta del componente sea independiente de la dirección de la acción, el promedio se calculará como la media matemática de la respuesta absoluta máxima de cada análisis del historial de respuesta. Cuando la respuesta del componente dependa de la dirección de la acción, el parámetro de respuesta promedio se calculará

de forma independiente para cada dirección y eje como la media matemática de la respuesta positiva máxima y negativa mínima de cada análisis del historial de respuesta.

2. Cuando la respuesta del componente sea independiente de la dirección de la acción, la respuesta máxima se calculará como la respuesta absoluta máxima de cada análisis del historial de respuesta. Cuando la respuesta del componente dependa de la dirección de la acción, el parámetro de respuesta máxima se determinará de forma independiente para cada dirección de la acción como la respuesta positiva máxima y negativa mínima de cada análisis del historial de respuesta.

#### **4.2.3. Criterios de aceptación para procedimientos no lineales**

**Criterios de aceptación para acciones controladas por deformación para NSP o NDP.** Los componentes primarios y secundarios deberán tener capacidades de deformación esperadas no menores que las demandas de deformación máximas calculadas en los desplazamientos objetivo. Las demandas de los componentes primarios y secundarios deberán estar dentro de los criterios de aceptación para componentes no lineales en el nivel de desempeño estructural seleccionado.

**Criterios de aceptación para acciones controladas por fuerza para NSP o NDP.** Los componentes primarios y secundarios deben tener resistencias límite inferiores no menores que las fuerzas máximas de análisis. Las resistencias límite inferiores se deben determinar considerando todas las fuerzas y deformaciones coexistentes mediante los procedimientos establecidos para este tipo de acciones.

**Verificación de los supuestos de análisis para NSP o NDP.** Cada componente deberá evaluarse para verificar que las ubicaciones de las deformaciones inelásticas asumidas en el análisis sean coherentes con los requisitos de resistencia y equilibrio a lo largo de la longitud del componente. Cada componente también deberá evaluarse para determinar su capacidad residual de carga gravitacional posterior al sismo mediante un procedimiento de análisis racional aprobado por la autoridad competente, que tenga en cuenta la posible redistribución de las cargas gravitacionales y la reducción de la resistencia o rigidez causadas por los daños sísmicos en la estructura.

Además de lo mencionado en el párrafo anterior, se debe realizar la siguiente verificación de los supuestos de análisis:

Las rótulas plásticas de flexión no se deben formar alejándose de los extremos del componente a menos que se tengan en cuenta explícitamente en el modelado y análisis.

#### **4.2.4. Análisis de los movimientos sísmicos**

Se deberá realizar un análisis de historia de respuesta utilizando al menos tres conjuntos de datos, cada uno de los cuales contendrá dos componentes horizontales o, si se considera el movimiento vertical, dos componentes horizontales y un componente vertical de historias de aceleración del movimiento del suelo, que deberán seleccionarse y escalarse a partir de al menos tres eventos registrados. Las historias de aceleración del movimiento del suelo deberán tener magnitud, distancias a la falla y mecanismos de origen consistentes con aquellos que controlan el movimiento del suelo.

Cuando se realicen análisis tridimensionales, los acelerogramas del movimiento del suelo deberán consistir en pares de componentes horizontales (componente Norte y componente Este) de aceleración del movimiento del suelo apropiados, que deberán seleccionarse y escalarse a partir de eventos registrados individuales, o determinarse de manera coherente.

Para cada par de historias de aceleración horizontal del movimiento del suelo, se deberá construir un espectro de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) tomando el SRSS de los espectros de respuesta con un 5% de amortiguamiento para los componentes escalados, aplicando un factor de escala idéntico a ambos componentes de un par. Cada par de movimientos deberá escalarse de manera que, en el rango de periodos de  $0.2T$  a  $1.5T$ , el promedio de los espectros SRSS de todos los pares de historias de aceleración horizontal no esté por debajo de la ordenada correspondiente del espectro de respuesta objetivo.

Cuando se utilicen técnicas de ajuste espectral, se permitirá modificar los componentes de manera que el promedio de los espectros de todas las historias de aceleración del movimiento del suelo en cada dirección no sea inferior al 71% del espectro objetivo

en el rango de periodos de  $0.2T$  a  $1.5T$  para sitios ubicados a más de 3 millas (5 km) de la falla activa que controla el peligro.

#### 4.2.4.1. Selección de señales

Para la presente investigación se contó con tres registros sísmicos, cumpliendo con el número mínimo de historias de aceleración del movimiento del suelo que se deben utilizar. Los registros de aceleración, sin escalar, mostrados en la Tabla a continuación, fueron analizados técnicamente y escogidos acordes a las características de sitio similares a la ciudad de Cuenca:

Tabla 4.8. Registros de aceleración

Nº	Componente en X	Componente en Y
1	AGYE-E	AGYE-N
2	AOTA-E	AOTA-N
3	PRAM-E	PRAM-N

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta los registros sísmicos originales, previo al escalamiento y acorde a los espectros de diseño con los periodos de retorno de análisis.

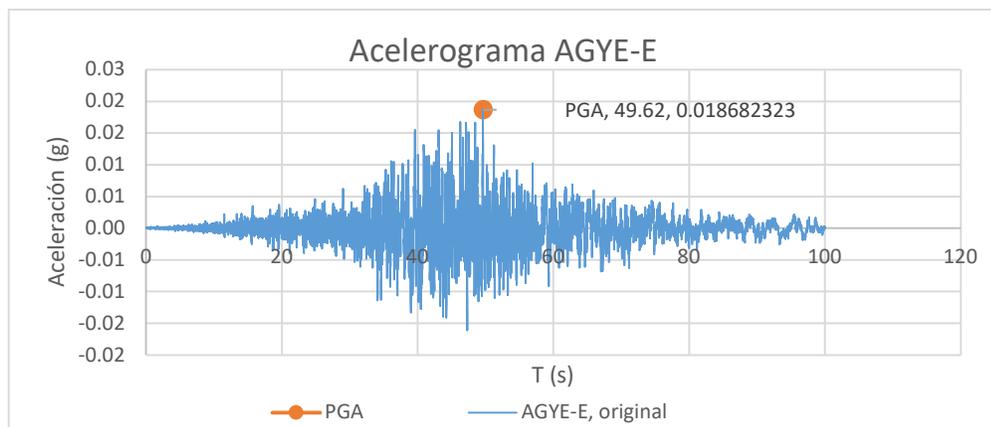


Figura 4.11. Acelerograma AGYE-E

Fuente: Elaboración propia

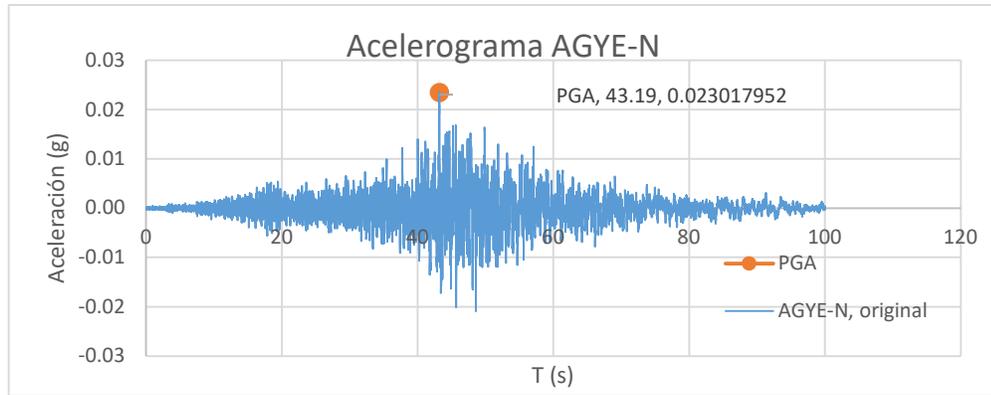


Figura 4.12. Acelerograma AGYE-N  
Fuente: Elaboración propia

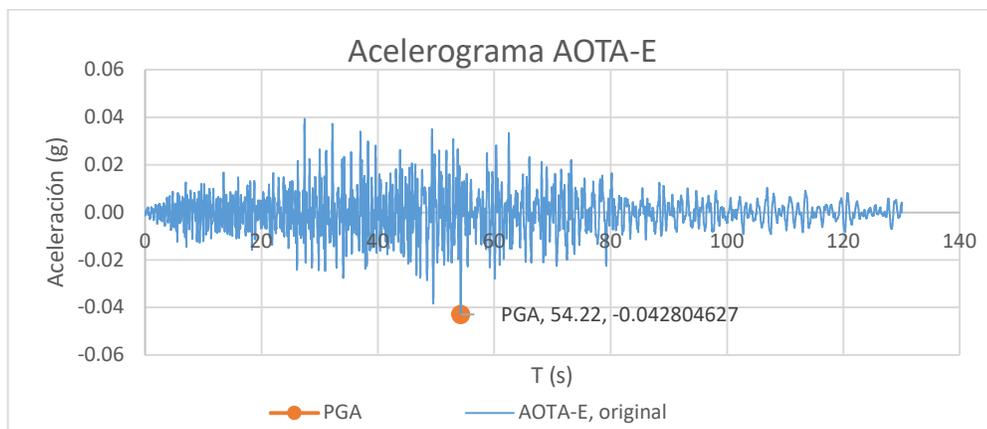


Figura 4.13. Acelerograma AOTA-E  
Fuente: Elaboración propia

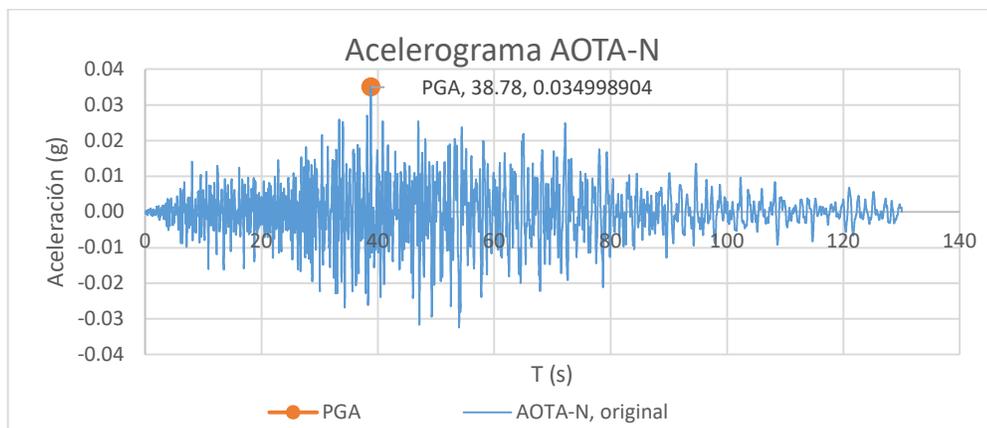


Figura 4.14. Acelerograma AOTA-N  
Fuente: Elaboración propia

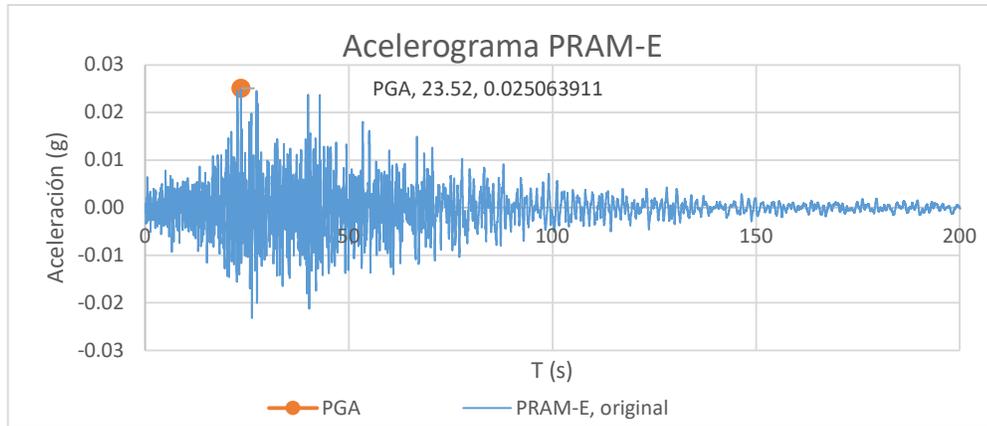


Figura 4.15. Acelerograma PRAM-E

Fuente: Elaboración propia

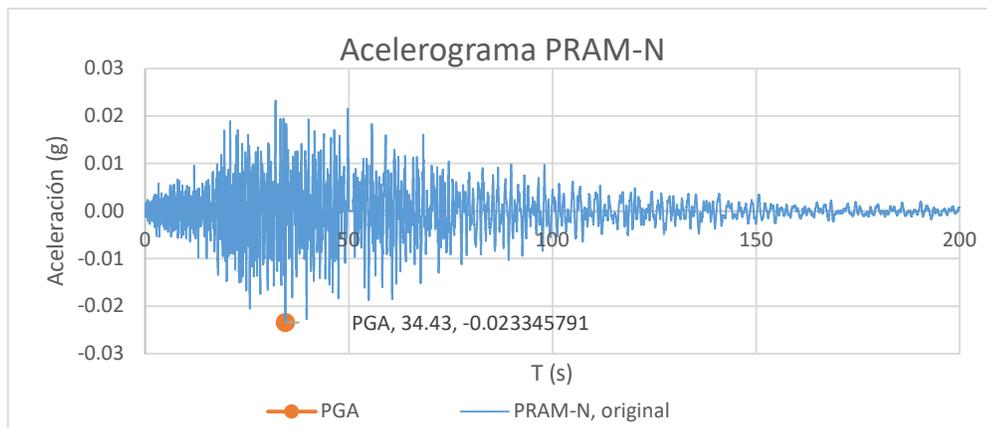


Figura 4.16. Acelerograma PRAM-N

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.4.2. Escalamiento de señales

El espectro de respuesta de diseño para el sitio se muestra en la Figura 2.2. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, según la NEC.

Los tres movimientos de terreno asignados a cada grupo se deben escalar de acuerdo con el procedimiento contenido en ASCE 7. En este procedimiento, los movimientos del terreno se escalan en amplitud de tal manera que su espectro de respuesta con amortiguamiento promedio del 5% no sea menor que el espectro de respuesta de diseño para períodos que varían de  $0.2T$  a  $1.5T$ , donde  $T$  es el período natural fundamental de la estructura del edificio. Este procedimiento de escala se ilustra en la Figura a continuación:

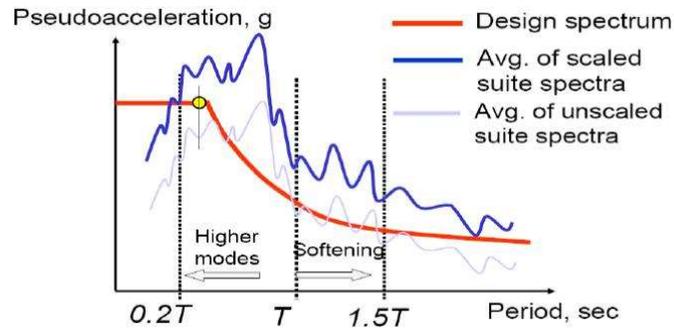


Figura 4.17. Esquema de la representación de los espectros asociados a los sismos escalados

Fuente: (Sepas Hokamabadi, Gholizadeh, & Tariverdilo, 2021, p. 7)

Utilizando los periodos de nuestra estructura mostrados a continuación, se realiza los diferentes análisis para el escalamiento de señales:

Tabla 4.9. Periodos para Spectral Matching

Periodos para Spectral Matching		
Tmin	0.66	s
0.2 T	0.131	s
Tmax	0.67	s
1.5T	1.008	s

Fuente: Elaboración propia

### Espectros de respuesta de sismos sin escalado

A continuación, se muestran los Espectros de respuesta para un amortiguamiento del 5% en un rango de período de 0.01 segundos a 2 segundos, con un incremento de 0.01 segundos para los tres sismos, sin escala, y con ello se determinó un factor de escala de amplitud de acuerdo con el procedimiento ASCE 7, realizando un Spectral Matching.

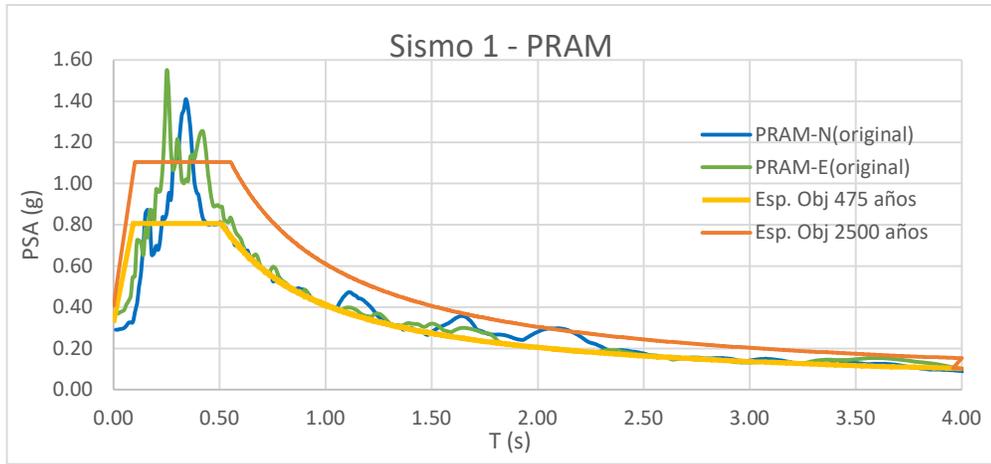


Figura 4.18. Espectro de respuesta Sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

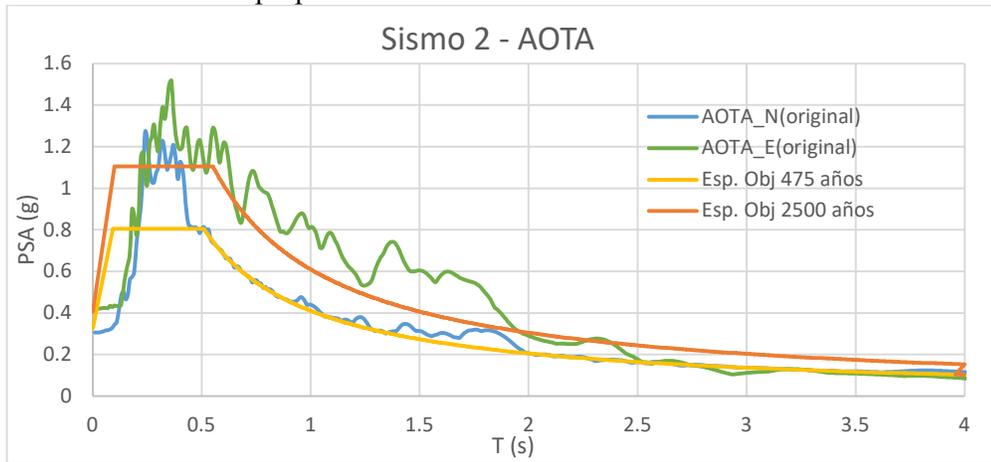


Figura 4.19. Espectro de respuesta Sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

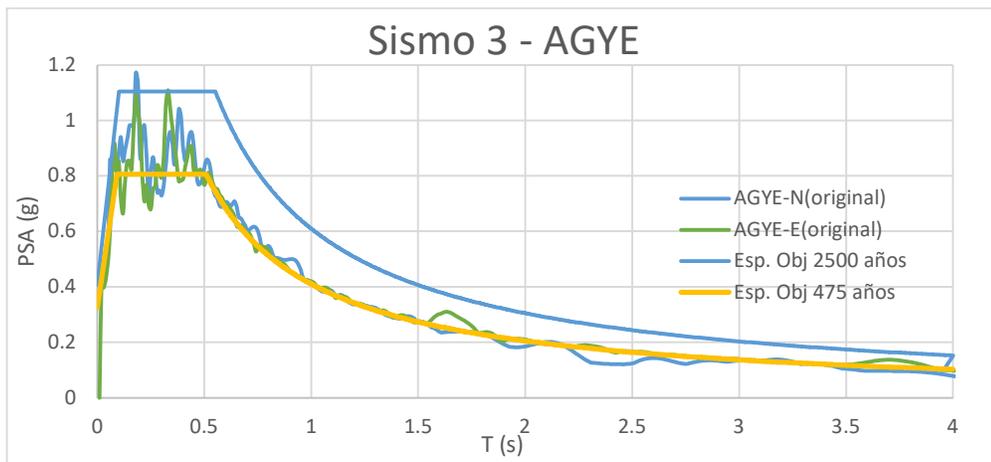


Figura 4.20. Espectro de respuesta Sismo AGYE-N

Fuente: Elaboración propia

**Espectros escalados de diseño de respuesta para el sitio**

A continuación, se muestra el espectro de diseño de respuesta para el sitio, el espectro de respuesta con amortiguamiento del 5% para los tres sismos sin escala asignados, y el espectro de respuesta para un amortiguamiento del 5% para los tres sismos asignados y escalados.

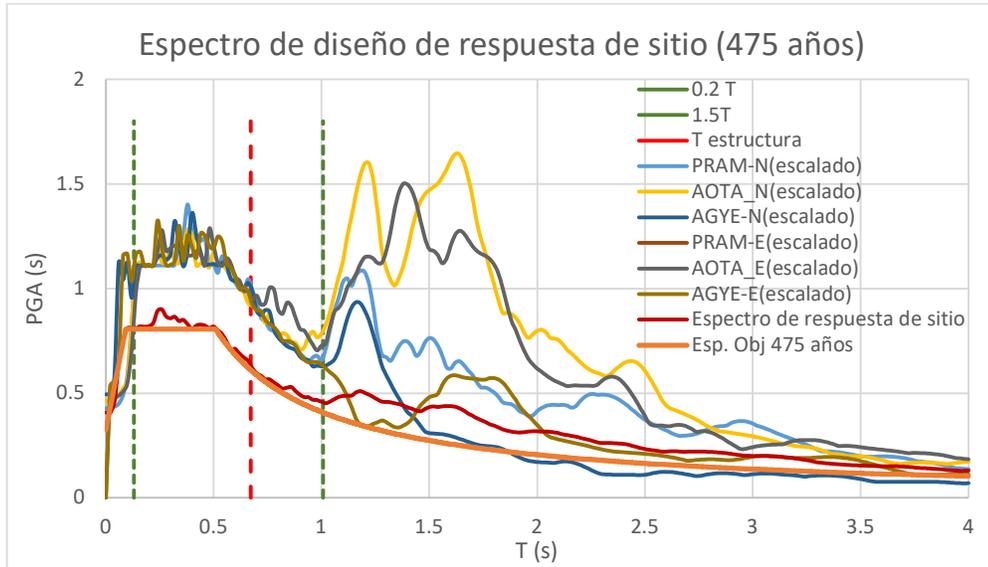


Figura 4.21. Espectros de respuesta de diseño para el sitio (475 años)

Fuente: Elaboración propia

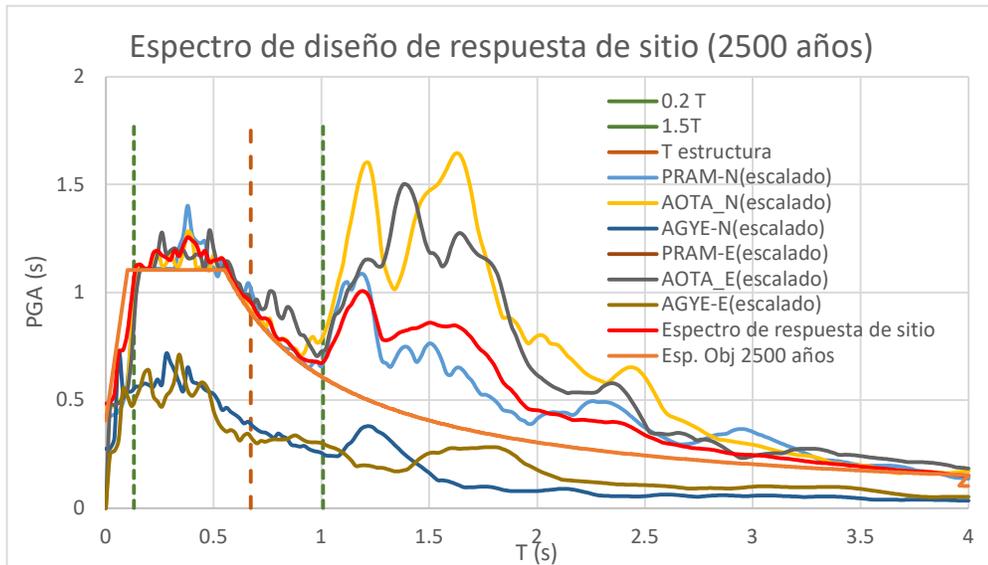


Figura 4.22. Espectros de respuesta de diseño para el sitio (2500 años)

Fuente: Elaboración propia

Se utilizaron los programas informáticos DEGTRA y SeismoMatch para obtener los espectros filtrados y escalados.

Para el escalamiento se realizó un procedimiento de SpectralMatching usando el software SeimoMatch, tomando como espectro objetivo el espectro para un suelo tipo “C” de la ciudad de Cuenca, para un periodo de retorno de 475 años y 2500 años.

#### **4.2.5. Objetivos de desempeño**

Acorde al Capítulo 3.1. Alcances y objetivos de desempeño estructural de la NEC, dispone que se deberá realizar un análisis de verificación de desempeño sísmico aplicando un procedimiento de análisis no lineal para las edificaciones esenciales de:

- Seguridad de vida ante amenaza sísmica con  $T_r=475$  años
- Prevención de colapso ante amenaza sísmica con  $T_r=2500$  años.

#### **4.2.6. Consideraciones de modelado y análisis para NDP**

**Método de historial de respuesta no lineal para NDP.** Para el NDP, el análisis del historial de respuesta se realizará utilizando historiales de aceleración del movimiento del terreno horizontal preparados de acuerdo con los requisitos de la Sección 4.2.4.

Se calcularán los parámetros de respuesta para cada análisis del historial de respuesta. La cantidad de análisis necesarios, el método de cálculo de los resultados y el tratamiento de los efectos concurrentes se tendrán en cuenta de acuerdo con la Sección de Efectos Sísmicos Multidireccionales

**Efectos Sísmicos Multidireccionales.** Los edificios serán evaluados o reforzados para abordar el movimiento sísmico en cualquier dirección horizontal. Los efectos sísmicos multidireccionales se considerarán actuando de manera concurrente, como se especifica en la Sección de Efectos Sísmicos Concurrentes, para los edificios que cumplan con uno de los siguientes criterios:

El edificio presenta irregularidades en el plano; o

El edificio tiene una o más columnas primarias que forman parte de dos o más elementos de pórtico o pórtico reforzado que se interceptan.

Todos los demás edificios podrán ser evaluados o reforzados para movimientos sísmicos actuando no concurrentemente en la dirección de cada eje principal del edificio.

**Efectos sísmicos concurrentes.** Cuando se deban considerar efectos sísmicos multidireccionales concurrentes, se establecerán ejes X e Y ortogonales y orientados horizontalmente. Los componentes del edificio deberán ser evaluados o reforzados para combinaciones de fuerzas y deformaciones a partir de análisis separados realizados para los movimientos del suelo en direcciones X e Y de la siguiente manera:

Cuando el NDP se utilice como base para el análisis con un modelo tridimensional, los elementos y componentes del edificio deberán ser analizados para fuerzas y deformaciones asociadas con la aplicación de la serie de movimientos del suelo en una orientación aleatoria cuando el sitio esté localizado a más de 3 millas (5 km) de una falla activa. No será necesario considerar una rotación adicional de los pares de movimiento del suelo. Para sitios cercanos a la falla ubicados en o dentro de 3 millas (5 km) de una falla activa, los componentes normales a la falla deberán aplicarse al modelo del edificio respecto a la orientación de la falla dominante y los ejes principales del edificio. Las fuerzas y deformaciones se determinarán de acuerdo con la Sección 4.2.2. para procedimiento dinámico no lineal.

**Amortiguación para NDP.** La amortiguación se modelará utilizando amortiguación de Rayleigh u otra metodología racional. Las razones de amortiguamiento viscoso elástico equivalente objetivo se determinarán de acuerdo con lo siguiente:

Para el procedimiento dinámico no lineal, la relación de amortiguamiento viscoso elástico efectiva objetivo no deberá exceder el **3% ( $\beta = 0.03$ )**, excepto para edificios que cumplan con cualquiera de los siguientes criterios:

1. Para edificios sin revestimiento exterior, la relación de amortiguamiento viscoso elástico efectiva objetivo no deberá exceder el 1% ( $\beta = 0.01$ ).
2. Se permitirá una mayor relación de amortiguamiento viscoso elástico efectiva objetivo si se justifica mediante análisis o datos de pruebas.

Cuando la amortiguación se implementa utilizando métodos proporcionales a la masa y la rigidez, las razones de amortiguación viscosa equivalente objetivo se aplicarán de manera que el primer modo de traslación en cada dirección, incluido el alargamiento del período esperado bajo una respuesta no lineal, se amortigüen en no más que la razón de amortiguación viscosa equivalente objetivo y

1. La razón de amortiguación viscosa equivalente promedio, ponderada por la participación de masa sobre los modos requeridos para lograr una participación de masa del 90%, no debe exceder la razón de amortiguación viscosa equivalente objetivo; y

2. No se proporciona más de ocho veces la amortiguación del primer modo de traslación en el modo de traslación más alto requerido para lograr una participación de masa del 90%, a menos que se corrobore mediante análisis o datos de prueba.

#### 4.2.7. Gráficos tiempo-historia de aceleración

A continuación, se muestra la gráfica la historia-tiempo de aceleración, para cada sismo escalado indicando la aceleración máxima del suelo (PGA), usando el mismo tipo de escalado para las tres historias de tiempo y un periodo de retorno de 475 años.

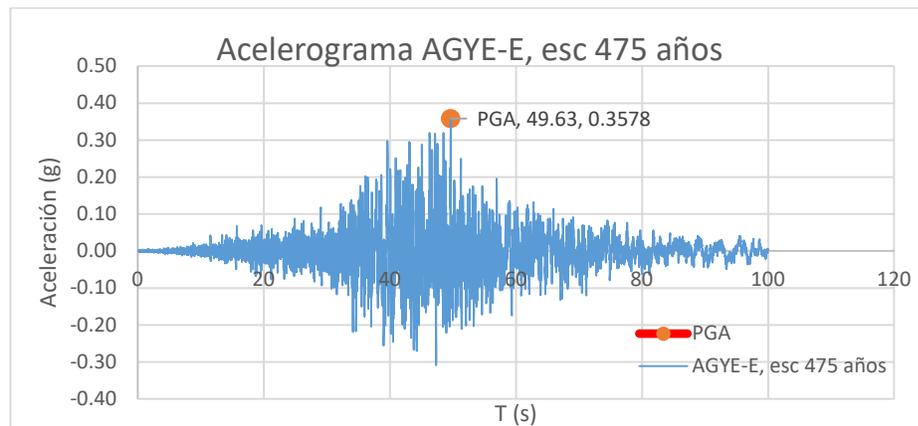


Figura 4.23. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E

Fuente: Elaboración propia

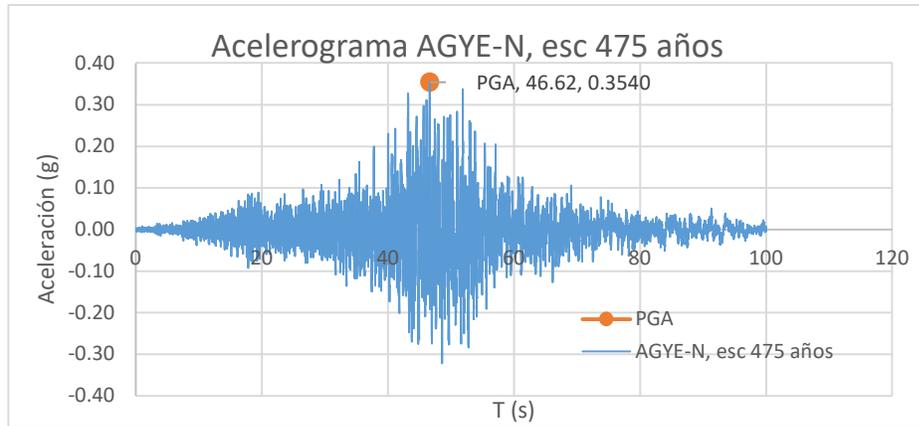


Figura 4.24. Historia-tiempo de aceleración, para para sismo AGYE-N

Fuente: Elaboración propia

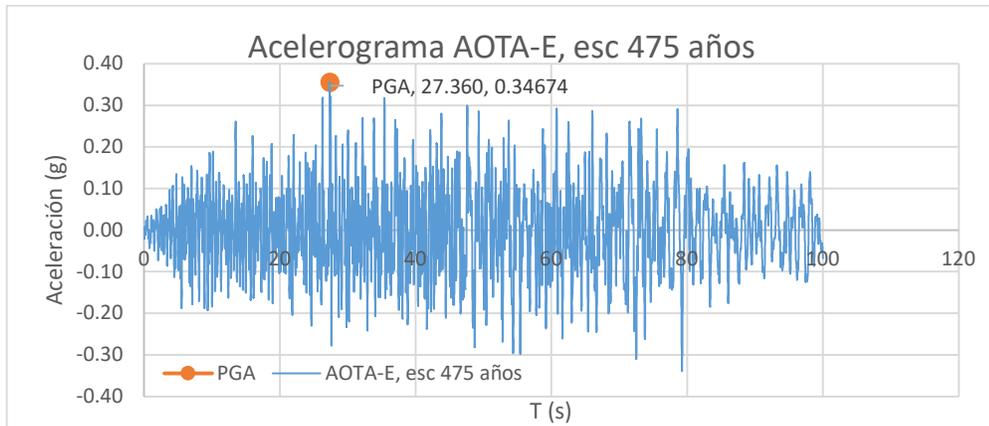


Figura 4.25. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E

Fuente: Elaboración propia

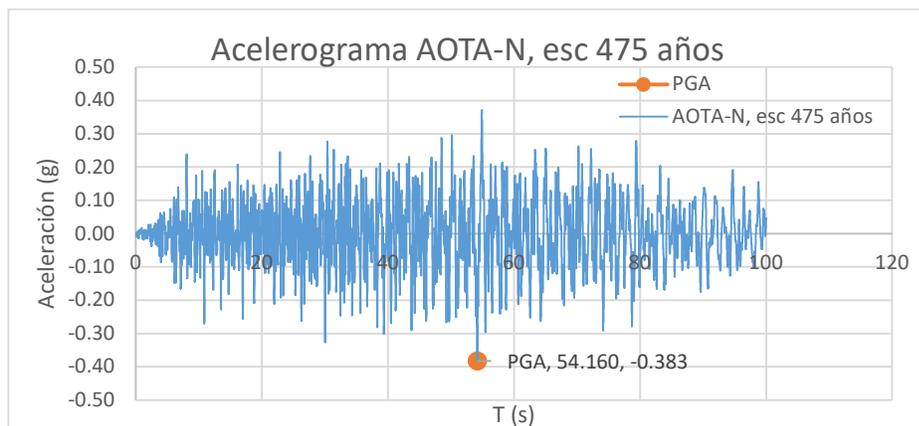


Figura 4.26. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N

Fuente: Elaboración propia

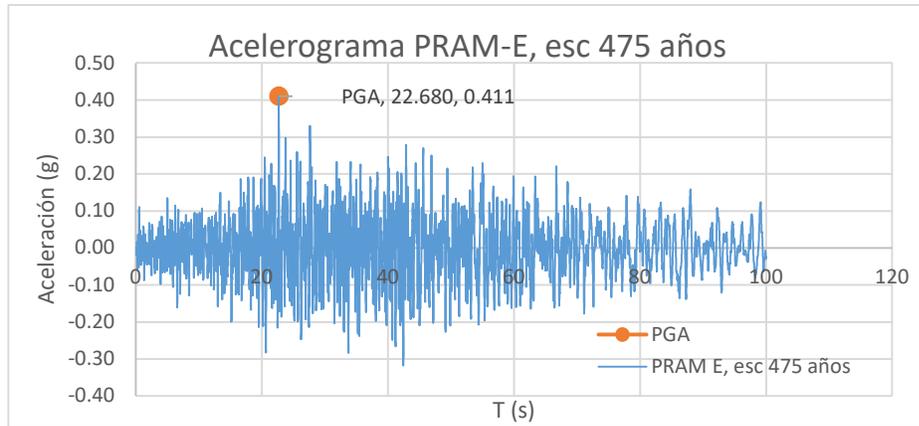


Figura 4.27. Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E

Fuente: Elaboración propia

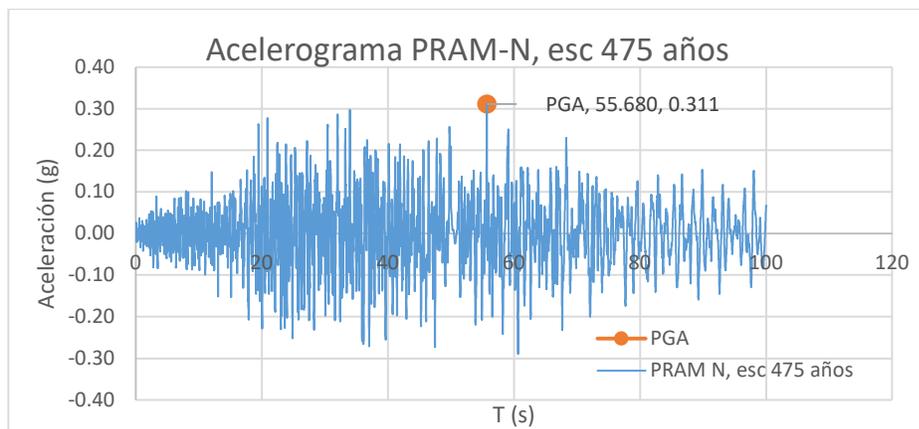


Figura 4.28. Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en cada una de las gráficas, se muestra la aceleración máxima de cada sismo escalado, y el paso de tiempo en el que ocurre el mismo, todos ellos para un periodo de retorno de 475 años, que corresponde a un sismo con nivel de demanda sísmica BSE-1.

Para el periodo de retorno de 2500 años, se muestran a continuación las gráficas correspondientes:

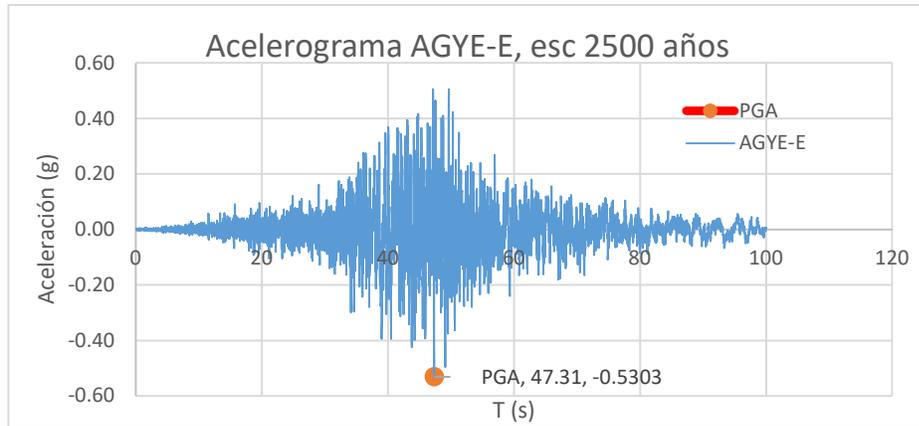


Figura 4.29. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AGYE-E

Fuente: Elaboración propia

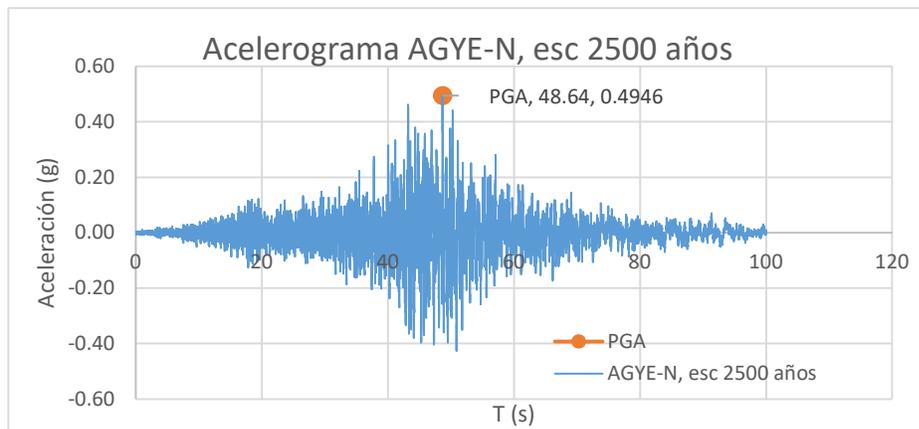


Figura 4.30. Historia-tiempo de aceleración, para para sismo AGYE-N

Fuente: Elaboración propia

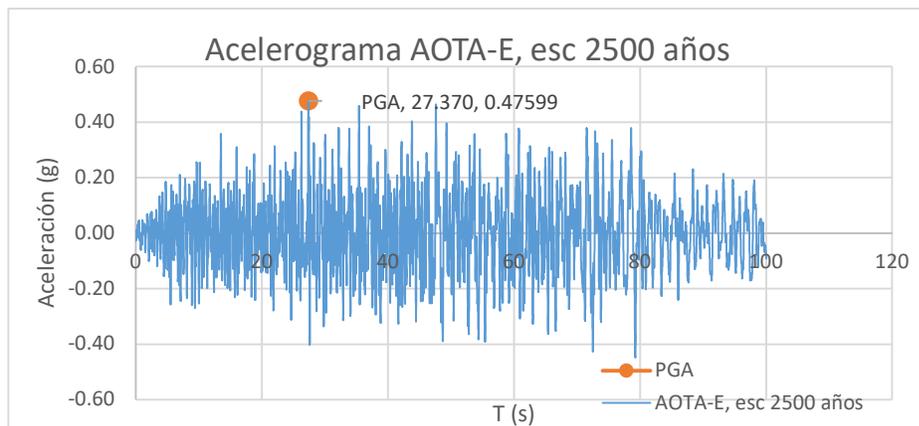


Figura 4.31. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-E

Fuente: Elaboración propia

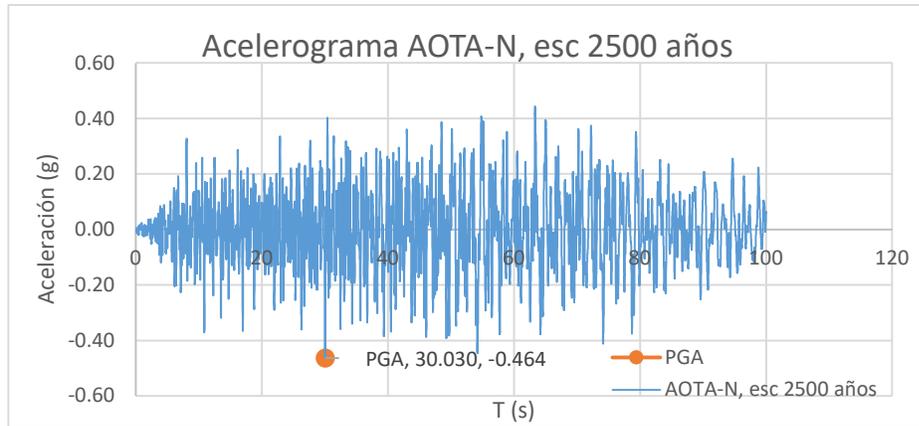


Figura 4.32. Historia-tiempo de aceleración, para sismo AOTA-N

Fuente: Elaboración propia

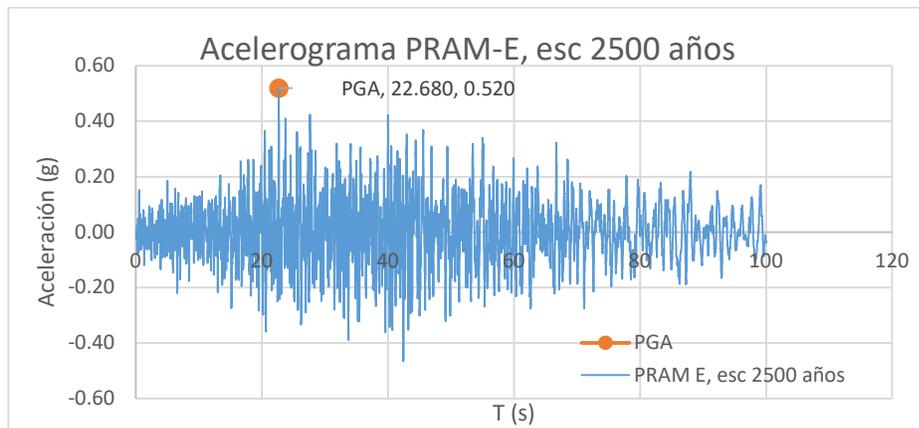


Figura 4.33. Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-E

Fuente: Elaboración propia

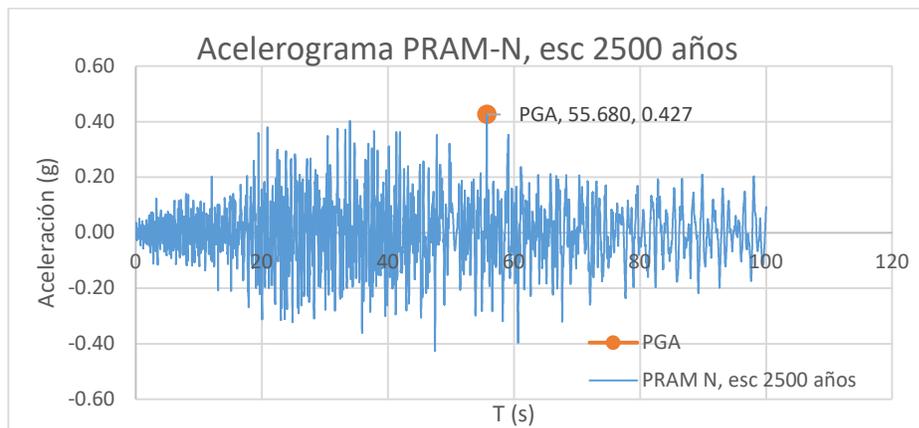


Figura 4.34. Historia-tiempo de aceleración, para sismo PRAM-N

Fuente: Elaboración propia

En cada una de las gráficas mostradas anteriormente, se muestra la aceleración máxima de cada sismo escalado, y el paso de tiempo en el que ocurre el mismo, todos ellos para un periodo de retorno de 2500 años, que corresponde a un sismo con nivel de demanda sísmica BSE-2.

#### 4.2.8. Resultados en el tiempo del análisis dinámico no lineal.

A continuación, se presenta el mecanismo de falla de la estructura evaluada, en diferentes pasos de tiempo para cada tipo de sismo con periodo de retorno de 475 años:

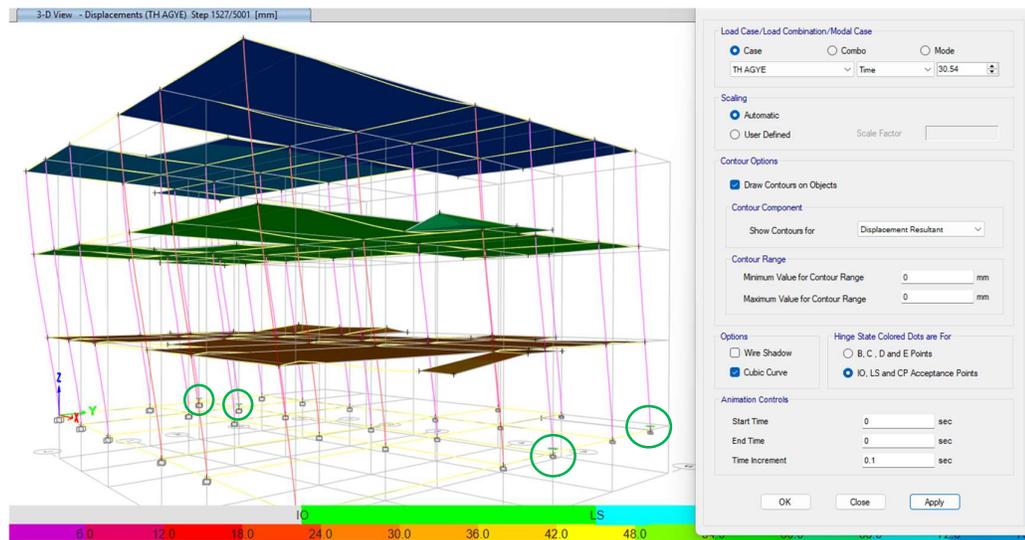


Figura 4.35. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-historia del sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia.

La primera rótula plástica analizada con el sismo AGYE aparece en el tiempo 30.54 en la base de la columna H1, H2, H6 y 6(F-G). La aceleración en este instante de tiempo no corresponde a la aceleración máxima del sismo.

A continuación, se presenta la deriva para esta rótula plástica, a fin de determinar el objetivo de desempeño que se encuentra la estructura.

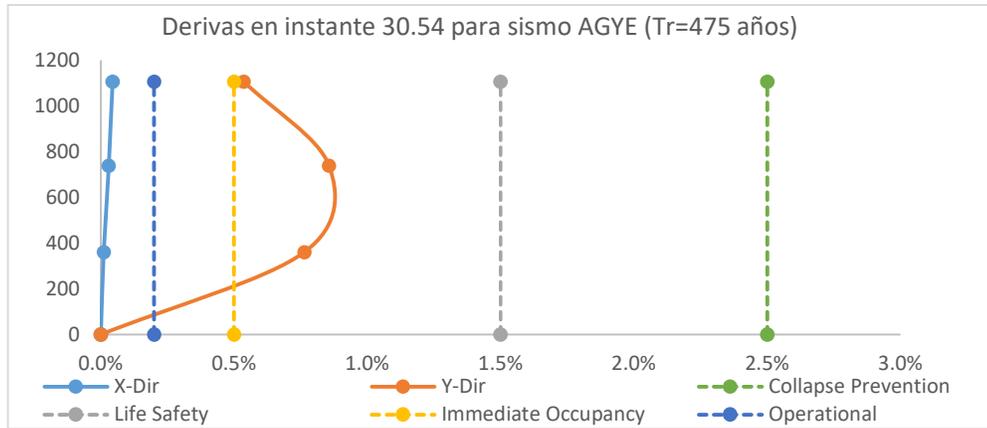


Figura 4.36. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el paso de tiempo 30.54, evaluando las derivas en la estructura, se encuentra en el sentido X en el nivel de desempeño “Operacional”, mientras que para el eje Y se alcanza el objetivo de “Seguridad de vida”.

El paso de tiempo donde ocurre la aceleración máxima del sismo AGYE corresponde al 47.32, en donde se muestran las rótulas plásticas, que se generan en las bases de todas las columnas de la estructura.

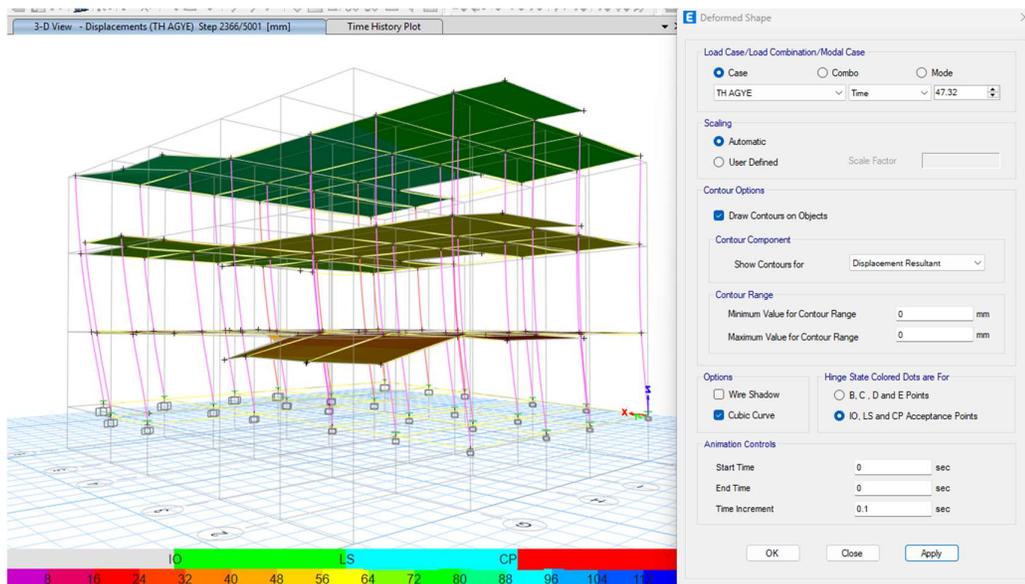


Figura 4.37. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

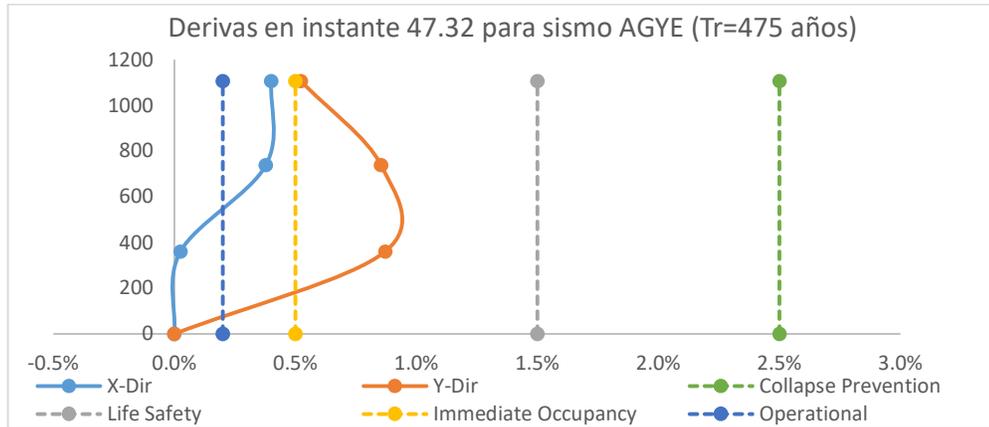


Figura 4.38. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el paso de tiempo 47.32, evaluando las derivas en la estructura, se encuentra en el sentido X en el nivel de desempeño “Ocupación inmediata”, mientras que para el eje Y se alcanza el objetivo de “Seguridad de vida”.

De la misma forma que se evaluó el sismo AGYE, procedemos con el análisis del sismo AOTA, mismo que se muestra a continuación:

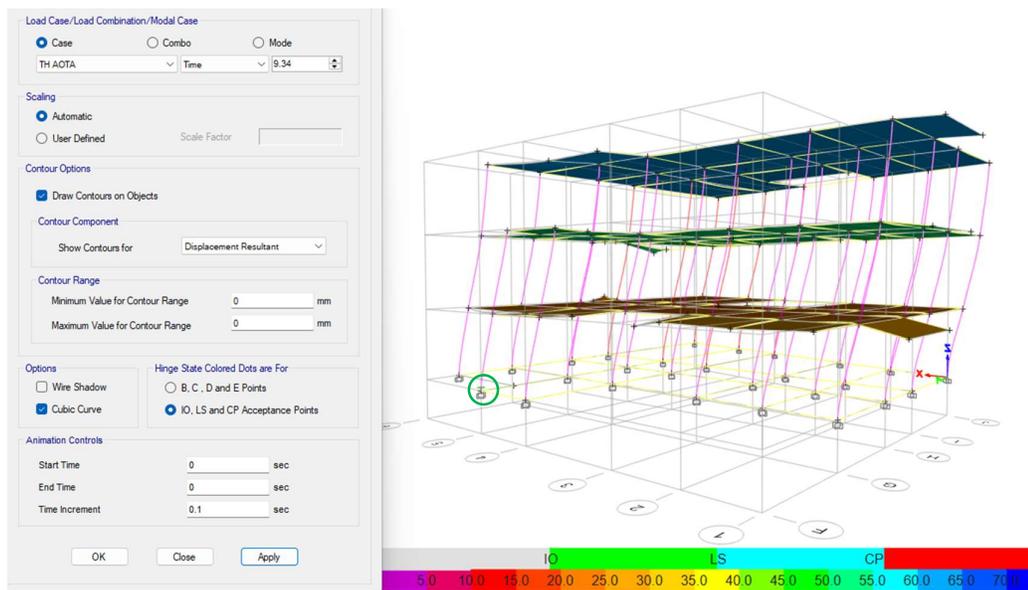


Figura 4.39. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

La primera rótula plástica generada con el sismo AOTA aparece en el tiempo 9.34 en la base de la columna F5. La aceleración en este instante de tiempo no corresponde a la aceleración máxima del sismo.

A continuación, se presenta la deriva para esta rótula plástica, a fin de determinar el objetivo de desempeño que se encuentra la estructura.

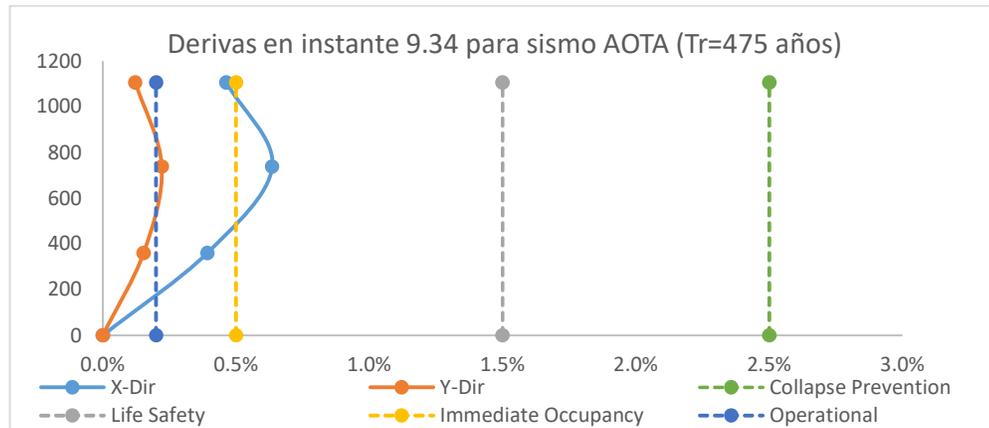


Figura 4.40. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el paso de tiempo 9.34, evaluando las derivas en la estructura, se encuentra en el sentido X en el nivel de desempeño “Seguridad de vida”, mientras que para el eje Y se alcanza el objetivo de “Ocupación inmediata”.

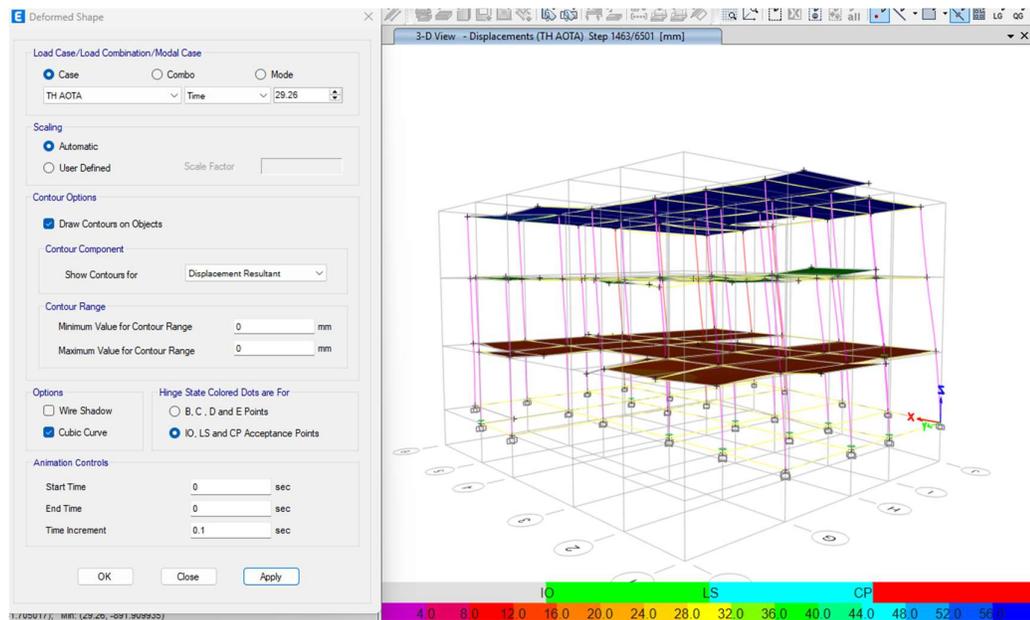


Figura 4.41. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

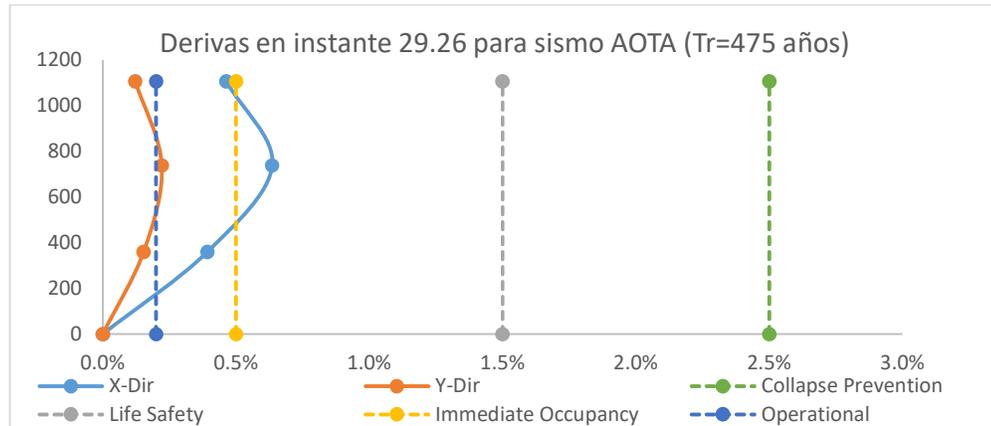


Figura 4.42. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el instante de tiempo en donde ocurre la aceleración máxima que corresponde al paso de tiempo 29.26, las derivas en la estructura se encuentran en el sentido X en el nivel de desempeño “Seguridad de vida”, mientras que para el eje Y se alcanza el objetivo de “Ocupación inmediata”.

Por último, evaluamos la estructura para el sismo PRAM, mostrando a continuación sus resultados:

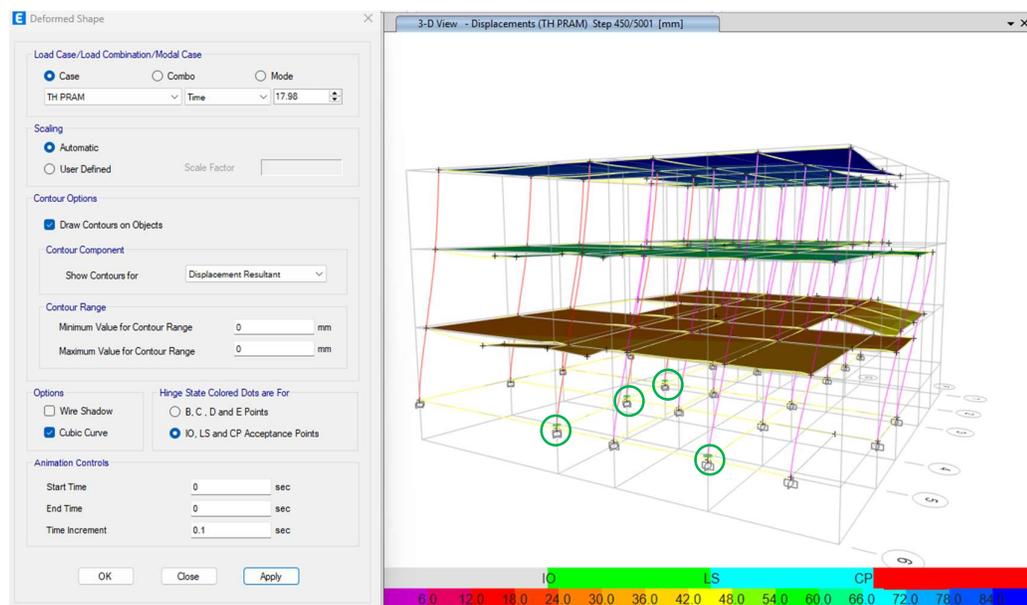


Figura 4.43. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

La primera rótula plástica generada con el sismo PRAM aparece en el tiempo 17.98 en la base de la columna G4, G5, G6 e I6. La aceleración en este instante de tiempo no corresponde a la aceleración máxima del sismo.

A continuación, se presenta la deriva para esta rótula plástica, a fin de determinar el objetivo de desempeño que se encuentra la estructura.

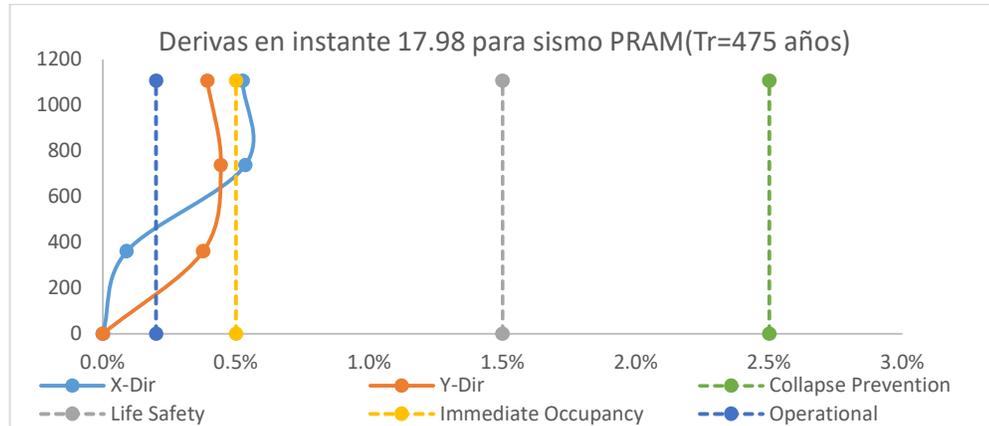


Figura 4.44. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el paso de tiempo 17.98, evaluando las derivas en la estructura, se encuentra en el sentido Y en el nivel de desempeño “Seguridad de vida”, mientras que para el eje X se alcanza el objetivo de “Ocupación inmediata”.

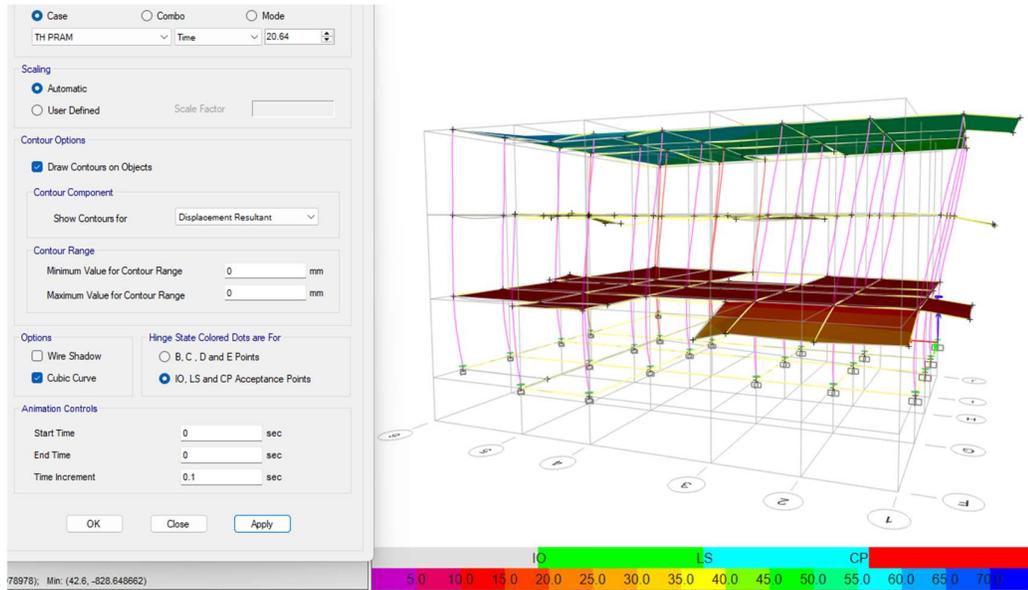


Figura 4.45. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

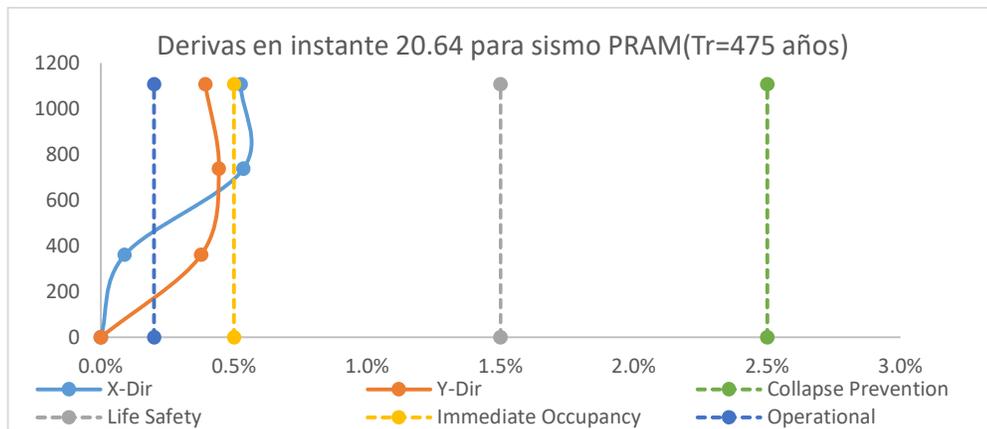


Figura 4.46. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el instante de tiempo en donde ocurre la aceleración máxima que corresponde al paso de tiempo 20.64, las derivas en la estructura se encuentran en el sentido X en el nivel de desempeño “Seguridad de vida”, mientras que para el eje Y se alcanza el objetivo de “Ocupación inmediata”.

A continuación, se presenta el mecanismo de falla de la estructura evaluada, en diferentes pasos de tiempo para cada tipo de sismo con periodo de retorno de 2500 años:

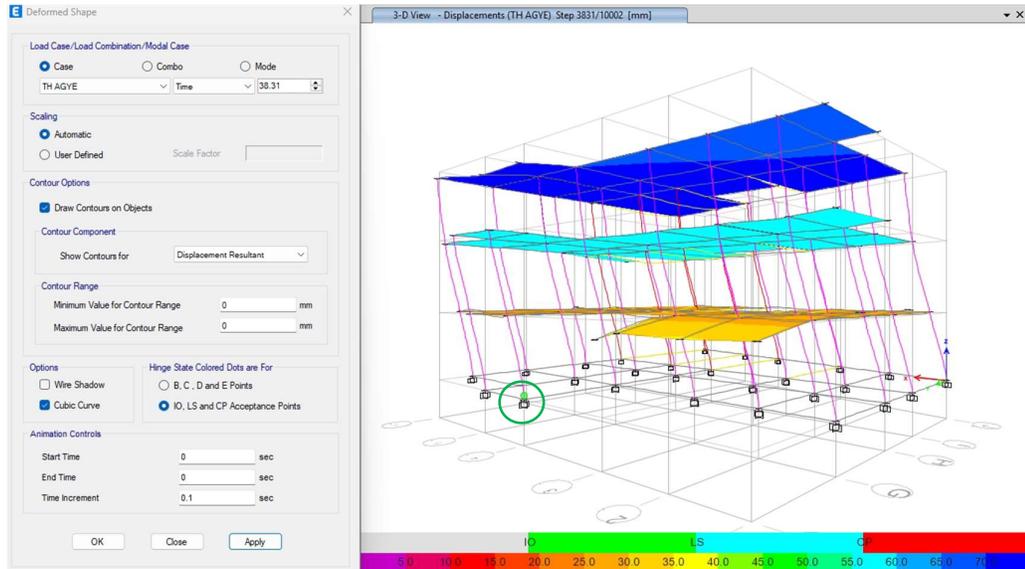


Figura 4.47. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-historia del sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia.

La primera rótula plástica analizada con el sismo AGYE ( $T_r=2500$  años) aparece en el tiempo 38.31 en la base de la columna G4. La aceleración en este instante de tiempo no corresponde a la aceleración máxima del sismo.

A continuación, se presenta la deriva para esta rótula plástica, a fin de determinar el objetivo de desempeño que se encuentra la estructura.

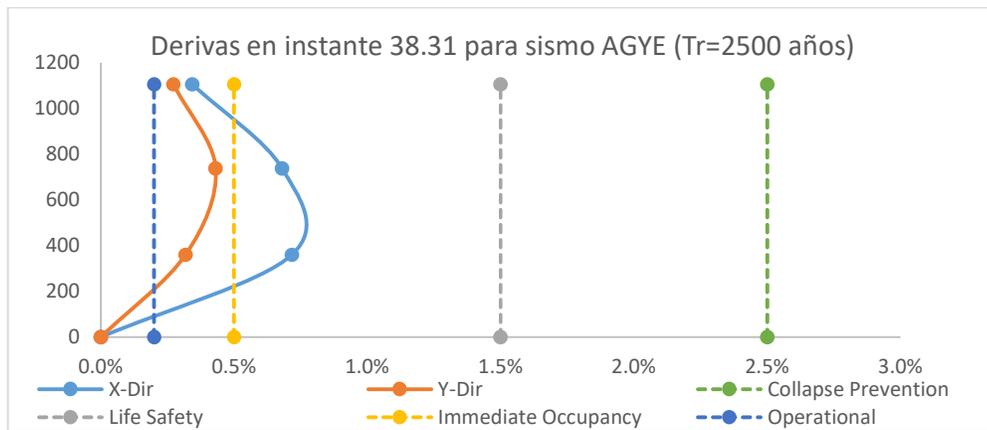


Figura 4.48. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el paso de tiempo 38.31, evaluando las derivas en la estructura, se encuentra en el sentido X en el nivel de desempeño “Seguridad de vida”, mientras que para el eje Y se alcanza el objetivo de “Ocupación Inmediata”.

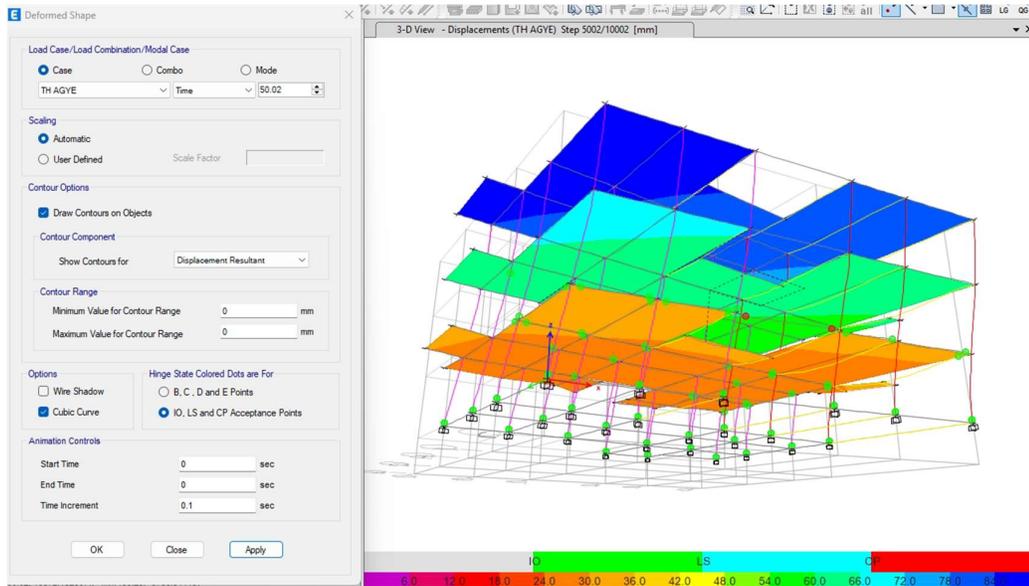


Figura 4.49. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

El paso de tiempo donde ocurre la aceleración máxima del sismo AGYE corresponde al 50.02, en donde se muestran las rótulas plásticas, que se generan en las bases de todas las columnas de la estructura y en las vigas de la primera planta.

A continuación, se presenta la deriva para esta rótula plástica, a fin de determinar el objetivo de desempeño que se encuentra la estructura.

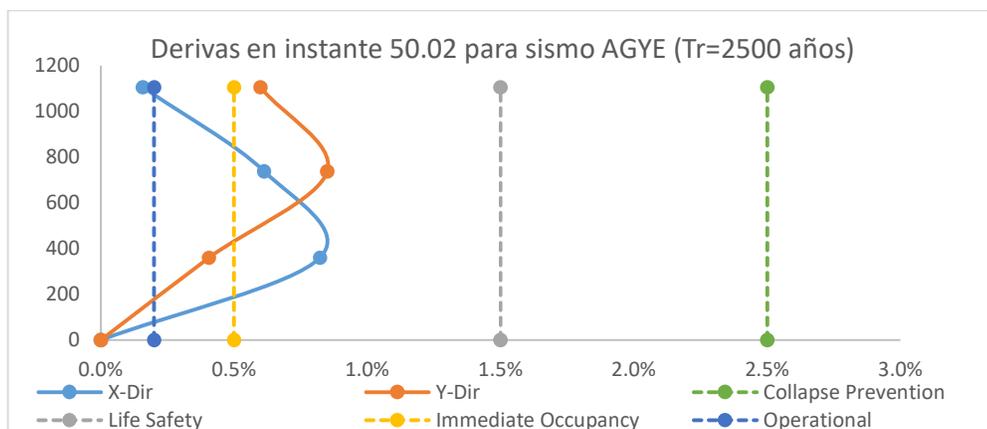


Figura 4.50. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el paso de tiempo 50.02, evaluando las derivas en la estructura, se encuentra en el sentido “X” y “Y en el nivel de desempeño de “Seguridad de vida”.

De la misma forma que se evaluó el sismo AGYE, procedemos con el análisis del sismo AOTA, mismo que se muestra a continuación:

A continuación, se presenta la deriva para esta rótula plástica, a fin de determinar el objetivo de desempeño que se encuentra la estructura.

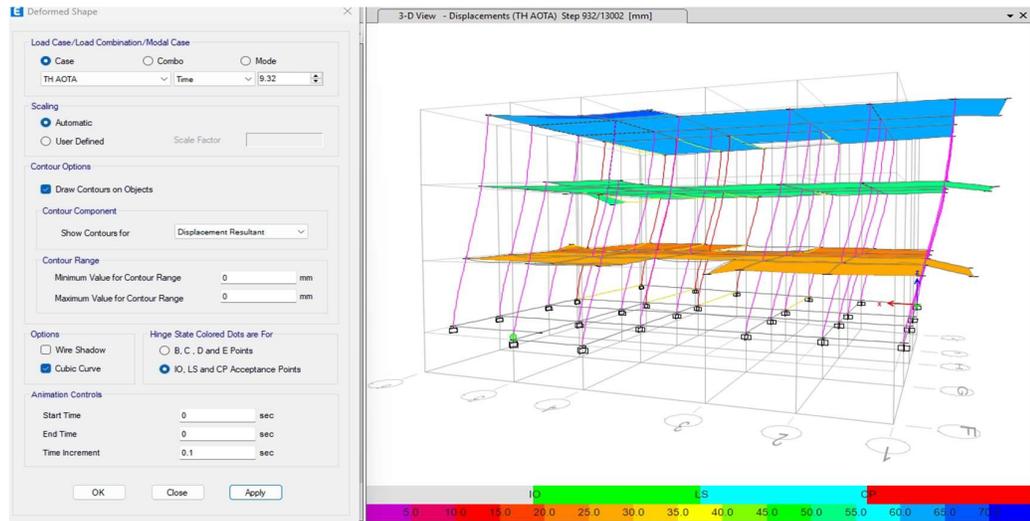


Figura 4.51. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

La primera rótula plástica generada con el sismo AOTA aparece en el tiempo 9.32 en la base de la columna F5. La aceleración en este instante de tiempo no corresponde a la aceleración máxima del sismo.

A continuación, se presenta la deriva para esta rótula plástica, a fin de determinar el objetivo de desempeño que se encuentra la estructura.

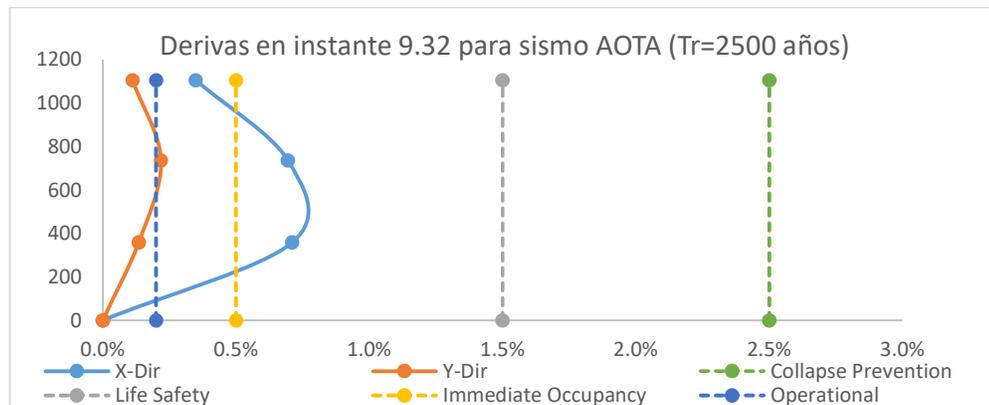


Figura 4.52. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el paso de tiempo 9.32, evaluando las derivas en la estructura, se encuentra en el sentido X en el nivel de desempeño “Seguridad de vida”, mientras que para el eje Y se alcanza el objetivo de “Ocupación inmediata”.

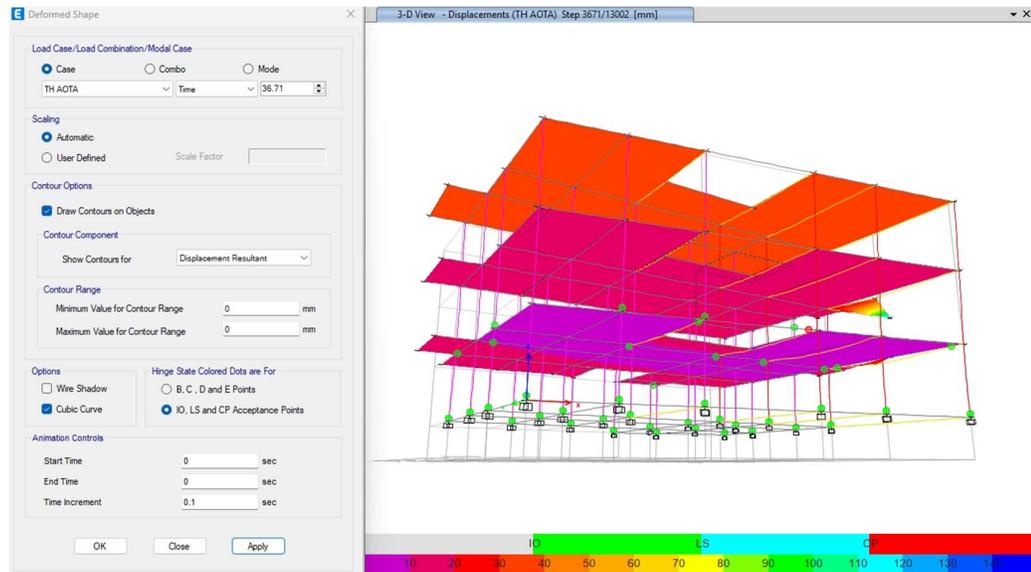


Figura 4.53. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

El paso de tiempo donde ocurre la aceleración máxima del sismo AOTA corresponde al 36.71, en donde se muestran las rótulas plásticas, que se generan en las bases de todas las columnas de la estructura y en las vigas de la primera planta.

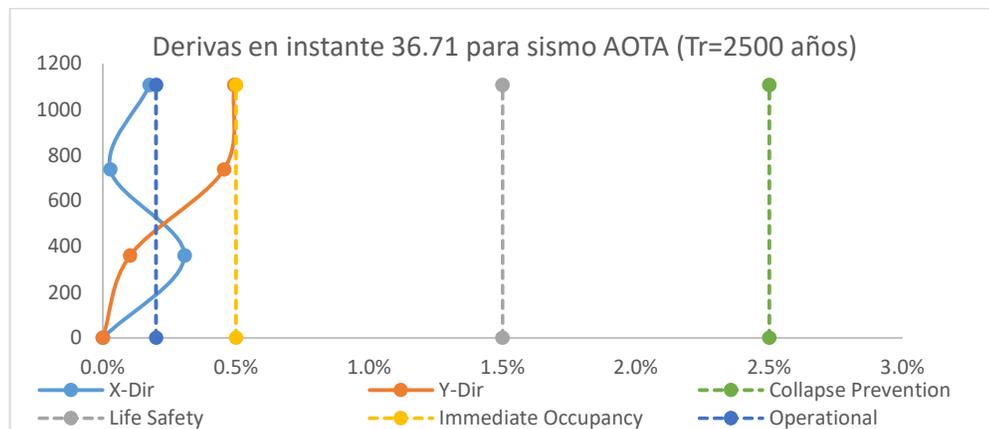


Figura 4.54. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el instante de tiempo en donde ocurre la aceleración máxima que corresponde al paso de tiempo 36.71, las derivas en la estructura se encuentran en el sentido “X” y “Y” en el objetivo de “Ocupación inmediata”.

Por último, evaluamos la estructura para el sismo PRAM, mostrando a continuación sus resultados:

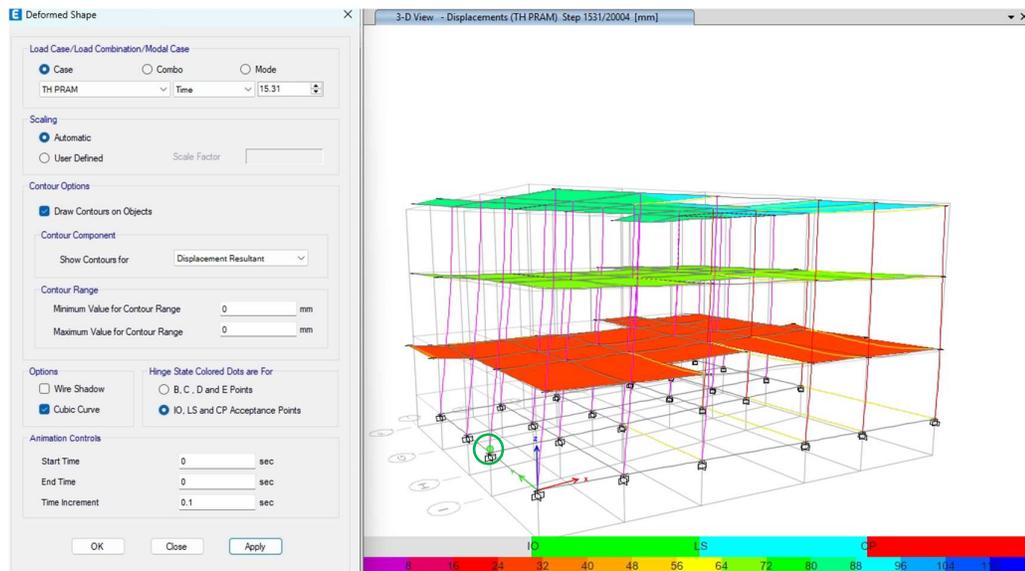


Figura 4.55. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

La primera rótula plástica generada con el sismo PRAM aparece en el tiempo 15.31 en la base de la columna I1. La aceleración en este instante de tiempo no corresponde a la aceleración máxima del sismo.

A continuación, se presenta la deriva para esta rótula plástica, a fin de determinar el objetivo de desempeño que se encuentra la estructura.

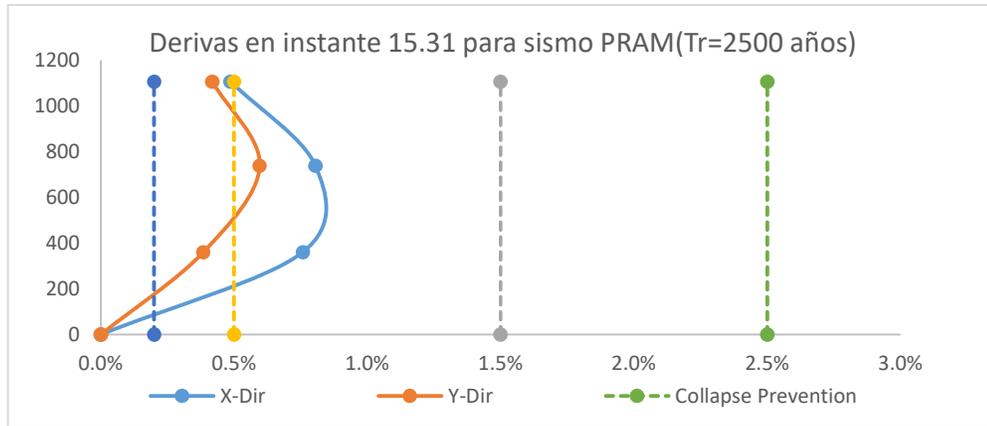


Figura 4.56. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el paso de tiempo 15.31, evaluando las derivas en la estructura, se encuentra en el sentido “X” y “Y” en el nivel de desempeño “Seguridad de vida”.

El paso de tiempo donde ocurre la aceleración máxima del sismo PRAM corresponde al 19.63, en donde se muestran las rótulas plásticas, que se generan en las bases de todas las columnas de la estructura.

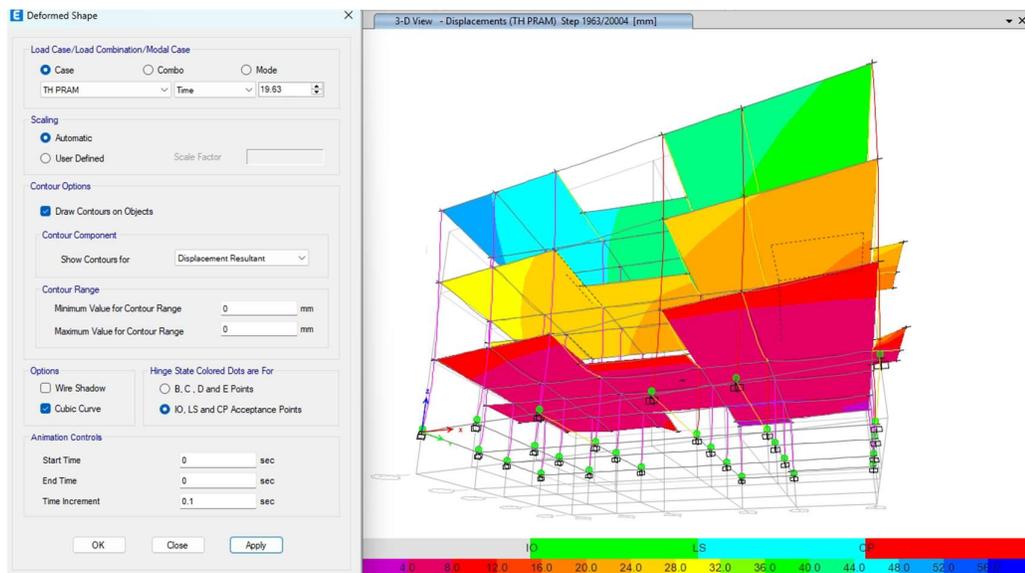


Figura 4.57. Resultado de la estructura deformada en el tiempo-tiempo del sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

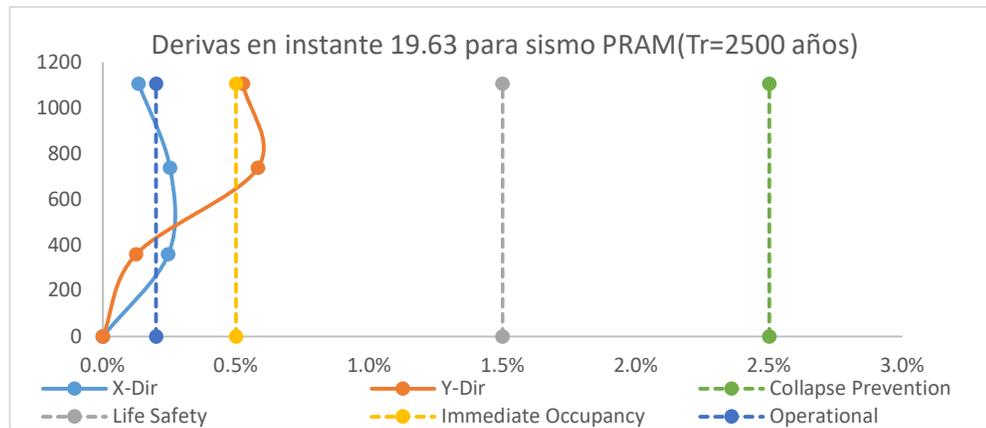


Figura 4.58. Derivas de la estructura en el tiempo-historia del sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, para el instante de tiempo en donde ocurre la aceleración máxima que corresponde al paso de tiempo 19.63, las derivas en la estructura se encuentran en el sentido X en el nivel de desempeño “Ocupación inmediata”, mientras que para el eje Y se alcanza el objetivo de “Seguridad de vida”.

#### 4.2.9. Productos obtenidos:

Utilizando el programa de análisis estructural ETABS, se analizó la estructura original del edificio bajo cada uno de los tres sismos considerados.

Obteniéndose los siguientes resultados:

##### 4.2.8.1. Derivas máximas

La deriva de entrepisos es un indicador de daño estructural y no estructural. Por ejemplo, el documento generado por el Comité (Vision 2000 SEAOC, 1995) sugiere que un edificio está en funcionamiento con daños leves si la deriva entre pisos es inferior al 0,5% y se espera que el daño estructural se desarrolle a una deriva entre pisos del 1,5%, y estableció los límites de deriva para cada nivel de desempeño, mostrada en la Tabla 4.7. Desplazamiento objetivo acorde al nivel de desempeño

La deriva total máxima se define como la deriva entre pisos en el desplazamiento del punto de desempeño.

Para el nivel de desempeño Totalmente Operacional, el límite máximo de deriva es de 0.2. Los límites de la Tabla 4.7 consideran solo la estructura del edificio, es posible que se requieran límites adicionales para proteger los componentes y contenidos no estructurales.

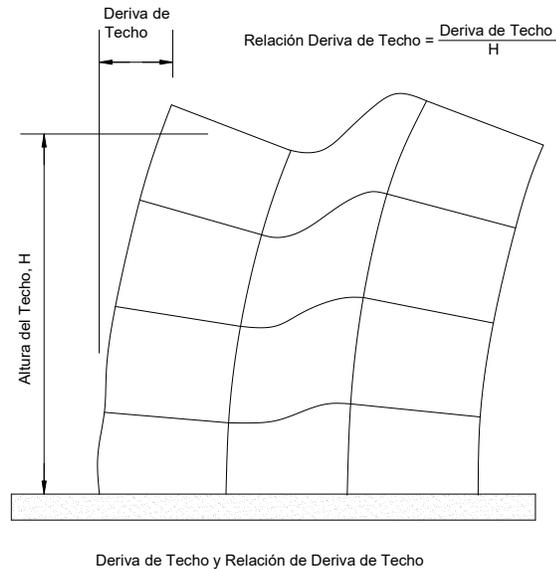


Figura 4.59. Deriva de piso

Fuente: (ATC 40, 1996)

Para el nivel de Seguridad de Vida, se recomienda el límite máximo de deriva de 1.5% porque no se cuenta con una experiencia significativa con las respuestas a niveles de deformación mayores. Las pruebas de laboratorio en sistemas estructurales relativamente completos rara vez se extienden más allá de este nivel de deformación. Además, la mayoría de las pruebas se han realizado en estructuras que satisfacen o casi satisfacen los requisitos actuales de dimensionamiento y detalle para edificios nuevos. Las respuestas medidas de edificios sometidos a sismos reales tampoco se extienden más allá de este límite.

A continuación, se muestran las gráficas de comparación entre las variaciones de las derivas máximas de entrepiso a lo largo de la altura del edificio para los tres movimientos del terreno considerados:

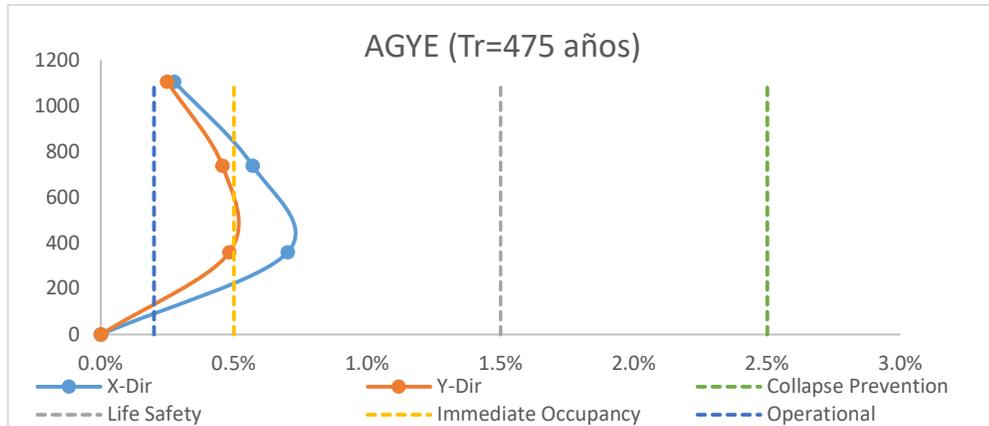


Figura 4.60. Derivas de entrepiso, para sismo AGYE (Tr=475 años)

Fuente: Elaboración propia

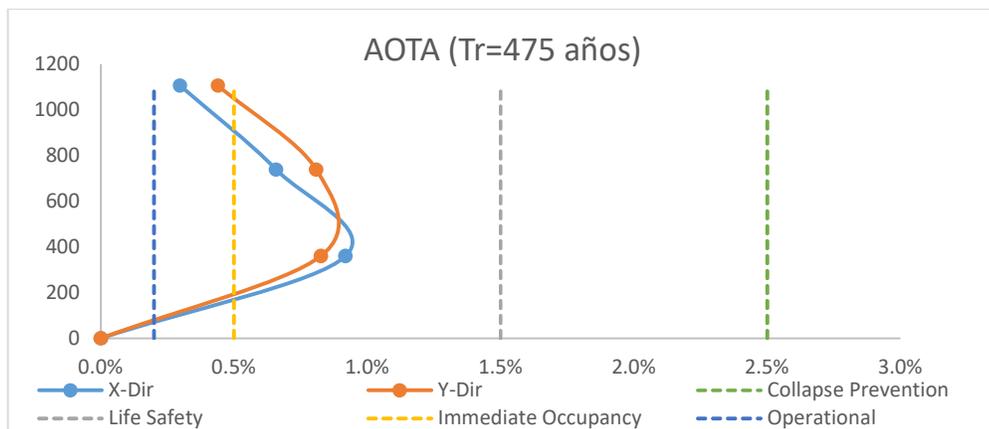


Figura 4.61. Derivas de entrepiso, para sismo AOTA (Tr=475 años)

Fuente: Elaboración propia

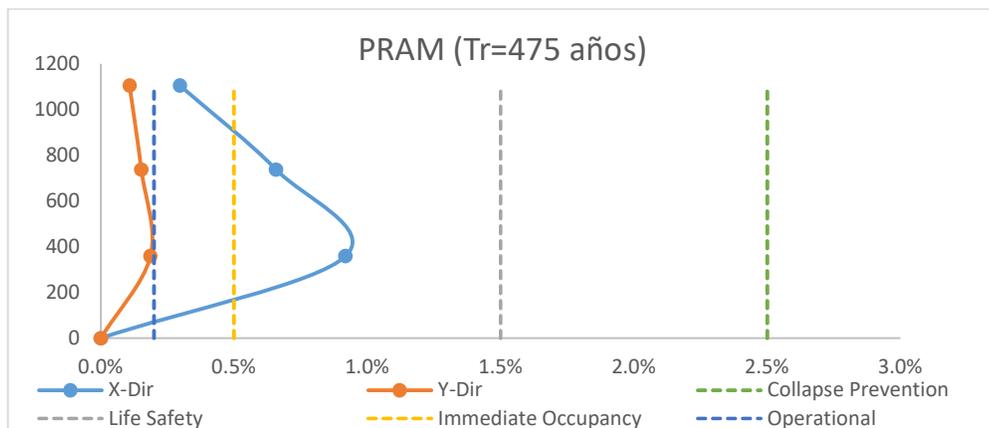


Figura 4.62. Derivas de entrepiso, para sismo PRAM (Tr=475 años)

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que la respuesta de la estructura ante el sismo PRAM es el más desfavorable, y que la Primera y Segunda planta alta se encuentran en el Nivel de Seguridad de Vida, cercano al límite de Ocupación Inmediata, por lo que la estructura no cumple con un nivel de desempeño deseado.

A continuación, se muestran las derivas de entepiso, calculadas con los sismos de estudio para un periodo de 2500 años.

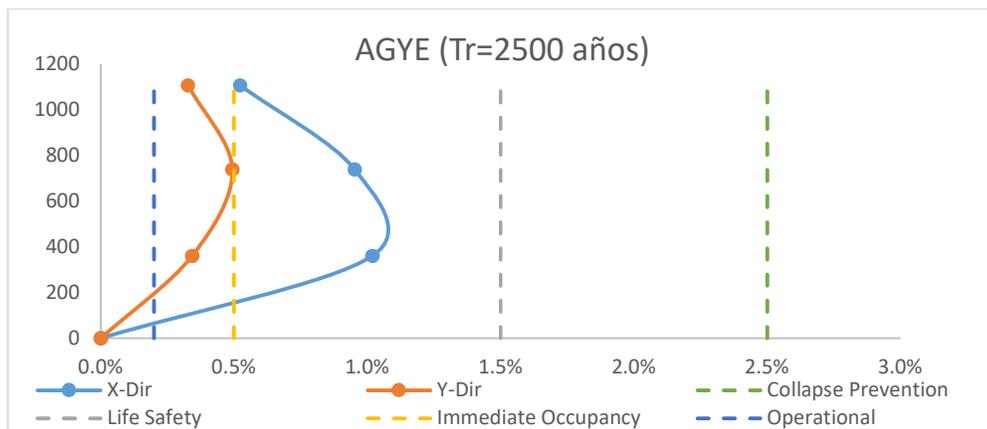


Figura 4.63. Derivas de entepiso, para sismo AGYE (Tr=2500 años)

Fuente: Elaboración propia

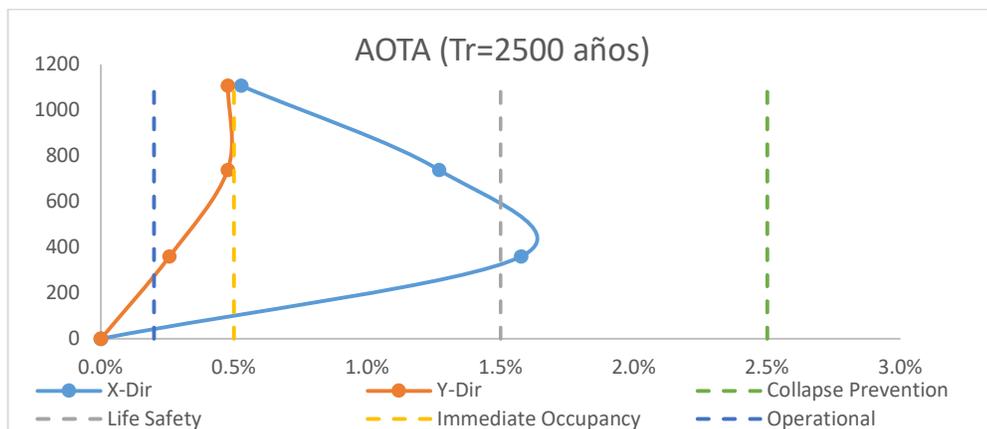


Figura 4.64. Derivas de entepiso, para sismo AOTA (Tr=2500 años)

Fuente: Elaboración propia

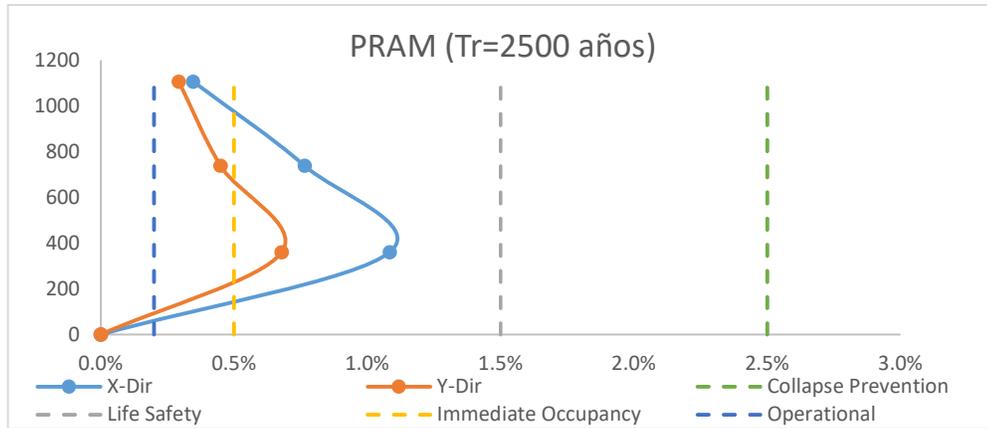


Figura 4.65. Derivas de entropiso, para sismo PRAM (Tr=2500 años)

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.8.2. Aceleraciones de entropiso

Las fuerzas de inercia horizontal que se desarrollan en cada nivel de un edificio son proporcionales a las aceleraciones horizontales absolutas experimentadas por el edificio y, por lo tanto, este parámetro es importante para evaluar el desempeño de elementos no estructurales como techos, accesorios para equipos mecánicos, estantes, muebles de oficina etc.

Con la base de la tabla que se muestra a continuación, se establecen los rangos para determinar los objetivos de desempeño basados en las aceleraciones de entropiso.

Tabla 4.10. Cuantificación de objetivos de desempeño con aceleraciones de piso

EQ performance level	EQ design level Return period (years)	Structural damage		Non-structural damage (1)		Contents damage (1)	
		Local DM index	Cond. fail. prob. (2)	IDI	Cond. fail. prob. (2)	Floor accel.	Cond. fail. prob. (2)
Fully operational	43	0.20	40%	0.003	40%	0.6g	40%
Operational	75	0.40	30%	0.006	30%	0.9g	30%
Life safety	475	0.60	25%	0.015	25%	1.2g	25%
Near collapse	970	0.80	20%	0.020	20%	1.5g	20%

(1) For control of non-structural and contents damage, it may be necessary to limit a combination of IDI, floor velocity and floor acceleration (and even jerk for frequent EQGMs).  
 (2) Conditional probabilities of limit state exceedence given earthquake ground motions with the considered return period occurs.

Fuente: (Bertero, Raul D & Bertero, Vitelmo V., 2002)

A continuación, se muestra la gráfica de comparación de las variaciones de la aceleración horizontal absoluta máxima, a lo largo de la altura del edificio para los tres movimientos del terreno considerados.

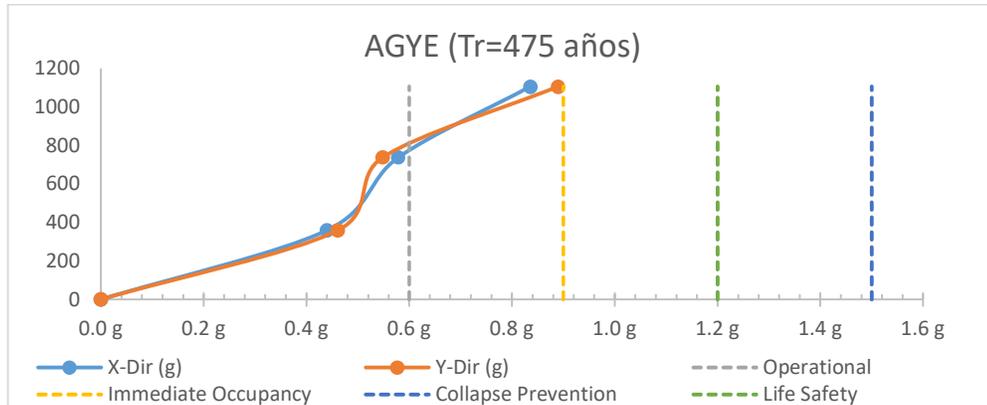


Figura 4.66. Aceleraciones de piso, para sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

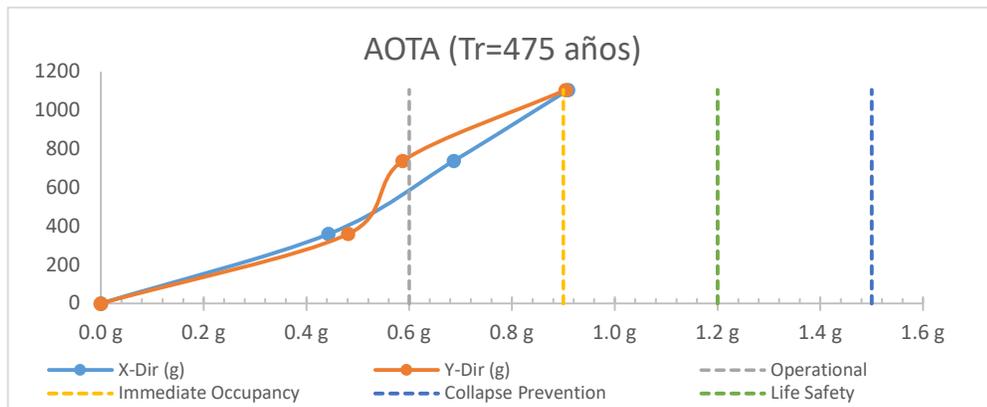


Figura 4.67. Aceleraciones de piso, para sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

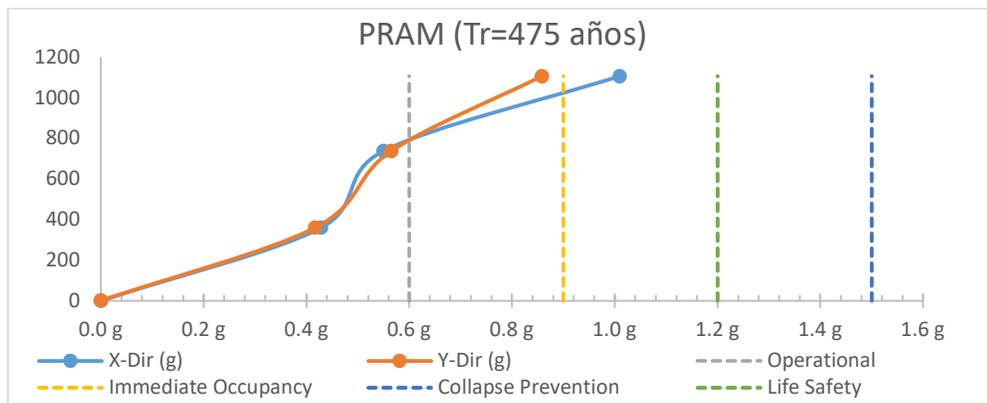


Figura 4.68. Aceleraciones de piso, para sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentan los resultados de las aceleraciones de piso para el Análisis No Lineal Tiempo Historia utilizando los sismos escalados para un periodo de retorno de 2500 años.

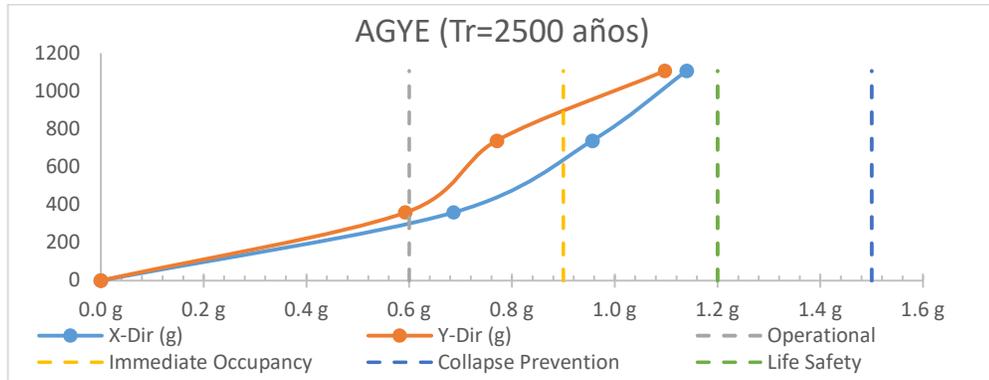


Figura 4.69. Aceleraciones de piso, para sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

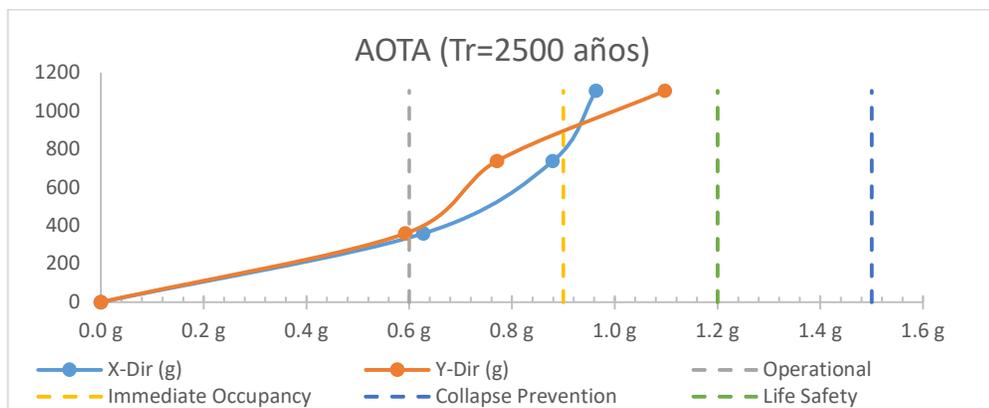


Figura 4.70. Aceleraciones de piso, para sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

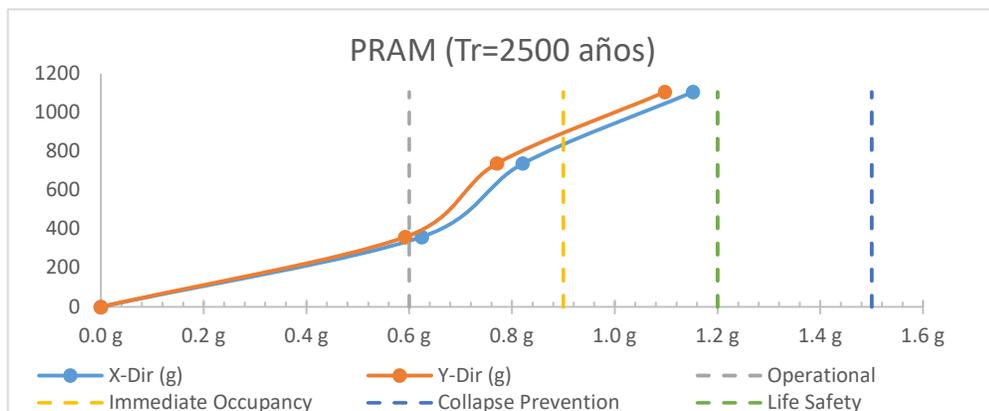


Figura 4.71. Aceleraciones de piso, para sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

## Capítulo 5. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Para el reforzamiento, se ha implementado riostras restringidas de pandeo (BRB), con la finalidad de rigidizar la estructura y reducir las derivas de la edificación, mejorando su comportamiento sísmico sin alterar significativamente su funcionalidad o configuración arquitectónica. Este tipo de reforzamiento se explica detalladamente en el capítulo 1.10.4.3 Riostras restringidas al pandeo (**Buckling Restrained Brace, BRB**).

La estrategia de reforzamiento del presente caso de estudio, consistió en introducir pórticos reforzados con rigidizadores restringidos al pandeo (BRB), diseñados para soportar las fuerzas laterales generadas por los tres sismos de diseño, y mantener las derivas y desplazamientos por debajo de los valores asociados a los objetivos de diseño.

### 5.1. Modelado de BRB's

Siguiendo las recomendaciones del Catálogo del disipador Dampo Dual Protect, (Se adjunta:

Anexo 2) del se realizó el modelado en el software ETABS como un elemento equivalente con comportamiento no lineal, definido como “link”. Los parámetros requeridos para modelar el comportamiento del disipador son la fuerza de diseño ( $F_d$ ) que se define con el área del núcleo ( $A_n$ ) y la rigidez ( $K_d$ ) que depende de la longitud del disipador ( $L$ ) y un factor de ajuste de rigidez ( $F_d$ ) que toma en cuenta la rigidez que aportan las conexiones.

$$\text{Rigidez del disipador:} \quad K_d = f_k \frac{A_n E}{L} \quad \text{Ecuación 9}$$

$$\text{Fuerza de diseño:} \quad F_d = A_n f_y \quad \text{Ecuación 10}$$

$$\text{Peso del disipador:} \quad W_d \quad \text{Ecuación 11}$$

$$\text{Rigidez lateral y área de contravientos} \quad \frac{K_L}{A_n/L} = \frac{E \cos^2 \theta}{\gamma + \eta(1-\gamma)} \quad \text{Ecuación 12}$$

(en un entrepiso)

$$\text{Distorsión de fluencia y} \quad \left(\frac{\Delta_L}{h}\right)_y = \frac{f_y[\gamma + \eta(1-\gamma)]}{E \sin \theta \cos \theta} \quad \text{Ecuación 13}$$

esfuerzo de fluencia:

Se adjunta:

Anexo 2 Características generales del disipador Dampo Dual Protect

En la Tabla 5.1, se muestran los parámetros para modelar de manera no lineal el dispositivo. Se recomienda usar el modelo “Plastic Wen”.

Tabla 5.1 Parámetros para definir el elemento equivalente en software de análisis

Tipo de “link”	Masa	Peso	Inercia rotacional	Deformación axial
Plastic Wen	$M_D = W_D/g$	$W_D$	$R_1 = R_2 = R_3 = 0$	Dirección = $U_1$
Rigidez efectiva	Amortiguamiento	Fuerza de fluencia esperada	Relación de rigidez post fluencia	Exponente de fluencia
$k_D = f_k \frac{A_n E}{L}$	= 0	$F_D * 1.1$	0.016	3.0

Fuente: (DAMPO Engineering technology e infraestructure)

Los valores de  $f_k$ ,  $W_d$ ,  $F_d$ ,  $K_d$  y  $L$  se pueden obtener de la Tabla 5.2 de acuerdo con las necesidades de su proyecto. El valor del esfuerzo de fluencia del acero en el núcleo es  $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 5.2 Propiedades de los disipadores Dampo Dual Protect

	Longitud	Fuerza de diseño	Desplazamiento de fluencia	Desplazamiento máximo	Ductilidad	Factor de rigidez	Rigidez axial	Camisa	Peso
Modelo	$L$ (m)	$F_d$ (t)	$d_y$ (mm)	$d_{max}$ (mm)	$\mu = \frac{d_{max}}{d_y}$	$f_k$	$k_d$ (kg/mm)	Sección	$W_d$ (kg)
40/4	4	40	5.2	31.4	6	1.21	7827	6 x 3/16	262
60/4	4	60	5.0	30.2	6	1.26	12220	8 x 1/8	425
80/4	4	80	5.0	30.1	6	1.27	16344	8 x 1/8	455
100/4	4	100	4.8	28.5	6	1.34	21522	10 x 3/16	663

Fuente: (DAMPO Engineering technology e infraestructure)

Los datos obtenidos del catálogo de los disipadores Dampo Dual Protect, que servirán para el respectivo modelado, se presentan a continuación:

Tabla 5.3 Propiedades de BRB

Fluencia del acero	$f_y$	3515	kg/cm2
Factor de ajuste del esfuerzo de fluencia	$R_y$	1.1	
Factor de rigidez	$f_k$	1.21	kg/mm
Rigidez axial	$K_d$	1.21	
Módulo de elasticidad	$E$	2100000	kg/cm2
Ductilidad	$\mu$	6	

Fuente: (DAMPO Engineering technology e infraestructure)

Asimismo, se presenta a continuación las longitudes de las diagonales consideradas:

Tabla 5.4. Dimensión de diagonales

Descripción	EJE 1 y 6 (G-H)	EJE G y H (3-4)
Planta baja	420 cm	450 cm
Primera planta alta	435 cm	465 cm
Segunda planta alta	426 cm	455 cm

Fuente: Elaboración propia

Se muestra la configuración realizada en el programa ETABS, acorde a los datos extraídos de la Tabla 5.1, y Tabla 5.2:

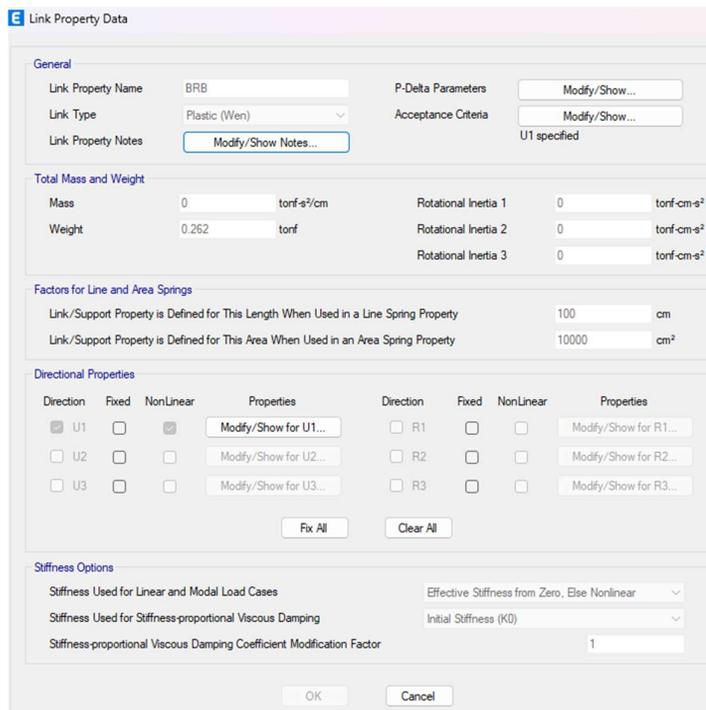


Figura 5.1 Configuración de BRB's en software ETABS

Fuente: Elaboración propia

Identification		
Property Name	BRB	
Direction	U1	
Type	Plastic (Wen)	
NonLinear	Yes	

Linear Properties		
Effective Stiffness	78.27	tonf/cm
Effective Damping	0	tonf-s/cm

Nonlinear Properties		
Stiffness	78.27	tonf/cm
Yield Strength	44	tonf
Post Yield Stiffness Ratio	0.016	
Yielding Exponent	0.6	

Figura 5.2 Configuración de BRB's en software ETABS

Fuente: Elaboración propia

## 5.2. Distribución de BRB's

El reforzamiento estructural consta de riostras restringidas de pandeo en forma de “V” invertida, colocados en dos vanos del eje “X” y “Y”, siendo un total de 8 BRB's por cada piso, dando un total de 24 BRB's, A continuación, se presenta la distribución de los disipadores de energía:

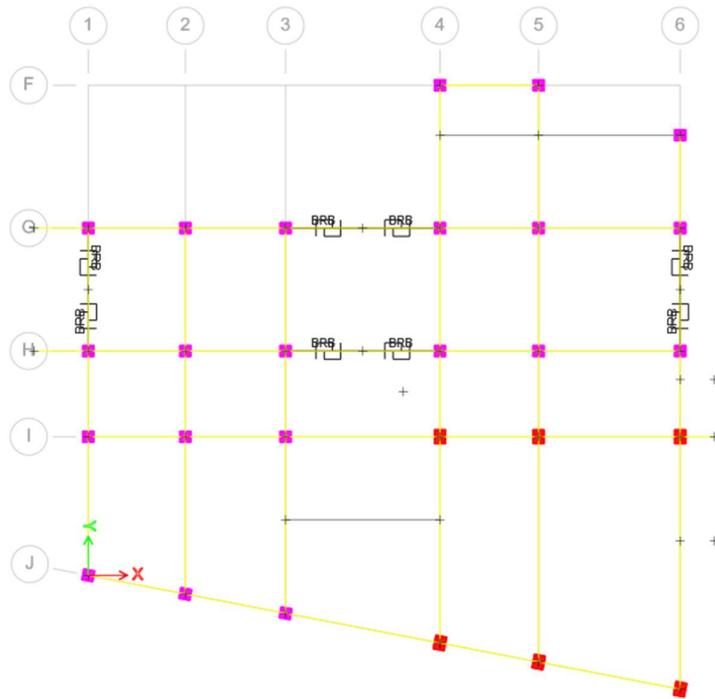


Figura 5.3 Vista en planta de distribución de BRB's

Fuente: Elaboración propia

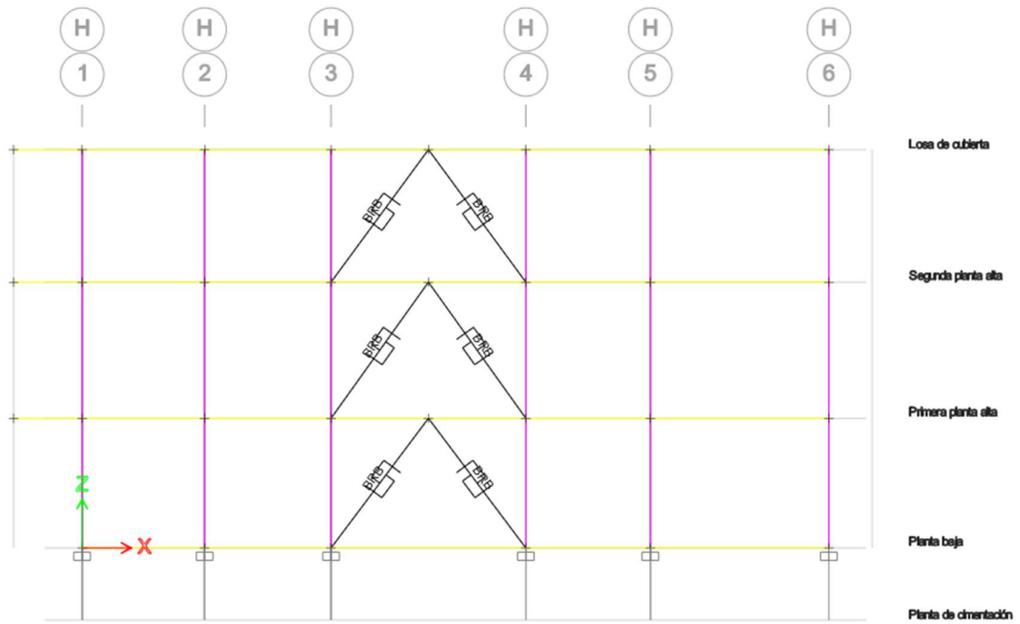


Figura 5.4 Elevación de distribución de BRB's

Fuente: Elaboración propia

### 5.3. Análisis de datos de estructura reforzada

Mediante el programa computacional Etabs se realiza el análisis de derivas y aceleraciones de piso del edificio reforzado con implementación de BRB's bajo cada uno de los tres movimientos de suelo de considerados.

#### 5.3.1. Derivas

En base a la relación de derivas de entrepiso de los estados de daño estructural, presentados en la Tabla 4.7. Desplazamiento objetivo acorde al nivel de desempeño y la Tabla 2.2. Probabilidad de excedencia y periodo de retorno medio contemplados, se presenta los límites de servicio para del edificio con rigidizadores restringidos al pandeo.

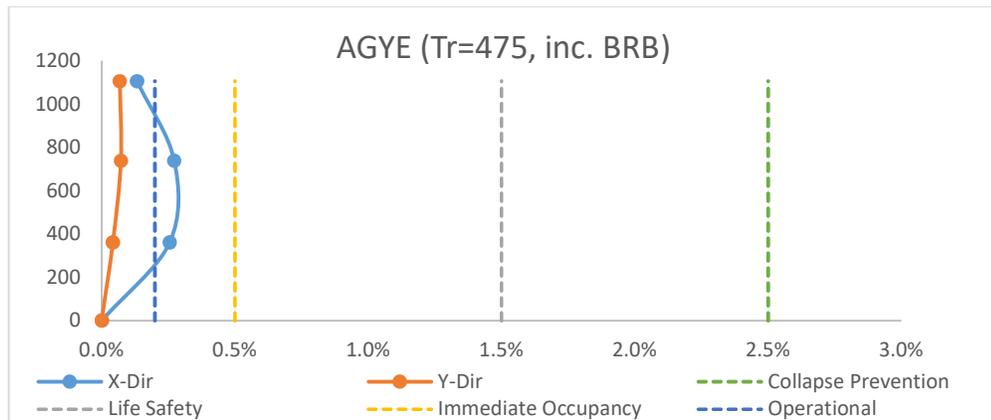


Figura 5.5. Derivas de entrepiso incluyendo BRB's, para sismo AGYE (Tr=47475años)

Fuente: Elaboración propia

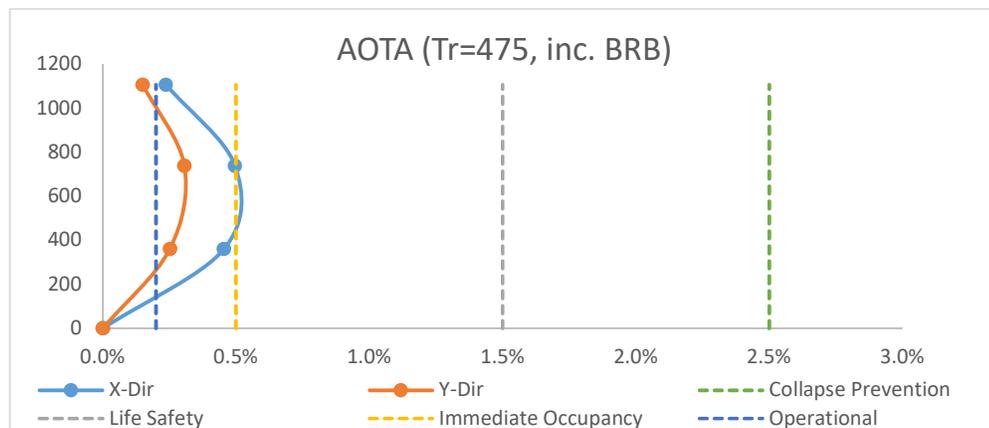


Figura 5.6. Derivas de entrepiso incluyendo BRB's, para sismo AOTA (Tr=475años)

Fuente: Elaboración propia

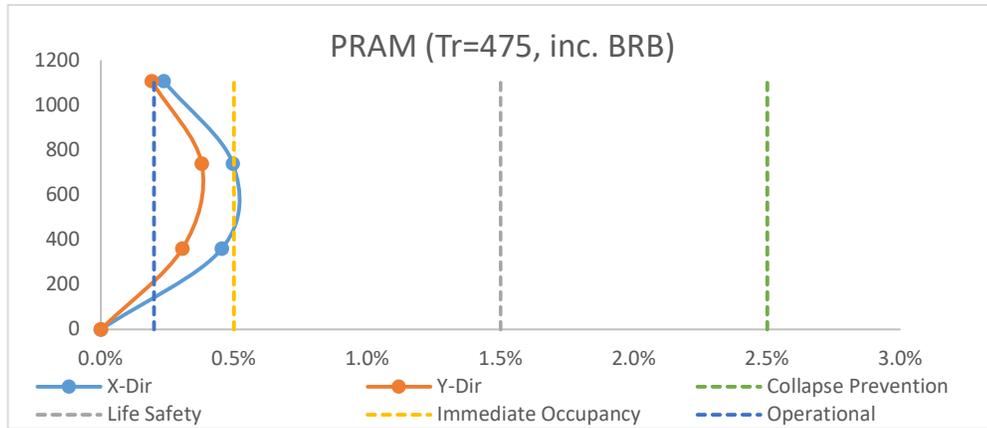


Figura 5.7. Derivas de entrespacio incluyendo BRB's, para sismo PRAM (Tr=475años)

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar, para los sismos analizados con un periodo de retorno de 475 años, la mayor deriva corresponde a la segunda planta alta, y con la utilización de BRB's, se logró entrar dentro del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Se realiza el mismo procedimiento para los sismos escalados con un periodo de retorno de 2500 años, y se muestran los resultados a continuación:

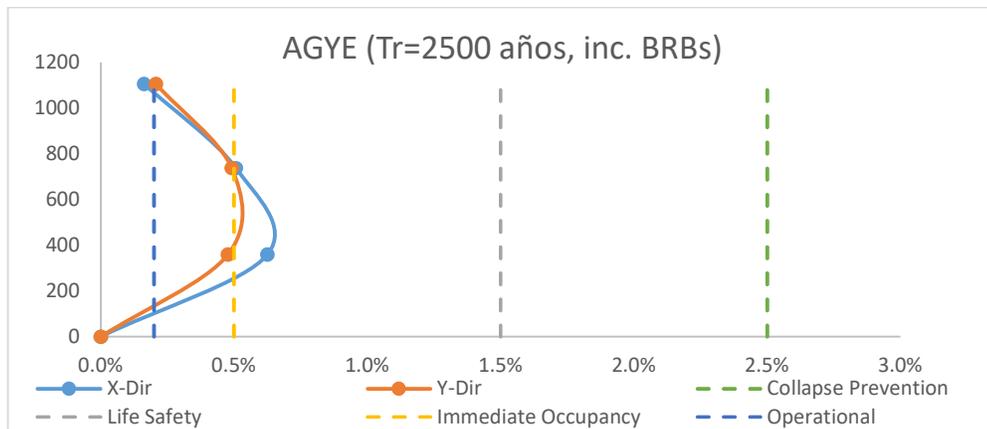


Figura 5.8. Derivas de entrespacio incluyendo BRB's, para sismo AGYE (Tr=2500años)

Fuente: Elaboración propia

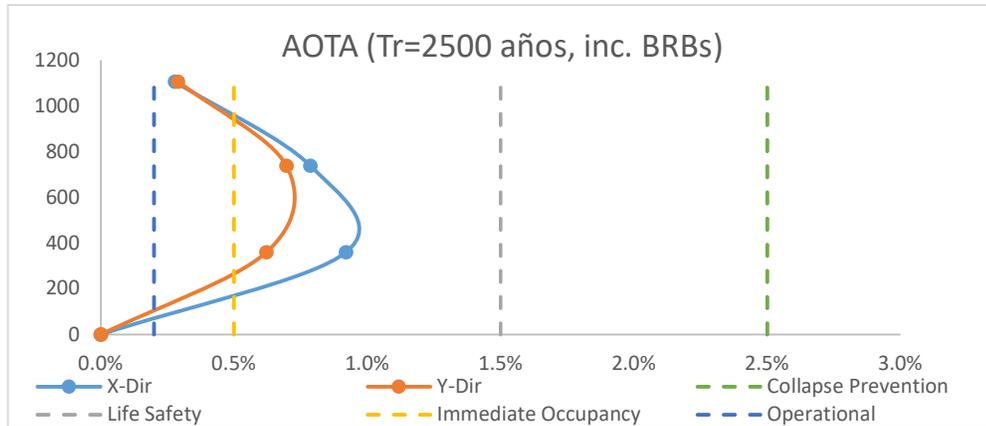


Figura 5.9. Derivas de entropiso incluyendo BRB's, para sismo AOTA (Tr=2500años)

Fuente: Elaboración propia

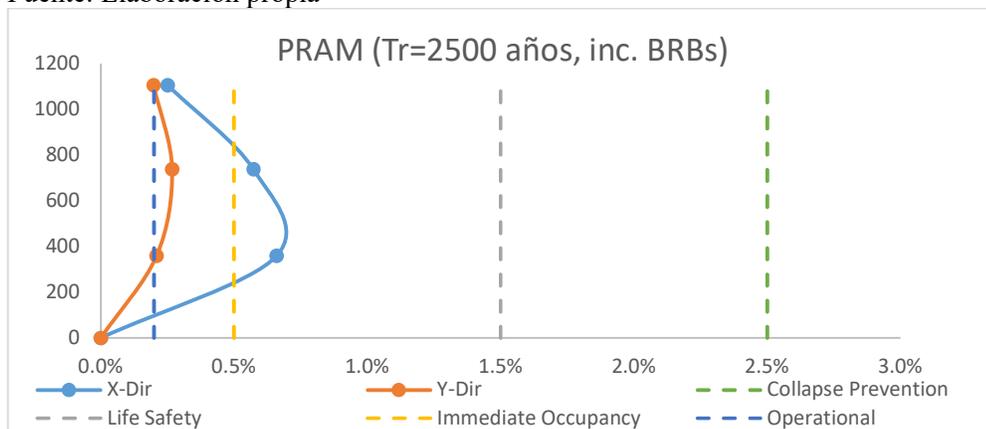


Figura 5.10. Derivas de entropiso incluyendo BRB's, para sismo PRAM (Tr=2500años)

Fuente: Elaboración propia

Analizando los tres sismos se puede apreciar que las derivas máximas de todos los pisos en la distribución indicada, cumple con el nivel de desempeño objetivo.

La estructura ha demostrado satisfacer de manera adecuada las derivas de piso en el análisis dinámico no lineal con las señales examinadas.

### 5.3.2. Aceleraciones

A continuación, se presenta el gráfico de las Aceleraciones máximas del edificio reforzado, para los tres sismos de estudio con el periodo de retorno de 475 años, y el análisis tiempo historia realizado:

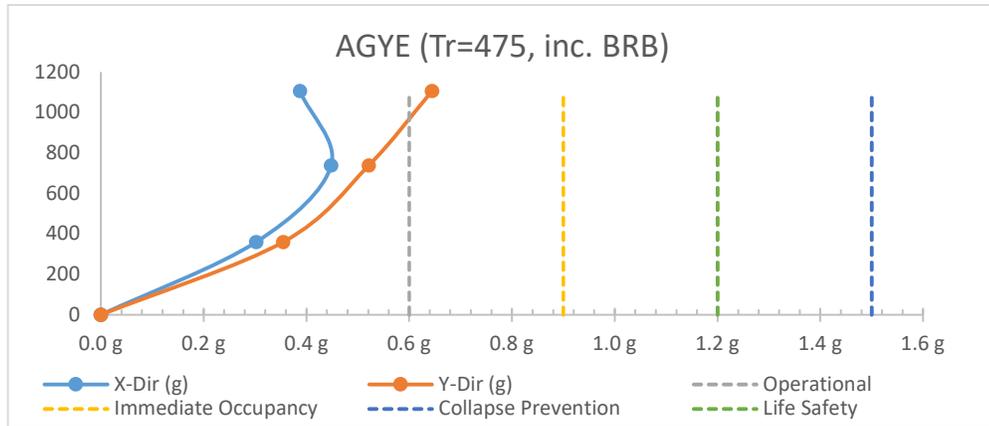


Figura 5.11. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo AGYE (Tr=475años)

Fuente: Elaboración propia

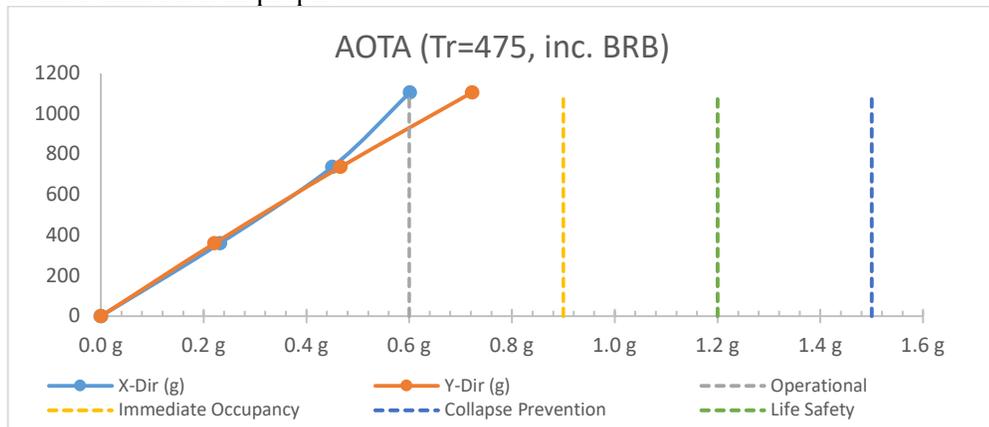


Figura 5.12. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo AOTA (Tr=475años)

Fuente: Elaboración propia

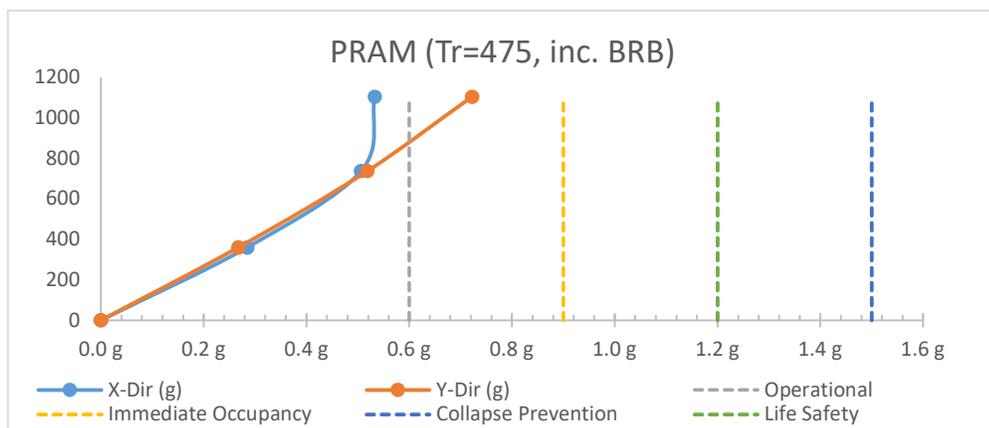


Figura 5.13. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo PRAM (Tr=475años)

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar en la figura que las aceleraciones del edificio reforzado con BRB's, para un periodo de retorno de 475 años tienen una pequeña disminución.

A continuación, se presenta el gráfico de las Aceleraciones máximas del edificio reforzado, para los tres sismos de estudio con el periodo de retorno de 2500 años, y el análisis tiempo historia realizado:

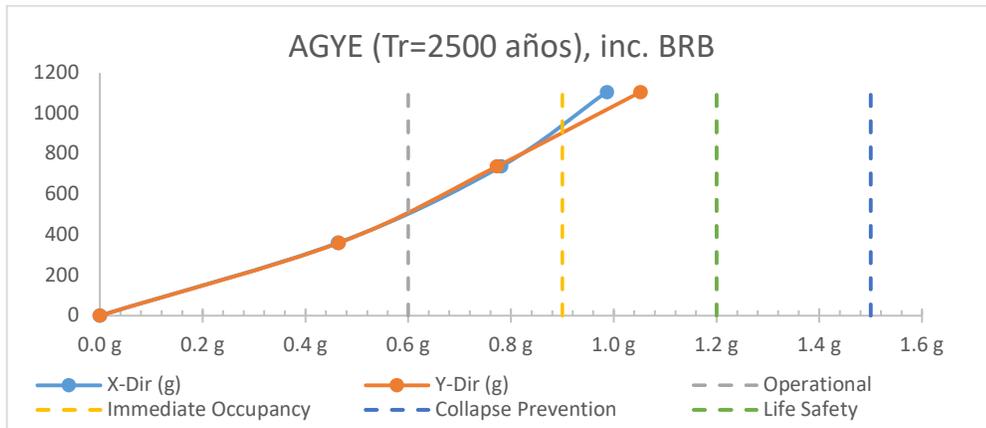


Figura 5.14. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo AGYE Tr=2500años)

Fuente: Elaboración propia

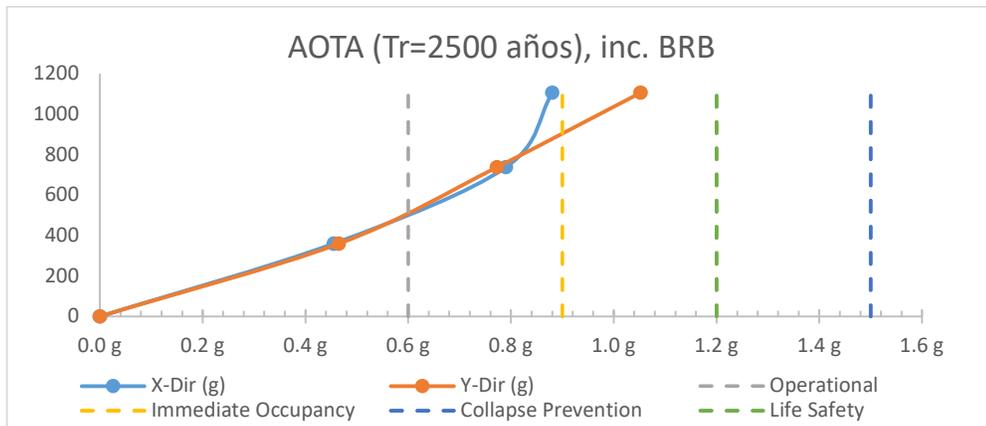


Figura 5.15. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo AOTA (Tr=2500años)

Fuente: Elaboración propia

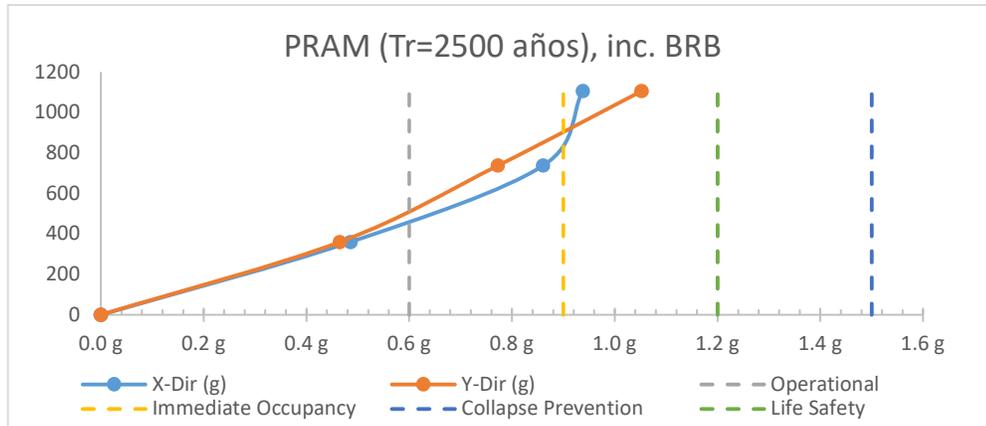


Figura 5.16. Aceleraciones de piso, incluyendo BRB's, sismo PRAM (Tr=2500años)

Fuente: Elaboración propia

En general, se puede observar en las figuras que las aceleraciones del edificio reforzado con BRB's, para un periodo de retorno de 2500 años tienen un ligero incremento debido al aumento de rigidez del edificio.

La selección de la distribución de los BRB se basa en su capacidad para cumplir con las derivas, manteniéndose dentro de nuestra deriva objetivo. Es importante señalar que, aunque se logra satisfacer los requisitos de derivas.

## Capítulo 6. ANÁLISIS ECONÓMICO

### 6.1. Presupuesto referencial de la propuesta de reforzamiento

A continuación, se presenta el presupuesto referencial del reforzamiento estructural con riostras restringidas de pandeo, para ello se ha tomado como punto de partida costos unitarios de la ciudad de Cuenca:

Tabla 6.1. Valores sugeridos para  $\beta$  para edificaciones regulares

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
<b>1</b>	<b>OBRA ESTRUCTURAL (REFORZAMIENTO)</b>				<b>\$ 34,367.39</b>
1.01	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural A36	kg	2673	3.63	\$ 9,702.99
1.02	Suministro, fabricación y montaje de placas de anclaje A572, inc. oxicorte	kg	1122.85	5.46	\$ 6,130.76
1.03	Suministro, fabricación y montaje de placas de anclaje A572, inc. oxicorte y perforación con plasma	kg	251.23	6.12	\$ 1,537.53
1.04	Suministro e instalación de acero de refuerzo $F_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	998.7	2.36	\$ 2,356.93
1.05	Suministro y colocación de hormigón simple de $F'C=300$ kg/cm <sup>2</sup> incluye bomba y aditivo acelerante	m <sup>3</sup>	1.96	195.50	\$ 383.18
1.06	Perforación con broca de titanio (25 cm) y epóxico para anclajes de altas cargas	u	864	16.50	\$ 14,256.00
<b>2</b>	<b>OBRAS FINALES</b>				<b>\$ 650.00</b>
2.01	Limpieza final de la obra	global	1	650.00	\$ 650.00
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$ 35,017.39</b>
<b>IVA (15%)</b>					<b>\$ 5,252.61</b>
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 40,270.00</b>

Fuente: Elaboración propia

El reforzamiento estructural consta de riostras restringidas de pandeo en forma de “V” invertida, colocados en dos vanos del eje “X” y “Y”, siendo un total de 8 BRB’s por cada piso, dando un total de 24 BRB’s y obteniendo un precio unitario aproximado de \$1450,00 con su fabricación directa.

### 6.2. Análisis costo-beneficio del reforzamiento estructural

Actualmente la entidad hospitalaria no cumple con los requisitos mínimos que enmarca la norma para el uso como una estructura esencial, por lo tanto, la implementación de disipadores sísmicos es una estrategia clave para mejorar la seguridad estructural y operativa durante y después de un sismo. Este análisis costo-beneficio evalúa los costos de instalación y mantenimiento en comparación con los beneficios en términos de reducción de daños, continuidad operativa y protección de vidas.

Determinar la viabilidad de un sistema de reforzamiento se basa en gran medida en el costo de éste en comparación con el valor de la estructura, además de su funcionalidad para resolver problemas estructurales. Aunque la implementación de BRB puede implicar costos iniciales más altos en comparación con sistemas de arriostamiento convencionales, los beneficios en términos de desempeño sísmico, reducción de daños estructurales y no estructurales, y menores costos de mantenimiento pueden justificar la inversión.

### **6.2.1. Costos de Implementación**

Los costos de la implementación de los disipadores, se muestran en el Capítulo 6.1 Presupuesto referencial de la propuesta de reforzamiento.

### **6.2.2. Beneficios de Implementación**

#### **a) Beneficios Tangibles**

- 1. Reducción de daños estructurales y no estructurales:**
  - Hasta un 50-80% de reducción en costos de reparación tras un sismo.
  - Protección de equipos médicos costosos y suministros.
- 2. Continuidad operativa**
  - Disminución del tiempo de inactividad post-sismo.
  - Evita traslado de pacientes y saturación de otros hospitales.
- 3. Ahorro en costos de seguros**
  - Reducción en primas de seguros por menor riesgo estructural.
- 4. Menos gastos en reconstrucción y rehabilitación**
  - Un hospital dañado puede requerir inversiones millonarias para su recuperación.

#### **b) Beneficios Intangibles**

- **Protección de vidas humanas:** Mayor seguridad para pacientes, personal médico y visitantes.
- **Confianza y reputación institucional:** Mayor credibilidad ante la comunidad y organismos de salud.

- **Cumplimiento normativo y acceso a financiamiento:** Posibles incentivos gubernamentales y financiamiento para hospitales con infraestructura sísmicamente resiliente.

A pesar del costo inicial, la implementación de los disipadores sísmicos en la entidad hospitalaria representa una inversión altamente rentable. Los beneficios incluyen reducción significativa de daños, continuidad operativa, ahorro en reconstrucción y protección de vidas humanas. La relación costo-beneficio es favorable, asegurando que los hospitales cumplan su función crítica en emergencias.

## **Conclusiones**

Se evaluó la entidad hospitalaria a pesar de la poca información existente, y sí bien es cierto cumplimos con el nivel de desempeño sísmico establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, alcanzando para el sismo más crítico que causa una mayor afectación a la estructura, correspondiente al sismo AOTA y un período de retorno de 475 años el nivel de seguridad de vida y para un periodo de retorno de 2500 años un nivel de prevención de colapso, consideramos que para una edificación esencial debería brindar una funcionalidad continua, es decir alcanzar el nivel de Ocupación inmediata.

Del análisis pushover realizado, existen comportamientos que dan cuenta que la estructura además de ser vulnerable tiene un problema de configuración estructural.

De lo mencionado en la conclusión anterior, debido a que los resultados muestran un acoplamiento de modos en el eje “X” y “Y”, nos obliga a desarrollar un tiempo historia.

Se realiza un análisis de reforzamiento estructural, teniendo como objetivo alcanzar un mejor nivel de desempeño disminuyendo las derivas, para lo cual se implementó BRB's, permitiendo que la estructura logre el nivel de desempeño requerido por la Norma ASCE 41-13.

Los BRB's además de restringir derivas de piso, se consideran fusibles, que funcionan por eventos, y pueden acumular daño, en consecuencia, deberán estar libres con la opción de poder ser reemplazados.

Para un periodo de retorno de 475 años en general alcanza la funcionalidad continua (ocupación inmediata); y, para un período de retorno de 2500 años logra un comportamiento de seguridad de vida.

Finalmente se concluye que la edificación no presta las condiciones mínimas para ser una edificación esencial.

## **Recomendaciones**

Se recomienda realizar un SPT y determinar la clasificación y capacidad portante del suelo.

Aplicando la metodología (FEMA P-154, 2015), se recomienda una inspección visual del estado actual de los elementos estructurales, y con ello levantar un modelo definitivo de lo real construido.

Levantar información mediante ensayos no destructivos, es decir extracción de núcleos, escáner de armados de acero, carbonatación, pastillas de adherencia, y otros; a fin de obtener la información real de los elementos estructurales.

Para estudios posteriores, se recomienda que se evalúe cuál sería el tipo de reforzamiento estructural más óptimo, tanto a nivel técnico como económico, ya que el presente estudio se centró en la determinación de la vulnerabilidad actual de la estructura, y para disminuir las derivas de piso se utilizó dispositivos de disipación, pudiendo existir otras alternativas más eficientes donde se cumplan con todos los parámetros aquí analizados.

Será importante realizar ingeniería de valor, de las variantes de reforzamiento y comparar su costo-beneficio de la implementación versus la liberación y construcción de un nuevo hospital.

## Bibliografía

- ASCE/SEI 41-13. (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 7-22. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.
- ATC 40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California, Estados Unidos: Applied Technology Council.
- Banco de Desarrollo de América Latina. (2014).
- Banco Interamericano de Desarrollo. (2020).
- Bertero, Raul D, & Bertero, Vitelmo V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, 26.
- Carrión Bravo, A. G., & Sinchi Brito, T. G. (2017). *Análisis dinámico no lineal del “Hospital Municipal Materno Infantil del Niño y la Mujer” de la ciudad de Cuenca, medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad estructural. Tesis de Ingeniería. Universidad del Azuay*. Cuenca, Ecuador.
- Chavesta Ruelas, E. P. (2019). *Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima. Tesis de Ingeniería Civil. Universidad nacional Federico Villarreal*. Lima, Perú.
- Cienciasfera. (s.f.). Obtenido de [https://www.cienciasfera.com/materiales/biologiageologia/biologiageologia/tema03/11\\_ondas\\_ssmicas.html](https://www.cienciasfera.com/materiales/biologiageologia/biologiageologia/tema03/11_ondas_ssmicas.html)
- DAMPO Engineering technology e infrastructure. (n.d.). *www.dampo.com.mx*. Retrieved from Dampo: <https://www.dampo.com.mx/dispador-dampo-dual-protect/>
- Espíndola Castro, V. H., & Pérez Campos, X. (2018). ¿Qué son los SISMOS, dónde ocurren y cómo se miden? *ciencia*, 15.
- FEMA 273. (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC-33 Project).
- FEMA 274. (1997). *NEHRP COMMENTARY ON THE GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington, DC.: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC-33 Project).
- FEMA 306. (1998). *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings*. Washington, D.C.
- FEMA P-154. (2015). *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook. Third Edition*. Washington, D.C.: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL.
- Folić, R., & Ćosić, M. (2016). Performance-based nonlinear seismic methods of structures: a review of scientific knowledge in the last 20 years. *University of Novi Sad, The Faculty of technical sciences*, 10.
- Lozano Ramirez, N. (2013). *Comparación sísmo resistente y económica entre una estructura convencional y una no convencional en un mismo edificio irregular. Tesis de Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Javeriana*. Bogotá.
- Madhekar, S., & Matsagar, V. (2022). *Passive Vibration Control of Structure*. Boca Raton: CRC Press.
- Molina Torres, E. E., & Mora Pesantez, C. C. (2016). *Evaluación estructural del “Hospital Municipal de la Mujer y del Niño” de la ciudad de Cuenca-*

- provincia de Azuay- para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria. Tesis de Ingeniería. Universidad del Azuay. Cuenca, Ecuador.*
- NEC-SE-DS. (2014). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-RE. (2014). *RIESGO SÍSMICO, EVALUACIÓN, REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS*. MIDUVI.
- Organización Panamericana de la Salud. (2000). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. Washington, D.C.
- Organización Panamericana de la Salud. (2004). *Manual de evaluación*.
- Organización Panamericana de la Salud. (2007). *¿Su hospital es seguro? Preguntas y respuestas para el personal de salud*. Ecuador: Noción.
- Organización Panamericana de la Salud. (2023). *Herramienta de evaluación posdesastre de hospitales*. 21.
- Paredes Azaña, M. Á. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de lima aplicando el análisis estático no lineal pushover. Tesis de Ingeniería Civil. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima, Perú.*
- Quichimbo Vinces, M. A., & Valdez Moreira, M. A. (2024). *Análisis de desempeño estructural en una estructura de hormigón armado con sistemas de disipación sísmica. Tesis de Ingeniería Civil. Universidad Politécnica Salesiana. Guayaquil, Ecuador.*
- Quichimbo Vinces, M., & Valdez Moreira, E. (2024). *Análisis de desempeño estructural en una estructura de hormigón armado con sistemas de disipación sísmica. Tesis de Ingeniería. Universidad Politécnica Salesiana. Guayaquil, Ecuador: 2024.*
- R. Aguiar , M. Rodríguez, & D. Mora. (2016). *Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS*. Barcelona, España: A.H. Barbat.
- SAING CONSULTING INGENIERIA SISMORESISTENTE. (2022, 07 22). Retrieved from [https://saingconsulting.com/2022/07/22/arriostres-pandeo-restringido-brbs/?utm\\_source=chatgpt.com](https://saingconsulting.com/2022/07/22/arriostres-pandeo-restringido-brbs/?utm_source=chatgpt.com)
- SEISMICKNOWLEDGE. (2018, Agosto 27). *seismicknowledge*. Retrieved from <https://sites.ipleiria.pt/seismicknowledge/tag/escala-de-magnitudes/>
- SeismicsKnowledge. (2018, Agosto 27). Retrieved from <https://sites.ipleiria.pt/seismicknowledge/tag/escala-de-magnitudes/>
- Sepas Hokamabadi, A., Gholizadeh, S., & Tariverdilo, S. (2021). Robust Design of Reinforced Concrete Moment-resisting Frames. *International Journal of Engineering*, 10.
- Tovar Molina, S. (2022). *Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio del honorable consejo universitario mediante la medición de vibraciones. Tesis de Ingeniería Civil. Universidad Técnica de Ambato. Ambato, Ecuador.*
- Vision 2000 SEAOC. (1995). *Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings. Committee and California Office of Emergency Services*. Sacramento, USA.