



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

Análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento para lograr un nivel de desempeño de ocupación inmediata, caso de estudio “Hospital Vicente Corral Moscoso” de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay.

Trabajo de titulación para la obtención del título de la Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Sismo-resistentes, versión I.

AUTOR:

KEVIN ESPINOZA SANTACRUZ

DIRECTOR:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

Cuenca, Ecuador

2025

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo a mi familia, por su amor incondicional y apoyo constante en cada etapa de mi vida, sin ellos no habría sido posible llegar hasta estas instancias de mi vida académica y profesional. A mis padres, que siempre me enseñaron el valor del esfuerzo y el sacrificio. A mis profesores, quienes con su guía y paciencia me ayudaron a desarrollar todas las aptitudes y destrezas con las cuales el presente trabajo fue realizado. Finalmente, a mis amigos, quienes estuvieron a mi lado durante este largo camino.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi profunda gratitud a todas las personas que hicieron posible la realización de este trabajo.

En primer lugar, agradezco a mi director de tesis, el ingeniero José Vázquez, por su invaluable guía, paciencia y apoyo durante cada etapa de este proceso. También, al ingeniero Mateo Narváez que con su experiencia y conocimiento supo orientar cada aspecto relevante del presente. Además, me complace agradecer de igual forma al tribunal evaluador, cuyos comentarios contribuyeron constructivamente en este proyecto.

A mi familia, por su amor, comprensión y motivación constante, incluso en los momentos más difíciles. A mis amigos y compañeros, por su apoyo emocional y por estar siempre dispuestos a escuchar y compartir sus ideas.

A todos ustedes, mi más sincero agradecimiento.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE CONTENIDOS	III
INDICE DE TABLAS	VII
INDICE DE FIGURAS	IX
RESUMEN.....	XII
ABSTRACT	XIII
INTRODUCCIÓN.....	14
Problemática	15
Objetivo general:	15
Objetivos específicos:.....	15
Metodología.....	16
CAPITULO 1. ESTADO DEL ARTE.....	17
1.1. Antecedentes.....	17
Términos usados en la Investigación.....	20
1.1.1. Edificaciones Esenciales	22
1.1.2. Objetivos de Rehabilitación	24
1.1.3. Objetivos de rehabilitación mejorados	25
1.1.4. Objetivos de rehabilitación limitados.....	26
1.1.5. Niveles de Desempeño.....	26
1.2. Peligro sísmico.....	31
1.2.1. Riesgo tolerable	34
1.2.2. Categoría de riesgo	34
1.2.3. Factor de importancia	34
1.2.4. Terremoto del 16 de abril del 2016	36
1.2.5. Estimación de pérdidas indirectas	37
1.2.6. Ajuste por clase de sitio	39
1.2.7. Espectro de respuesta general	39
1.2.8. Información según la construcción	40
1.3. Adecuación Sísmica	41
1.3.1. Criterios de Priorización	41
1.3.2. Índice de Amenaza Sísmica	42

1.3.3.	Índice de Vulnerabilidad.....	42
1.3.4.	Grado de Importancia	43
1.3.5.	Nivel de Desempeño	43
1.3.6.	Límites de Deriva	45
1.4.	Evaluación de daños en hospitales	46
1.4.1.	Ubicación de la zona geográfica del establecimiento de salud.....	47
1.4.2.	Antecedentes de las Instalaciones de Salud	48
1.4.3.	Estimación de daños en hospitales.....	48
1.4.4.	Reducción de riesgos en hospitales.....	49
1.4.5.	Mitigación del Riesgo.....	49
1.4.6.	Vulnerabilidad estructural.....	50
1.4.7.	Vulnerabilidad no estructural.....	50
1.4.8.	Daño por sismo en los hospitales	51
1.4.9.	Evaluación de Daño debido a Sismo.....	52
1.4.10.	Características del Hormigón	53
1.4.11.	Investigación de Daños por Sismo	54
1.4.12.	Clasificación de daños a componentes	56
1.5.	Análisis estático lineal	57
1.6.	Análisis estático no lineal (pushover).....	58
1.6.1.	Curva de Capacidad.....	58
1.6.2.	Curva idealizada de capacidad.....	61
1.7.	Análisis no lineal	62
1.7.1.	Acciones críticas y ordinarias	62
1.7.2.	Acciones controladas por fuerza	63
1.7.3.	Límite de deriva de respuesta inaceptable.....	64
1.7.4.	Respuestas inaceptables para la seguridad de la vida.....	64
1.7.5.	Amortiguamiento	65
1.7.6.	Torsión accidental.....	65
1.7.7.	Revisión de los parámetros y criterios de aceptación del modelado no lineal	66
1.7.8.	Revisiones de los parámetros de modelado y criterios de aceptación	66
1.8.	Análisis tiempo historia	67
1.9.	Análisis dinámico incremental	69
1.10.	Criterios de aceptación y rechazo.....	70
1.11.	Elementos no estructurales.....	71
1.11.1.	Estimación de pérdidas por sismo de contenidos de edificios	71
1.11.2.	Recopilación de la información.....	71

1.11.3.	Niveles de desempeño en elementos no estructurales.....	73
1.11.4.	Estimación de pérdidas por sismo en contenidos de edificios	74
1.12.	Adecuación sísmica de edificaciones	77
1.13.	Disipación sísmica	78
1.13.1.	Disipación de Energía en Edificios Existentes	78
1.13.2.	Buckling Restrained Brace (BRB)	79
1.13.3.	Amortiguadores de fluido viscoso.....	85
CAPITULO 2.	DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA UTILIZADA ASCE 41-13	91
Alcance	91
Incertidumbre y confiabilidad	92
Masa	93
Definición de Deficiencia	93
2.7 MODELOS ANALÍTICOS	93
2.7.2 Modelos de los Componentes	94
2.7.3.1 Vigas	95
2.7.3.2 Columnas	96
2.1. Desempeño estructural	96
2.1.1.	Niveles de desempeño	97
2.1.2.	Selección de objetivo de desempeño.....	98
2.2. Métodos de evaluación de la capacidad estructural o resistencia	98
2.2.1.	Análisis lineal	99
2.2.2.	Análisis no lineal	99
2.3. Evaluación estructural según la metodología ASCE 41-13	99
2.3.1.	Objetivos de Desempeño	99
2.3.2.	Niveles de amenaza sísmica.....	100
2.3.3.	Peligrosidad sísmica (Espectro de aceleraciones)	104
2.3.4.	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	105
CAPITULO 3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....		106
3.1. Descripción arquitectónica	106
3.2. Materiales de construcción y elementos estructurales	107
3.3. Descripción de la disposición estructural	108
CAPITULO 4. ANÁLISIS		109
4.1. Análisis Estático No Lineal	109
4.1.1.	Cargas por gravedad de los componentes y combinaciones de carga.....	110

4.1.2.	Capacidad de Deformación de los Elementos	115
4.1.3.	Curva de capacidad (Pushover).....	119
4.2.	Análisis dinámico no lineal tiempo historia	125
4.2.1.	Base del procedimiento.....	125
4.2.2.	Criterios de aceptación para procedimientos no lineales.....	126
4.2.3.	Análisis de los movimientos sísmicos.....	127
4.2.4.	Objetivos de desempeño	135
4.2.5.	Consideraciones de modelado y análisis para NDP	135
4.3.	Análisis de los Resultados Obtenidos del Procedimiento Dinámico no Lineal (NDTH)	138
4.3.1.	Derivas Obtenidas para un período de retorno de 475 años	138
4.3.2.	Derivas Obtenidas para un período de retorno de 2500 años	140
4.3.3.	Aceleraciones de piso para un período de retorno de 475 años	142
4.3.4.	Aceleraciones de piso para un período de retorno de 2500 años	144
CAPITULO 5.	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	146
5.1.	Modelamiento.....	146
5.2.	Información preliminar	147
5.3.	Análisis de datos de estructura reforzada	149
CAPITULO 6.	ANÁLISIS ECONÓMICO.....	151
6.1.	Estructura de los BRB	151
6.2.	Análisis de costo en la estructura de análisis.....	153
6.3.	Análisis costo-beneficio	154
CONCLUSIONES.....		155
RECOMENDACIONES.....		156
BIBLIOGRAFÍA.....		157

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Control de daños y niveles de desempeño del edificio	29
Tabla 1.2 Control de daños y niveles de desempeño de edificios	30
Tabla 1.3 Niveles de desempeño estructural	31
Tabla 1.4 Niveles de desempeño estructural	31
Tabla 1.5 Valores de Factor de Importancia.....	35
Tabla 1.6 Costos de reconstrucción por sector	37
Tabla 1.7 Niveles de Amenaza Sísmica	44
Tabla 1.8 Valores de Derivas Normalizadas para nivel de diseño alto	46
Tabla 1.9 Procedimientos de pruebas e inspección.....	55
Tabla 1.10 Costos de contenidos en hospitales.....	72
Tabla 1.11 Niveles de desempeño no estructural - Componentes arquitectónicos.....	75
Tabla 2.1 Categoría de Riesgo de Edificios y Otras Estructuras para Cargas de Inundación, Viento, Tornado, Nieve, Terremoto y Hielo, contemplados por el ASCE 7-22	100
Tabla 2.2 Probabilidad de excedencia y periodo de retorno medio contemplados por el ASCE 41-13 ...	101
Tabla 2.3 Objetivos básicos de desempeño para edificios existentes.....	102
Tabla 2.4 Objetivos de desempeño	103
Tabla 2.5 Coeficientes de sitio y sismicidad contemplados	104
Tabla 4.1 Cálculo de carga muerta	111
Tabla 4.2 Cálculo de carga viva	112
Tabla 4.3 Área por planta de la edificación	113
Tabla 4.4 Resumen de cargas calculadas.....	113
Tabla 4.5 Valores para el factor de modificación C_o	123
Tabla 4.6 Valores para el factor de modificación C_2	123
Tabla 4.7 Valores de desplazamiento objetivo máximo para niveles de desempeño	125
Tabla 4.8 Nombres de los Acelerogramas utilizados en el modelo	129
Tabla 4.9 Objetivos de desempeño de la edificación.....	135
Tabla 4.10 Aceleraciones de piso máximo para diferentes niveles de desempeño	142
Tabla 5.1 Parámetros para definir el elemento equivalente en software de análisis.....	146

ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA LOGRAR UN NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA, CASO DE ESTUDIO “HOSPITAL VICENTE CORRAL MOSCOSO” DE LA CIUDAD DE CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY.

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Superficie de costos relativos de varios objetivos de rehabilitación	25
Figura 1.2 Desempeño y Demanda de Deformación para estructuras dúctiles	28
Figura 1.3 Propagación de ondas primarias y secundarias.....	32
Figura 1.4 Propagación de ondas L y de Rayleigh	33
Figura 1.5 Magnitudes de sismos y Energía Liberada	34
Figura 1.6 Curva de Capacidad y Niveles de Desempeño	44
Figura 1.7 Curva de Capacidad y Niveles de Desempeño para distintos tipos de edificaciones	45
Figura 1.8 Capacidades de desplazamiento global para diversos niveles de desempeño. Las capacidades variarán según el nivel de daño y la de restauración.	53
Figura 1.9 Demandas de desplazamiento global de edificios dañados y no restaurados.....	54
Figura 1.10 Representación del efecto de piso débil.....	59
Figura 1.11 Representación del efecto columna fuerte-viga débil	60
Figura 1.12 Curva de capacidad real (color negro) y curva idealizada	61
Figura 1.13 Acción de fuerza-desplazamiento de componentes controlados por deformación.....	66
Figura 1.14 Diferentes comportamientos de colapso: (a) colapso vertical debido a la pérdida de capacidad de carga vertical; y (b) colapso incipiente por desplazamiento lateral debido a la pérdida de capacidad de resistencia a fuerzas laterales.	70
Figura 1.15 Contenidos de edificio sujetos a múltiples modos de falla	74
Figura 1.16 Sistema BRB en la UC Berkeley.....	80
Figura 1.17 Tubo de acero para revestimiento de hormigón BRB.....	82
Figura 1.18 Conexión Empernada Standard	83
Figura 1.19 Comportamiento del Sistema BRB	84
Figura 1.20 Comportamiento del Arriostramiento en el BRB	85
Figura 1.21 Conexión del sistema de amortiguamiento.....	86
Figura 1.22 Amortiguador con fluido viscoso	89
Figura 2.1 Modelo idealizado fuerza-deformación.....	95
Figura 2.2 Espectro elástico horizontal de aceleraciones.....	105
Figura 3.1 Planta Baja y Primera planta alta.....	106
Figura 3.2 Segunda, tercera, cuarta, quinta y sexta planta alta	106
Figura 3.3 Séptima planta alta y terraza	107

Figura 3.4 Modelo 3D del hospital analizado	108
Figura 4.1 Secuencia del proceso de Análisis Pushover	109
Figura 4.2 Patrón de cargas laterales	110
Figura 4.3 Tipos de curvas fuerza-deformación	116
Figura 4.4 Curva idealizada fuerza-deformación.....	117
Figura 4.5 Gráfico momento-rotación calculada de vigas	119
Figura 4.6 Curva de capacidad obtenida del modelo	119
Figura 4.7 Curva bilineal idealizada.....	120
Figura 4.8 Curva bilineal obtenida en el modelo	121
Figura 4.9 Acelerograma AGYE-E, señal previa al escalamiento	130
Figura 4.10 Acelerograma AGYE-N, señal previa al escalamiento.....	130
Figura 4.11 Acelerograma AOTA-E, señal previa al escalamiento	131
Figura 4.12 Acelerograma AOTA-N, señal previa al escalamiento.....	131
Figura 4.13 Acelerograma PRAM-E, señal previa al escalamiento	132
Figura 4.14 Acelerograma PRAM-N, señal previa al escalamiento	132
Figura 4.15 Gráfico esquemático del escalamiento de acelerogramas	133
Figura 4.16 Espectro del acelerograma AGYE.....	133
Figura 4.17 Espectro del acelerograma AOTA.....	134
Figura 4.18 Espectral matching con el espectro de respuesta objetivo con un período de retorno de 475 años	134
Figura 4.19 Espectral matching con el espectro de respuesta objetivo con un período de retorno de 2500 años	135
Figura 4.20 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años, provocadas por el sismo AGYE, comparados con los umbrales de desempeño	139
Figura 4.21 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años, provocadas por el sismo AOTA, comparados con los umbrales de desempeño	139
Figura 4.22 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años, provocadas por el sismo PRAM, comparados con los umbrales de desempeño	140
Figura 4.23 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años, provocadas por el sismo AGYE, comparados con los umbrales de desempeño	140
Figura 4.24 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años, provocadas por el sismo AOTA, comparados con los umbrales de desempeño	141
Figura 4.25 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años, provocadas por el sismo PRAM, comparados con los umbrales de desempeño	141
Figura 4.26 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo AGYE	143
Figura 4.27 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo AOTA	143

Figura 4.28 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo PRAM	144
Figura 4.29 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo AGYE	144
Figura 4.30 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo AOTA	145
Figura 4.31 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo PRAM	145
Figura 5.1 Vista en planta de distribución de BRB´s.....	148
Figura 5.2 Elevación 3D de distribución de BRB´s.....	149
Figura 5.3. Derivas de entrepiso incluyendo BRB´s, para sismo AGYE (Tr=475años)	150
Figura 5.4. Derivas de entrepiso incluyendo BRB´s, para sismo AOTA (Tr=475años)	150
Figura 5.5. Derivas de entrepiso incluyendo BRB´s, para sismo PRAM (Tr=475años)	151
Figura 6.1 Estructura de un BRB.....	152

RESUMEN

El Hospital Vicente Corral Moscoso en Cuenca-Ecuador, ha resistido varios sismos a lo largo de su historia, por lo que nace la interrogante si su estructura es apta para mantener su funcionalidad continua en caso de un sismo extremo. La presente investigación da cuenta del análisis estructural del edificio, con énfasis en la realización de modelos estáticos y dinámicos no lineales. Los resultados se compararon con estándares asociados a los niveles de desempeño recomendados por normas vigentes y diversos autores. Se concluyó que la estructura requiere reforzamiento adicional para cumplir con los niveles de desempeño y seguridad deseados, y se recomienda explorar opciones económicamente viables para su reforzamiento estructural.

PALABRAS CLAVE:

Vulnerabilidad, Vicente Corral Moscoso, Análisis Estático No Lineal, Análisis Dinámico No Lineal, vulnerabilidad sísmica, evaluación estructural, reforzamiento estructural.

Ing. Pablo Quinde Martínez

Coordinador de Escuela

Ing. José Vázquez Calero

Director de Tesis

Autor

Kevin Espinoza Santacruz

ABSTRACT

The Vicente Corral Moscoso Hospital has withstood several earthquakes over the years, raising the question of whether its structure remains suitable to maintain functionality in the event of a catastrophe. This study focuses on the structural analysis of the building, with an emphasis on conducting nonlinear analyses. The results were compared to standards associated with performance levels recommended by current regulations and various authors. It was concluded that the structure requires additional reinforcement to meet the desired safety levels, and it is recommended to explore economically viable options.

Key words.

Vulnerability, Vicente Corral Moscoso, Nonlinear Static Analysis, Nonlinear Dynamic Analysis, Seismic Vulnerability, Structural Assessment, Structural Strengthening.

Ing. Pablo Quinde
Martínez
Master's Director

Ing. José Vázquez Calero
Thesis Director

Kevin Espinoza Santacruz
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 Vicente Corral Moscoso (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-2015 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, siguiendo diferentes disposiciones de códigos para varios objetivos de desempeño partiendo desde el ASCE y finalmente con las consideraciones de la NEC para evaluación de estructuras existentes.

Objetivo general:

Analizar la vulnerabilidad sísmica de la entidad hospitalaria, caso de estudio "Hospital Vicente Corral Moscoso" 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 Vicente Corral Moscoso" 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 el código ATC-40, 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 el ATC-40, 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.

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).

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, 2004).

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).

La significativa función de los hospitales en el cuidado de la comunidad, particularmente en la gestión de emergencias desencadenadas por eventos sísmicos de alto riesgo, resalta su importancia crucial. En consecuencia, es imperativo realizar una evaluación exhaustiva de la vulnerabilidad estructural de estos establecimientos, con el propósito de establecer directrices que garanticen un comportamiento adecuado de las estructuras frente a la presencia de sismos severos (Boroschek Krauskopf, Astroza Inostroza, & Osorio Urzúa, 2004).

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, 2023)

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 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 & Čosić, 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 "Evaluación estructural de la entidad hospitalaria "Hospital Vicente Corral Moscoso" de la ciudad de Cuenca – provincia del Azuay, para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria" (Vintimilla Molina & Fajardo Guapisaca); y "Análisis dinámico no lineal en 3D del Hospital Regional "Vicente Corral Moscoso" de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay en el estado actual que presenta la estructura" (Crespo Salcedo & Flores Rivera), 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.

La metodología del diseño por desempeño se centra en prevenir el colapso de estructuras cuando se enfrentan a fuerzas sísmicas de gran intensidad, para las cuales han sido diseñadas. Además, busca evitar daños significativos en el caso de sismos de moderada intensidad (Bertero & Bertero, 2002).

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 (Tovar Molina, 2022).

Términos usados en la Investigación

Entidad hospitalaria: Una entidad hospitalaria según la NEC 2014 es calificada como una estructura de tipo esencial, es decir, es una edificación que es capaz de resistir todos los tipos de cargas a las que se le exponga y que se debe mantener operativa luego de un desastre para poder atender las emergencias que se produzcan (NEC, 2014)

Riesgos a los que están expuestas las entidades hospitalarias: El riesgo de una entidad hospitalaria se puede definir como la combinación de la probabilidad de que se produzca un evento (amenaza) y las acciones negativas que este conlleva (vulnerabilidad) como fallos en elementos estructurales, colapsos parciales o totales y fallas funcionales, es decir, que ocurran daños sociales, ambientales y económicos en una comunidad específica y en un periodo de tiempo dado, con una magnitud, intensidad, costo y duración determinada. De una manera simplificada el riesgo se puede expresar como el producto de la amenaza por la vulnerabilidad de la edificación hospitalaria.

Riesgo: Se caracteriza como la posibilidad de que se produzcan pérdidas humanas, materiales, económicas y funcionales derivadas de la presencia de un fenómeno natural peligroso. La evaluación del riesgo implica la conexión entre la probabilidad de que ocurra un evento de determinada magnitud y la susceptibilidad o vulnerabilidad asociada (Organización Panamericana de la Salud, 2023).

Tipos de riesgos:

Riesgo específico: son las pérdidas esperadas en el caso de que se produzca un desastre de consideración y depende directamente de las amenazas y las vulnerabilidades particulares de la entidad hospitalaria (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Riesgo total: son las pérdidas económicas como: daños a las edificaciones, a la infraestructura pública y todos los efectos que un desastre produzca sobre las actividades económicas, así como también las pérdidas humanas considerando también en este aspecto a todas las personas heridas debido a la ocurrencia de un desastre (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Peligro: Se refiere a la posibilidad de que se materialice un acontecimiento con el potencial de causar desastres en un lugar específico y durante un intervalo de tiempo determinado (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Vulnerabilidad: Se describe como la susceptibilidad de un componente o conjunto de elementos a experimentar daños debido a fenómenos destructivos, o a la creación de condiciones propicias para la ocurrencia o intensificación de la gravedad resultante de dichos efectos (Organización Panamericana de la Salud, 2000). Es decir, la vulnerabilidad es el grado de pérdida o daño que puede sufrir un sistema expuesto a una amenaza, depende de factores como: el tipo de construcción, los materiales, calidad constructiva, nivel socioeconómico y la preparación comunitaria entre otras cosas.

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).

Amenazas: Una amenaza es la probabilidad de que ocurra un desastre en un determinado lugar con una intensidad y duración determinadas, existen varios tipos de amenazas como fenómenos geológicos, fenómenos hidro-metereológicos, fenómenos sociales, fenómenos sanitario-ecológicos y fenómenos químico-tecnológicos (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Fenómenos geológicos:

Sismos

Un sismo es el resultado de una liberación rápida de energía debido a los movimientos internos de la corteza terrestre, la energía liberada se propaga en todas direcciones en

formas de ondas sísmicas que sacuden la superficie de la tierra (Sistema Nacional de Protección Civil México, 2012).

Al lugar de origen se le conoce como foco o hipocentro y al lugar en la superficie que se encuentra directamente sobre el foco se le conoce como epicentro.

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.

1.1.1. 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).

Según la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, 1999), las edificaciones esenciales son aquellas que son fundamentales para la respuesta y recuperación en situaciones de desastre.

La norma CPE INEN 5 y otros (2011) define a las edificaciones esenciales como aquellas estructuras que deben permanecer operativas después de un sismo, con el objetivo de asegurar la atención de emergencias.

En resumen, una edificación cuyo fallo signifique una amenaza para la comunidad y cuyo funcionamiento es requerido durante una amenaza, se cataloga como una edificación esencial.

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).

a. Complejidad

Los centros hospitalarios desempeñan roles integrados que abarcan funciones de alojamiento, áreas administrativas, laboratorios y espacios de almacenamiento. Debido a esta diversidad funcional, presentan un nivel de complejidad inherente, caracterizado por un considerable número de habitaciones y un diseño habitual que implica la presencia de pasillos extensos para la circulación (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

b. Ocupación

Los centros hospitalarios son clasificados como estructuras con una elevada tasa de ocupación. Proporcionan alojamiento para pacientes, empleados, personal médico y visitantes, operando ininterrumpidamente los 365 días del año y las 24 horas del día. En lo que respecta a los pacientes, requieren asistencia y atención especializada de forma constante, pudiendo estar conectados a dispositivos vitales que demandan un suministro eléctrico ininterrumpido (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

c. Suministros Críticos

En gran medida, la supervivencia de los pacientes está vinculada a la disponibilidad de suministros médicos, los cuales deben estar disponibles en las instalaciones de atención médica. Estos suministros no solo son esenciales para el tratamiento de las víctimas tras un evento sísmico, sino que también desempeñan un papel fundamental en la atención integral de los pacientes (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

d. Servicios Públicos

El correcto funcionamiento de los centros de atención médica requiere una provisión eficaz de servicios públicos, la cual debe mantenerse incluso en situaciones críticas,

como la ocurrencia de un evento sísmico (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

e. Materiales de Riesgo

Algunos suministros presentes en los hospitales son catalogados como de riesgo elevado, ya que su derrame o liberación de productos químicos puede representar amenazas en términos de toxicidad. Situaciones como el volteo de cilindros, la ruptura de las líneas de oxígeno o la acción de productos químicos pueden dar lugar a incendios después de un evento sísmico (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

f. Artículos de gran peso

La existencia de estantes elevados en las instalaciones hospitalarias, especialmente aquellos cercanos a las camas de los pacientes, representa un riesgo considerable de caídas y accidentes significativos durante la presencia de un evento sísmico. Además, otros equipos especializados, como las máquinas de rayos X y las fuentes generadoras alternas, pueden experimentar daños ante incluso movimientos sísmicos leves o deslizamientos (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

1.1.2. 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 274, 1997). En este caso de estudio en particular se tomarán los niveles de desempeño establecidos en el ASCE 41-13, que parte de la categoría de riesgo de la edificación.

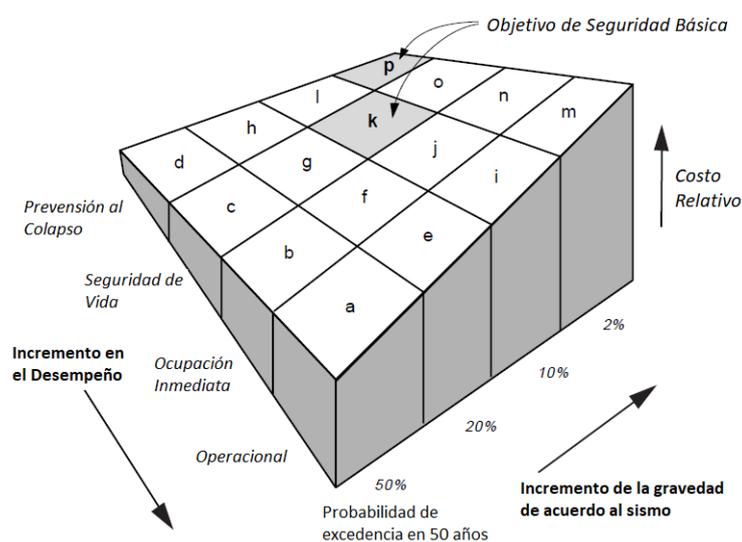


Figura 1.1 Superficie de costos relativos de varios objetivos de rehabilitación

Fuente: (FEMA 274, 1997)

1.1.3. Objetivos de rehabilitación mejorados

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 274, 1997).

1.1.4. Objetivos de rehabilitación limitados

El objetivo de este tipo de rehabilitación es alcanzar una mejora muy rentable en el desempeño esperado de la estructura frente a sismos. Se tiene dos tipos de objetivos de rehabilitación limitados.

1.1.5.1. Rehabilitación Parcial

Se enfoca únicamente en una parte de la estructura. El objetivo de la rehabilitación parcial es mitigar riesgos específicos asociados con una o más vulnerabilidades comunes o especialmente severas, sin intervenir en todo el sistema de resistencia a fuerzas laterales de la estructura ni en todos los componentes no estructurales.

1.1.5.2. Rehabilitación Reducida

Los objetivos de una rehabilitación reducida permiten a los propietarios con recursos limitados disminuir el nivel de daño en eventos moderados, que son relativamente frecuentes durante la vida útil de la estructura. Estos objetivos pueden ser más adecuados para edificaciones con una vida útil restante limitada o con ocupación baja o poco frecuente.

1.1.5. 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.

1.1.6.1. 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, 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 podría ver comprometida. Esto puede llevar eventualmente al colapso parcial o total de la estructura (FEMA 274, 1997).

La figura 1.2, 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.

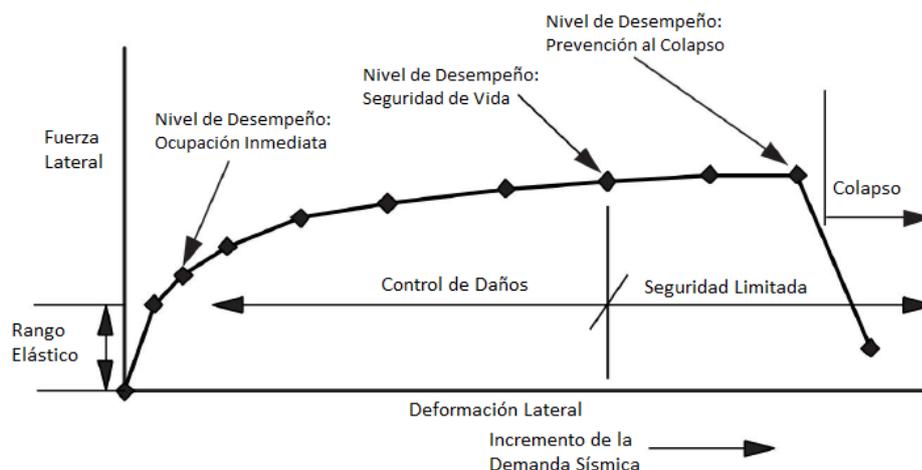


Figura 1.2 Desempeño y Demanda de Deformación para estructuras dúctiles

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).

De acuerdo a FEMA 356, a continuación, se muestra las características de daño para las edificaciones, así como en sus respectivos componentes, únicamente para hormigón.

Tabla 1.1 Control de daños y niveles de desempeño del edificio

Fuente: (Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000)

Niveles y Objetivos de Desempeño de Edificios		
	Nivel de Prevención al Colapso	Nivel de Seguridad de Vida
Daño General	Severo	Moderado
General	Poca rigidez y resistencia residuales, pero las columnas y muros de carga funcionan. Grandes derivas permanentes. El edificio está al borde del colapso.	Queda algo de resistencia y rigidez residual en todos los pisos. Funcionan los elementos que soportan cargas gravitacionales. Alguna deriva permanente. La construcción puede no ser económicamente reparable.
Componentes no estructurales	Daño extenso.	Se mitigan los riesgos de caídas muchos sistemas arquitectónicos mecánicos y eléctricos resultan dañados.
Disposiciones para el Sismo de Diseño	Significativamente más daño y mayor riesgo.	Algo más de daño y un riesgo ligeramente mayor.

Tabla 1.2 Control de daños y niveles de desempeño de edificios

Fuente: (Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000)

Niveles y Objetivos de Desempeño de Edificios		
	Nivel de Ocupación Inmediata	Nivel Operacional
Daño General	Leve	Muy Leve
General	Sin deriva permanente. La estructura conserva sustancialmente la resistencia y rigidez originales. Los ascensores se pueden reiniciar.	Sin deriva permanente. La estructura conserva sustancialmente la resistencia y rigidez originales. Todos los sistemas para el funcionamiento normal están funcionales.
Componentes no estructurales	Los equipos y contenidos generalmente son seguros, pero es posible que no funcionen debido a fallas mecánicas.	Se producen daños insignificantes.
Disposiciones para el Sismo de Diseño	Menos daños y menor riesgo.	Mucho menos daño y menor riesgo.

Tabla 1.3 Niveles de desempeño estructural

Fuente: (Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000)

Elementos	Niveles de desempeño estructural			
	Tipo	Prevención al Colapso	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata
Marcos de hormigón	Primario	Amplio agrietamiento y formación de rótulas en elementos dúctiles. Daños severos en columnas cortas.	Grandes daños a las vigas. Grietas en las uniones < 1/8" de ancho.	Grietas leves. Es posible un desempeño limitado en ciertos lugares.
	Secundario	Descascarado extenso en columnas y vigas. Daño severo en la unión. Los refuerzos se doblaron.	Amplio agrietamiento y formación de rótulas en elementos dúctiles. Daños severos en columnas cortas.	Fisuraciones por flexión en vigas y columnas. Grietas por corte en juntas < 1/16" de ancho.
	Deriva	4% transitorio o permanente	2% transitorio 1% permanente	1% transitorio insignificante permanente
Conexiones de Concreto prefabricado	Primario	Algunas fallas de conexión pero ningún elemento desalojado.	Aplastamiento local en las conexiones, pero sin falla grave.	Grietas < 1/16" de ancho en las conexiones.
	Secundario	Igual que en el primario	Algunas fallas de conexión	Aplastamientos menores en las conexiones.
Cimientos	General	Asentamientos e inclinaciones importantes	Asentamientos totales < 6" y asentamientos diferenciales < 1/2" en 30 pies.	Asentamiento menor e inclinación insignificante.

Tabla 1.4 Niveles de desempeño estructural

Fuente: (Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000)

Elementos	Niveles de desempeño estructural		
	Prevención al Colapso	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata
Diafragmas de Concreto	Amplio aplastamiento y desplazamiento observable con muchas grietas	Grietas extensas (<1/4" de ancho). Aplastamiento y descascarado local.	Grietas finas distribuidas. Algunas grietas (<1/8" de ancho).
Diafragmas prefabricados	Las conexiones entre unidades fallan. Las unidades se des-zan entre si.	Grietas extensas (<1/4" de ancho). Aplastamiento y descascarado local.	Algunas grietas menores a lo largo de las uniones

1.2. Peligro sísmico

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 sísmo-resistente en regiones activas sísmicamente puede llevar a desastres inevitables en el corto, mediano o largo plazo (López, 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 (López, 2014).

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 1.3 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.

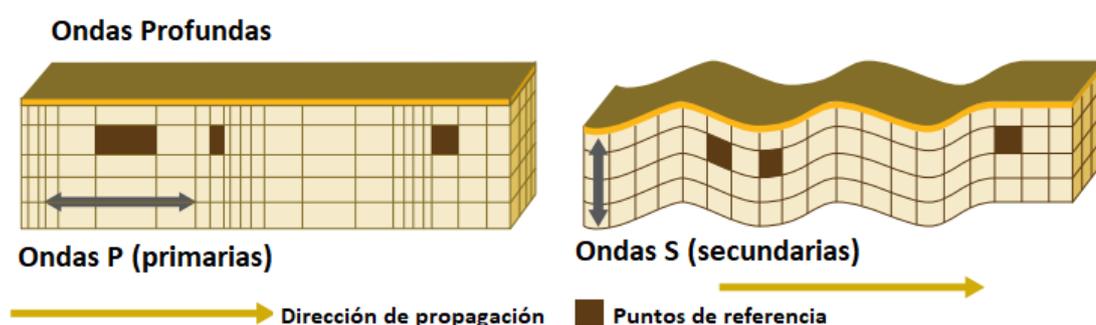


Figura 1.3 Propagación de ondas primarias y secundarias

Fuente: (Cienciasfera, s.f.)

La figura 1.4 describe las ondas Rayleigh, que presentan un movimiento elíptico en un plano principalmente vertical, y las ondas Love, que se propagan en planos horizontales con una amplitud que disminuye a medida que aumenta la profundidad.

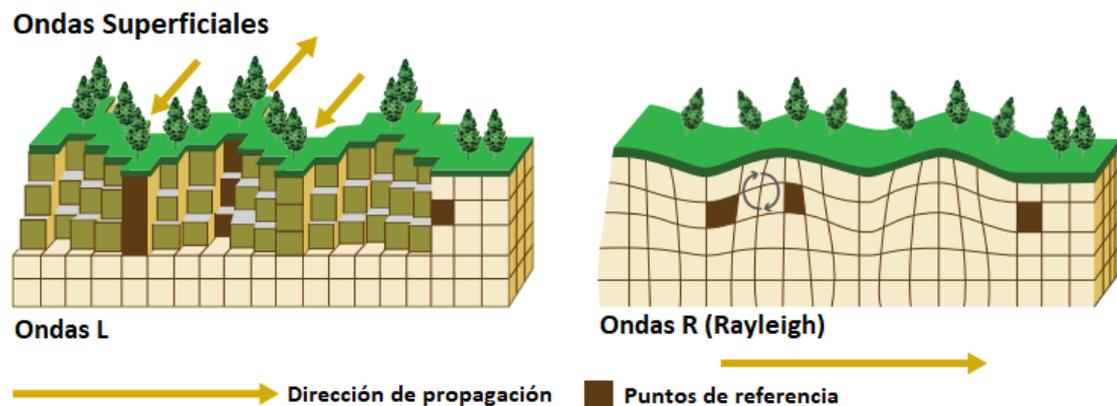


Figura 1.4 Propagación de ondas L y de Rayleigh

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 (Bryant, 2008).

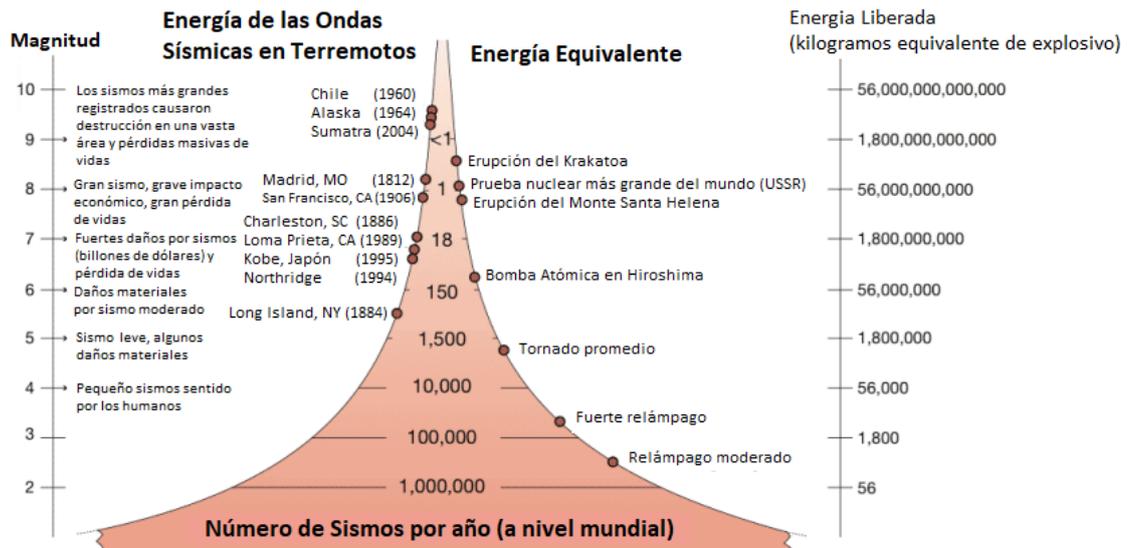


Figura 1.5 Magnitudes de sismos y Energía Liberada

Fuente: (Bryant, 2008)

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

Una de las primeras consideraciones que deben tenerse clara es: ¿qué tan relevantes podrían ser las repercusiones de un fallo o el posible colapso de una estructura? A

partir de esta evaluación, el diseño estructural se vincula a un "Factor de Importancia" específico, cuyo valor se determina según el juicio o análisis de quienes, en su momento, desarrollaron los códigos de diseño.

Tabla 1.5 Valores de Factor de Importancia

Fuente: (NEC, 2014)

Clasificación	NEC 2014	
	Categoría	Factor I
Grupo A	Esenciales o peligrosas	1.5
Grupo B1	Ocupación especial	1.3
Grupo B2	Ordinarias	1.0

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 US\$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 sismo ocurrido el 16 de abril de 2016, con una magnitud M_w de 7.8, tuvo su epicentro en la ciudad de Pedernales, en la costa noreste de Ecuador. 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. 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 1.6 Costos de reconstrucción por sector

Fuente: (Banco Interamericano de Desarrollo, 2020)

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

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 clasificación de los sitios dentro de las distintas zonas se basa en la sismicidad histórica de la región.

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, 1997).

1.2.6. Ajuste por clase de sitio

Las definiciones de las clases de sitio y los coeficientes **F_a** sitio y **F_v**, 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_a** para el rango de período corto (nominalmente en un período de 0,3 segundos) y **F_v** 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, 1997).

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.

Cuando los documentos no están disponibles, se requieren mediciones de campo. Se debe desarrollar e implementar un programa de pruebas destructivas y no destructivas.

Sin una comprensión clara de la construcción de un edificio, es difícil predecir su respuesta a futuras demandas sísmicas y, por tanto, determinar un programa apropiado de rehabilitación.

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, 1997).

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 sísmico 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.

1.3.4. Grado 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:

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.

Edificaciones 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.

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.

1.3.5. Nivel de Desempeño

La evaluación estructural debe realizarse considerando uno o más niveles de desempeño, los cuales dependen tanto del Grado de Importancia de la edificación como del nivel de amenaza sísmica considerado, se definen tres niveles de desempeño para una construcción:

Nivel de Desempeño Funcional (D1): La estructura debe seguir operativa después del sismo, aunque puede presentar grietas menores en algunos elementos de concreto armado, paredes y fachadas, es el nivel de desempeño más exigente.

Nivel de Desempeño de Daño Controlado (D2): Se produce un daño estructural significativo, pero la edificación mantiene cierta capacidad de resistir un colapso parcial o total. La estructura es reparable, aunque se observan daños considerables en paredes y fallos en muchos sistemas mecánicos y eléctricos.

Nivel de Desempeño de Prevención del Colapso (D3): El edificio está al borde del colapso parcial o total después del sismo. La estructura ha sufrido daños graves y deformaciones permanentes, no siendo segura para su reocupación. Existe riesgo de

desprendimiento de paredes y ornamentos, y se presentan daños extensos en los componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos.

La figura 1.6 presenta una curva de capacidad de una edificación, la cual representa la respuesta estructural ante una carga lateral aplicada estáticamente. En el gráfico se muestra la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento lateral del último piso, o alternativamente, la deriva del edificio. Además, se han indicado de manera simplificada los niveles de deformación lateral que corresponden, de forma aproximada, a cada nivel de desempeño.

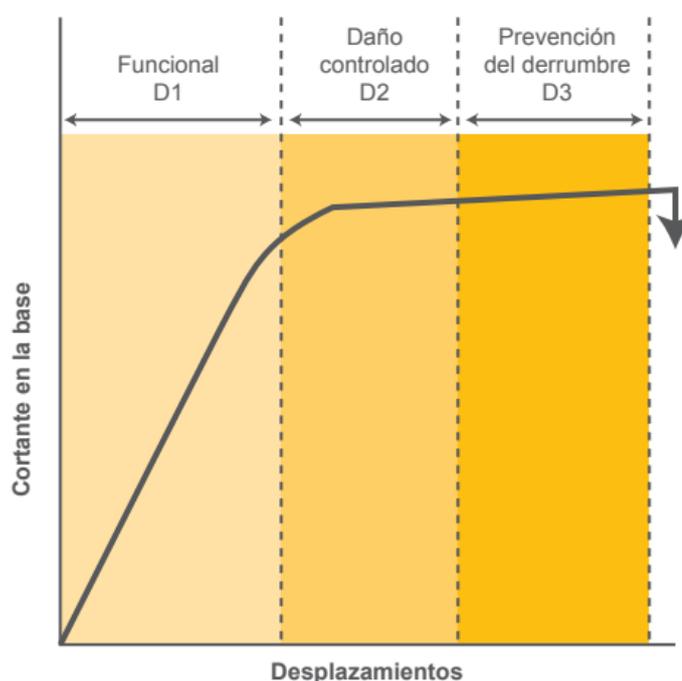


Figura 1.6 Curva de Capacidad y Niveles de Desempeño

Fuente: (Cienciasfera, s.f.)

A continuación, se muestra los niveles de Desempeño en relación con la Amenaza Sísmica y la Importancia de la Edificación.

Tabla 1.7 Niveles de Amenaza Sísmica

Fuente: (Cienciasfera, s.f.)

Importancia de la edificación	Nivel de Amenaza Sísmica		
	Frecuente (F)	Ocacional (O)	Excepcional (E)
Esenciales	D1	D1	D1
Ocupación Especial	D1	D2	D2
Ocupación Normal	D1	D2	D3

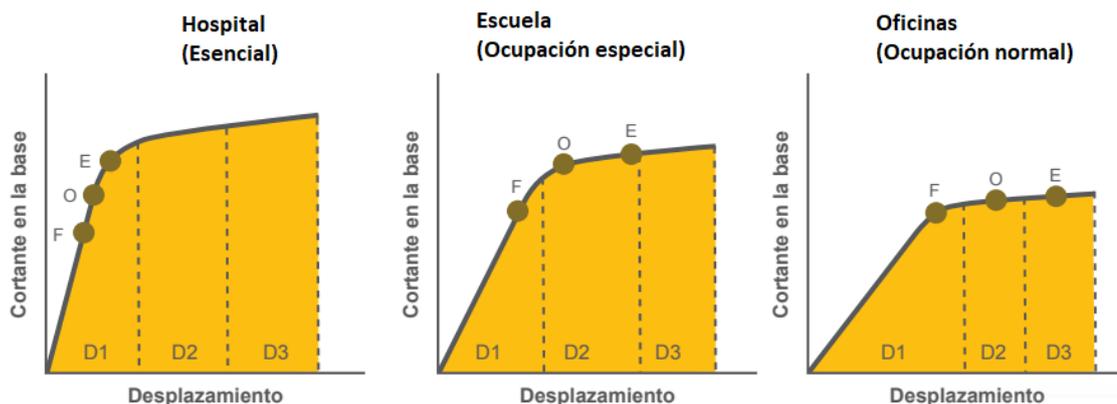


Figura 1.7 Curva de Capacidad y Niveles de Desempeño para distintos tipos de edificaciones

Fuente: (Cienciasfera, s.f.)

1.3.6. Límites de Deriva

El control de los daños en las edificaciones generalmente se logra limitando los desplazamientos y deformaciones laterales de la estructura. La "deriva normalizada" se refiere a la diferencia en los desplazamientos laterales entre dos pisos consecutivos de un edificio, dividida por la altura que los separa.

La deriva que corresponde a un determinado nivel de daño depende del tipo de estructura, su altura o número de pisos, y el nivel de diseño aplicado durante la construcción, que está relacionado con la antigüedad del edificio. Las estructuras dúctiles, diseñadas con normativas más recientes, pueden tolerar mayores niveles de deriva en comparación con aquellas de baja ductilidad que fueron construidas bajo normativas antiguas, para un mismo nivel de daño.

La tabla 1-7 muestra los valores de deriva normalizada, expresados en porcentaje (%), correspondientes a edificaciones diseñadas con un alto nivel de ductilidad, característica de las normativas modernas.

Tabla 1.8 Valores de Derivas Normalizadas para nivel de diseño alto**Fuente:** (Cienciasfera, s.f.)

Tipo de Estructura	Altura	Estado de Daño		
		Ligero	Moderado	Extremo
Pórticos de concreto armado	Baja	0.50	1.00	3.00
	Mediana	0.33	0.67	2.00
	Alta	0.25	0.50	1.50
Muros de concreto armado	Baja	0.40	1.00	3.00
	Mediana	0.27	0.67	2.00
	Alta	0.20	0.50	1.50
Pórticos de acero	Baja	0.60	1.20	3.00
	Mediana	0.40	0.80	2.00
	Alta	0.30	0.60	1.50
Pórticos de acero arriostrados	Baja	0.50	1.00	3.00
	Mediana	0.33	0.67	2.00
	Alta	0.25	0.50	1.50
Muros de carga de mampostería reforzada	Baja	0.40	0.80	2.40
	Mediana	0.27	0.53	1.60
	Alta	0.20	0.40	1.20

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, 2007).

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. Antecedentes de las Instalaciones de Salud

Se debe entrevistar al personal con más años de servicio en el establecimiento, independientemente de su rol, ya que pueden compartir sus experiencias durante eventos anteriores en la instalación de salud. Específicamente, sobre los daños en los elementos estructurales, ya que las personas suelen enfocarse más en los daños no estructurales, que generalmente son más numerosos.

A menudo, debido a las necesidades que surgen con el tiempo, las instalaciones son modificadas sin considerar cómo estas alteraciones podrían aumentar su vulnerabilidad ante posibles amenazas o peligros futuros, lo que puede afectar tanto a las instalaciones de salud como a las personas que las ocupan al generar nuevas debilidades.

1.4.3. 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.

1.4.4. 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.

1.4.5. 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, 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.

1.4.6. 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.

1.4.7. Vulnerabilidad no estructural

La experiencia de las evacuaciones de hospitales y otros tipos de perturbaciones durante eventos peligrosos recientes ha aumentado la conciencia de que las funciones hospitalarias podrían verse gravemente perjudicadas o interrumpidas, incluso cuando las instalaciones no pudieran sostenerse debido a importantes daños estructurales.

Los efectos de los daños a los componentes y equipos no estructurales de los edificios, así como los efectos de las averías en los servicios públicos (líneas de vida), el transporte, el reabastecimiento u otros aspectos organizativos de las operaciones hospitalarias, pueden ser tan perjudiciales como peligrosos para la seguridad de los pacientes, como cualquier daño estructural. Los hospitales son sistemas constructivos extremadamente complejos que dependen de una extensa red de instalaciones mecánicas, eléctricas y de tuberías.

La mayoría de los hospitales tienen planes de mitigación de desastres o de operaciones de emergencia, pero no todos brindan alternativas organizativas en caso de interrupción del movimiento normal de personal, pacientes, equipos y suministro que caracteriza las operaciones hospitalarias cotidianas. La naturaleza crítica y la interdependencia de estos procesos representan una categoría separada de vulnerabilidades que requieren atención cuidadosa. La distribución espacial de las funciones hospitalarias y su interrelación determina el grado en que las operaciones hospitalarias se ven afectadas cuando se interrumpe el movimiento y la comunicación

normales de personas, materiales y desechos. La interrupción por evento de desastres naturales de servicios administrativos como contratación, adquisiciones, mantenimiento, así como la asignación de recursos, puede afectar las funciones hospitalarias casi tanto como cualquier daño físico.

1.4.8. 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.

1.4.9. 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.

1.4.9.1. 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 1-8 y 1-9. Ambos parámetros de desplazamiento están controlados por las propiedades de fuerza-deformación de todos los componentes estructurales individuales del modelo.

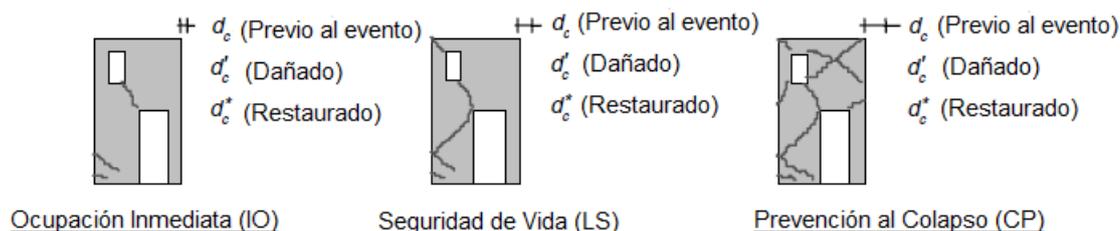


Figura 1.8 Capacidades de desplazamiento global para diversos niveles de desempeño. Las capacidades variarán según el nivel de daño y la de restauración.

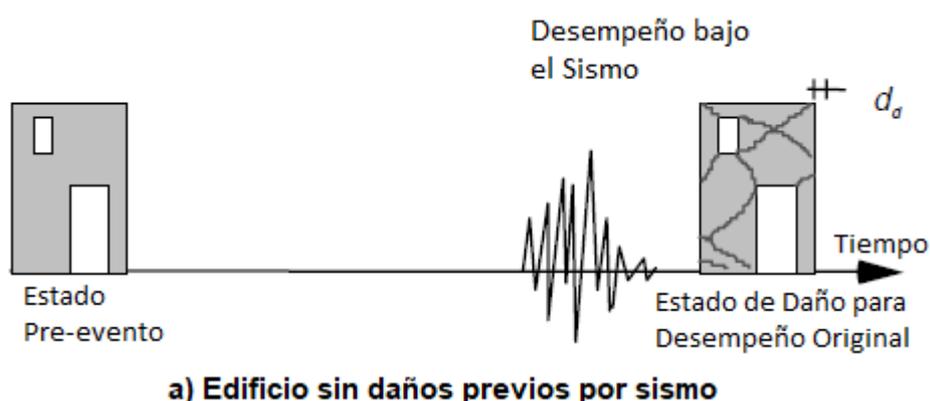
Fuente: (FEMA 306, 1998)

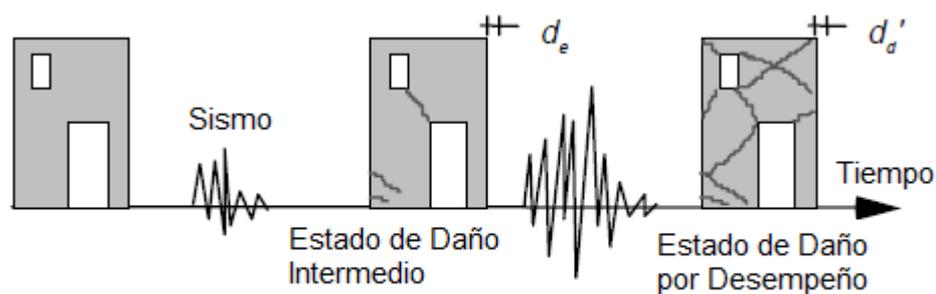
En el pasado, ha habido una tendencia a medir el efecto del daño sísmico estimando la pérdida por movimiento lateral. Algunos han sugerido que esta pérdida puede estar relacionada con el ancho y la extensión observados de las grietas de hormigón y mampostería en la estructura dañada.

1.4.10. Características del Hormigón

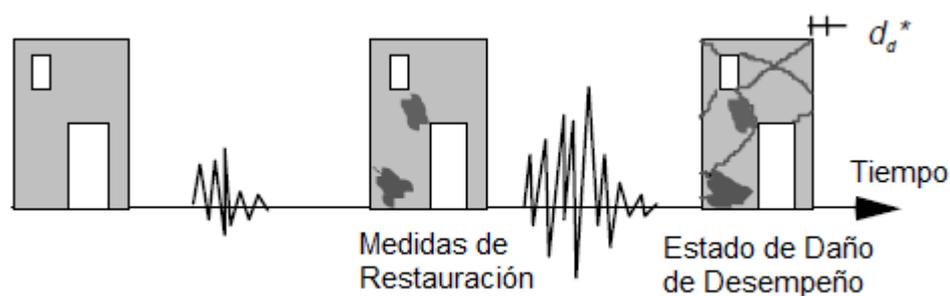
La evaluación de los daños a un edificio requiere la comprensión en la forma en que este soporta las cargas gravitacionales, resiste las fuerzas sísmicas y se adapta a los desplazamientos relacionados.

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





b) Edificio con daños previos al sismo



c) Edificio restaurado después de daños por sismos anteriores

Figura 1.9 Demandas de desplazamiento global de edificios dañados y no restaurados

Fuente: (FEMA 306, 1998)

1.4.11. Investigación de Daños por Sismo

Los objetivos de la investigación se indican a continuación:

- Recopilar información sobre las características del movimiento dañino del suelo en la estructura.
- Verificar las características físicas generales de la estructura, incluyendo su geometría.
- Identificar componentes y elementos estructurales del sistema resistente a fuerzas laterales.
- Determinar las propiedades estructurales de los componentes con suficiente detalle para fines de análisis estructural.
- Observar y registrar daños en los componentes.

- Distinguir, en la medida de lo posible, entre daños causados por el sismo y daños que pudieron haber existido antes.

Si el movimiento del suelo causado por un sismo, se puede estimar cuantitativamente el desplazamiento máximo resultante de la estructura.

Este desplazamiento, junto con la curva de capacidad teórica, indica un nivel esperado de daño a los componentes. Si el daño observado en los componentes es similar al previsto, la validez del modelo teórico se verifica de forma aproximada. Si el daño difiere, se pueden realizar ajustes al modelo.

La tabla 1-8 resume los tipos de inspecciones y pruebas que se aplican a edificios luego de un sismo.

Tabla 1.9 Procedimientos de pruebas e inspección

Fuente: (FEMA 306, 1998)

Propiedad Estructural o Material	Material			Identificador de la Prueba	Tipo de Prueba
	Conc. Ref.	Mamp. Ref.	MSR		
Ubicación y tamaño de la grieta	x	x	x	END	Observación visual
Ubicación y tamaño del descascamiento	x	x	x	END	Observación visual
	x	x	x	END	Sondeo
Ubicación de Grietas Interiores o Delaminaciones	x	x	x	END	Eco de impacto
	x	-	-	END	Análisis espectral de ondas superficiales
	x	x	x	PI	Eliminación selectiva
Pandeo de barras de refuerzo o Fracturamiento	x	x	-	END	Observación visual
	x	x	-	PI	Eliminación selectiva
Edad relativa de las fisuras	x	x	x	PI	Petrografía
Resistencia a la compresión relativa	x	x	x	END	Martillo de rebote
Resistencia a la compresión	x	x	x	PI	Extracción y prueba de materiales
Tamaño y Ubicación de la barra de refuerzo	x	x	-	END	Detector de barras de refuerzo
	x	x	-	END	Radiografía
	x	x	-	END	Radar de penetración
	x	x	-	PI	Eliminación selectiva
Espesor de la pared	x	x	x	END	Extracción y prueba de materiales
	x	x	x	END	Observación visual
	x	x	x	PI	Eco de impacto
Presencia de lechada en mampostería	-	x	x	END	Eliminación selectiva
	-	x	x	END	Sondeo
	-	x	x	END	Eco de impacto
	-	x	x	PI	Análisis espectral de ondas superficiales
Resistencia de la mampostería	-	x	x	PI	Extracción y prueba de materiales
	-	-	x	PI	Pruebas in situ
Propiedades del mortero	-	x	x	PI	Petrografía
	-	-	x	PI	Pruebas in situ
END: Ensayos No Destructivos PI: Prueba Intrusiva MSR: Mampostería sin Reforzar					

Dado que la evaluación de los edificios dañados por un sismo generalmente se realiza dentro de unas semanas o meses después del evento, el agrietamiento y el descascaramiento causados por los sismos normalmente son daños relativamente recientes.

1.4.12. Clasificación de daños a componentes

Para cada componente del sistema estructural, los daños se clasifican según su modo de comportamiento, el cual indica el tipo predominante de daño que un componente sufre, o tiene el potencial de sufrir, en respuesta a las fuerzas y desplazamientos generados por el sismo.

Para cada componente, se tiene una clasificación de la gravedad del daño de la siguiente manera:

Insignificante: El daño no afecta significativamente a las propiedades estructurales a pesar de una pequeña pérdida de rigidez. Las medidas de restauración son cosméticas a menos que el objetivo de desempeño requiera límites estrictos sobre el daño de los componentes no estructurales en eventos futuros.

Leve: El daño tiene un pequeño efecto sobre las propiedades estructurales. Se requieren medidas de restauración estructural relativamente menores para la restauración de la mayoría de los componentes.

Moderado: El daño tiene un efecto intermedio sobre las propiedades estructurales. El alcance de las medidas de restauración depende del tipo de componente y del modo de comportamiento.

Fuerte: El daño tiene un efecto importante sobre las propiedades estructurales. El alcance de las medidas de restauración es generalmente amplio. Es posible que sea necesario reemplazar o mejorar algunos componentes.

Extremo: Los daños han reducido el desempeño estructural a niveles poco fiables. El alcance de las medidas de restauración generalmente requiere el reemplazo o mejora de componentes.

1.5. Análisis estático lineal

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.

1.6. Análisis estático no lineal (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).

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.

Por ello, se recomienda: 1) En edificios con varios pórticos, comenzar analizando un pórtico representativo antes de abordar el análisis del edificio completo; 2) Verificar los resultados fundamentales mediante cálculos aproximados con modelos simplificados que puedan hacerse sin programas; y 3) Probar y comparar los distintos métodos de cálculo que ofrecen los programas, evaluando los resultados obtenidos.

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.

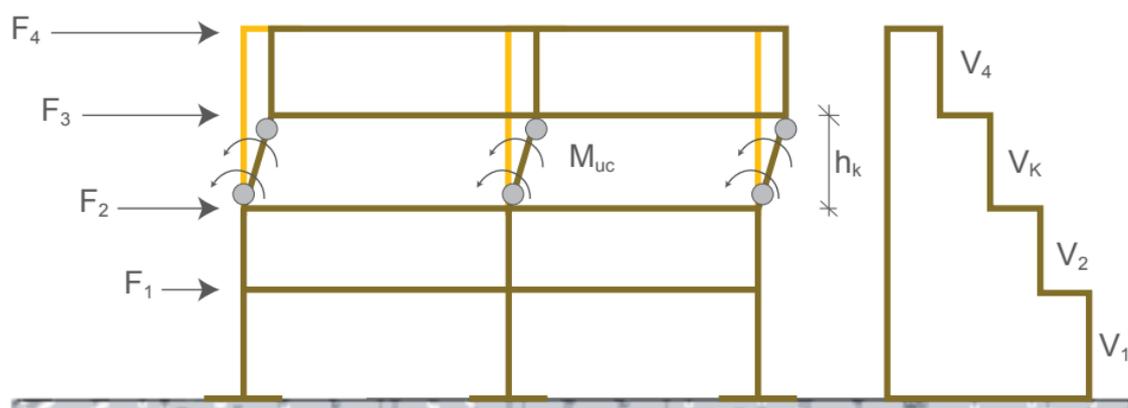


Figura 1.10 Representación del efecto de piso débil

Fuente: (Cienciasfera, s.f.)

Cortante último de entrepiso k:

$$V_{uk} = \frac{\sum M_{uc}}{h_k} \quad \text{Ecuación 1}$$

Cortante último en la base:

$$V_{ub} = V_b \frac{V_{uk}}{V_k} \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

V_{uk} : Cortante último en el entrepiso k

V_{ub} : Cortante último en la base

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 7. 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.

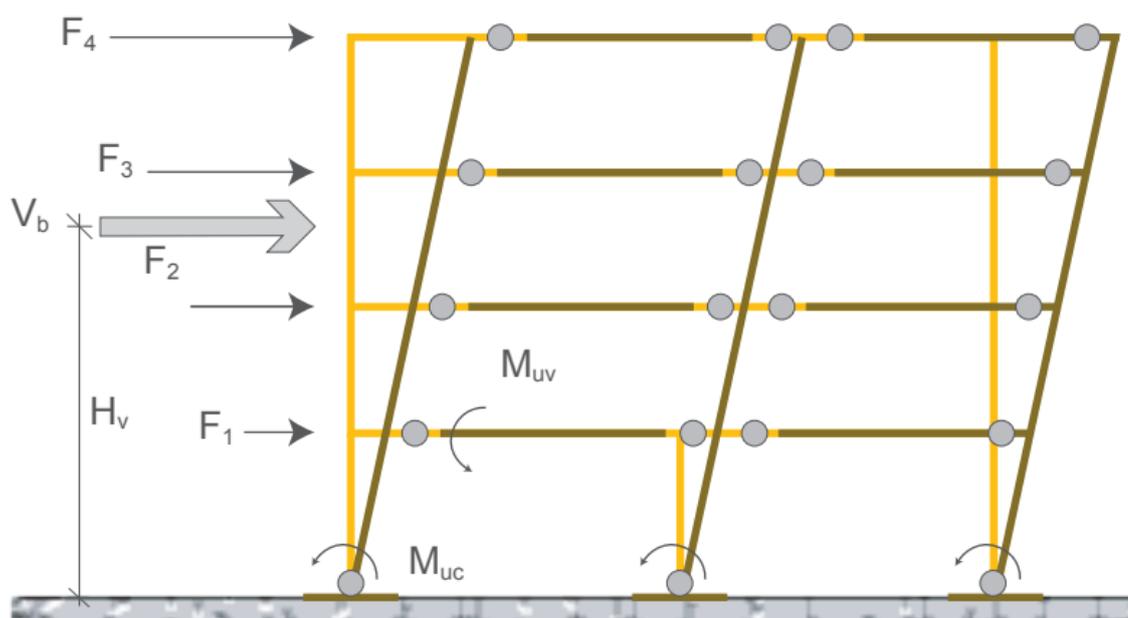


Figura 1.11 Representación del efecto columna fuerte-viga débil

Fuente: (Cienciasfera, s.f.)

1.6.2. Curva idealizada de capacidad

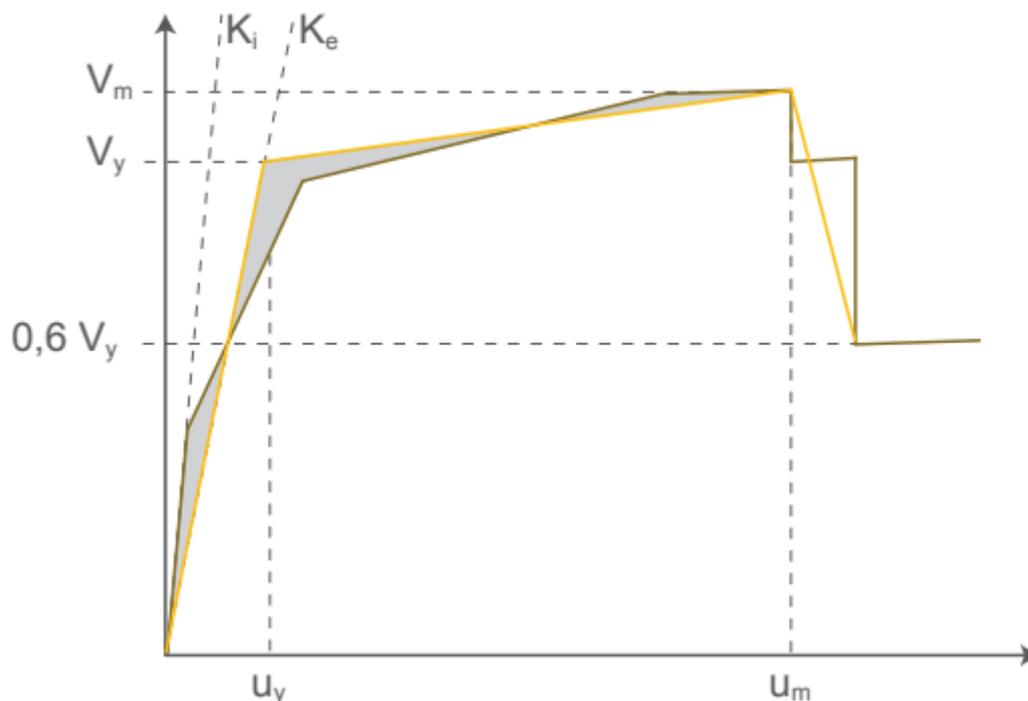


Figura 1.12 Curva de capacidad real (color negro) y curva idealizada

Fuente: (Cienciasfera, s.f.)

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 1.12.

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 no lineal

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 P-2208, 2023).

1.7.1. 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.

1.7.2. 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.

1.7.3. 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.

1.7.4. 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 %.

1.7.5. 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 (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.

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.

1.7.6. Torsión accidental

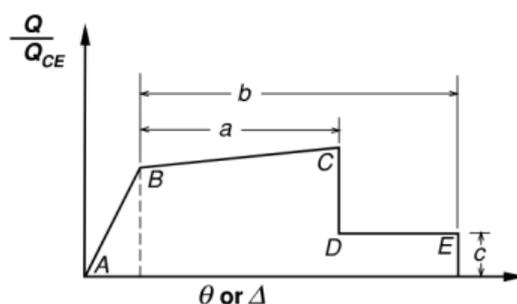
ASCE/SEI 41 exige que se tenga en cuenta la torsión accidental en el NSP y el NDP. Las disposiciones exigen que el centro de masa se desplace en cada una de las cuatro direcciones ortogonales, lo que cuadruplica la cantidad de análisis y los datos que se deben procesar.

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

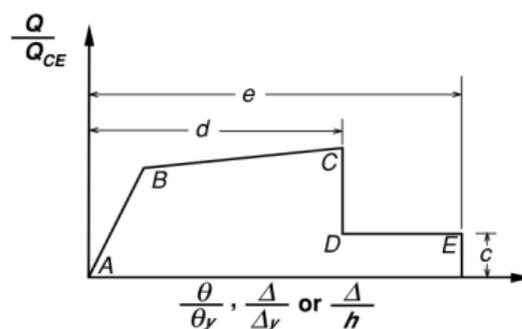
El análisis no lineal se basa en la representación precisa del comportamiento no lineal de las acciones de los componentes individuales controlados por deformación. ASCE/SEI 41 y sus documentos predecesores, FEMA 273 y FEMA 356, proporcionan parámetros para construir relaciones fuerza-deformación no 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.

1.7.8. 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.



(a) Deformación



(b) Relación de Deformación

Figura 1.13 Acción de fuerza-desplazamiento de componentes controlados por deformación

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2013)

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, 2007)

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.

1.8. Análisis tiempo historia

El análisis tiempo-historia no lineal, utilizando registros de movimiento del suelo, es el método más preciso para predecir las demandas sísmicas. 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 tiempo-historia no lineal es factible para el análisis de estructuras importantes y para la investigación (Chavesta Ruelas E. P., 2019).

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.

Hay que reconocer que en este momento no se puede predecir con exactitud 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:

- 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).

Al evaluar una estructura existente es importante valorar las características existentes de los componentes y representarlas en un modelo computacional y así analizar su respuesta, pero dado lo anterior, este análisis puede traer consigo varias incertidumbres, es por ello que normativas, como el ASCE 41-13, intenta reducir de cierta manera estas incertidumbres al incorporar varios lineamientos que se deben cumplir de acuerdo al tipo de análisis que se vaya a llevar a cabo, en este caso, la norma permite el uso de planos y especificaciones de la estructura a evaluar. En dado caso que la edificación no cuente con la documentación mencionada, como la del presente estudio, también se permite el uso de ensayos destructivos y no destructivos para verificar las propiedades de los materiales, en este caso, para caracterizar las resistencias del hormigón y el acero de refuerzo.

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.

1.9. Análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental es un tipo de análisis del historial de respuesta en el que un sistema se somete a registros de movimiento del suelo escalados a niveles crecientes de intensidad hasta que se observa inestabilidad dinámica lateral. En el análisis dinámico incremental, la intensidad se caracteriza por una medida de intensidad seleccionada (IM), y la inestabilidad dinámica lateral ocurre como un aumento rápido, casi infinito, en el parámetro de demanda de ingeniería (EDP) de interés, dado un pequeño incremento en la intensidad del movimiento del suelo (FEMA P440A, 2009).

El parámetro de demanda de ingeniería de interés es el índice de deriva de piso. Este parámetro es una medida normalizada del desplazamiento lateral que permite la comparación adimensional de los resultados.

La inestabilidad dinámica lateral ocurre cuando las soluciones al movimiento del terreno de entrada no convergen, lo que implica desplazamientos laterales infinitos.

La inestabilidad dinámica lateral se manifiesta en los sistemas estructurales como colapso por desplazamiento lateral causado por la pérdida de capacidad de resistencia a las fuerzas laterales. Los mecanismos de colapso por desplazamiento lateral se pueden simular explícitamente en análisis dinámicos incrementales y las comparaciones de los resultados analíticos se basan en este estado límite.

Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el comportamiento de las estructuras reales puede incluir la pérdida de la capacidad de soportar cargas verticales en desplazamientos laterales que son significativamente menores que los asociados con el colapso por desplazamiento lateral. La deformación inelástica de los componentes estructurales puede provocar fallas por corte y flexión-corte en los miembros, y fallas en las juntas y conexiones, lo que puede llevar a una incapacidad para soportar cargas verticales (colapso vertical) mucho antes de que se pueda alcanzar el colapso por

desplazamiento lateral. Las diferencias entre los comportamientos de colapso vertical y desplazamiento lateral se muestran en la figura 1.15.



(a)



(b)

Figura 1.14 Diferentes comportamientos de colapso: (a) colapso vertical debido a la pérdida de capacidad de carga vertical; y (b) colapso incipiente por desplazamiento lateral debido a la pérdida de capacidad de resistencia a fuerzas laterales.

Fuente: Elaboración propia

1.10. 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.

1.11. Elementos no estructurales

1.11.1. Estimación de pérdidas por sismo de contenidos de edificios

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).

1.11.2. Recopilación de la información

Tras un sismo, las aseguradoras envían peritos para evaluar las pérdidas económicas en los inmuebles afectados que han sido reportados por sus asegurados. Estos peritos, designados por las compañías de seguros, tienen como finalidad verificar si los daños están cubiertos por la póliza y determinar el monto correspondiente. Por lo general, los peritos son profesionales con formación en ingeniería civil o arquitectura.

En la tabla 1-9 se presentan los valores de contenidos contemplados para el uso hospitalario, así como los objetos susceptibles a voltearse, deslizarse y sufrir, se incluye el equipo especializado más común, aunque este puede variar entre hospitales

y es probable que evolucione con el tiempo debido a la renovación o actualización de las máquinas conforme avanza la tecnología médica.

Tabla 1.10 Costos de contenidos en hospitales

Fuente: IDI-UNAM 2013

Tipo de contenido	Valor USD	Tipo de contenido	Valor USD
Unidad de cauterización	1852	DVD	50
Máquina de anestesia	30370	Analizador de drogas	14815
Monitor de signos vitales	3481	Analizador de orina	13333
Sistema de ventilación	2556	Equipo de biometría	14815
Balanza digital	163	Archivero	74
Baño maria electrónico	111	Estufa	926
Cafetera	31	Florero	28
Camilla para paciente	279	Glucómetro	67
Centrífuga de 32 tubos	393	Horno de microondas	111
Congelador vertical	1000	Horno de secado	296
Contador de células	53	Impresora	228
CPU-B	889	Incubadora	519
CPU-A	593	Jarra/Vasos	15
Desintómetro	45200	Lámparas para cirugía	5256
Desfibrilador	1111	Laptop	711
Librero	488	Equipo de mamografía	13541
Microscopio	6074	Equipo de ultrasonido	38689
Monitor LCD 24"	259	Refrigerador	741
Proyector	1156	Silla	22
Radiograbadora	109	Sillón	111
Rayos X	74074	Silla para sala de espera	207
Teléfono normal	33	Vajilla de loza	196
Teléfono inalámbrico	74	Videocámara	490
Bisturi eléctrico frontal	775	Laparoscopia frontal	12704
Planta de luz	111111	Tanque de agua	333
Bomba centrífuga	1278	Tanque de aceite	444

Los elementos no estructurales susceptibles a daños por la ocurrencia de sismos deben poseer la capacidad de resistir los movimientos generados por dichos eventos, y en ocasiones, la prioridad de seguridad puede ser aún más crucial que la resistencia misma de la estructura. A pesar de esto, es común observar que, en la práctica convencional de diseño sísmico, se presta escasa atención a estos componentes no estructurales.

En estructuras cruciales, que abarcan instalaciones prioritarias de atención médica a nivel global, se ha emprendido un esfuerzo para establecer leyes o regulaciones con el propósito de mitigar la vulnerabilidad sísmica. Este enfoque reconoce la importancia de salvaguardar los elementos de naturaleza no estructural.

1.11.3. Niveles de desempeño en elementos no estructurales

Definen el alcance del daño a los diversos componentes no estructurales incluidos en un edificio, como sistemas eléctricos, mecánicos, de plomería y de protección contra incendios, revestimientos, techos y tabiques, ascensores, iluminación y salida y diversos elementos del contenido, como mobiliario, sistemas informáticos y equipos de fabricación.

La forma en que estos componentes se desempeñan en un sismo puede afectar significativamente la operatividad e incluso la idoneidad para la ocupación de un edificio después de un terremoto. Incluso si la estructura de un edificio está relativamente intacta, los daños importantes a las luces, ascensores, plomería y protección contra incendios podrían hacer que el edificio no sea apto para ser habitado.

Hasta hace poco, los códigos de construcción para nuevas construcciones generalmente no decían nada sobre la cuestión de cómo diseñar, incluso en los códigos actuales, la consideración del desempeño no estructural generalmente se limita a la seguridad de la fijación de los componentes a la estructura, específicamente con respecto a la protección de la seguridad de la vida de los ocupantes.

La mitigación de las vulnerabilidades sísmicas no estructurales es una cuestión compleja. Muchos componentes no estructurales, si se fijan adecuadamente a la estructura, son sísmicamente resistentes.

Sin embargo, la mitigación de algunas vulnerabilidades, como la provisión de refuerzos para los componentes mecánicos y eléctricos dentro de los sistemas de cielo raso suspendido, o la mejora de los propios sistemas de techo, puede resultar en una gran interrupción de la ocupación y también puede ser bastante costosa.

1.11.4. Estimación de pérdidas por sismo en contenidos de edificios

Después de un terremoto, las empresas de seguros envían expertos evaluadores para determinar las pérdidas económicas en cada uno de los edificios reportados por sus clientes que hayan sufrido daños como resultado del evento. Estos evaluadores, tienen como objetivo establecer si la cobertura es aplicable y calcular el monto de los daños según los términos de las pólizas. Por lo general, estos evaluadores son profesionales con formación en ingeniería civil o arquitectura.

Se sabe que las pérdidas de contenido en edificios causadas por sismos pueden ser significativas, llegando a superar el valor de los daños estructurales del edificio en ciertos casos, como en museos, hospitales, laboratorios e instalaciones industriales.

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 (Almanza Salgado & Estrada Cagigal Ramírez, 2005).

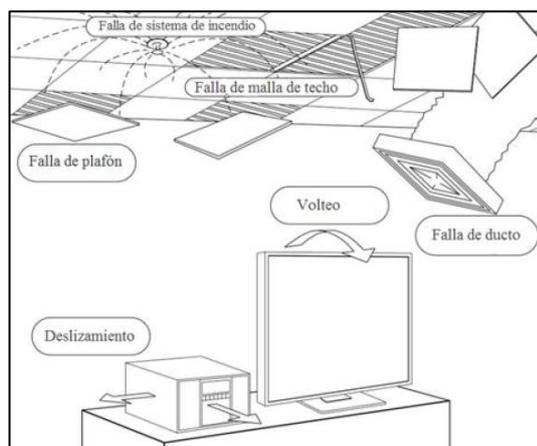


Figura 1.15 Contenidos de edificio sujetos a múltiples modos de falla

Fuente: (Almanza Salgado & Estrada Cagigal Ramírez, 2005)

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 (Almanza Salgado & Estrada Cagigal Ramírez, 2005)

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

Tabla 1.11 Niveles de desempeño no estructural - Componentes arquitectónicos

Fuente: FEMA 356

Niveles de desempeño no estructurales - Componentes arquitectónicos		
Componente	Peligros Reducidos	Seguridad de Vida
Cladding	Distorsión severa en las conexiones. Alguna fractura de revestimiento.	Distorsión severa en las conexiones.
Cristales	Vidrios rotos en general y marcos distorsionados en áreas desocupadas.	Pequeños cristales rotos.
Techos	Daño extenso. Falsos techos abatibles.	Daño extenso. Falsos techos abatibles.
Escaleras y escaleras de incendios	Amplias estanterías. Pérdida de uso.	Algunos trasiegos y grietas de losas. Usables.
Puertas	Daño distribuido. Muchas puertas atoradas	Daño distribuido. Puertas atascadas.

Niveles de desempeño no estructurales - Componentes arquitectónicos		
Componente	Ocupación Inmediata	Operacional
Cladding	Las conexiones ceden, grietas menores (<1/16" de ancho) o dobleces en el revestimiento.	Las conexiones ceden, grietas menores (<1/16" de ancho) o dobleces en el revestimiento.
Cristales	Algunos cristales rotos, ninguno roto.	Algunos cristales rotos, ninguno roto.
Techos	Daños menores. Algunas placas del techo suspendido se rompieron.	Daños generalmente insignificantes.
Escaleras y escaleras de incendios	Daños menores.	Daño insignificante.
Puertas	Daños menores. Puertas operables.	Daños menores. Puertas operables.

Sistema / Componente	Niveles de desempeño no estructurales - Mecánico, eléctrico y de plomería			
	Peligros Reducidos	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata	Operacional
Ascensores	Ascensores fuera de servicio; contrapesos fuera de rieles.	Ascensores fuera de servicio; contrapesos no se desalojan.	Ascensores operables; Se puede iniciar cuando hay energía disponible	Los ascensores funcionan.
Conductos	Los conductos se desprenden del equipo y las rejillas; conductos caen.	Los conductos se desprenden del equipo y las rejillas; conductos caen.	Daños menores en las juntas los conductos siguen siendo útiles.	Daño insignificante.
Tubería	Algunas líneas se rompen. Algunos soportes fallan. Se caen algunas tuberías.	Daños menores en las uniones con algunas fugas. Los sistemas permanecen suspendidos.	Se desarrollan fugas menores en algunas uniones.	Daño insignificante.
Equipo	Las unidades se deslizan y vuelcan. Las unidades pesadas requieren reconexión.	Las unidades se deslizan, pero no se vuelcan. Se requiere cierta reorientación.	Unidades seguras y más operativas si hay energía y servicios públicos disponibles.	Unidades seguras y operativas. Servicios públicos disponibles.

Contenido	Niveles de desempeño no estructurales - Contenidos			
	Peligros Reducidos	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata	Operacional
Sistemas informáticos	Las unidades ruedan y vuelcan, desconectan los cables. Energía no disponible.	Las unidades se mueven y pueden desconectar los cables, pero no se vuelcan. Energía no disponible.	Las unidades están seguras y permanecen conectadas. Es posible que no haya energía. Pueden ocurrir daños.	Unidades sin daños y operativas; potencia disponible.
Equipo de escritorio	Algunos equipos se deslizan de los escritorios	Algunos equipos se deslizan de los escritorios	Algunos equipos se deslizan de los escritorios	Equipo asegurado a escritorios y operable.
Archivadores	Se vuelcan y derraman su contenido.	Se vuelcan y derraman su contenido.	Los cajones se abren, pero los gabinetes no se inclinan.	Los cajones se abren, los gabinetes no se inclinan.

1.12. 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.

1.13. Disipación sísmica

1.13.1. Disipación de Energía en Edificios Existentes

Para evitar el colapso durante un terremoto severo, un DMRSF puede necesitar desarrollar derivas entre pisos de aproximadamente el 2% de la altura del piso para disipar una cantidad suficiente de energía para evitar el colapso. Sin embargo, las derivas entre pisos de esta magnitud generalmente provocarán daños graves a los componentes no estructurales de un edificio. Los MRF de acero y hormigón armado más antiguos y no dúctiles no se pueden deformar cíclicamente en el rango no lineal (inelástico) sin riesgo de colapso (Bertero & Bertero, 2002).

Un CBF disipa energía a través de la respuesta inelástica de sus arriostramientos. La capacidad de un CBF para disipar energía durante sacudidas debido a sismos fuertes y de larga duración es cuestionable porque el pandeo y la fluencia repetidos de sus arriostramientos generalmente conducen a la degradación de su rigidez y resistencia y, en consecuencia, a la degradación de la resistencia y la estabilidad del pórtico del edificio.

Los esquemas de modernización convencionales para un edificio que incorpora sistemas de pórticos como los descritos anteriormente implicarían sobre resistencia y rigidez del edificio mediante la adición de muros estructurales de hormigón armado o con arriostramientos de acero. Estas soluciones convencionales “atraerán” mayores fuerzas sísmicas al edificio y su implementación generalmente implicará trabajos costosos de cimentación, sobre resistencia de columnas, etc.

Si la respuesta sísmica de un edificio convencional, medida típicamente en términos de la deriva entre pisos y esfuerzo cortante basal, se puede minimizar mediante la implementación de dispositivos innovadores de disipación de energía, los costos asociados con la modernización de los edificios existentes se reducirán sustancialmente. Existe una variedad de elementos de disipación de energía, por ejemplo, dispositivos de fricción-deslizamiento, amortiguadores viscoelásticos, amortiguadores con memoria de forma y dispositivos de fluencia en un intento por lograr este objetivo.

Los métodos clásicos de protección sísmica de los edificios se centran esencialmente en evitar el colapso de la estructura principal. Si bien este es un enfoque económico para muchos tipos de estructuras, evitar el colapso estructural no es suficiente para los edificios cuyas funciones son cruciales inmediatamente después de un sismo severo. Se puede utilizar una filosofía de diseño sísmico diferente, que limita las fuerzas dinámicas que se permiten ingresar a la estructura, para proteger estos edificios (Sabelli & Moore, 2008).

1.13.2. 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, 2015)



Figura 1.16 Sistema BRB en la UC Berkeley

Fuente: **Wijanto, 2012**

En Estados Unidos y otras regiones con alta actividad sísmica a mediados del siglo XX, después del terremoto de Northridge y posteriormente, el desarrollo de disposiciones de códigos sísmicos se ha vuelto constante y se han hecho esfuerzos para reducir las pérdidas y ahora el concepto de los BRB y sus estándares de diseño se aceptan como una solución de resistencia a la carga lateral dependiente del desplazamiento. Los efectos sísmicos se reducen debido a la disipación de energía y, de esta manera, las estructuras se pueden diseñar de manera más económica. Para poder proporcionar la resistencia de carga necesaria y satisfactoria después de la fluencia, se prevé que los elementos disipativos en la solución proporcionen una capacidad inelástica de resistencia y deformación elevada.

El comportamiento inelástico mejora la capacidad de deformación a un nivel de carga determinado. Se debe garantizar una capacidad de deformación elevada no solo a nivel local sino también a nivel global para el sistema disipativo porque la estructura experimentará mayores deformaciones cuando se produzca una excitación sísmica si el punto de fluencia es más bajo.

Después de la fluencia del elemento disipativo, su rigidez se reduce considerablemente en comparación con su valor elástico inicial, lo que influye en el elemento y en toda la estructura. La rigidez general de la estructura se “reforma” y sus propiedades vibratorias se modifican debido a la fluencia consecutiva de los elementos disipativos.

Debido a la correlación positiva con la rigidez estructural y la aceleración espectral de diseño, la vulnerabilidad sísmica se reduce de manera efectiva mediante el alargamiento del período.

Los BRB generalmente están hechos de dos sistemas distintivos, el sistema base que es el núcleo de acero, el cual funciona absorbiendo las cargas y disipando la energía sísmica mediante la fluencia del acero, mientras que el sistema secundario es un mecanismo, que tiene la función de restringir el pandeo del núcleo y mejorar el comportamiento bajo compresión, el mecanismo está hecho de un revestimiento de hormigón y un tubo de acero.

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.

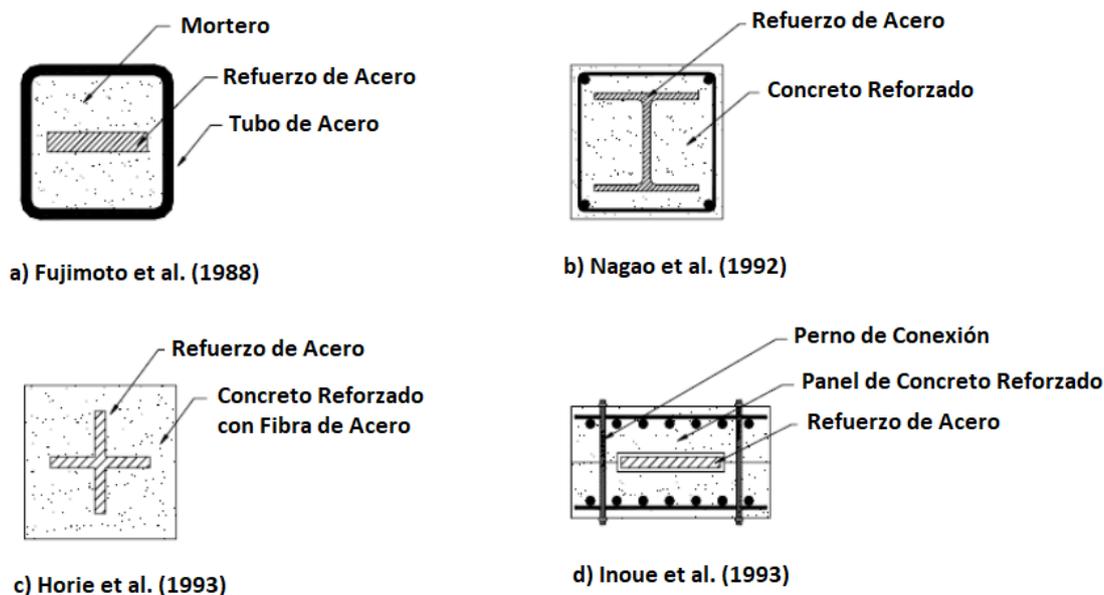


Figura 1.17 Tubo de acero para revestimiento de hormigón BRB

Fuente: Wijanto, 2012

1.13.4.1. 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 Stándard

Fuente: Wijanto, 2012

Los BRB tienen un comportamiento de histéresis completo y equilibrado (ver la figura 1.23), 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.

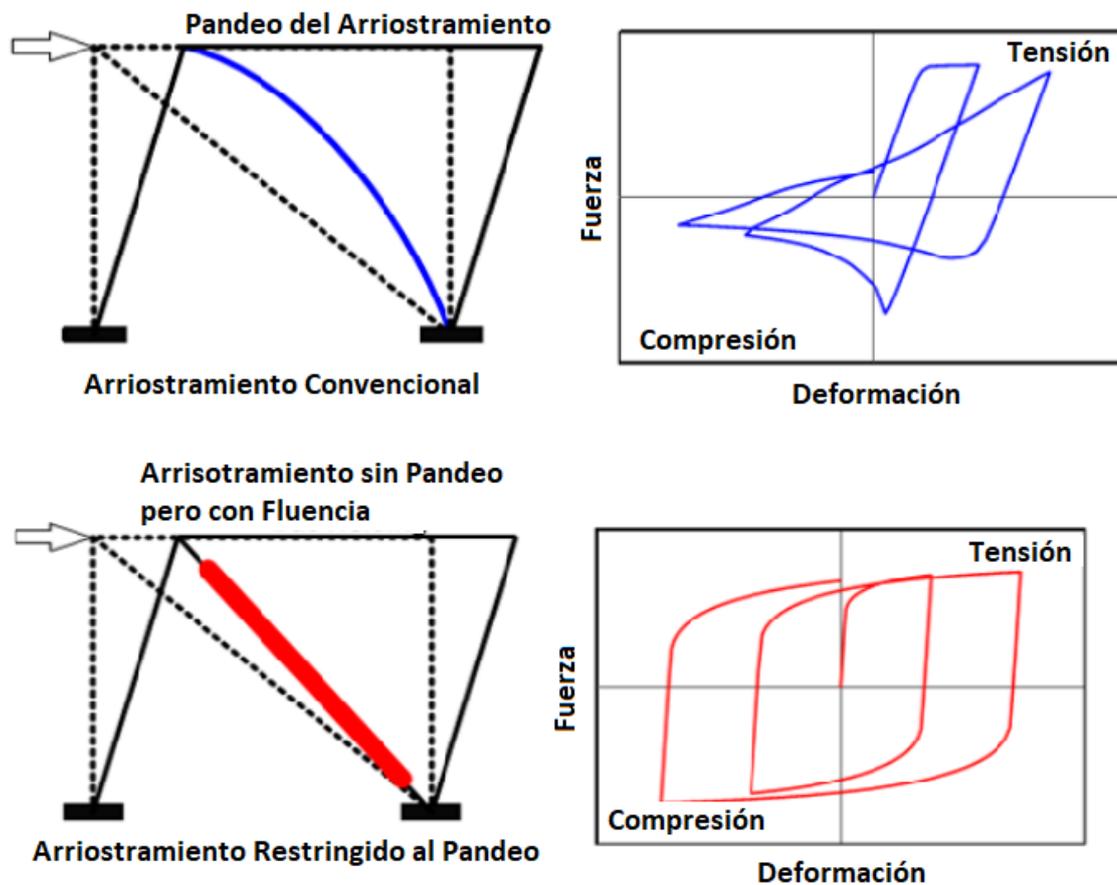


Figura 1.19 Comportamiento del Sistema BRB

Fuente: Wijanto, 2012

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 amortigua bajo acciones sísmicas y se aumenta la disipación de energía, así como la amortiguamiento dentro de la estructura (consulte la figura 1.22).

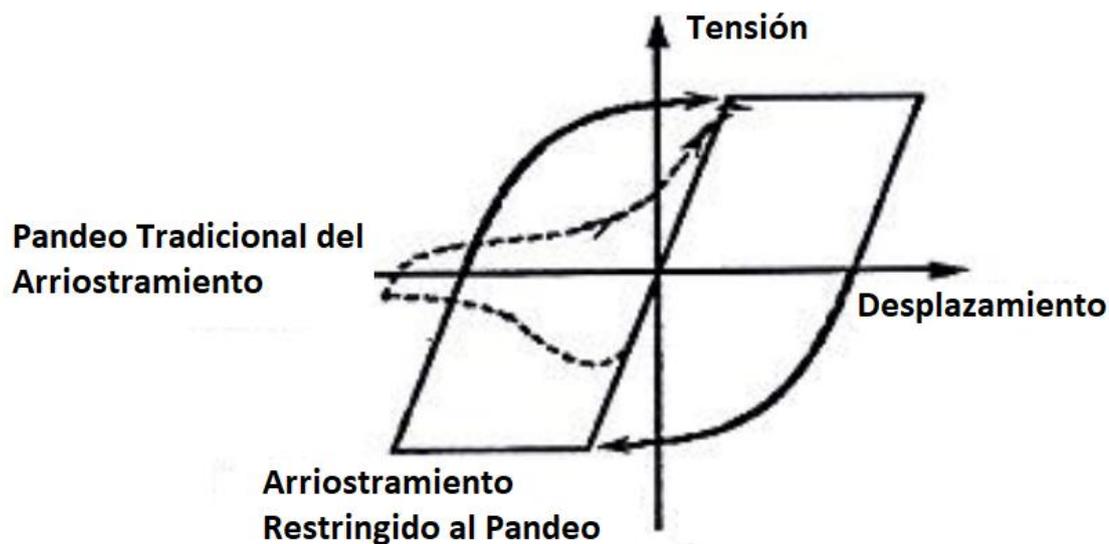


Figura 1.20 Comportamiento del Arriostramiento en el BRB

Fuente: Wijanto, 2012

1.13.3. 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).



Figura 1.21 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

1.13.5.1. 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.

1.13.5.2. Descripción básica del diseño

Hay relativamente pocos elementos de diseño esenciales de un amortiguador de fluido. Sin embargo, el detalle de estos elementos varía mucho y, en algunos casos, puede resultar difícil y complejo. La figura 1.26 muestra un ejemplo de amortiguador de fluido y sus partes.

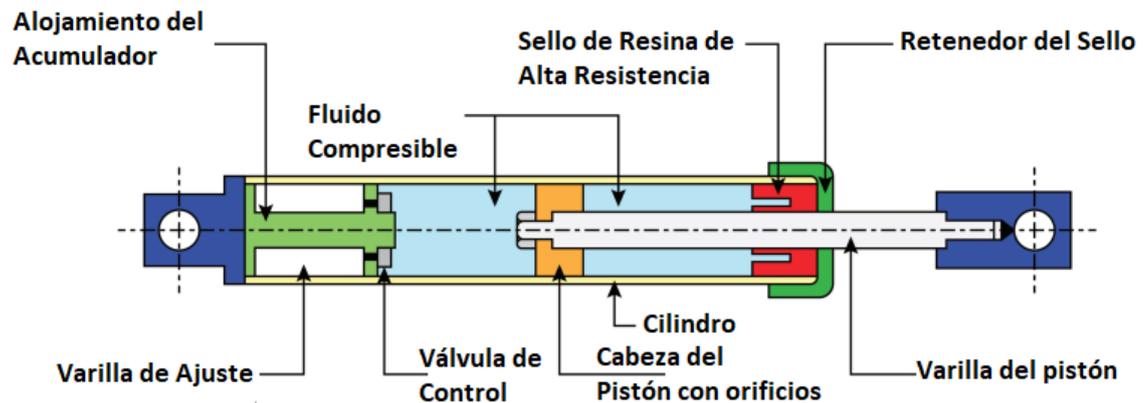


Figura 1.22 Amortiguador con fluido viscoso

Fuente: Madhekar & Matsagar, 2022

El comportamiento viscoso de los amortiguadores de fluido se puede lograr al forzar el fluido a través de orificios. Cuando el pistón se mueve en el medio de fluido viscoso, el amortiguador ofrece una fuerza de resistencia interna, proporcional a la diferencia de presión a través de la cabeza del pistón en las dos cámaras. El fluido fluye de una cámara a la otra, lo que provoca la disipación de energía. Durante el movimiento de la cabeza del pistón, el volumen de fluido comprimible cambia por el producto del recorrido y el área del vástago del pistón. Cuando el amortiguador se somete a una fuerza de compresión, el volumen de fluido dentro del cilindro disminuye como resultado del movimiento del área del vástago del pistón. La disminución del volumen de fluido da como resultado una fuerza de restauración.

A mayor frecuencia, los amortiguadores de fluidos presentan una fuerte rigidez. Un acumulador funciona recolectando el volumen de fluido que es desplazado por el vástago del pistón y almacenándolo en el área de reposición. A medida que el vástago retrocede, se crea un vacío, que extrae el fluido (Madhekar & Matsagar, 2022).

Los amortiguadores de fluidos viscosos son ajustados por el fabricante para cada proyecto para cumplir con los parámetros especificados por el cliente. Los parámetros requeridos incluyen (Lago, Trabucco & Wood, 2019):

- Fuerza nominal máxima (y/o velocidad máxima de diseño)
- Desplazamiento máximo de diseño
- Factores de seguridad mínimos para fluencia
- Rigidez de conexión a las estructuras principales circundantes

- Constante de amortiguamiento
- Exponente de amortiguamiento
- Temperatura de funcionamiento
- Entrada máxima de energía eólica (si corresponde)
- Envolvente máxima del amortiguador
- Configuración de montaje del amortiguador, incluido el método de reemplazo si corresponde
- Espacio disponible para la instalación
- Requisitos de prueba

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

El objetivo principal de ASCE 41 es proporcionar una metodología de análisis y diseño para su uso en la evaluación sísmica y la rehabilitación de los edificios de hormigón existentes. La evaluación sísmica se define como una metodología para analizar las deficiencias de una edificación que conllevan a que la estructura no alcance su nivel de desempeño deseado.

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. Dentro de esta normativa, la rehabilitación sísmica se define como las medidas necesarias para mejorar el nivel de desempeño estructural basado en corregir las deficiencias encontradas en el análisis.

Aunque no está destinado al diseño de edificios nuevos, los procedimientos analíticos son aplicables. El documento se aplica al sistema estructural general y a sus elementos (pórticos de hormigón, muros de corte, diafragmas, cimientos) y componentes (rigidez, resistencia y deformabilidad de columnas, vigas, muros, losas y juntas).

Alcance

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

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.

Este tipo de metodología basada en el desempeño para la evaluación y el diseño de rehabilitación representa un cambio fundamental para la profesión de ingeniería estructural. Este tipo de procedimiento analítico es más complejo que los

procedimientos prescriptivos basados en la fuerza tradicionales, como los que se incorporan en los códigos de construcción para el diseño de edificios nuevos. Aunque el uso de procedimientos simplificados de análisis estático no lineal y su aplicación a la evaluación y el diseño de rehabilitación de edificios existentes ha crecido en los últimos 15 a 20 años, la aceptación generalizada de estos métodos por parte de la profesión solo se logrará mediante un considerable proceso de transferencia de información y aprendizaje. La aceptación total se logrará solo cuando se haya demostrado la capacidad de este método para identificar posibles deficiencias estructurales y producir diseños de rehabilitaciones económicas mejores que la práctica convencional.

Incertidumbre y confiabilidad

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.

Mediante la consideración explícita del comportamiento posterior a la fluencia de los componentes estructurales individuales, la estimación de la degradación de la rigidez y la resistencia de los elementos y la representación de los efectos de la cimentación, la metodología proporciona una estimación o aproximación más realista, generalmente conservadora, de las deformaciones reales que se producirán en el edificio en respuesta al movimiento sísmico del suelo.

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.

En general, el análisis simplificado para identificar deficiencias potenciales requiere sólo fuerzas relativas. Sin embargo, el uso de la carga muerta más la carga viva probable para este análisis simplificado puede evitar cierta duplicación de esfuerzos. Además, las relaciones de demanda/capacidad para columnas y otros componentes sujetos a carga de flexión axial pueden requerir estimaciones razonablemente precisas de la carga de gravedad.

Definición de Deficiencia

Para identificar posibles deficiencias, las acciones se comparan con las capacidades correspondientes como índices de demanda/capacidad (DCR). Las demandas de cálculos deben incluir los efectos de la gravedad. Las respuestas de evaluación deben revisarse y completarse a la luz de los DCR calculados: los DCR altos y las condiciones que generan fluencias falsas indican posibles deficiencias.

Las capacidades para los cálculos de DCR pueden establecerse con FEMA 178 y otras fuentes de referencia que brindan una estimación de la resistencia utilizable. Los "DCR altos" deben evaluarse considerando las demandas y capacidades utilizadas y el objetivo de desempeño real del edificio. Suponiendo que se cumplan las demandas y capacidades de FEMA 178 y un objetivo de desempeño consistente con el que se supone en FEMA 178, los DCR cercanos a 1.0 (o más) indican deficiencias potenciales.

2.7 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, degradación potencial 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.

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.

Excepto en el caso de edificios muy simples, el análisis se basará normalmente en uno o más programas informáticos especializados. 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.

2.7.2 Modelos de los Componentes

En general, las rigideces, resistencias y deformabilidades de los componentes estructurales pueden calcularse sobre la base de los principios de la mecánica de materiales verificados mediante ensayos o pueden calcularse sobre la base de las reglas preestablecidas. En todos los casos, los cálculos para los componentes existentes deben basarse en las mejores estimaciones disponibles de las propiedades de los materiales y deben utilizar los mejores modelos analíticos disponibles, excepto cuando los modelos simplificados proporcionen una economía y precisión razonables.

Los cálculos para los nuevos materiales añadidos como parte de una rehabilitación pueden basarse en propiedades nominales y procedimientos de cálculo contenidos en los códigos para el diseño de nuevas construcciones.

El comportamiento de los componentes se modela generalmente utilizando relaciones de carga-deformación no lineales definidas por una serie de segmentos de línea recta.

2.7.3.1 Vigas

Las vigas pueden representarse con modelos de rótula plástica concentrada, modelos de rótula plástica distribuida u otros modelos cuyo comportamiento haya demostrado representar adecuadamente características importantes de los componentes de vigas de hormigón armado sometidos a carga lateral.

El modelo debe ser capaz de representar la respuesta inelástica a lo largo de la longitud del componente, excepto cuando se demuestre por el equilibrio que la fluencia está restringida a los extremos del componente. Cuando se espera una respuesta no lineal en un modo distinto a la flexión, el modelo debe ser capaz de representar ese modo.

Las relaciones de carga-deformación monotónicas deben ser conformes a la relación generalizada que se muestra en la Figura 2.1. La deformación generalizada puede ser la rotación de la cuerda o la rotación de la rótula plástica. Los valores de las deformaciones generalizadas en los puntos B, C y E pueden derivarse de experimentos o análisis racionales y deben tener en cuenta las interacciones entre la flexión y el cortante.

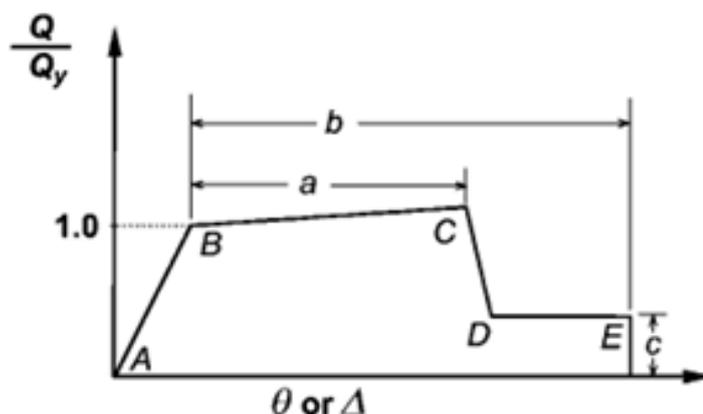


Figura 2.1 Modelo idealizado fuerza-deformación

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2013)

La rigidez post-fluencia debe dar como resultado un endurecimiento por deformación general razonable de la relación carga-deformación de la viga.

Un método para estimar la capacidad de rotación de las rótulas plásticas mediante cálculos es el siguiente. Primero, se calcula la relación momento-curvatura utilizando

estimaciones realistas de las relaciones tensión-deformación del material, a partir de estas relaciones, se determinan las curvaturas de fluencia y última, ϕ_y y ϕ_u . A continuación, se estima la longitud de la rótula plástica, l_p ($l_p = h/2$ es un valor aceptable que generalmente da resultados conservadores, donde h es la profundidad de la sección en la dirección de la carga). Finalmente, la capacidad de rotación de la rótula plástica se estima como:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)l_p \quad (2.21)$$

2.7.3.2 Columnas

Las columnas pueden modelarse con modelos de rótula plástica concentrada, modelos de rótula plástica distribuida u otros modelos cuyo comportamiento haya demostrado representar adecuadamente características importantes de los componentes de columnas de hormigón armado sometidos a cargas axiales y laterales. Cuando se espera una respuesta no lineal en un modo distinto de la flexión, el modelo debe poder representar ese modo. Cuando existen variaciones significativas de la fuerza axial bajo la acción de la carga sísmica, el modelo también debe representar los efectos de la variación en las propiedades de rigidez y resistencia. Esto se puede lograr utilizando superficies de interacción para los modelos de rótula plástica. Los modelos de fibra generalmente pueden representar este efecto directamente.

2.1. Desempeño estructural

El objetivo principal de ASCE 41-13 es proporcionar pautas y criterios para la evaluación y el refuerzo sísmico de edificaciones existentes. Su propósito principal es mejorar la seguridad estructural de edificios construidos antes de que existieran normas sísmicas modernas, minimizando el riesgo de daños y colapso durante un evento sísmico. Esto permite que las edificaciones cumplan con ciertos niveles de desempeño, protegiendo la vida de los ocupantes y preservando la funcionalidad de estructuras críticas, como hospitales y centros de emergencia.

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 movimiento del suelo 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.

2.1.1. 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. El proceso de evaluación consiste en los siguientes tres niveles: Proceso de proyección de nivel uno, proceso de evaluación basado en deficiencias de nivel dos y el procedimiento de evaluación sistemática de nivel tres. En el caso del presente estudio se realiza el último descrito, puesto que se realiza un modelado y análisis en un software especializado.

2.1.2. 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. La norma ASCE establece una variedad de objetivos de desempeño, incluyendo objetivos específicos destinados a ser equivalentes a los objetivos de desempeño de edificios diseñados según los estándares de construcción nuevos, así como objetivos específicos que buscan imitar el desempeño históricamente aceptado para lo que se considera “desempeño reducido según el código”.

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.

En la normativa guía (American Society of Civil Engineers, 2013) el grado de daño que sufre un edificio bajo un movimiento sísmico específico, para el cual se realiza la evaluación de desempeño, se define como un nivel de desempeño.

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.

2.2. Métodos de evaluación de la capacidad estructural o resistencia

Para evaluar una estructura existente frente a las sollicitaciones 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.

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 (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.

2.3. Evaluación estructural según la metodología ASCE 41-13

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.

2.3.1. Objetivos de Desempeño

Los objetivos de desempeño especifican el comportamiento deseado de la estructura bajo la demanda sísmica. Esto se describe definiendo el máximo estado permisible de daño (nivel de desempeño) para un nivel determinado de amenaza sísmica (Applied Technology Council, 1996)

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.

2.3.2. 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.

La selección de la categoría de riesgo se realiza basándose en la Tabla 1.5-1 del ASCE 7, en donde se establece la categoría de riesgo para edificios, tal como se muestra a continuación:

Tabla 2.1 Categoría de Riesgo de Edificios y Otras Estructuras para Cargas de Inundación, Viento, Tornado, Nieve, Terremoto y Hielo, contemplados por el ASCE 7-22

Fuente: (American Society of Civil Engineering, 2022)

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released*	
Buildings and other structures designated as Essential Facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released*	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

*Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower risk category if it can be demonstrated to the satisfaction of the Authority Having Jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.3 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that risk category.

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 IV para edificios y otras estructuras designadas como Instalaciones Esenciales.

Asimismo, basado en la probabilidad de excedencia para estructuras existentes propuestas por el ASCE 41 de la Tabla C2-1, se puede determinar el objetivo de desempeño:

Tabla 2.2 Probabilidad de excedencia y periodo de retorno medio contemplados por el ASCE 41-13

Fuente: (American Society of Civil Engineering, 2022)

Table C2-1. Probability of Exceedance and Mean Return Period

Probability of Exceedance	Mean Return Period (years)
50%/30 years	43
50%/50 years	72
20%/50 years	225
10%/50 years	475
5%/50 years	975
2%/50 years	2,475

Se determinó la probabilidad de excedencia y el periodo de retorno para estructuras existentes siguiendo las recomendaciones del código ya mencionado, ya que, en el mismo se comenta que algunos profesionales del diseño han basado la evaluación sísmica de edificaciones en las disposiciones para el diseño de edificaciones nuevas. Aunque este enfoque puede parecer apropiado, debe hacerse con pleno conocimiento de las suposiciones inherentes. Los requisitos de resistencia y rigidez pueden

transferirse fácilmente a edificaciones existentes, las demás disposiciones no. Si los elementos resistentes a cargas sísmicas de una edificación existente no tienen detalles constructivos similares a los exigidos para edificaciones nuevas, no se cumplirán las suposiciones básicas de ductilidad y los resultados de la evaluación pueden no ser válidos. Este procedimiento podría llevar a evaluar un edificio como inaceptable para un determinado objetivo de desempeño cuando sí lo es, o como aceptable cuando en realidad no lo es. Por lo tanto, bajo esta premisa la norma considera evaluar estructuras existentes bajo lo siguiente:

1. **BSE-1E:** Movimiento del suelo con un 20% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un periodo de retorno aproximado de 475 años (American Society of Civil Engineers, 2013, pág. 32)
2. **BSE-2E:** Movimiento del suelo con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un periodo de retorno aproximado de 2500 años. (American Society of Civil Engineers, 2013, pág. 32)

Tabla 2.3 Objetivos básicos de desempeño para edificios existentes

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2013)

Table 2-1. Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)

Risk Category	Tier 1*	Tier 2*	Tier 3	
	BSE-1E	BSE-1E	BSE-1E	BSE-2E
I & II	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Collapse Prevention Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (5-D)
III	See footnote <i>b</i> for Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Damage Control Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Damage Control Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Limited Safety Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (4-D)
IV	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Life Safety Structural Performance Nonstructural Performance Not Considered (3-D)

*For Tier 1 and 2 assessments, seismic performance for the BSE-2E is not explicitly evaluated.

*For Risk Category III, the Tier 1 screening checklists shall be based on the Life Safety Performance Level (S-3), except that checklist statements using the Quick Check procedures of Section 4.5.3 shall be based on MS-factors and other limits that are an average of the values for Life Safety and Immediate Occupancy.

Finalmente, el Nivel de Desempeño Estructural Objetivo se verá reflejado siguiendo los parámetros anteriores dentro de la Tabla C2-2 del ASCE 41-13, en donde

se establece que, **BSE-1E** el Nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que para el **BSE-2E** el de Seguridad de Vida, lo que en la tabla serían los factores “f” y “k”.

Tabla 2.4 **Objetivos de desempeño**

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2013)

Table C2-2. Performance Objectives				
Target Building Performance Levels				
Seismic Hazard Level	Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-D)
50%/50 years	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 years)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 years)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE _s)	m	n	o	p
NOTES: Each cell in the above matrix represents a discrete Performance Objective. The Performance Objectives in the matrix above can be used to represent the three specific Performance Objectives for a standard building that would be considered Risk Category I & II defined in Sections 2.2.1, 2.2.2, and 2.2.3, as follows:				
Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)			g and l	
Enhanced Objectives			g and i, j, m, n, o, or p l and e or f g and l and a, or b k, m, n, or o alone	
Limited Objectives			g alone l alone c, d, e, or f	

Asimismo, la NEC para rehabilitación de estructuras, denominada NEC-SE-RE, también provee objetivos de rendimiento para diferentes niveles de amenaza sísmica.

NIVEL DE TERREMOTO		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)
	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

En este mismo documento, se menciona que, para edificaciones esenciales, se deberán rehabilitar al menos para los objetivos de seguridad “k” y “p” lo que corresponde a objetivos de desempeño de seguridad de vida y prevención de colapso para niveles de amenaza sísmica con periodos de retorno de 475 y 2500 años respectivamente.

En resumen, en el presente trabajo de investigación se evaluarán cuatro escenarios distintos en la misma estructura para sus respectivos niveles de amenaza.

- T 475 años, se deberá cumplir que la estructura se encuentre en ocupación inmediata.
- T 475 años, se debe cumplir al menos un objetivo de desempeño de seguridad de vida.
- T 2500 años, se comprobará un objetivo de seguridad de vida.
- T 2500 años, la estructura al menos deberá estar en prevención al colapso.

2.3.3. Peligrosidad sísmica (Espectro de aceleraciones)

Basada en la información técnica existente sobre el caso de estudio “Hospital Vicente Corral Moscoso” del proyecto de investigación UDA “Hospitales Seguros Frente a Desastres”, se desprende lo siguiente:

El sitio de implantación del proyecto corresponde a la ciudad de Cuenca, por lo que acorde al Capítulo 10.4 correspondiente a las Curvas de Peligro sísmico de la NEC - SE - DS, obtenemos el valor de PGA y con ello los diferentes coeficientes de perfil de suelo que determinarán el espectro de diseño. Con el valor de aceleración en roca que se obtiene de cada curva de peligro sísmico asociado a los diferentes períodos de retorno analizados se procede a la interpolación de los factores de perfil de suelo (F_a , F_d y F_s) acorde al valor de Z interpretado.

Tabla 2.5 Coeficientes de sitio y sismicidad contemplados

Fuente: Elaboración propia en base a la normativa (NEC, 2014)

Coeficientes de perfil de suelo				
Periodo de retorno (años)	475	2500	475	2500
Zona sísmica	II			

Tipo de perfil del subsuelo	C			
	z (g)	0.15	0.26	0.25
Fa	1.40	1.3	1.3	1.24
Fd	1.36	1.28	1.28	1.17
Fs	0.85	0.94	0.94	1.04

2.3.4. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Los valores de aceleración se expresan como una fracción del valor de la gravedad en función del valor de PGA, los coeficientes de amplificación del suelo (Fa, Fd, Fs) y el tipo de suelo de emplazamiento de la estructura.

Utilizando los factores mostrados en la tabla anterior, obtenemos el Espectro elástico horizontal de aceleraciones, para los diferentes periodos de retorno del caso de estudio:

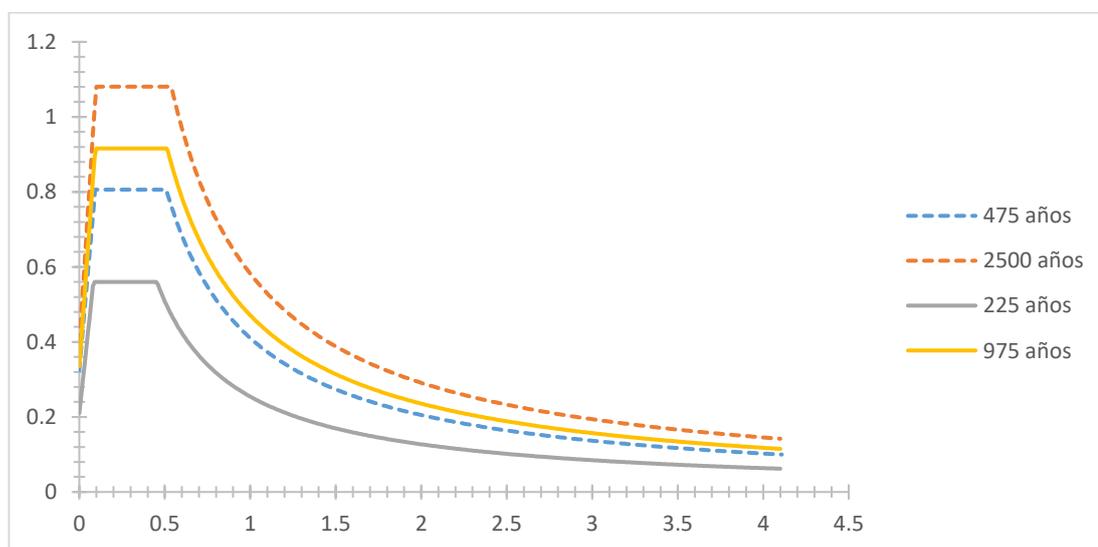


Figura 2.2 Espectro elástico horizontal de aceleraciones

Fuente: Elaboración propia en base a la normativa NEC-SE-DS

Capítulo 3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

3.1. Descripción arquitectónica

La edificación objeto del presente estudio abarca el análisis del bloque existente del Hospital Vicente Corral Moscoso que consta de seis niveles y losa de cubierta, a continuación, se detalla la distribución arquitectónica por nivel:

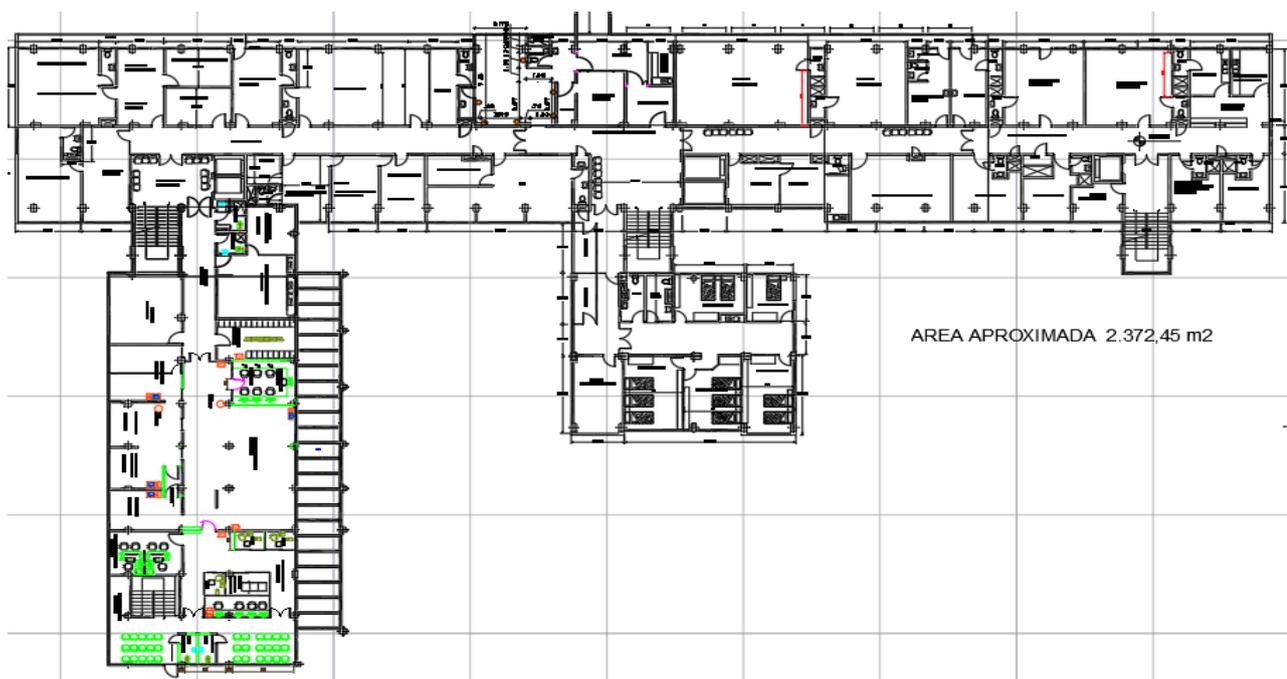


Figura 3.1 Planta Baja y Primera planta alta

Fuente: UDA hospitales seguros



Figura 3.2 Segunda, tercera, cuarta, quinta y sexta planta alta

Fuente: UDA hospitales seguros

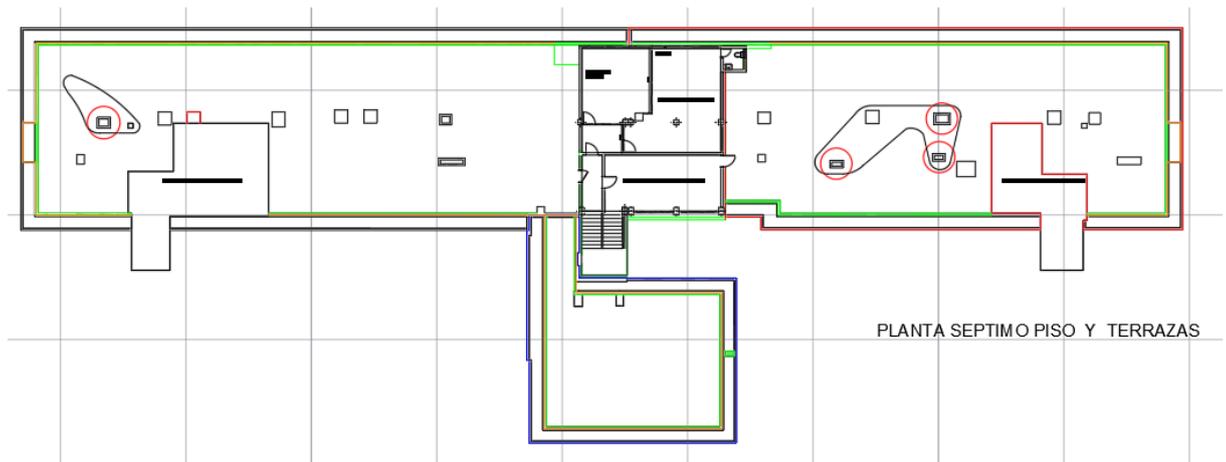


Figura 3.3 Séptima planta alta y terraza

Fuente: UDA hospitales seguros

3.2. Materiales de construcción y elementos estructurales

- Vigas

Hormigón:

Resistencia a la compresión aproximada del Hormigón en vigas: $f'c = 220 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo:

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

El módulo de elasticidad $E_s = 2038903 \text{ Kg/cm}^2$.

Área de acero superior (A_s') = 308 mm^2

Área de acero inferior (A_s) = 804 mm^2

- Columnas

La capacidad a compresión del hormigón difiere en cada columna, de acuerdo a la ubicación de las mismas varía su sección y armado estructural. Para mayor información, en la sección de anexos se adjuntará el detalle de armado de cada columna, así como sus ejes de ubicación, además, se podrá tener información acerca de las constitutivas de Mander tanto para hormigón no confinado como para confinado que se empelarán para la modelación estructural y la obtención de sus diagramas de interacción, mismos, que se emplean para el cálculo de la superficie de falla y el cálculo de las rótulas plásticas concentradas del modelo para un primer análisis mediante el método estático no lineal (Pushover).

3.3. Descripción de la disposición estructural

Sus elementos estructurales son enteramente de hormigón armado, compuesto por columnas, losas y vigas que según los planos adquiridos de la edificación tienen la misma altura que el suelo de entrepiso, con lo cual se cataloga como vigas banda. Al no poseer más información con respecto a la variación de perfiles de viga por eje y por nivel se opta por modelar la edificación mediante una sola sección de viga tipo, adquirida de planos estructurales de adecuaciones anteriores realizadas en el hospital.

Tanto la planta baja como la primera planta alta tienen la misma configuración estructural, siendo el mismo caso para los niveles sobrantes al ser similares entre sí. Si bien es cierto su configuración es similar entre niveles mas no lo es en temas de secciones de columnas, variando el ángulo de inclinación y armados en ciertos casos.

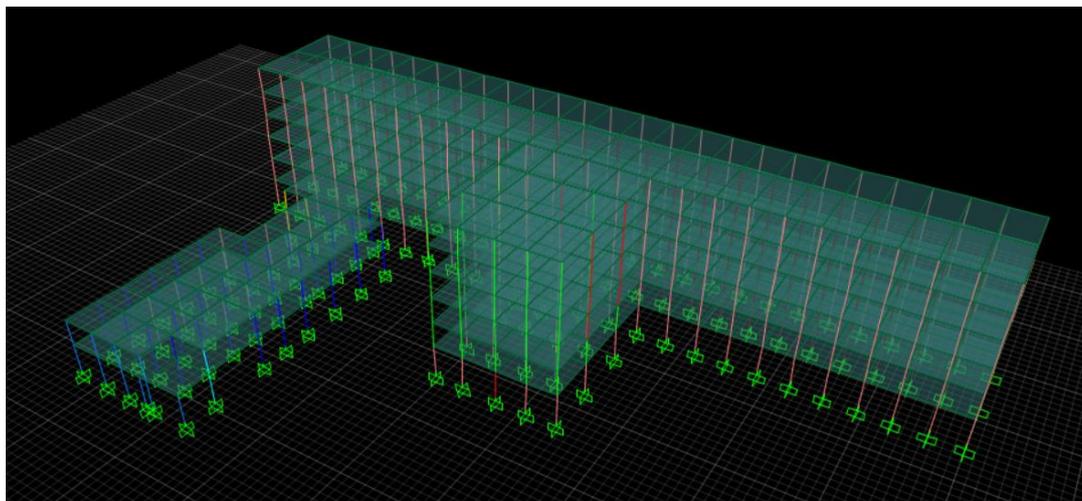


Figura 3.4 Modelo 3D del hospital analizado

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 274, 1997) que utiliza el análisis Pushover y una versión modificada de la aproximación de desplazamiento igual para estimar el desplazamiento máximo, que se utilizará en el presente caso.

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 proporcionada por la normativa ATC-40.

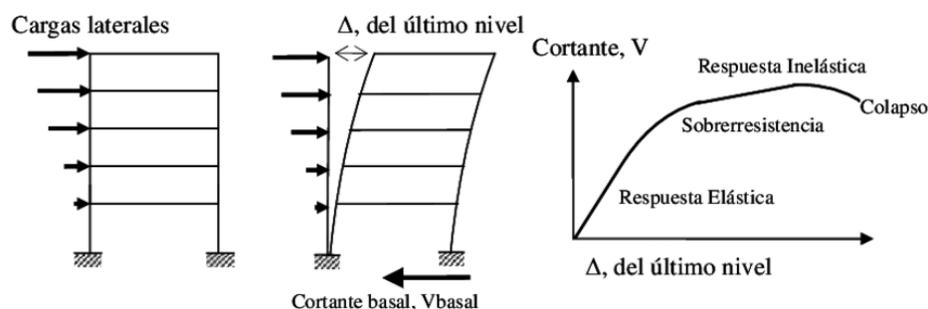


Figura 4.1 Secuencia del proceso de Análisis Pushover

Fuente: (ATC 40, 1996)

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 2014. Posteriormente, estas cargas se incrementan de manera monotónica 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).

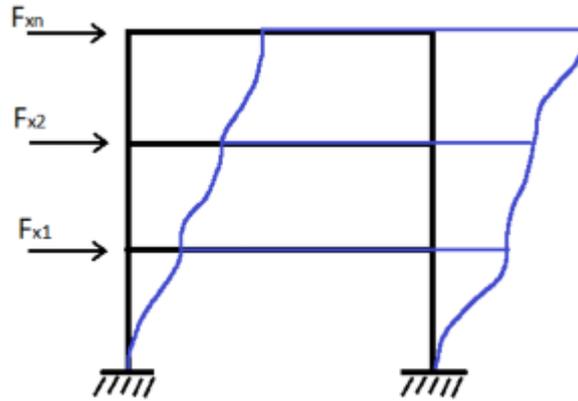


Figura 4.2 Patrón de cargas laterales

Fuente: Elaboración Propia

$$F_x = \frac{W_x \cdot \phi_x}{\sum W_x \cdot \phi_x} * V \quad (2)$$

De otro modo, la carga monotónica se la puede aplicar de manera uniforme a lo largo de la altura de la edificación en forma de aceleración, llevando al desplazamiento objetivo deseado para llevar a cabo el análisis, el nodo de control normalmente se lo coloca a nivel de techo, pero debido a la naturaleza del presenta caso de estudio, se analizó un nodo de mayor desplazamiento frente al más cercano al centro de masas de la edificación.

Al apreciarse irregularidad modal en la edificación (torsión), se plantea monitorear dos nodos de control para corroborar resultados, ya que, un punto de la edificación se desplaza menos que otro, siendo este el caso, se planteó monitorear el nodo de mayor desplazamiento con otro de menor movimiento apreciable, siendo los nodos JOIN 68 y JOIN 2 respectivamente.

4.1.1. Cargas por gravedad de los componentes y combinaciones de carga

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 la variación en la carga viva tiene un impacto significativo en la evaluación final.

Para el presente caso de estudio se realizó el segundo enfoque descrito de las cargas más probables durante la vida útil de la edificación, en función de los materiales empleados, artefactos que generan altas cargas, el uso de la misma y sus acabados de acuerdo a las plantas arquitectónicas. El peso empleado para el cálculo de cada una de las cargas se las obtiene de la normativa ecuatoriana vigente (NEC, 2014) que se detalla a continuación.

- Carga muerta.

Tabla 4.1 Cálculo de carga muerta

Fuente: Elaboración Propia

Material	PU	D
<i>Cotrapisos y recubrimientos:</i>	<i>[kN/m²]</i>	Dead

Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20	
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0.22	
<i>Cielorrasos y cubiertas:</i>	<i>[kN/m²]</i>	
De mortero de cemento compuesto de cal y arena	0.55	
<i>Morteros</i>	<i>[kN/m³]</i>	
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1: 5	20	
<i>Piedras Artificiales</i>	<i>kN/m³</i>	
Ladrillo artesanal	16	

- Carga Viva.

Tabla 4.2 Cálculo de carga viva

Fuente: Elaboración propia

Material	PU	L Live
<i>Áreas de reunión y teatros</i>	<i>[kN/m²]</i>	
Asientos fijos	2.9	
<i>Hospitales</i>	<i>[kN/m²]</i>	
Sala de pacientes	2	
Sala de quirófanos, laboratorios	2.9	
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4	
<i>Sistemas de pisos para circulación</i>	<i>[kN/m²]</i>	
Para centros de cómputo	4.8	
Para oficinas	2.4	
<i>Bodegas de almacenamiento</i>	<i>[kN/m²]</i>	

Livianas	6	
----------	---	--

En función de las áreas de cada nivel de acuerdo a los planos entregados se procede al cálculo de la carga muerta y la carga viva que se empleará durante todo el análisis siguiente. Estos valores son necesarios para el cálculo del peso sísmico y otros casos de carga, inherentes del método del análisis empleado para el presente caso.

Tabla 4.3 Área por planta de la edificación

Fuente: Elaboración propia

Piso	Área [m ²]
2	2372.45
3	1711.66
4	1711.66
5	1711.66
6	1711.66

Tabla 4.4 Resumen de cargas calculadas

Fuente: Elaboración propia

L [kN/m ²]	D [kN/m ²]
2	2

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 (Hidayat, 2020, pág. 2).

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 implementar el patrón de cargas laterales, es esencial supervisar el desplazamiento en el nodo de control según Andrew John, este nodo se define como

el punto crítico que debe ser vigilado durante el incremento de cargas laterales. Normalmente, este nodo se sitúa en el centro de masas del diafragma del piso superior de la edificación, o alternativamente, en cualquier nodo del diafragma rígido de dicho piso. Para el presente caso de estudio, como se mencionó, se tomarán dos nodos para monitorear su desplazamiento, éstos deben ser puntos extremos donde haya mayor y menor desplazamiento para una correcta apreciación del comportamiento de la estructura, siempre considerando que el desarrollo de la curva debe ser al menos 1.4 veces el desplazamiento objetivo.

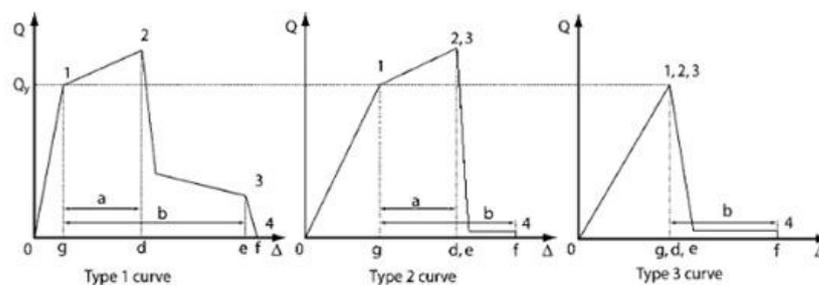
4.1.2. Capacidad de Deformación de los Elementos

No se permite que las deformaciones calculadas de los elementos excedan los límites de deformación para los niveles de desempeño adecuados.

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). 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.

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.

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 4.3 Tipos de curvas fuerza-deformación

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2013)

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 (American Society of Civil Engineers, 2013).

La curva Tipo 2 que se muestra en la Fig. 7-4 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 (American Society of Civil Engineers, 2013).

La curva Tipo 3 que se muestra en la Fig. 7-4 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 (American Society of Civil Engineers, 2013).

La clasificación como acción controlada por deformación no depende del criterio del usuario. Las acciones controladas por deformación se han definido en la normativa base (ASCE 41-13) mediante la designación de factores m o capacidades de deformación no lineal en los Capítulos 8 a 12.

La Figura C2.30 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.

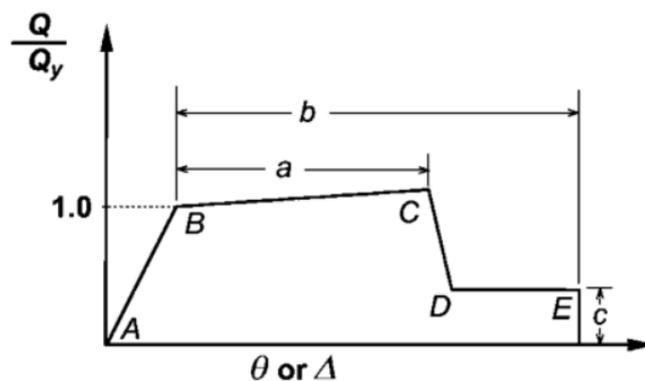


Figura 4.4 Curva idealizada fuerza-deformación

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2013)

La respuesta lineal se muestra entre el punto A (elemento sin carga) y un punto de fluencia efectiva B. La pendiente desde el punto B hasta el 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 una abscisa que indica la deformación a la cual comienza una degradación significativa de la resistencia (línea CD). Más allá del punto D, el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida hasta el punto E. En deformaciones mayores al punto E, la resistencia sísmica del elemento es esencialmente cero.

La transición abrupta, como se muestra en las curvas idealizadas en la Figura 2.30, entre los puntos C y D, puede causar dificultades computacionales e impedir la convergencia cuando se usa como entrada de modelado en software de análisis no lineal. En ciertos tipos de componentes que degradan de manera abrupta (por ejemplo, fractura en conexiones anteriores a Northridge), esto refleja el comportamiento observado del componente. Sin embargo, para evitar esta inestabilidad computacional, puede añadirse una pequeña pendiente (por ejemplo, 10 en vertical por 1 en horizontal) en el segmento de estas curvas entre los puntos C y D. Alternativamente, la pendiente podría basarse en datos obtenidos de pruebas de especímenes comparables.

Se calcularon modelos de rótula plástica para las vigas y columnas que componen los elementos estructurales de la edificación, mismos que se adjuntan como anexos al presente Trabajo de Titulación. Para el caso de las columnas se establece una superficie de falla, es decir, una rótula plástica para cada uno de los valores de carga axial del diagrama de interacción, y para el caso de vigas depende del cálculo de momentos probables que derivan del armado de la sección.

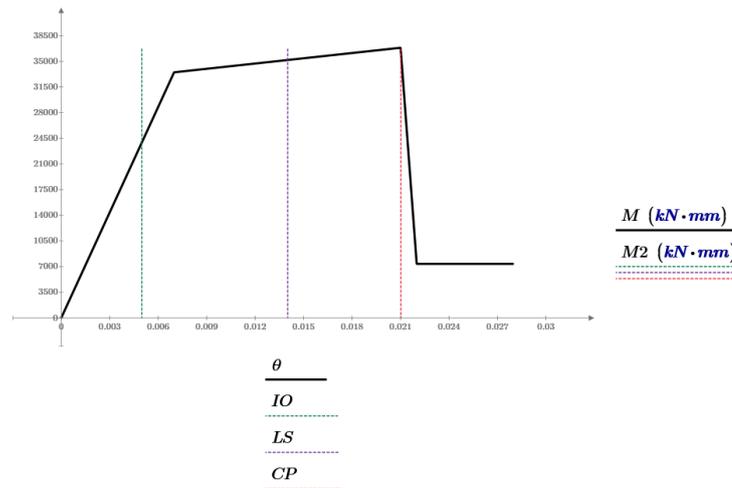


Figura 4.5 Gráfico momento-rotación calculada de vigas

Fuente: Elaboración propia

4.1.3. Curva de capacidad (Pushover)

Para el presente Análisis Pushover, se aplicó una carga lateral uniforme a la estructura, hasta alcanzar el desplazamiento que se le impuso con la intención de llegar a la falla y obtener una buena curva de capacidad, en tanto sea posible. Este análisis estático, permite evaluar las respuestas elásticas e inelásticas de la estructura bajo cargas laterales.

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

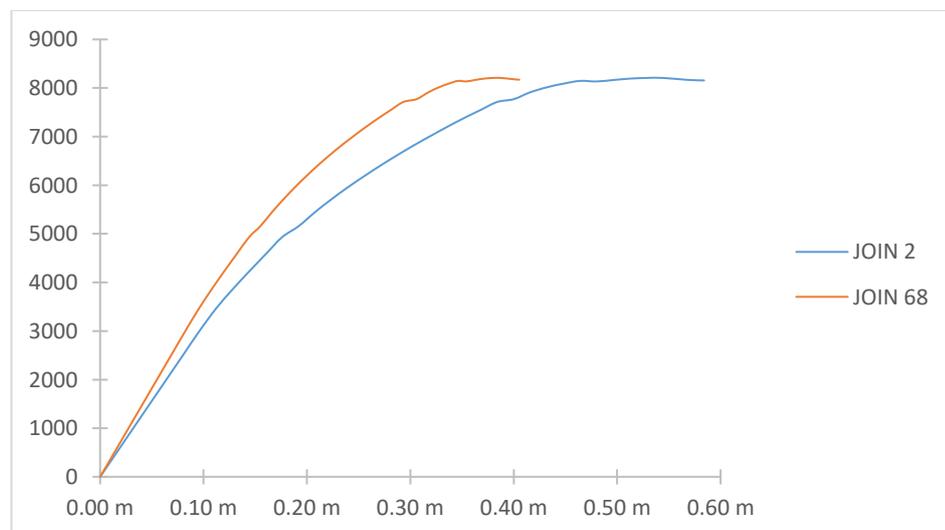


Figura 4.6 Curva de capacidad obtenida del modelo

Fuente: Elaboración propia

Curva bilineal

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, Δ_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, Δ_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.

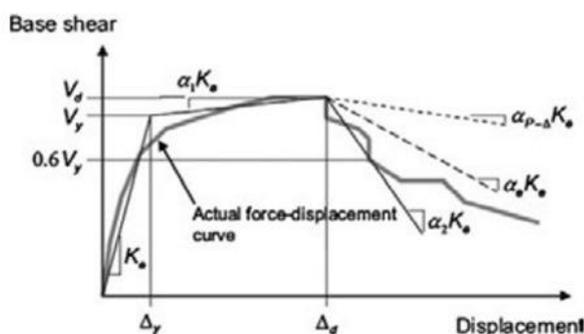


Figura 4.7 Curva bilineal idealizada

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2013)

Luego se realiza el análisis entre estos dos desplazamientos y escogemos el menor, al tener un desplazamiento objetivo calculado de 13cm, se asume que la 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:

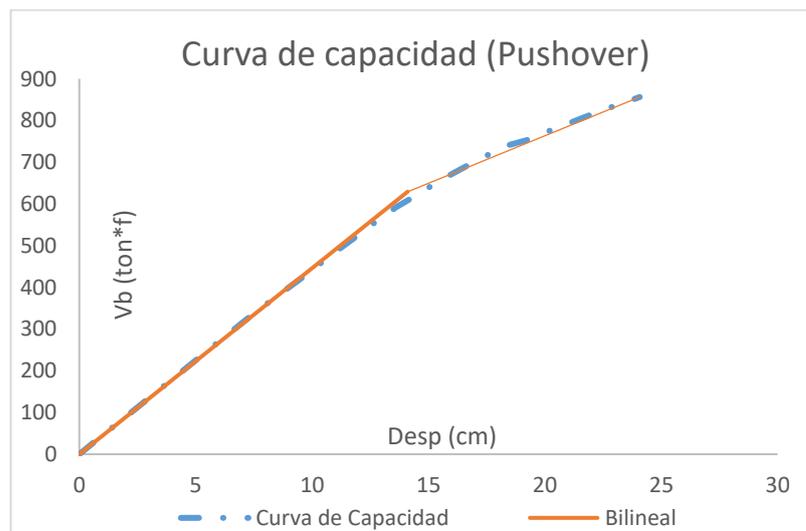


Figura 4.8 Curva bilineal obtenida en el modelo

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del desplazamiento de la demanda mediante el Método del Coeficiente de Desplazamiento

El método del coeficiente de desplazamiento proporciona un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento. 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 (consulte la Figura 4.7):

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.

Dibujar la rigidez elástica efectiva, K_e , construyendo una línea secante que pase por el punto en la curva de capacidad correspondiente a un cortante basal de $0,6V_y$, donde V_y se define por la intersección de las líneas K_e y K_s .

El proceso anterior requiere un poco de prueba y error porque el valor de V_y no se conoce hasta que se dibuja la línea K_e . Por lo tanto, se debe dibujar una línea K_e para un valor de V_y y luego verificar el punto donde la línea K_e cruza la curva de capacidad

para ver si es igual a 0,6 Vy. Si el punto de cruce no es igual a 0,6 Vy, se debe dibujar una nueva K_e y repetir el proceso.

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

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.16)$$

donde:

T_r = período elástico fundamental (en segundos) en la dirección considerada, calculado mediante análisis dinámico elástico

K_i = rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada

K_e = rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada

Paso 3: Calcular el desplazamiento objetivo, (δ_t) como:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (2.17)$$

donde:

T_e = período fundamental efectivo calculado en el paso 2

C_0 = factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral y el desplazamiento probable del techo del edificio; las estimaciones de C_0 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 2-3.

Tabla 4.5 Valores para el factor de modificación C_0 **Fuente:** (American Society of Civil Engineers, 2013)

No. de pisos	Factor C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

C_1 = factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal.

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

$$C_1 = \left[\frac{1.0 + (R-1)T_0}{T_e} \right] \text{ para } T_e < T_0 \quad (2.18)$$

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:

$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W} C_0} \quad (2.19)$$

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 2-4.

Tabla 4.6 Valores para el factor de modificación C_2 **Fuente:** (American Society of Civil Engineers, 2013)

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

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:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (2.20)$$

Donde R y T_e se definen anteriormente y α 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.

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 Valores de desplazamiento objetivo máximo para niveles de desempeño

Fuente: SEAOC Visión 2000

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

Al no observarse un buen desarrollo de la curva de capacidad de la estructura (desplazamiento en el techo versus cortante en la base), y también debido a la irregularidad que provoca la torsión, se opta por el análisis no-lineal dinámico también denominado no lineal tiempo historia, que involucra la intervención de Acelerogramas.

4.2. Análisis dinámico no lineal tiempo historia

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 Movimientos Sísmicos) para obtener fuerzas y desplazamientos.

4.2.1. Base del procedimiento

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.

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.

4.2.2. 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.

4.2.3. 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 BSE-2N, o se podrán seleccionar conjuntos separados para los Niveles de Peligro Sísmico BSE-1N, BSE-2N, BSE-1E o BSE-2E.

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

Tres registros es el número mínimo de historias de aceleración del movimiento del suelo que se deben utilizar según el ASCE 41-13. 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.

Una de las razones por las que se escogieron estas señales es debido a la representatividad de escenarios sísmicos, ya que, la ciudad de Cuenca está en una zona de alto riesgo sísmico debido a fallas corticales cercanas (como la falla Girón) y

posibles terremotos de subducción desde la costa. Estos Acelerogramas capturan diferentes mecanismos (subducción y fallas corticales), útiles para evaluar diferentes escenarios), además, estas señales están avaladas por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN).

En base a las bases de datos de diferentes institutos de recolección de señales sísmicas como el CESMD (Center for Engineering Strong Motion Data), se pueden encontrar información de estos Acelerogramas escogidos, que corresponden a registros del terremoto de 16 de abril de 2016 en diferentes estaciones del Ecuador.

El registro AGYE, corresponde a la estación de Ayogucho en la ciudad de Quito, la señal AOTA, es un registro obtenido de la estación del aeropuerto de Otavalo, es representativo para sismos de subducción con alto contenido de frecuencias y el registro PRAM es un Acelerograma de la estación PRESAS ubicada en la ciudad de Manabí, éste presenta características de suelo blando.

Tabla 4.8 Nombres de los Acelerogramas utilizados en el modelo

Fuente: Elaboración propia

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

A continuación, se presenta los Acelerogramas previos al escalamiento, acorde a los espectros de diseño con los periodos de retorno de análisis.

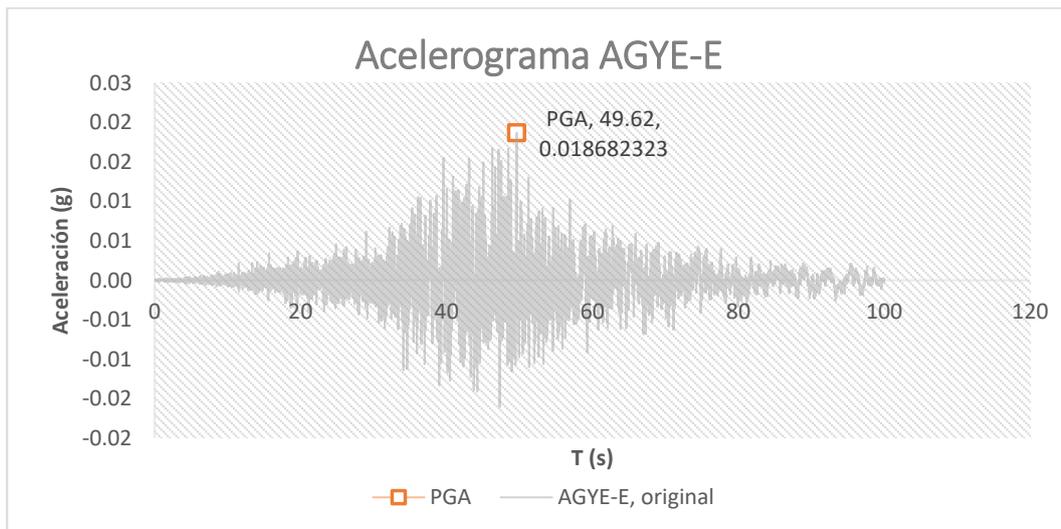


Figura 4.9 Acelerograma AGYE-E, señal previa al escalamiento
 Fuente: Elaboración propia

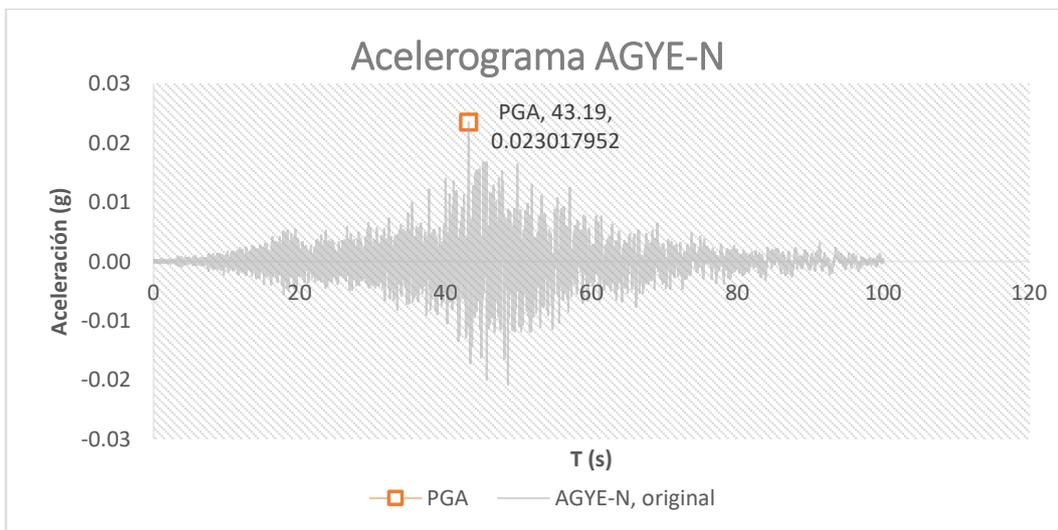


Figura 4.10 Acelerograma AGYE-N, señal previa al escalamiento
 Fuente: Elaboración propia

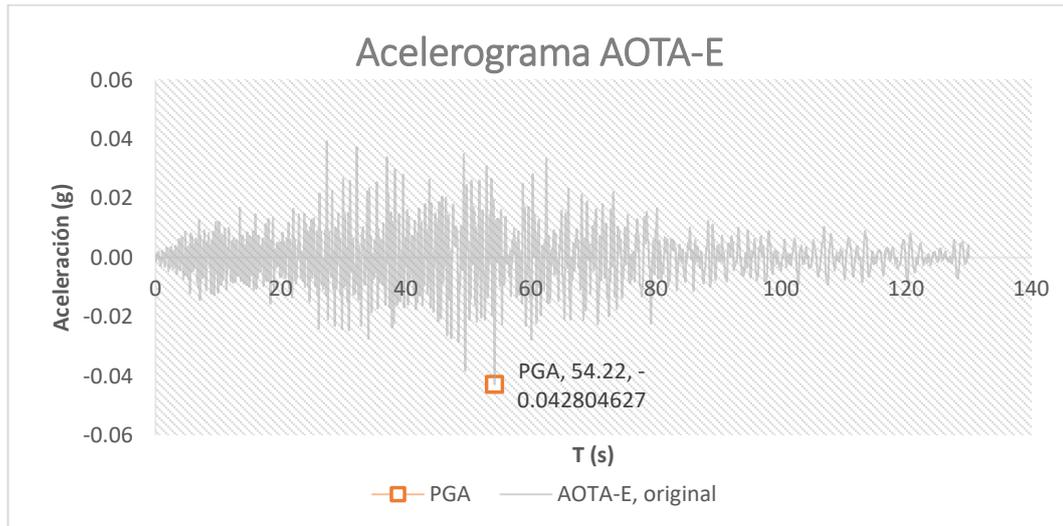


Figura 4.11 Acelerograma AOTA-E, señal previa al escalamiento

Fuente: Elaboración propia

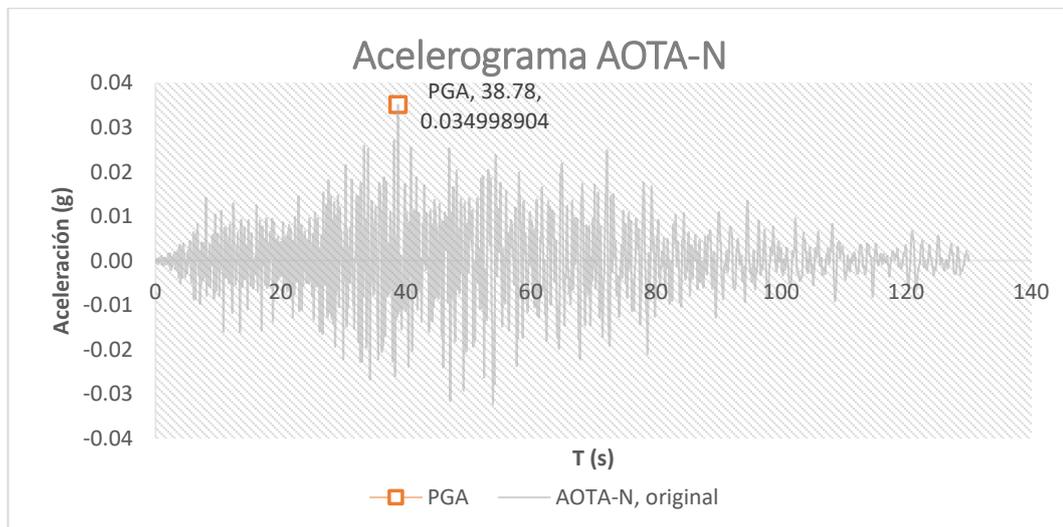


Figura 4.12 Acelerograma AOTA-N, señal previa al escalamiento

Fuente: Elaboración propia

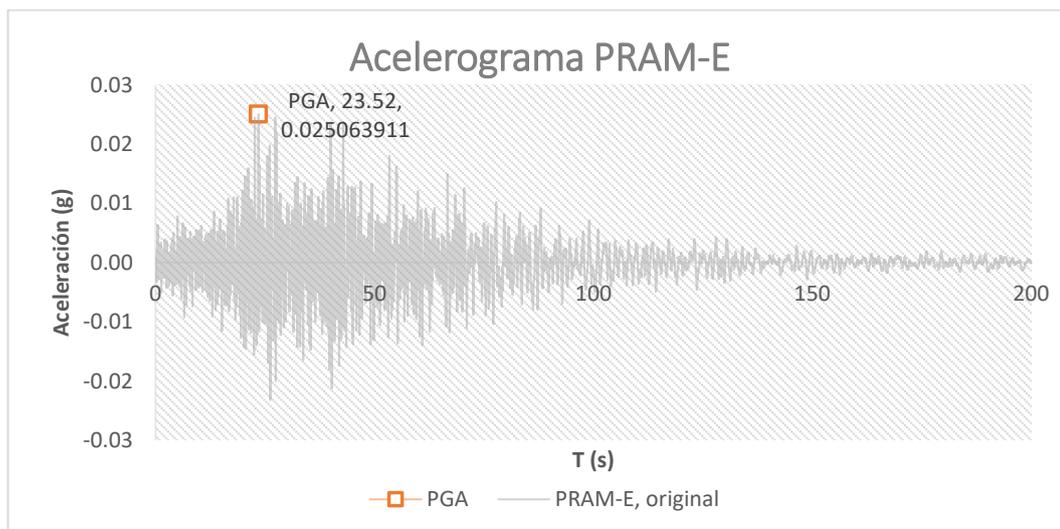


Figura 4.13 Acelerograma PRAM-E, señal previa al escalamiento

Fuente: Elaboración propia

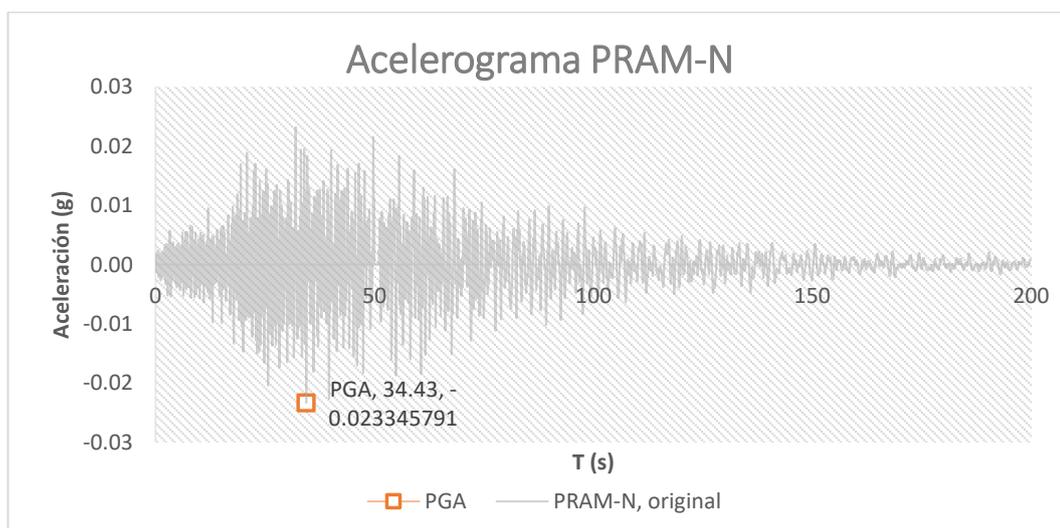


Figura 4.14 Acelerograma PRAM-N, señal previa al escalamiento

Fuente: Elaboración propia

4.2.4.2 Escalamiento de Señales

El espectro de respuesta de diseño para el sitio se muestra en la Figura 26. Espectro elástico horizontal de aceleraciones, según NEC - SE – DS. 2.3.4.

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:

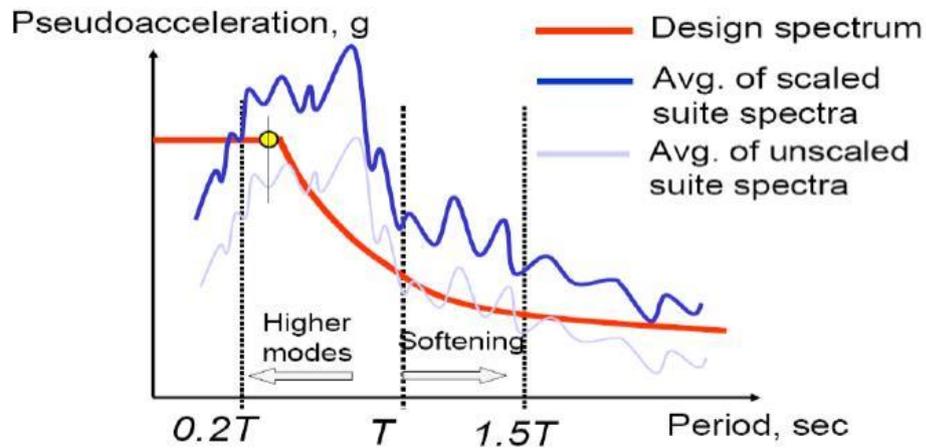


Figura 4.15 Gráfico esquemático del escalamiento de acelerogramas

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

4.2.1. 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 4 segundos, con un incremento de 0.01 segundos para los tres pares de sismos, sin escala, con el fin de compararlos con la gráfica objetivo para cada período de retorno establecido, con el fin de evaluar estructuras existentes.

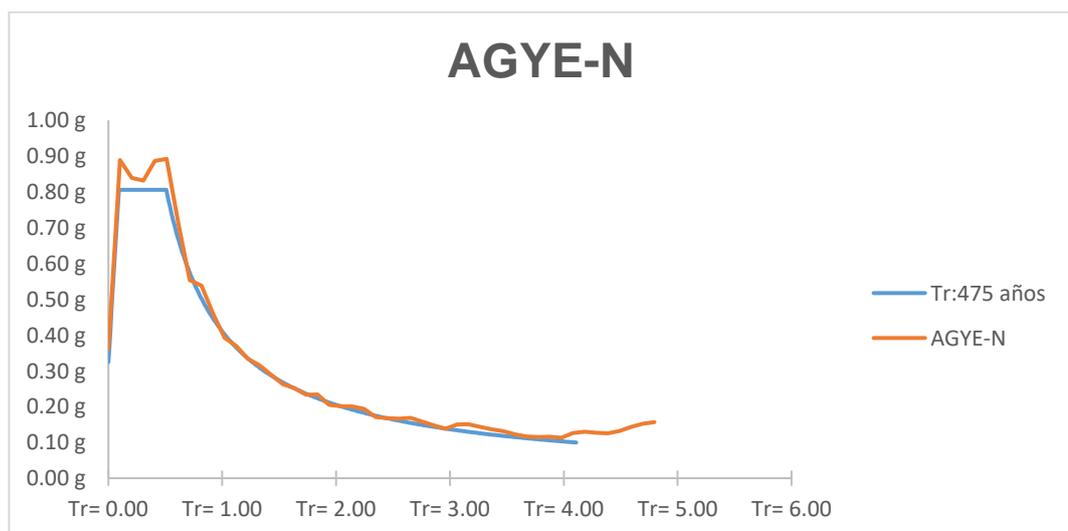


Figura 4.16 Espectro del acelerograma AGYE

Fuente: Elaboración propia

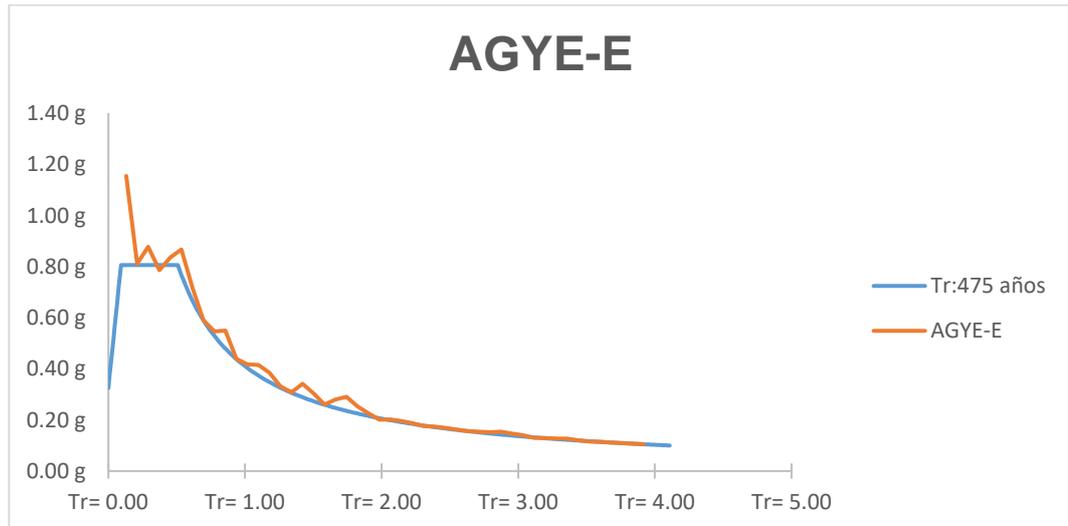


Figura 4.17 Espectro del acelerograma AOTA

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Espectros de respuesta escalados

Una vez que se tienen los espectros que provienen de cada uno de los Acelerogramas se procede a realizar un Spectral Matching para el escalamiento de las mismas, con el objetivo de que la forma espectral quede de forma similar y por encima del objetivo, tanto para el período de retorno de 475 años como para el de 2500 años. 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.

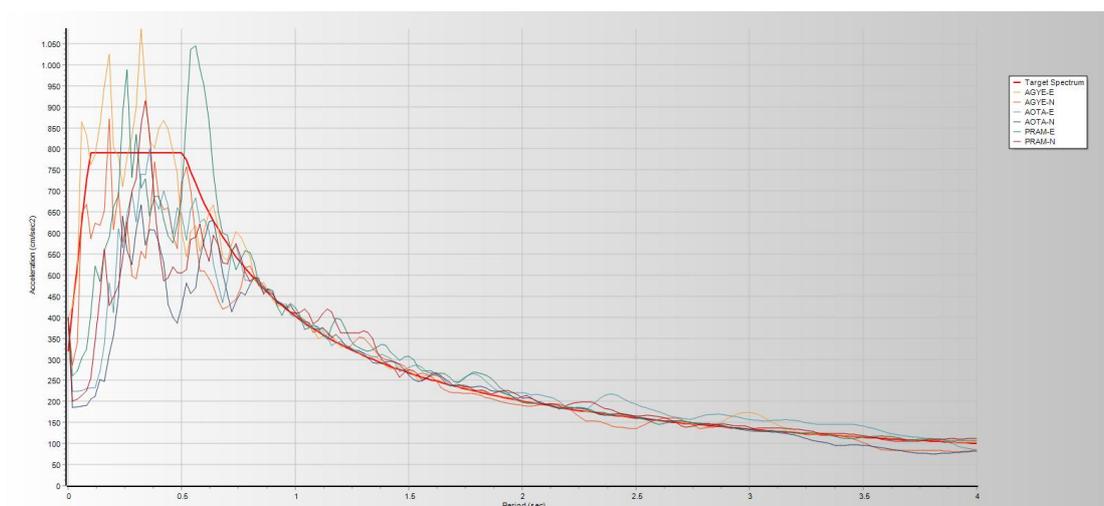


Figura 4.18 Espectral matching con el espectro de respuesta objetivo con un período de retorno de 475 años

Fuente: Elaboración propia

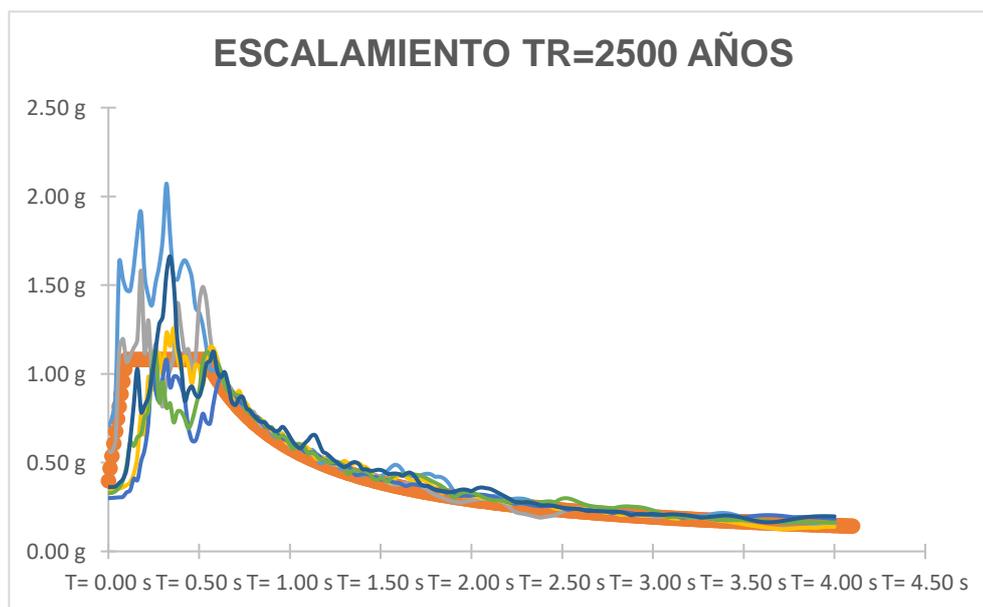


Figura 4.19 Espectral matching con el espectro de respuesta objetivo con un período de retorno de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

Para el escalamiento se realizó un procedimiento de Spectral-Matching usando el software SeismoMatch, 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.

4.2.4. Objetivos de desempeño

Tabla 4.9 Objetivos de desempeño de la edificación

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2013)

Nivel de demanda sísmica	Periodo de retorno	Nivel de desempeño sísmico
BSE-1	475 años	Ocupación Inmediata
BSE-2	2500 años	Seguridad de vida

4.2.5. Consideraciones de modelado y análisis para NDP

Requisitos generales para NDP. Los requisitos de modelado y análisis especificados en la Sección para el NSP se aplicarán al NDP, excluyendo las consideraciones de desplazamientos de nodos de control y objetivos.

Caracterización del movimiento del terreno para NDP. Para el NDP, el movimiento sísmico se caracterizará mediante registros de terremotos sintéticos o registrados discretizados como movimiento base que cumpla con los requisitos de la Sección 4.2.4

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

Si se adopta el análisis del historial de respuesta no lineal basado en vectores de Ritz como solución de integración, el análisis deberá incluir modos suficientes para capturar al menos el 90 % de participación de masa, el paso de tiempo deberá ser lo suficientemente pequeño para garantizar la convergencia a una solución matemáticamente precisa y se incluirán vectores suficientes para capturar con precisión la respuesta dinámica local en los elementos no lineales.

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.
- El edificio tiene una o más columnas primarias que forman parte de dos o más elementos de marco o marco reforzado que se intersectan.
- 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 4.3.2 para el NDP.

La Tabla 7-1 resume el número de registros de historial de aceleración del movimiento del suelo requeridos para sitios cercanos y lejanos basados en el objetivo de desempeño seleccionado

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.

4.3. Análisis de los Resultados Obtenidos del Procedimiento Dinámico no Lineal (NDTH)

Este apartado analiza los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal (Nonlinear Dynamic Time History Analysis o NDTH) aplicado a la estructura en estudio. Se presentan las derivas inter-story calculadas y su comparación con los límites máximos establecidos en las normativas actuales para cada objetivo de desempeño sismo-resistente.

Esta comparación permite evaluar si la estructura cumple con los requisitos de desplazamiento para los estados de desempeño de 'Operación Inmediata', 'Seguridad de Vida' y 'Prevención de Colapso' para cada uno de los períodos de retorno seleccionados para la evaluación de una estructura existente.

4.3.1. Derivas Obtenidas para un período de retorno de 475 años

En este análisis se consideraron tres registros sísmicos representativos: AGYE, AOTA y PRAM, los cuales reflejan diferentes características de movimiento y contribuyen a una evaluación robusta de la respuesta estructural.

En el caso del periodo de retorno de 475 años, el objetivo de desempeño es '*Immediate Occupancy*', lo que implica que la estructura debe mantener una rigidez y estabilidad suficientes para permitir la ocupación inmediata posterior al sismo. Las

derivadas calculadas en este escenario para cada uno de los sismos AGYE, AOTA y PRAM se comparan con los límites permitidos para este estado de desempeño con umbrales tomados del texto de Vision2000 y para ambas direcciones de análisis.

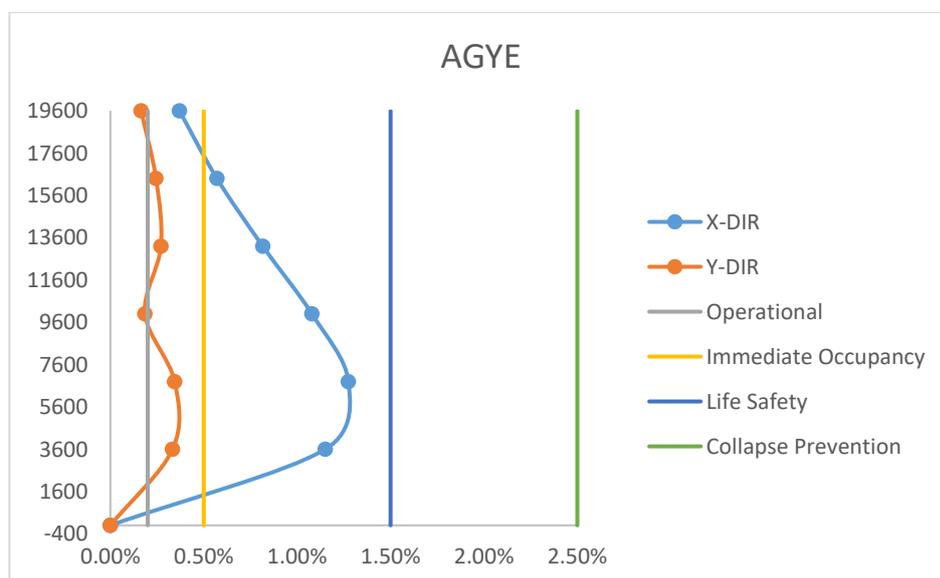


Figura 4.20 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años, provocadas por el sismo AGYE, comparados con los umbrales de desempeño

Fuente: Elaboración propia

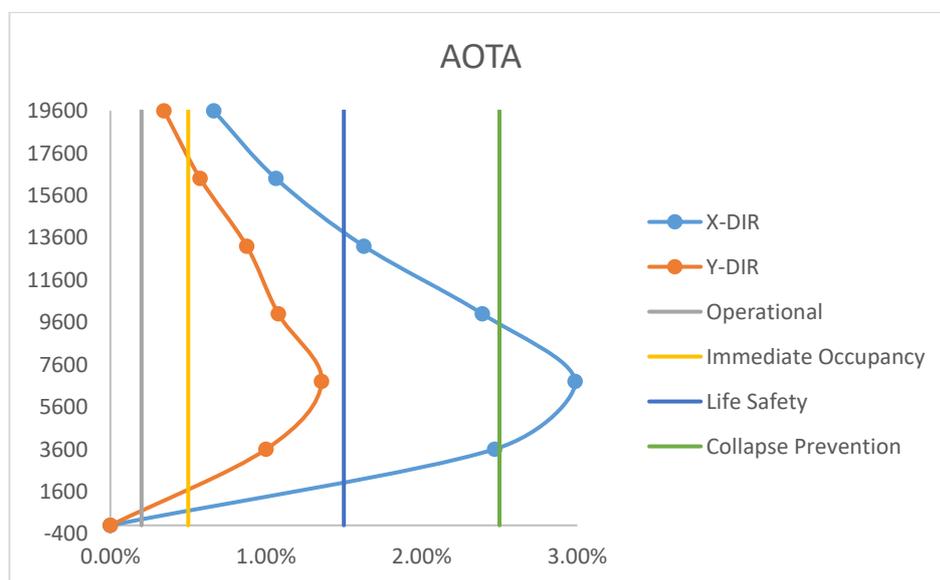


Figura 4.21 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años, provocadas por el sismo AOTA, comparados con los umbrales de desempeño

Fuente: Elaboración propia

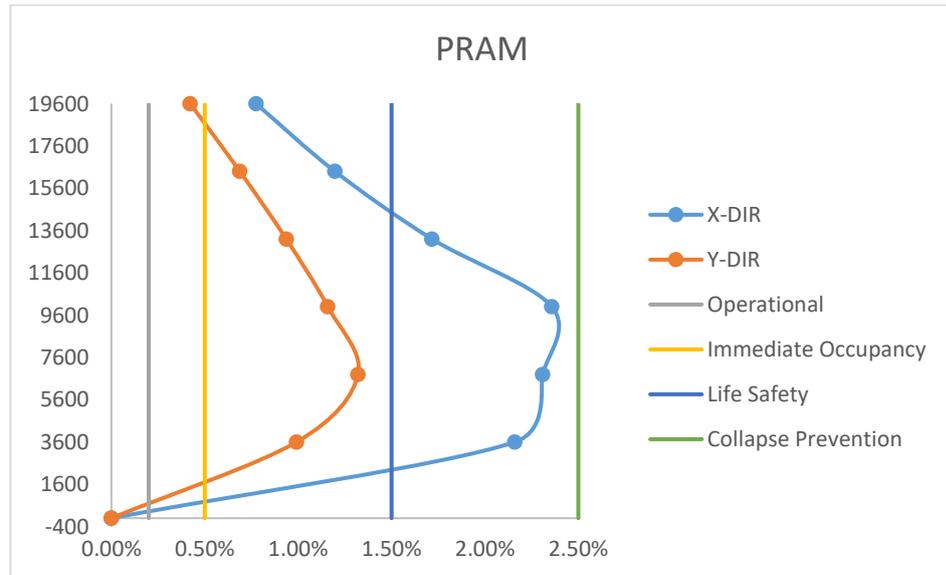


Figura 4.22 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 475 años, provocadas por el sismo PRAM, comparados con los umbrales de desempeño

Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Derivas Obtenidas para un período de retorno de 2500 años

Para el periodo de retorno de 2500 años, el objetivo de desempeño requerido es '*Life Safety*'. Bajo este criterio, se permite una mayor deformación en la estructura, siempre que se garantice la seguridad de los ocupantes, sin comprometer su integridad estructural. Las derivas obtenidas bajo los sismos AGYE, AOTA y PRAM se contrastan con los límites de seguridad de vida establecidos para este objetivo de desempeño.

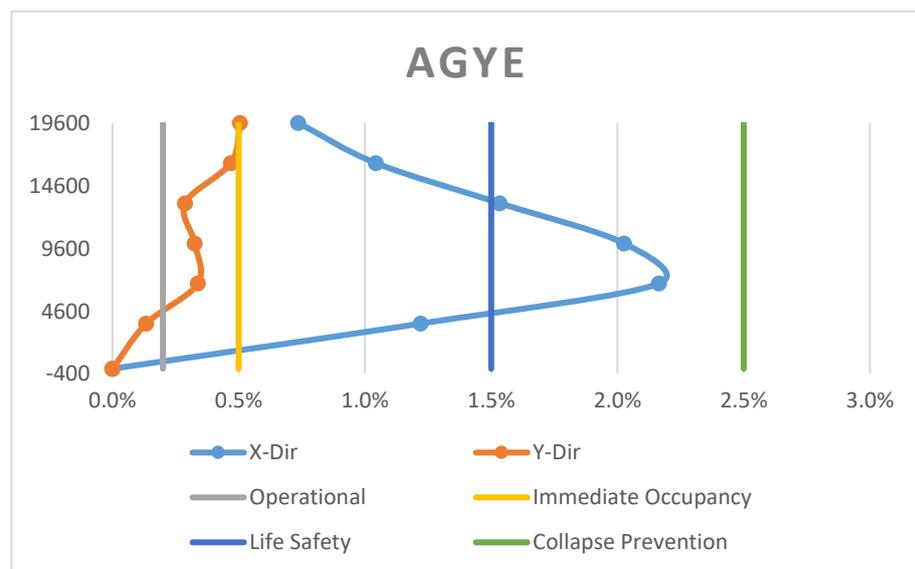


Figura 4.23 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años, provocadas por el sismo AGYE, comparados con los umbrales de desempeño

Fuente: Elaboración propia

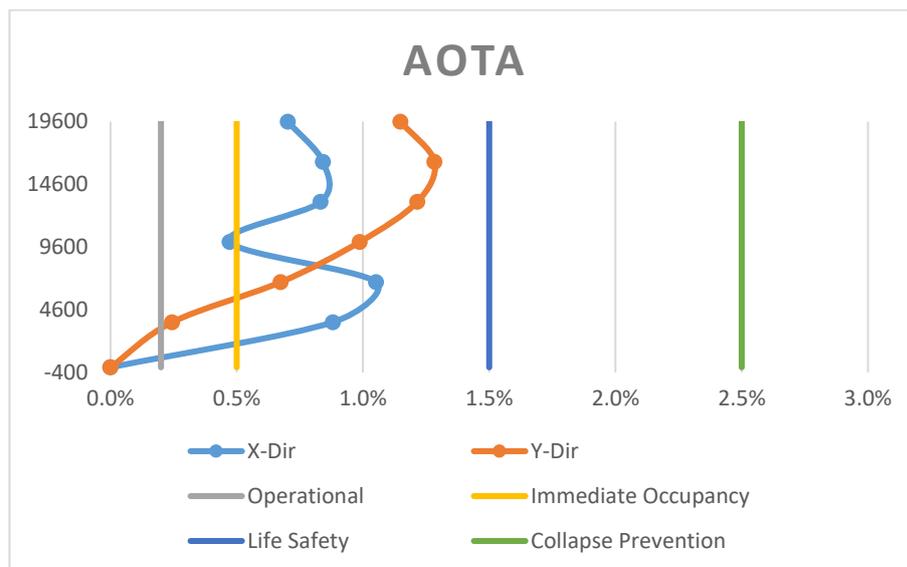


Figura 4.24 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años, provocadas por el sismo AOTA, comparados con los umbrales de desempeño

Fuente: Elaboración propia

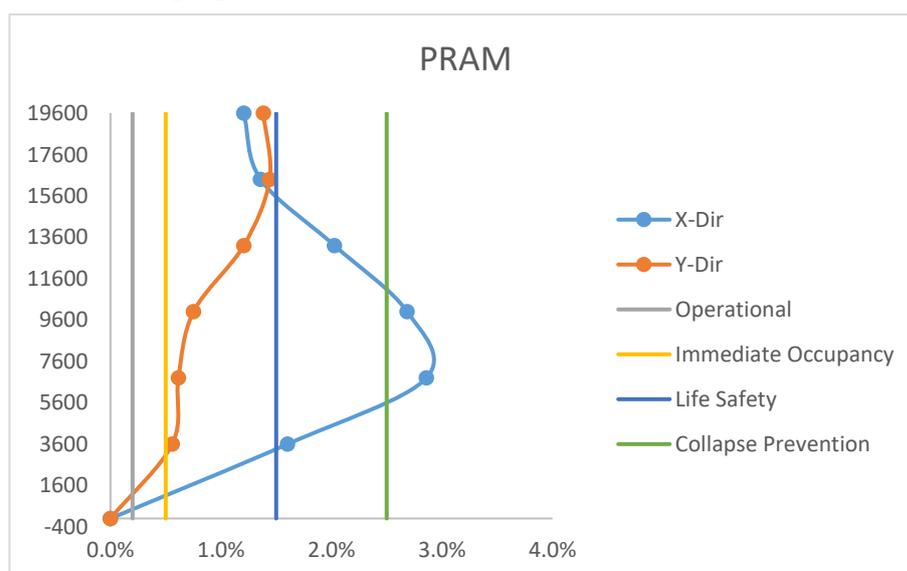


Figura 4.25 Derivas en la dirección X e Y en el escalamiento para 2500 años, provocadas por el sismo PRAM, comparados con los umbrales de desempeño

Fuente: Elaboración propia

Este análisis permite validar que, bajo ambos niveles de exigencia y considerando los registros sísmicos AGYE, AOTA y PRAM, la estructura no cumple con los requisitos normativos para derivas, reflejando su respuesta inadecuada para los eventos sísmicos correspondientes.

Además, se revisan los umbrales de aceleración de piso en cada nivel estructural, con el objetivo de identificar las posibles consecuencias en términos de confort y estabilidad de no-estructuras y equipos, así como su impacto en la respuesta global de la estructura. Para este

propósito, se han empleado gráficos de aceleraciones de piso comparados con los umbrales aceptables en los diferentes estados de desempeño.

4.3.3. Aceleraciones de piso para un período de retorno de 475 años

En este apartado, se establece el análisis de las aceleraciones de piso, de acuerdo con las recomendaciones de Bertero (2002), que sugieren los valores máximos de aceleración que una estructura debe soportar sin comprometer el confort y la seguridad de los pacientes de la entidad hospitalaria. Los umbrales de aceleración son cruciales para evaluar el impacto de los movimientos sísmicos sobre los pisos de la estructura, especialmente en términos de la percepción del movimiento.

En este análisis, se comparan las aceleraciones de piso obtenidas para cada nivel de la estructura bajo los diferentes registros sísmicos considerados (AGYE, AOTA, PRAM) con los valores umbral establecidos. Los umbrales se comparan en este análisis con los valores pico obtenidos en cada sismo evaluado y por cada nivel de la edificación, permitiendo una estimación de desempeño orientada a la seguridad y operatividad post-evento.

Para el estado de 'Immediate Occupancy' ($T_r = 475$ años), se busca minimizar las aceleraciones para asegurar el confort de los ocupantes sin comprometer la funcionalidad de la estructura.

Tabla 4.10 Aceleraciones de piso máximo para diferentes niveles de desempeño

Fuente: (Bertero & Bertero, 2002)

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.

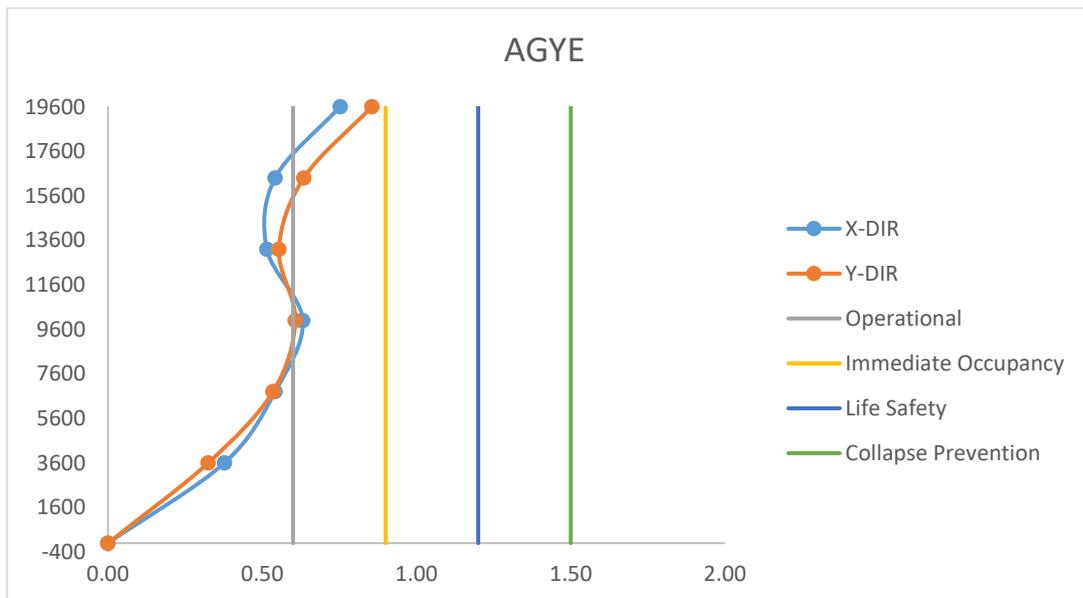


Figura 4.26 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

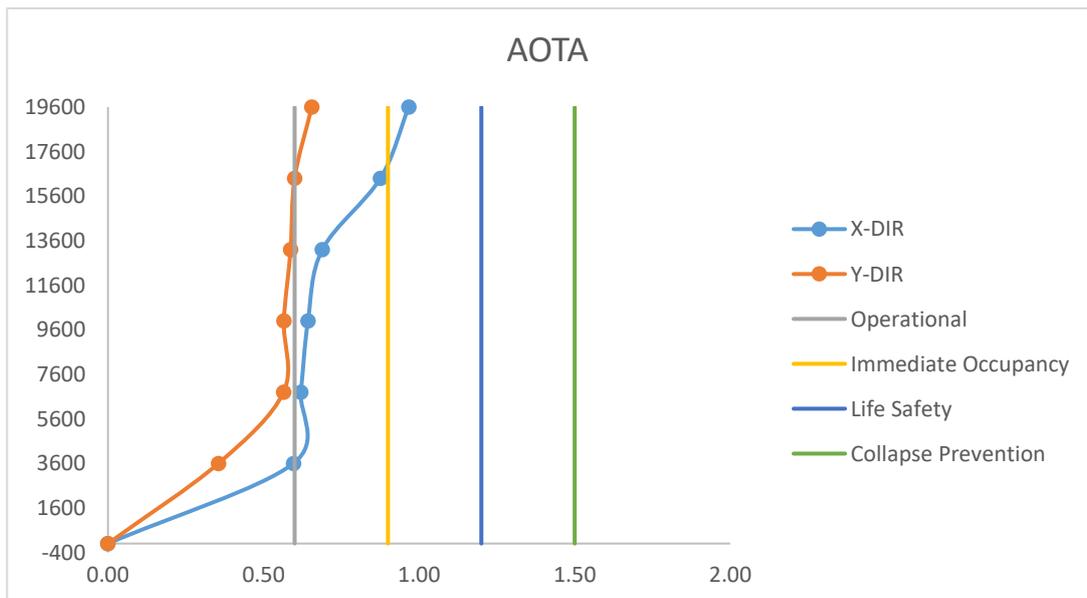


Figura 4.27 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

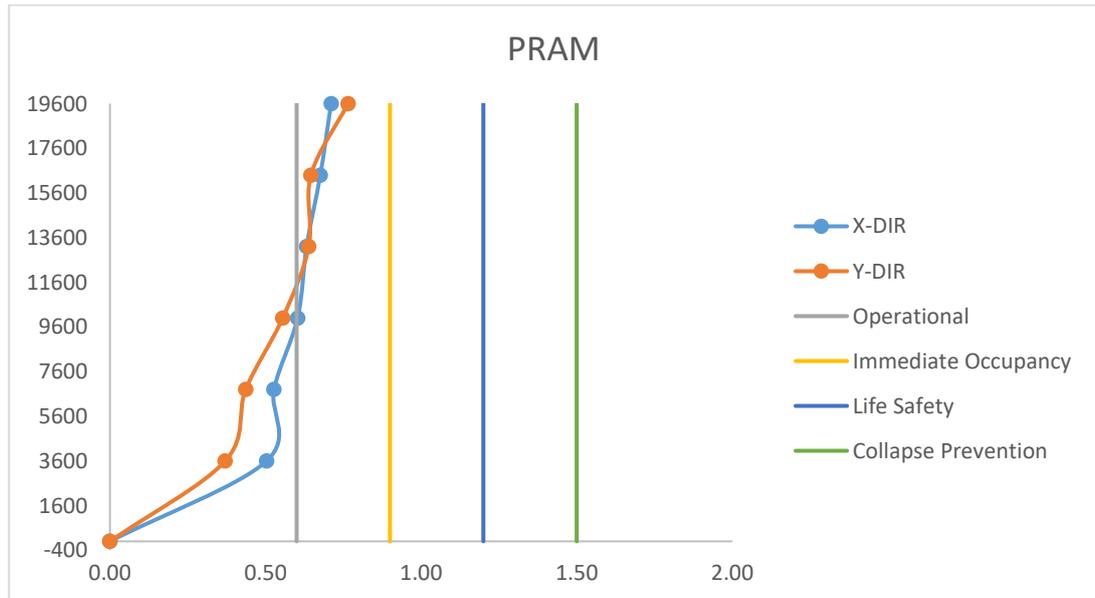


Figura 4.28 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

4.3.4. Aceleraciones de piso para un período de retorno de 2500 años

Para el estado de 'Life Safety' ($T_r = 2500$ años), aunque se permiten aceleraciones más altas, la estructura debe garantizar la seguridad de los ocupantes y evitar el colapso.

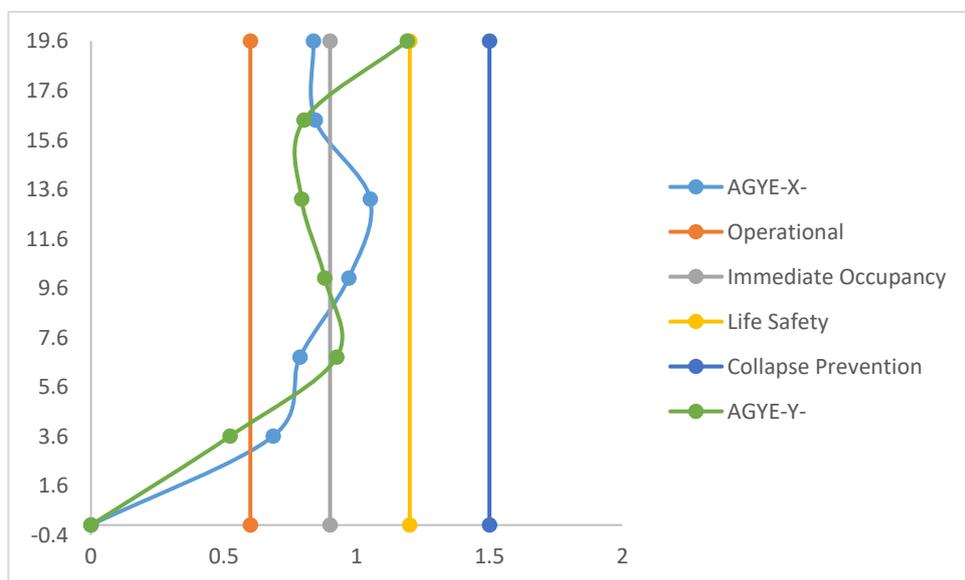


Figura 4.29 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo AGYE

Fuente: Elaboración propia

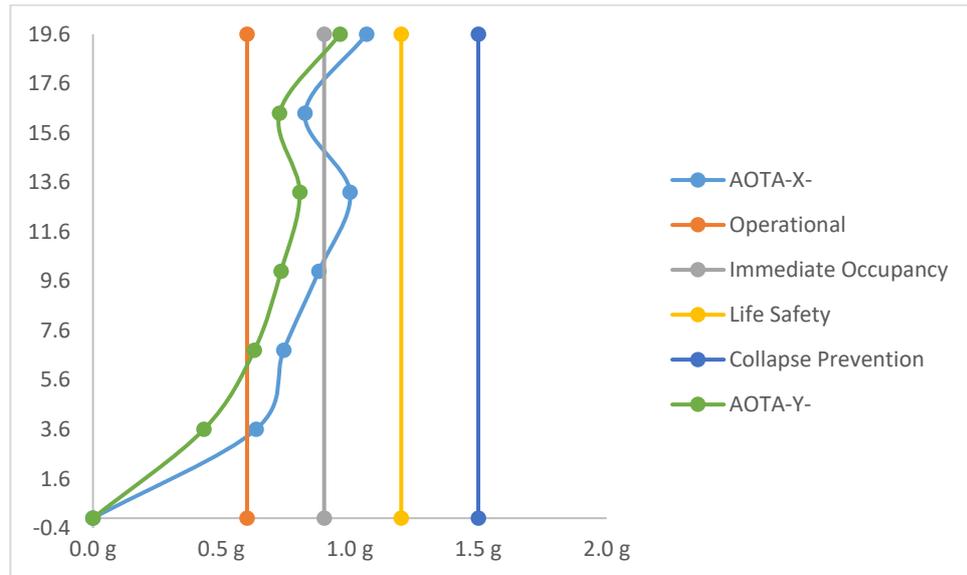


Figura 4.30 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo AOTA

Fuente: Elaboración propia

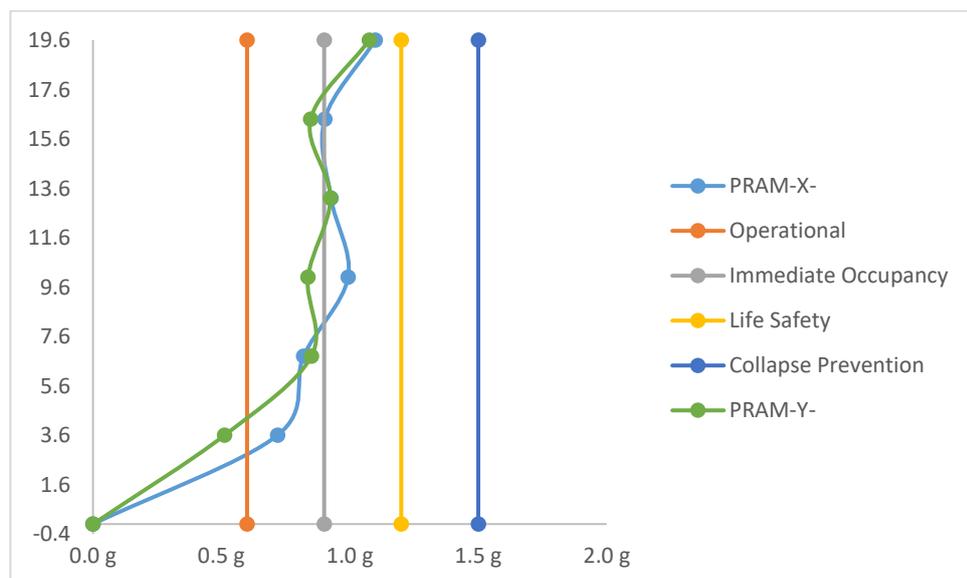


Figura 4.31 Aceleraciones de piso en ambas direcciones de análisis en comparación con los umbrales para cada nivel de desempeño. Sismo PRAM

Fuente: Elaboración propia

En conclusión, los resultados reflejan que la estructura no cumple las condiciones de derivas máximas permitidas para los umbrales de daño seleccionado para cada uno de los períodos de retorno, no siendo este el caso para las aceleraciones de piso cuyos resultados fueron satisfactorios. Con estos datos, se evalúa de forma cuantitativa el desempeño sísmico

de la estructura, permitiendo determinar su viabilidad frente a los eventos sísmicos considerados.

Capítulo 5. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Durante un terremoto, el movimiento del suelo provoca el desplazamiento de la estructura. Desde la perspectiva de la energía, la energía cinética introducida por el sismo en la estructura debe ser convertida o disipada para detener el movimiento. Para reducir el daño en la estructura, se debe disminuir la energía cinética ingresada por el terremoto o mejorar la capacidad de disipación de energía. Una gran cantidad de energía cinética proveniente del movimiento del suelo es absorbida por soluciones estructurales disipativas mediante el uso de dispositivos de amortiguamiento o aprovechando el comportamiento no lineal de los materiales (Yi, 2015, pág. 2).

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 mejorar su desempeño por encima de su estado original. La estrategia de reforzamiento del presente caso de estudio, consiste 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. Siguiendo las recomendaciones de los disipadores Dampo Dual Protect se pueden modelar en programas comerciales como un elemento equivalente con comportamiento no lineal, en algunos programas se define como “link”.

5.1. Modelamiento

Los disipadores del presente caso de estudio se los puede modelar ETABS como un elemento equivalente con comportamiento no lineal tipo “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_k) que toma en cuenta la rigidez que aportan las conexiones.

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

Fuente: (*Catalogo-Dampo-BRB*, s. f., p. 2)

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

Rigidez del disipador: $K_D = f_k \frac{A_n E}{L}$ Ecuación 3

Fuerza de diseño: $F_d = A_n f_y$ Ecuación 4

Peso del disipador: W_d Ecuación 5

Rigidez lateral y área de contravientos $\frac{K_L}{A_n/L} = \frac{E \cos^2 \theta}{\gamma + \eta(1-\gamma)}$ Ecuación 6

(en un entrepiso)

Distorsión de fluencia y esfuerzo de fluencia: $\left(\frac{\Delta_L}{h}\right)_y = \frac{f_y[\gamma + \eta(1-\gamma)]}{E \sin \theta \cos \theta}$ Ecuación 7

5.2. Información preliminar

Se realiza un diseño preliminar de la estrategia de BRB evaluada. El diseño preliminar se basa en la elección de BRBs, considerando rigidez y disipación de energía, para satisfacer los niveles de desempeño planteados en el proyecto, además, estas mismas características de las riostras serán útiles para el modelamiento en el software comercial.

Se analiza las secciones del catálogo Dampo de los BRB's, con relación al dimensionamiento obtenido del edificio, para lo cual se considera una longitud de 4 m. Con la base del catálogo se presenta los parámetros de diseño de los BRB's:

Fluencia del acero	f_y	3515	kg/cm ²
Factor de ajuste del esfuerzo de fluencia	R_y	1.1	
Factor de rigidez	f_k	1.27	

Módulo de elasticidad	E	2100000	kg/cm ²
Modelo		10/4	
Longitud	L	4	m
Peso	Wd	129	Kg
Rigidez axial	Kd	2052	Kg/mm
Camisa	Sección	4x4	

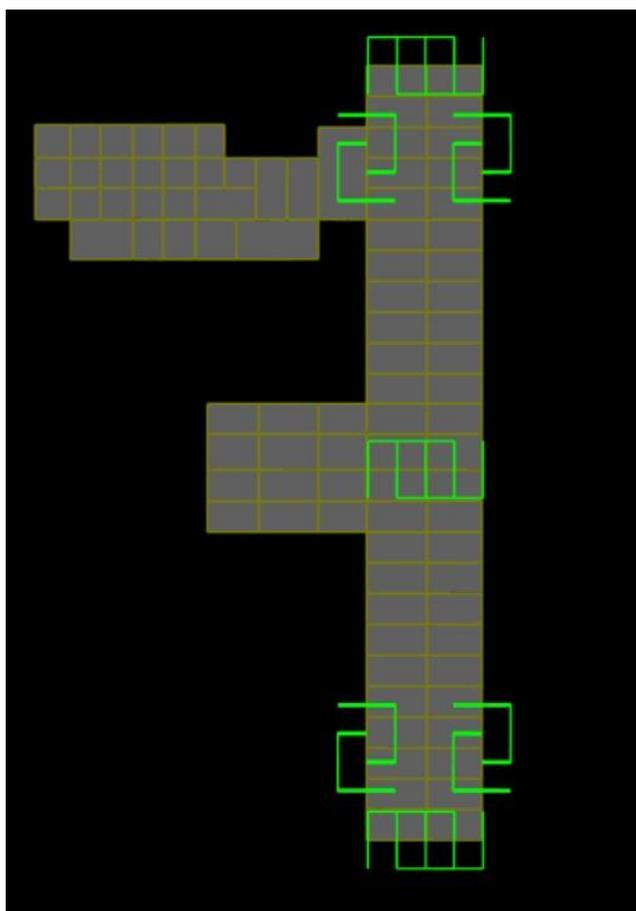


Figura 5.1 Vista en planta de distribución de BRB's

Fuente: Elaboración propia

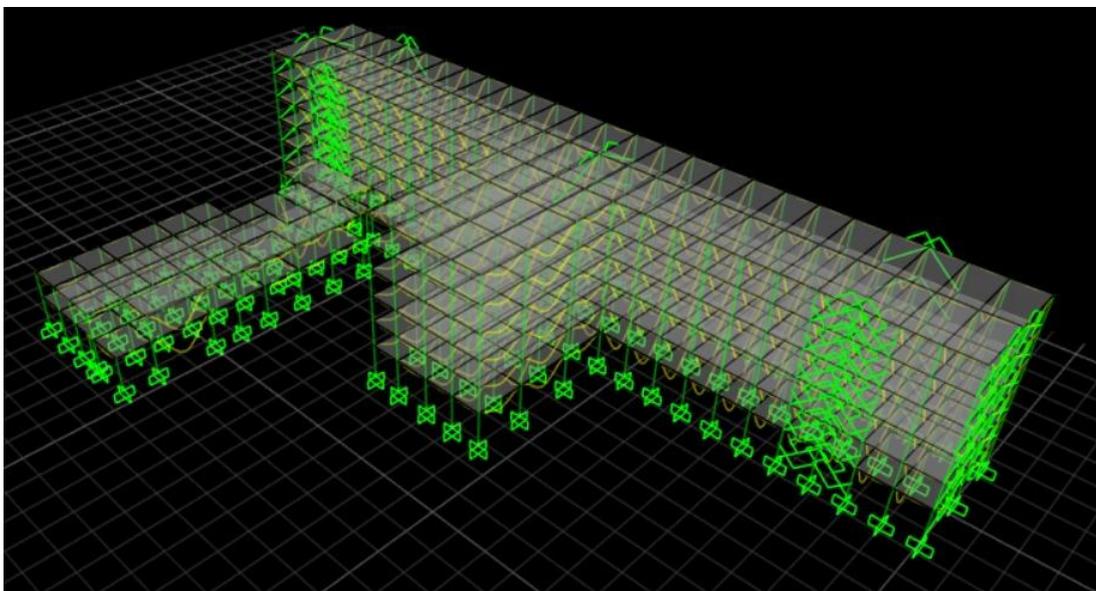


Figura 5.2 Elevación 3D de distribución de BRB's

Fuente: Elaboración propia

5.3. Análisis de datos de estructura reforzada

En el presente estudio, se ha modelado la edificación incorporando contravientos restringidos al pandeo (BRB) de la marca Dampo, siguiendo las recomendaciones de modelación proporcionadas por el fabricante. La inclusión de estos dispositivos tiene como objetivo evaluar su influencia en el comportamiento estructural bajo demanda sísmica, particularmente la reducción de derivas. Para ello, se ha implementado un modelo no lineal que considera la respuesta histerética de los BRB, asegurando una representación realista de su desempeño ante cargas cíclicas. Posteriormente, se realizó un análisis dinámico no lineal con el mismo conjunto de sismos empleados para un análisis sin reforzamiento, y así, comparar las respuesta estructural con y sin la inclusión de los BRB, permitiendo una evaluación cuantitativa de su efectividad. En particular, se han obtenido y analizado los valores de deriva de entrepiso, uno de los parámetros más relevantes para determinar el desempeño de la estructura y verificar el cumplimiento de los límites normativos. A continuación, se presentan las gráficas con los resultados obtenidos, que permitirán visualizar y comparar la reducción de

desplazamientos y derivas entre ambos escenarios, proporcionando información clave para valorar la efectividad de la implementación de los BRB en la edificación analizada.

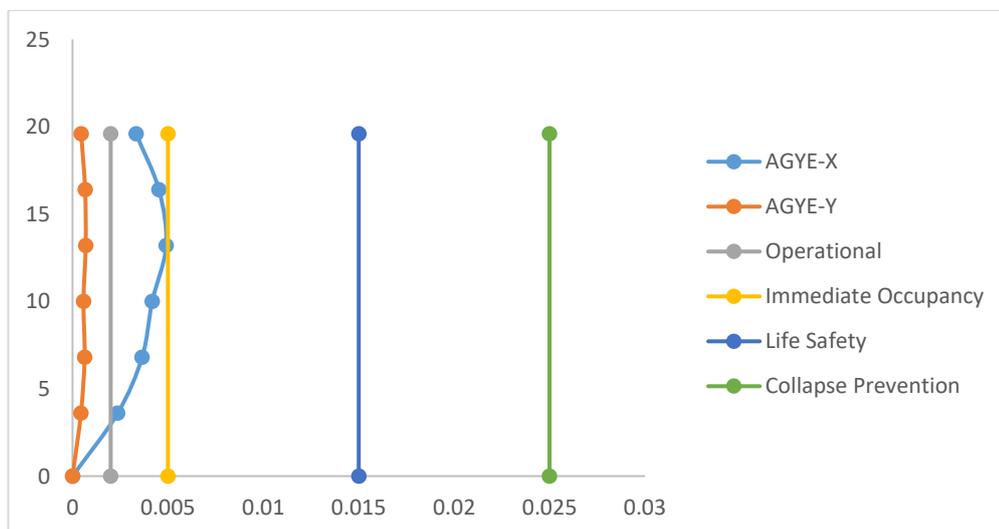


Figura 5.3. Derivas de entrepiso incluyendo BRB's, para sismo AGYE (Tr=475años)

Fuente: Elaboración propia

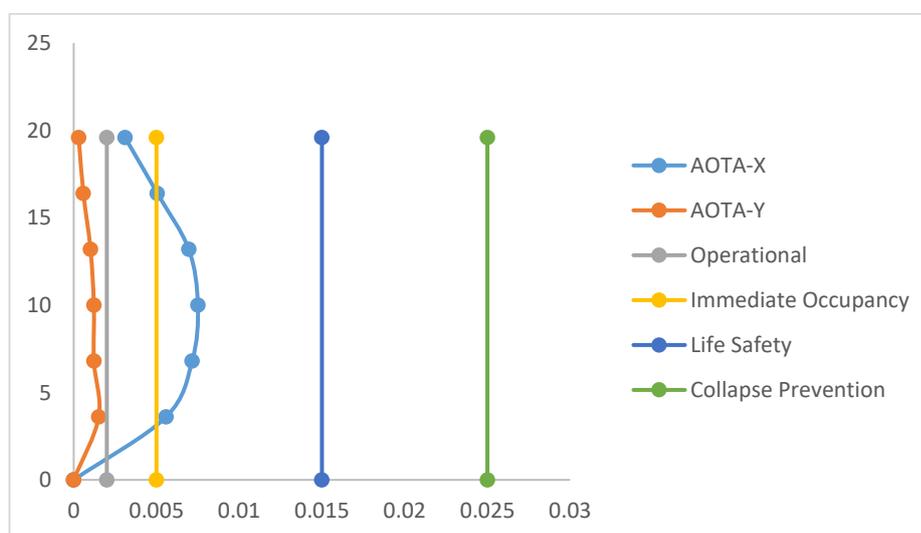


Figura 5.4. Derivas de entrepiso incluyendo BRB's, para sismo AOTA (Tr=475años)

Fuente: Elaboración propia

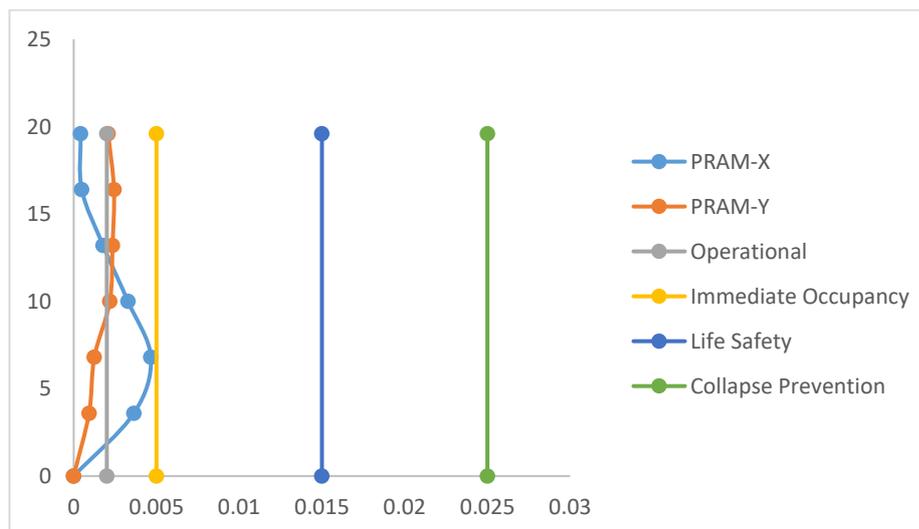


Figura 5.5. Derivas de entrespacio incluyendo BRB's, para sismo PRAM ($T_r=475$ años)

Fuente: Elaboración propia

Capítulo 6. ANÁLISIS ECONÓMICO

El análisis económico de los sistemas estructurales es fundamental para evaluar su viabilidad en proyectos de ingeniería civil. En el caso de los BRB (Buckling Restrained Braced Frames), es necesario considerar no solo su desempeño sísmico y estructural, sino también los costos asociados a su fabricación, instalación y mantenimiento. Este apartado tiene como objetivo cuantificar los costos directos e indirectos de los BRB, comparándolos con sistemas tradicionales como los pórticos de acero convencionales o los muros de cortante, para determinar su rentabilidad en proyectos de construcción en zonas sísmicas, este costo puede variar según el proveedor, la complejidad del diseño y las condiciones del mercado.

6.1. Estructura de los BRB

En términos generales dichos sistemas de reforzamiento están constituidos por un núcleo de acero recubierto con hormigón. Específicamente se utiliza acero dulce, es decir, un tipo de acero con bajo contenido de carbono lo que lo hace más dúctil y maleable, además, de poseer facilidad para procesos de soldadura sin requerir tratamientos térmicos adicionales.

Los BRB son un excelente medio para aprovechar la ductilidad del material y proporcionar ductilidad al elemento. La Figura 6.1 muestra un esquema de un BRB. El confinamiento del núcleo de acero, que a menudo se logra mediante el

recubrimiento de mortero en combinación con un tubo de acero, elimina eficazmente el pandeo local como una preocupación de diseño. La conformación del núcleo permite que una gran parte de la longitud del elemento se utilice para proporcionar ductilidad, mientras que las regiones de conexión son lo suficientemente resistentes como para limitar sus demandas de ductilidad. Los procedimientos de diseño para el mecanismo de restricción al pandeo previenen la inestabilidad del núcleo, y se utilizan procedimientos de diseño de 'conexión fuerte/elemento débil' para el diseño de las conexiones de arriostamiento (Sabelli & Moore, 2008).

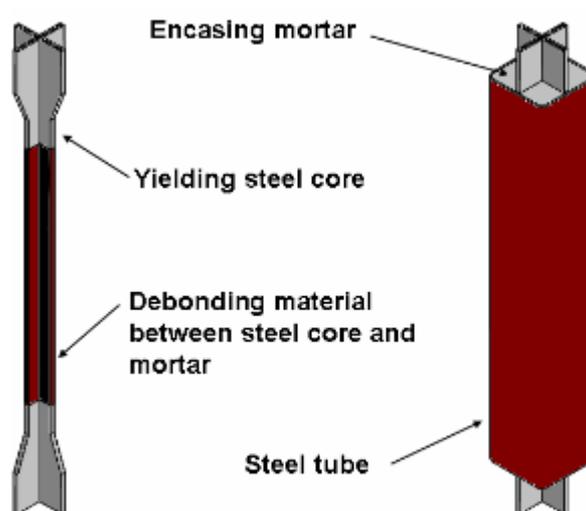


Figura 6.1 Estructura de un BRB

Fuente: (Sabelli & Moore, 2008)

El núcleo de acero del BRB es el componente principal que absorbe las fuerzas axiales (compresión y tensión). Para evitar que este núcleo pandee (se doble) bajo cargas de compresión, se confina utilizando un recubrimiento de mortero y un tubo de acero. Este confinamiento garantiza que el núcleo se comporte de manera estable y disipe energía sin sufrir pandeo local.

En el diseño de estructuras sismorresistentes, los arriostamientos restringidos al pandeo (BRB) son una solución eficaz para mejorar el desempeño sísmico. Estos elementos aprovechan la ductilidad del acero mediante un núcleo diseñado para deformarse de manera controlada bajo cargas cíclicas. El confinamiento del núcleo, logrado mediante un recubrimiento de mortero y un tubo de acero, elimina el riesgo de pandeo local, permitiendo que el BRB disipe energía de manera eficiente. Además,

la conformación del núcleo asegura que las conexiones sean lo suficientemente resistentes para limitar las demandas de ductilidad en estas zonas, siguiendo el principio de 'conexión fuerte/elemento débil'. Este enfoque garantiza un comportamiento sísmico óptimo y protege la estructura principal de daños catastróficos.

6.2. Análisis de costo en la estructura de análisis

Los costos directos asociados a la implementación de un BRB (Buckling Restrained Braced Frames) incluyen todos los gastos directamente relacionados con la adquisición de materiales, fabricación, transporte e instalación del sistema. La instalación de los BRB requiere mano de obra especializada y equipos de montaje, lo que contribuye al costo total.

A esto sumándole el costo de la mano de obra para montaje, pernos, placas de anclaje y soldadura en caso de ser necesario incrementa el precio de cada uno de estos dispositivos, es por ello que a continuación se hace se presenta un detalle de los posibles gastos en los que se podría llegar a incurrir.

PROYECTO: Análisis de vulnerabilidad del hospital Vicente Corral Moscoso
FECHA: 2025
CONTRATANTE: Universidad del Azuay
CONTRATISTA:
ANTICIPO:

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1.01	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural A36	kg	126.72	\$ 3.63	\$ 460.01
1.02	Suministro, fabricación y montaje de placas de anclaje A572, inc. oxicorte	kg	35.33	\$ 3.90	\$ 137.77
1.03	Suministro, fabricación y montaje de placas de anclaje A572, inc. oxicorte y perforación con plasma	kg	53.58	\$ 6.12	\$ 327.89
1.04	Suministro e instalación de acero de refuerzo $F_y=4200$ kg/cm ²	kg	23.12	\$ 2.36	\$ 54.56
1.05	Suministro y colocación de mortero grout	m3	0.0011	\$3,500.00	\$ 3.98
1.06	Perforación con broca de titanio (25 cm) y epóxico para anclajes de altas cargas	u	24	\$ 16.50	\$ 396.00
TOTAL/BRB					\$ 1,380.21

6.3. Análisis costo-beneficio

Las riostras de pandeo restringido son elementos estructurales diseñados para mejorar el comportamiento sísmico de las edificaciones, ofreciendo una alta capacidad de disipación de energía y una respuesta más predecible bajo cargas sísmicas.

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 arriostramiento convencionales, los beneficios en términos de desempeño sísmico, reducción de daños estructurales y no estructurales, y menores costos de mantenimiento pueden justificar la inversión.

Para realizar un correcto análisis costo-beneficio es imperiosa la necesidad de citar a las investigaciones realizadas por Héctor Guerrero, et al (2017) en su estudio titulado “Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils” se analizaron varios tipos de estructuras, con arriostramiento previo a la construcción y otras con reforzamiento posterior a eventos sísmicos tanto en edificaciones de tres, seis y nueve pisos. Al analizar todos estos escenarios posibles se pudo destacar una tendencia bastante clara, que los costos esperados durante la vida útil de dichas estructuras, con una incorporación posterior de BRB’s, reducían significativamente en comparación con las diseñadas simplemente frente a cargas laterales y gravitacionales sin intervención de algún sistema de reforzamiento.

En el escenario particular de diseñar una estructura bajo cargas gravitacionales y luego incorporar contravientos restringidos al pandeo en busca de cumplir con parámetros como derivas de entrepiso, resultó ser la opción económica y funcionalmente más viable en comparación con las demás durante su vida útil, incrementándose ligeramente sus costos iniciales.

Para finalizar, la incorporación de este tipo de reforzamiento estructural si bien en cierto encarece la construcción de las edificaciones, por su facilidad de instalación y facilidad para su mantenimiento, a largo plazo se convierte en una de las opciones más rentables.

Conclusiones

Los hallazgos de esta investigación contribuyen de manera significativa a la concientización de las autoridades pertinentes, ya que dicha edificación puede ser susceptible a eventos sísmicos y no cumplir con su cometido en caso de ocurrir una catástrofe. Sin embargo, es importante reconocer las limitaciones, como la variabilidad y confiabilidad de los estudios de los materiales y el comportamiento de sus secciones, ya que presentan cierto grado de incertidumbre. También se deben considerar las posteriores modificaciones y reforzamientos que se puedan llegar a dar. Futuras investigaciones podrían enfocarse en un análisis más detallado de su reforzamiento para cumplir con los niveles de desempeño deseados de acuerdo con el período de retorno del espectro objetivo analizado.

Del análisis estructural realizado con espectros de períodos de retorno diferentes (475 y 2500 años), y pesar de la poca información existente, dio como resultado que la estructura es vulnerable, alcanzado para el primer caso un nivel de desempeño de seguridad de vida, debiendo estar en ocupación inmediata. Asimismo, para el segundo caso, la edificación se encuentra en un nivel de prevención de colapso, lo cual es inaceptable ya que debería cumplir con al menos seguridad de vida.

Del análisis pushover realizado, existen comportamientos que dan cuenta que la estructura además de ser vulnerable tiene un problema de configuración estructural, ya que la misma presenta problemas de torsión, lo que hace a este análisis poco fiable ya que un punto de la edificación se desplaza mucho más que otro por lo que analizar un solo nodo de control es poco viable, es por ello que se hizo imperiosa la necesidad de realiza un procedimiento no lineal tiempo historia (NDP por sus siglas en inglés).

Se realiza un análisis de reforzamiento, siendo el objeto del mismo alcanzar un mejor nivel de desempeño, disminuyendo derivas de entrepiso con la implementación de contravientos restringidos al pandeo (BRB), cuyos parámetros se los modeló en base a las recomendaciones del propio fabricante mediante elementos tipo “link”, en base a los cuales los resultados fueron satisfactorios.

Los dispositivos además de restringir las 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.

Recomendaciones

Se recomienda que la o las instituciones encargadas del mantenimiento y evaluación del hospital en el presente estudio realicen nuevamente estudios no destructivos de los materiales, así como estudios detallados de suelos para análisis más profundos. También se sugiere levantar nuevamente la información arquitectónica y estructural, ya que existieron deficiencias en el contenido proporcionado, reduciendo la validez y fiabilidad de los resultados del presente estudio, ya que actualmente solo se cuenta con una sección de viga tipo debiendo existir más secciones con diferentes armados en toda la estructura.

Además, se recomienda realizar estudios más a profundidad del posible reforzamiento a instalar en esta edificación hospitalaria en base a los resultados obtenidos del presente trabajo y así alcanzar niveles de desempeño deseados no solo en términos de derivas de piso, sino como reducir las aceleraciones de piso, verificar sus derivas residuales y demanda de cortante basal con el fin de reducir solicitaciones y promover un mejor comportamiento estructural. Para ello se pueden emplear varias fuentes bibliográficas empleadas en el presente trabajo como las recomendaciones realizadas de Bertero para todos los parámetros antes mencionados.

Para estudios posteriores, se recomienda que se evalúe un tipo de reforzamiento más óptimo, tanto a nivel técnico como económico, ya que en el presente estudio se centró en la determinación de la vulnerabilidad actual de la estructura, pudiendo existir otras alternativas más eficientes de reforzamiento donde se cumplan con todos los parámetros requeridos en distintas normativas.

Será importante realizar ingeniería de valor, de las variantes de reforzamiento y comparar su costo-beneficio de la implementación versus la liberación y construcción

Bibliografía

- Hokamabadi, S., Gholizadeh, & Tariverdilo . (2021). Robust Design of Reinforced Concrete Moment-resisting Frames. *International Journal of Engineering*, 10. doi:10.5829/ije.2021.34.10a.05
- Almanza Salgado, R., & Estrada Cagigal Ramírez, V. (2005). *Irradiaciones global, directa y difusa, en superficies horizontales e inclinadas, así como irradiación directa normal, en la República Mexicana*. México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- American Society of Civil Engineering. (2022). *Minimum design loads and associated criteria for building and other structures*. Reston, Virginia: Structural Engineering Institute.
- American Society of Civil Engineers. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Reston, Virginia: Federal Emergency Management Agency.
- American Society of Civil Engineers. (2013). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: ASCE.
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California: Seismic Safety Commission.
- 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: California Seismic Safety Commission.
- ATC 72-1. (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 242.
- Banco de Desarrollo de América Latina. (2014).
- Banco Interamericano de Desarrollo. (2020).
- Bertero, R., & Bertero, V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, 26.
- Boroschek Krauskopf, R., Astroza Inostroza, M., & Osorio Urzúa, C. (2004). Capacidad de respuesta de hospitales ante desastres sísmicos. Aspectos no estructurales. *Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile*, 16.
- Chavesta Ruelas, E. (2019). *Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima*. Lima: Universidad Nacional Federico Villareal.
- 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
- Crespo Salcedo, G., & Flores Rivera, J. (s.f.). *Análisis dinámico no lineal en 3D del Hospital Regional "Vicente Corral Moscoso" de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay en el estado actual que presenta la estructura*. Universidad del Azuay, Cuenca.

- Edward, B. (2008). *Tsunami: the underrated hazard*. Berlin ; New York : Chichester, UK: Springer ; Published in association with Praxis.
- Espíndola Castro, V. H., & Pérez Campos, X. (2018). ¿Qué son los SISMOS, dónde ocurren y cómo se miden? *ciencia*, 15.
- FEMA. (2007). *Risk Management Series - Design Guide for improving Hospital Safety in earthquakes, floods, and high winds*. FEMA.
- FEMA 274. (1997). *NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.
- FEMA 306. (1998). *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings*. Washington, D.C.
- FEMA P-2208. (2023). NEHRP Recommended Revisions to ASCE/SEI 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings . *FEMA*, 710.
- FEMA P440A. (2009). Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response. *FEMA*, 312.
- Folić, R., & Čosić, 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.
- Guerrero, H., Terán-Gilmore, A., Tianjian Ji, & Escobar, J. (2017). Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils. *Engineering Structures*, 14.
- Gutiérrez Olvera, C., & Cosío Carpintero, K. (2014). Manejo nutricional del paciente con problemas cardíacos. En C. Gutiérrez Olvera, & K. Cosío Carpintero, *Manual de Nutrición clínica de perros y gatos* (pág. Julio). Ciudad de México, Distrito Federal: CEAMVET.
- Hidayat, A. (2020). Seismic performance of reinforced concrete structures with pushover analysis. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 11.
- López, O. (2014). *Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica*. Caracas: Banco de Desarrollo de América Latina.
- NEC. (2014). *Peligro sísmico, diseño sismo resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social, 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*. Noción.
- 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 Vines, 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.

Sabelli, R., & Moore, W. (2008). BUCKLING-RESTRAINED BRACED FRAMES. *American Institute of Steel Construction (AISC).*

Salud, O. P. (2018). *Índice de Seguridad Hospitalaria - Guía de evaluadores.* Washington DC: Organización Panamericana de la Salud.

Vintimilla Molina, C., & Fajardo Guapisaca, A. (s.f.). Evaluación estructural de la entidad hospitalaria "Hospital Vicente Corral Moscoso" de la ciudad de Cuenca - provincia del Azuay para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria. *Evaluación estructural de la entidad hospitalaria "Hospital Vicente Corral Moscoso" de la ciudad de Cuenca.* Universidad del Azuay, Cuenca.

Vision 2000 SEAOC. (1995). *Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings. Committee and California Office of Emergency Services.* Sacramento, USA.

Yi, Z. (2015). Assessment using FEA of the influence of detailing parameters on performance of buckling restrained braces. *POLITEHNICA UNIVERSITY TIMIȘOARA*, 134.