



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE
HOSPITAL EQUIPADA CON DIFERENTES SISTEMAS DE PROTECCIÓN
SÍSMICA**

TESIS:

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ING. JOSÉ ABRAHAM AGUIRRE SANTA CRUZ

TUTOR PRINCIPAL:

DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, JUNIO 2020



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, con infinito cariño.

Maestros, colegas, amigos que estuvieron y apoyaron con su tiempo y conocimiento.

Al Dr. José Alberto Escobar por su asesoría y disposición en todo momento.

A CONACYT por el apoyo económico durante mis estudios de posgrado.

RESUMEN

Se compara la respuesta sísmica de un edificio de hospital, calculada empleando la metodología del FEMA P58 en cuatro casos de estudio: Caso 1) edificio con diseño convencional a base de marcos y contraventeos concéntricos de acero, Caso 2) edificio equipado con aisladores sísmicos de tipo péndulo de fricción, Caso 3) edificio equipado con amortiguadores viscosos no lineales y Caso 4) edificio equipado con disipadores de energía tipo Contraventeos Restringidos al Pandeo (CRP). El estudio indica que los casos con sistemas de protección sísmica reducen la probabilidad de colapso, minimizan el daño estructural y no estructural y promueven el uso inmediato de la instalación después de un evento sísmico. Esto correlaciona a las pérdidas económicas, las cuales fueron estimadas con costos y tiempo de reparación para cada caso. Con base en los resultados obtenidos, se elige el sistema que presenta un mejor desempeño sísmico y económico para el edificio.

CONTENIDO

| | |
|---|------------|
| RESUMEN | III |
| CONTENIDO | IV |
| CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA | 1 |
| 1.2. OBJETIVOS | 3 |
| 1.2.1. Objetivo general..... | 3 |
| 1.2.2. Objetivos particulares | 3 |
| CAPÍTULO 2. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES | 4 |
| CAPÍTULO 3. ESTADO DEL ARTE | 6 |
| 3.1. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO | 6 |
| 3.1.1. VISION 2000 | 9 |
| 3.1.2. ASCE 41 | 10 |
| 3.1.3. FEMA P-58..... | 12 |
| 3.2. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN RESILIENCIA | 14 |
| 3.3. AISLAMIENTO SÍSMICO | 18 |
| 3.3.1. Metodología del ASCE 7-16..... | 18 |
| 3.3.2. Aislador de péndulo de fricción | 21 |
| 3.4. AMORTIGUADORES VISCOSOS NO LINEALES | 24 |
| 3.4.1. Metodología de diseño | 26 |
| 3.5. CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO..... | 29 |
| 3.5.1. Metodología de diseño | 31 |
| CAPÍTULO 4. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN | 33 |
| 4.1. RESUMEN | 33 |
| 4.2. SITIO Y DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO | 33 |
| 4.2.1. Descripción de sitio..... | 33 |

| | | |
|----------|---|----|
| 4.2.2. | Espectros de respuesta | 34 |
| 4.2.3. | Acelerogramas | 35 |
| 4.2.4. | Descripción de la estructura | 37 |
| 4.2.4.1. | <i>Geometría</i> | 37 |
| 4.2.4.2. | <i>Materiales</i> | 38 |
| 4.2.4.3. | <i>Cargas</i> | 39 |
| 4.3. | TIPO DE EVALUACIÓN Y OBJETIVOS DE DESEMPEÑO | 41 |
| 4.4. | DISEÑO ESTRUCTURAL | 42 |
| 4.4.1. | Diseño de la estructura convencional..... | 42 |
| 4.4.2. | Diseño de aisladores de péndulo de fricción..... | 43 |
| 4.4.3. | Diseño de los amortiguadores viscosos no lineales | 47 |
| 4.4.4. | Diseño de los contraventeos restringidos al pandeo..... | 48 |
| 4.5. | CASOS DE ESTUDIO | 50 |
| 4.6. | RESULTADOS..... | 51 |
| 4.6.1. | Ahorro estructural | 51 |
| 4.6.2. | Revisión para sismo de servicio (SS)..... | 52 |
| 4.6.3. | Revisión para sismo de diseño (SD) | 54 |
| 4.6.4. | Revisión para sismo máximo considerado (SMC)..... | 56 |
| 4.6.5. | Conclusiones de la respuesta dinámica | 58 |
| 4.7. | DESEMPEÑO ECONÓMICO DEL EDIFICIO..... | 59 |
| 4.7.1. | Información del edificio..... | 59 |
| 4.7.2. | Componentes estructurales y no estructurales | 61 |
| 4.7.2.1. | <i>Especificaciones de fragilidad de componentes estructurales</i> | 61 |
| 4.7.2.2. | <i>Especificaciones de fragilidad de componentes no estructurales</i> | 61 |
| 4.7.3. | Fragilidad de Colapso | 62 |
| 4.7.4. | Curvas de Amenaza Sísmica..... | 63 |
| 4.7.5. | Resultados del desempeño económico | 64 |
| 4.7.5.1. | <i>Costos de reparación</i> | 65 |
| 4.7.5.2. | <i>Tiempo de reparación</i> | 66 |
| 4.7.5.3. | <i>Seguridad: muertes y lesiones</i> | 67 |

| | |
|---|-----------|
| 4.8. CLASIFICACIÓN REDI™ | 68 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 69 |
| REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA | 70 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 3-1. Objetivos de desempeño sísmico | 10 |
| Figura 3-2. Modelos idealizados de elementos viga-columna..... | 11 |
| Figura 3-3. Procedimiento para el cálculo del desempeño de una estructura | 14 |
| Figura 3-4. Objetivos de resiliencia para sismo de diseño | 17 |
| Figura 3-5. Algoritmo para diseño preliminar de aisladores | 19 |
| Figura 3-6. Dinámica del aislador de péndulo de fricción | 22 |
| Figura 3-7. Modelo histerético bilineal para APF | 23 |
| Figura 3-8. Características de un amortiguador viscoso | 24 |
| Figura 3-9. Diagramas fuerza-desplazamiento y fuerza-velocidad | 26 |
| Figura 3-10. Ejemplo de CRP | 29 |
| Figura 3-11. Regiones con distintas rigideces de un CRP..... | 30 |
| Figura 3-12. Comportamiento histerético de los CRP | 31 |
| Figura 3-13. Estructura de VGDL equipada con CRP representado por un oscilador dual equivalente de 1GDL..... | 32 |
| Figura 3-14. Curva de comportamiento del sistema dual..... | 32 |
| Figura 4-1. Provincias Fisiográficas de la República Mexicana | 34 |
| Figura 4-2. Espectros de pseudo aceleración | 35 |
| Figura 4-3. Acelerogramas escalados para análisis de estructura | 37 |
| Figura 4-4. Modelo de la estructura | 38 |
| Figura 4-5. Proceso de evaluación del desempeño estructural..... | 41 |
| Figura 4-6. Espectros de pseudo aceleración para diseño sísmico..... | 42 |
| Figura 4-7. Espectros de respuesta promedio para SRSS de 12 acelerogramas..... | 44 |
| Figura 4-8. Propiedades de los aisladores | 46 |
| Figura 4-9. Espectro promedio de desplazamientos con diferentes amortiguamientos..... | 47 |
| Figura 4-10. Curva de capacidad, comportamiento dual | 49 |
| Figura 4-11. Casos de estudio en el edificio..... | 50 |
| Figura 4-12. Peso propio de la estructura | 51 |

| | |
|---|-----------|
| Figura 4-13. Resultados del análisis de la estructura en dirección transversal (SS)..... | 52 |
| Figura 4-14. Resultados del análisis de la estructura en dirección longitudinal (SS) | 53 |
| Figura 4-15. Resultados del análisis de la estructura en dirección transversal (SD) | 54 |
| Figura 4-16. Resultados del análisis de la estructura en dirección longitudinal (SD)..... | 55 |
| Figura 4-17. Resultados del análisis de la estructura en dirección transversal (SMC)..... | 56 |
| Figura 4-18. Resultados del análisis de la estructura en dirección longitudinal (SMC)..... | 57 |
| Figura 4-19. Curvas de fragilidad de colapso | 63 |
| Figura 4-20. Curvas de amenaza sísmica | 64 |
| Figura 4-21. Pérdida máxima probable | 65 |
| Figura 4-22. Tiempo de recuperación funcional (días)..... | 66 |
| Figura 4-23. Damnificados | 67 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|-----------|
| Tabla 3-1. Panorama histórico DSBD | 6 |
| Tabla 3-2. Límites de distorsiones de entrepiso para pisos de desempeño..... | 10 |
| Tabla 3-3. Probabilidad de ocurrencia y periodo medio de retorno | 11 |
| Tabla 3-4. Factor de amortiguamiento..... | 20 |
| Tabla 4-1. Acelerogramas utilizados para análisis de estructura | 36 |
| Tabla 4-2. Carga muerta adicional..... | 39 |
| Tabla 4-3. Carga viva..... | 40 |
| Tabla 4-4. Propiedades dinámicas para estructura con diseño convencional | 43 |
| Table 4-5. Propiedades de los aisladores..... | 46 |
| Tabla 4-6. Parámetros de los amortiguadores viscosos no lineales..... | 48 |
| Tabla 4-7. Características de los CRP utilizados..... | 49 |
| Tabla 4-8. Información del edificio..... | 59 |
| Tabla 4-9. Desglose de costos para todos los casos | 61 |
| Tabla 4-10. Clasificación REDiTM..... | 68 |

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

México se ubica en una de las zonas con mayor actividad sísmica en el mundo. Está situado geográficamente sobre el anillo de fuego del Pacífico. En éste interactúan cinco placas tectónicas: Pacífico, Cocos, Norteamericana, Rivera y Caribe. Por esta razón, las estructuras deben ser diseñadas para tener la capacidad de resistir grandes demandas sísmicas, garantizando la seguridad de las personas. Así mismo, en estructuras de gran importancia como los hospitales, es necesario que se tomen previsiones para minimizar los daños significativos, con el fin de garantizar que las labores continúen con normalidad y se disminuyan las pérdidas económicas.

Los reglamentos de construcción en México proporcionan estándares mínimos para garantizar que la probabilidad de que los nuevos edificios colapsen en algún evento sísmico sea muy baja o nula. Suponen que las estructuras estarán sometidas a la acción de sismos de baja intensidad y de ocurrencia frecuente, y de gran intensidad y de ocurrencia poco probable. La filosofía de diseño actual incluye los objetivos de desempeño siguientes:

- Para sismos frecuentes, de baja intensidad, las estructuras no deben sufrir daños en los elementos estructurales, ni los no estructurales y deben continuar operativas.
- Para sismos severos, se permite que la estructura sufra daños generalizados y hasta puede llegar a quedar inservible, pero sin que ocurra el colapso estructural, a fin de preservar las vidas humanas.

Esta filosofía de diseño puede traer consecuencias negativas, tanto económicas como operacionales. Estructuras estratégicas como hospitales, cuarteles de bomberos, aeropuertos, entre otras, deberían

continuar su funcionamiento luego de la ocurrencia de un evento sísmico, por lo que es necesario que el diseño cumpla con ese objetivo.

Entre las nuevas tecnologías para disminuir los efectos sísmicos en los edificios que se han desarrollado, se encuentra la incorporación de sistemas de protección sísmica. Tal es el caso de sistemas de aislamiento sísmico y de disipación de energía, que han mostrado ser efectivos, tanto para estructuras nuevas, como para la rehabilitación y reparación de estructuras existentes. En países como Estados Unidos, Japón y Chile, su utilización es cada día más usual. No obstante, en México aún son escasas las estructuras diseñadas con estos sistemas.

El uso de dichos sistemas de protección sísmica en conjunto con un enfoque basado en el desempeño para el diseño y la evaluación sísmica de edificios, es una solución utilizada mundialmente para cumplir con los objetivos de funcionalidad. El diseño basado en desempeño proporciona información detallada sobre lo que probablemente le sucederá a un edificio en eventos sísmicos y las consecuencias resultantes. Esta información permite a los propietarios y ocupantes de edificios, comprender y tomar decisiones de manera proactiva sobre cuánto daño les resulta aceptable.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo general

- Comparar el desempeño sísmico de una estructura de hospital equipada con diferentes sistemas de protección sísmica

1.2.2. Objetivos particulares

- Revisar la literatura especializada, para conocer el estado del arte de los sistemas de protección sísmica.
- Establecer objetivos de desempeño para el edificio en estudio.
- Establecer un conjunto de acelerogramas que correspondan con el peligro sísmico de la zona para el análisis no lineal paso a paso de la estructura en estudio.
- Analizar y diseñar cuatro modelos del edificio, 1) a base de marcos rígidos con un diseño convencional, 2) a base de marcos rígidos equipado con aisladores sísmicos, 3) a base de marcos rígidos equipado con amortiguadores viscosos no lineales y 4) a base de marcos rígidos equipado con Contraventeos Restringidos al Pandeo, CRP.
- Evaluar los beneficios de cada sistema con base en el desempeño estructural y económico.

CAPÍTULO 2

JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES

México es un país con alta sismicidad. Tan solo entre los años 2017 y 2018, se han registrado alrededor de 78 sismos por día en promedio (SSN, 2018). En los últimos 40 años se han registrado 19 terremotos en la zona Centro-Sur del país, de magnitud M_w 7. La mayoría de los sismos han ocurrido en la zona de subducción, y sólo tres se presentaron en el interior de la placa, los cuales se conocen como sismos intraplaca. Estos sismos han afectado ciudades enteras, provocando derrumbes, daños estructurales, miles de decesos y damnificados, además de numerosas pérdidas económicas.

Los sismos de tipo intraplaca ocurren lejos de la costa y no se les cataloga como los más dañinos. Sin embargo, han demostrado ser muy destructivos debido a que son superficiales. Dichos sismos ocurren principalmente a lo largo del Eje Volcánico Mexicano, donde se encuentra la mayoría de la población en el país. Un ejemplo en la historia de México, es el sismo del 19 de septiembre de 2017. Tuvo un epicentro entre los límites de Puebla y Morelos, a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México, con una magnitud M_w 7.1. Debido a la cercanía del epicentro con la Ciudad de México, la alerta sísmica sonó tardíamente, tomando por sorpresa a la población. Este sismo afectó principalmente la Ciudad de México y los estados de Morelos y Puebla. Provocando el deceso de cientos de personas, miles de damnificados, colapso de edificios, hospitales e iglesias dañadas y grandes pérdidas económicas.

Un caso en particular es el Hospital General Regional 36 San Alejandro del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS) en Puebla, el que, al ser afectado por el sismo de 2017, tuvo que ser desalojado permanentemente. Dicho hospital, tenía una capacidad de más de 400 camas y más de 2,500 trabajadores. Atendía pacientes no sólo de Puebla, también brindaba atención a otros estados como Tlaxcala, Oaxaca y Veracruz, por lo que diariamente atendía en promedio 3 mil consultas médicas (Ávila, 2017). Éste hospital, cuenta con una estación acelerométrica en el jardín, donde se tiene el registro sísmico del sismo del 19 de septiembre de 2017.

Por todo lo anterior, se eligió la ubicación del Hospital San Alejandro como zona de estudio. También, se tomó como referencia la estructuración del cuerpo B de dicho hospital. Este consta de nueve pisos y una altura total de 38.1 m. De los cuatro edificios del hospital, en este se concentraron los mayores daños debido al sismo, por lo que se diseñó nuevamente, de tal manera que cumpliera con el desempeño sísmico objetivo. Para esto, se utilizaron nuevos elementos estructurales de acero, empleando un diseño con las normas vigentes. Se hicieron cuatro propuestas de diseño, correspondientes a los cuatro casos de estudio antes mencionados.

En este trabajo se presentan los casos de diseño para los sistemas de protección sísmica más utilizados en la actualidad que son: 1) aisladores sísmicos de péndulo de fricción, 2) amortiguadores viscosos no lineales y 3) disipadores de energía tipo CRP. Dichos sistemas, por la sencillez de sus mecanismos de funcionamiento y por su efectividad, han demostrado ser una alternativa confiable a considerar en el diseño sísmico, reduciendo daños en estructuras, garantizando la seguridad de las vidas humanas y disminuyendo la ocurrencia de pérdidas económicas.

CAPÍTULO 3

ESTADO DEL ARTE

3.1. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

El diseño sísmico basado en desempeño, DSBD, es una filosofía de diseño de estructuras en constante desarrollo (ver Tabla 3-1). Tiene como objetivo la comprensión realista del comportamiento de una estructura sometida a eventos sísmicos. Consiste en plantear los criterios de aceptación de aquellos parámetros que indican daño en un edificio, ya sea de manera global (por ejemplo distorsiones de entrepiso) o de manera local (por ejemplo rotación en elementos), o para determinar la probabilidad de experimentar diferentes tipos de pérdidas, considerando el intervalo de posibles eventos sísmicos que pueden afectar su estructura. Esto permite que se seleccione el desempeño objetivo deseado para el edificio que se está diseñando.

Tabla 3-1. Panorama histórico DSBD (SEAOC, 2019)

| Año | Publicación | Descripción / resumen |
|----------------|--------------------------------|---|
| 1979 | TM-304 | Manual técnico del ejército que tomó la delantera en el desarrollo de criterios formales de DSBD. Simulación requerida de respuesta inelástica y predicción de desempeño utilizando dos métodos. Uno utilizó el análisis elástico y el cálculo de las relaciones de demanda inelásticas (RDI) como medidas del desempeño del elemento, mientras que el segundo introdujo el concepto de análisis estático no lineal (pushover) y la técnica del espectro de capacidad para estimar el desempeño estructural inelástico. |
| 1987 - 1992 | ATC-14, ATC-22, FEMA-178 | Formalizó el proceso de evaluación del desempeño de los edificios existentes y, en particular, la capacidad de una estructura para proporcionar pisos adecuados de protección de seguridad de vida. |
| 1993 | Priestley, 1993 | Se introdujo la filosofía del diseño basado en desplazamiento directo (DBDD). |
| 1995 | SEAOC Vision 2000 | Presentó un marco conceptual para el desarrollo de un conjunto integral de criterios y procedimientos basados en el desempeño. Tuvo éxito en la popularización del diseño basado en el desempeño, generando interés mundial |

| | | |
|------------------------|---------------------------|--|
| | | en el tema y una demanda para el desarrollo de criterios de diseño basados en el desempeño utilizables. |
| 1996 | FEMA 283 | Propuso un plan de acción y tareas para implementar con el fin de desarrollar la base técnica para DSBD. |
| 1996 | ATC-40 | Desarrolló una evaluación basada en el desempeño y una metodología de actualización para edificios con estructura de concreto no dúctil. Se mejoró la técnica de espectro de capacidad introducida originalmente en TM-304 y proporcionó amplios criterios de aceptación para evaluar el desempeño de los edificios de concreto no dúctil existentes. |
| 1996 1997 | ATC-33, FEMA 273/274 | Gran esfuerzo en el desarrollo de directrices para la rehabilitación sísmica y la modernización de edificios. Más tarde se adoptó como un estándar previo, FEMA-356 (2000), y como estándar, ASCE 41 (2006). Este documento representaba la primera metodología de diseño integral basada en el desempeño que incluía criterios de desempeño, procedimientos de simulación para predecir el desempeño y criterios de aceptación integrales que podrían usarse para convertir los resultados de una simulación en una estimación del desempeño. |
| 1999 | SEAOC Blue Book | Propuso un enfoque prescriptivo considerado conforme y proporcionó pautas para un enfoque de ingeniería basado en el desplazamiento. |
| 2000 | FEMA 356 | Pre-estándar basado en FEMA 273/274. |
| 2000 | FEMA 349 | Plan de acción basado en los esfuerzos de la publicación FEMA 283, que describe las tareas que deben completarse para desarrollar aún más los criterios de diseño sísmico basados en el desempeño. |
| 2003 | ASCE 31 | Basado en FEMA 178, Norma para la evaluación sísmica de edificios existentes |
| 2006 | FEMA 445 | Propuso un plan de programa para el desarrollo de las pautas de diseño sísmico basadas en el desempeño de "próxima generación". Refinamiento y extensión de FEMA 283 y FEMA 349. El desarrollo del programa se ha completado en el marco del proyecto ATC-58. |
| 2006, 2013, 2017 | ASCE 41 | Basado en FEMA 273/274 y 356, Norma para la rehabilitación sísmica de edificios existentes. En 2013, se fusionó con ASCE 31 y se retituló Evaluación sísmica y modernización de edificios existentes. |
| 2008 | San Francisco A.B. 083 | La ciudad y el condado de San Francisco, EUA, adoptaron esta disposición, aclarando los requisitos y pautas para edificios altos que no cumplen con los requisitos del código prescriptivo. |

| | | |
|----------------|-------------------------|---|
| 2010 | PEER TBI | Tall Building Initiative, presentó pautas para la implementación de procedimientos de diseño alternativos para edificios altos. |
| 2010 | ASCE 7-10 | Se introdujo un lenguaje de procedimiento PBSB, limitado en este estándar ampliamente utilizado para edificios nuevos. |
| 2011 | LATBSDC | El Consejo de Diseño Estructural de Edificios Altos de Los Ángeles, EUA, desarrolló un documento de Análisis Alternativo y Procedimiento de Diseño. Proporciona un enfoque basado en el desempeño para el diseño sísmico y el análisis de edificios altos. |
| 2012 | ATC-58, FEMA P-58 | El trabajo comenzó inicialmente en 2006 en esta metodología de procedimientos de diseño sísmico basado en el desempeño de próxima generación. Procedimiento desarrollado para la evaluación del desempeño sísmico de edificios que intentan resumir el desempeño del edificio en términos de pérdidas medidas en "decesos", "dinero" y "tiempo de inactividad". |
| 2018 | ATC 114 | Desarrollo de modelos de envolvente histerética actualizados para su uso en análisis sísmico. La intención era apoyar el desarrollo de criterios de código de construcción actualizados contenidos en ASCE 7 y ASCE 41. |
| 2018 | FEMA P-2006 | Guía de aplicación de ejemplo para ASCE / SEI 41-13 con comentarios adicionales para ASCE / SEI 41-17: un recurso excelente sobre cómo usar ASCE 41. |
| 2018 | ATC 120 | Análisis sísmico, diseño e instalación de componentes y sistemas no estructurales con un enfoque en enfoques basados en el desempeño. |
| 2019 | FEMA P-58-2 | Proyecto para habilitar y fomentar el uso de la metodología FEMA P-58. Aunque todavía no está disponible públicamente, proporcionará una biblioteca de fragilidad mejorada; calibración y evaluación comparativa de resultados, auxiliares de diseño simplificados y herramientas para ayudar a las partes interesadas en el proceso de toma de decisiones. |
| 2023 (est.) | ATC 140 | La actualización de la guía de reequipamiento sísmico ayudará a generar estudios de caso y calibraciones como base para propuestas de actualización de estándares integrales para ASCE 41-23. |

Para llevar a cabo esta tesis, se utilizaron tres de las publicaciones anteriores. Estas serán presentadas posteriormente para su mayor comprensión.

3.1.1. VISION 2000

La propuesta de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, por sus iniciales en Inglés) fue emitida por el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995). La propuesta VISION 2000 define cuatro niveles de desempeño, identificados a través de los siguientes parámetros:

Ocupación completa: asociado a un nivel de desempeño en el que no ocurre ningún tipo de daño. En general no se requieren reparaciones.

Ocupación inmediata: el nivel de desempeño en el que se producen algunos daños de tipo moderado en elementos no estructurales y en el contenido de la estructura, e incluso daños en los elementos estructurales. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

Seguridad de vida: para este nivel de desempeño ocurrieron daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la estructura. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la estructura. Debido a los daños, es posible que la estructura no deba ocuparse antes de llevarse a cabo trabajos de reparación.

Colpaso preventivo: en este nivel de desempeño la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. la estructura es totalmente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones puede resultar no factible desde un punto de vista técnico o económico.

La selección de objetivos de desempeño se compone de dos partes: un nivel de desempeño y un nivel de amenaza sísmica esperada en el sitio. La Figura 3-1 describe los objetivos de desempeño.

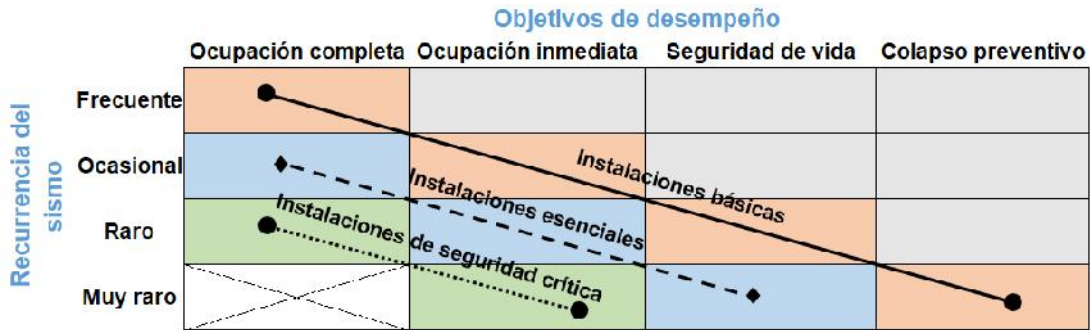


Figura 3-1. Objetivos de desempeño sísmico (adaptada de Vision 2000, SEAOC, 1995)

Los objetivos de diseño relacionados con los pisos de desempeño y de amenaza sísmica, se definen por medio de distorsiones máximas de entrepiso (ver Tabla 3-2). Para esta tesis, al tratarse de una estructura esencial (hospital), se propusieron límites más rigurosos para Seguridad de vida y Colapso preventivo.

Tabla 3-2. Valores límite de distorsión de entrepiso para niveles de desempeño

| Desempeño | Vision 2000 | Propuestos |
|----------------------------|-------------|------------|
| <i>Ocupación completa</i> | 0.0025 | 0.0025 |
| <i>Ocupación inmediata</i> | 0.005 | 0.005 |
| <i>Seguridad de vida</i> | 0.015 | 0.01 |
| <i>Colapso preventivo</i> | 0.025 | 0.015 |

3.1.2. ASCE 41

La publicación ASCE 41, Evaluación sísmica y modernización de edificios existentes (ASCE, 2017), es un estándar nacional que utiliza principios basados en el desempeño. Esta norma utiliza varios niveles de probabilidad de amenaza sísmica, para describir los movimientos de suelo del evento sísmico para los que se realizan evaluaciones de desempeño. Tales movimientos de suelo a menudo se denominan como una probabilidad de excedencia en un periodo de tiempo específico. Por ejemplo, un 20% de probabilidad de excedencia en 50 años, o como un periodo de retorno para la excedencia del movimiento del suelo especificado, como 225 años. La Tabla 3-3, muestra la

probabilidad de excedencia del movimiento del suelo y el periodo de retorno correspondiente utilizado en esta norma.

Tabla 3-3. Probabilidad de ocurrencia y periodo medio de retorno (adaptada de ASCE 41-17)

| Frecuencia | Probabilidad de ocurrencia del sismo | Promedio medio de retorno |
|------------|--------------------------------------|---------------------------|
| Frecuente | 50% en 50 años | 72 años |
| Ocasional | 20% en 50 años | 225 años |
| Raro | 10% en 50 años | 475 años |
| Muy raro | 2% en 50 años | 2475 años |

La publicación ASCE 41, también propone recomendaciones para asignar articulaciones en elementos estructurales, que representan su comportamiento no lineal. Dicho comportamiento se puede definir utilizando modelos de plasticidad concentrada (Figura 3-2a) en las zonas donde se espera que los elementos entren en el intervalo de comportamiento no lineal, mientras que el resto permanece elástico.

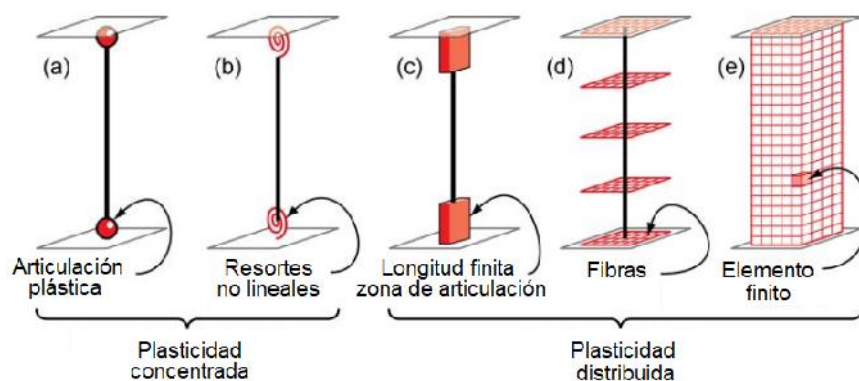


Figura 3-2. Modelos idealizados de elementos viga-columna (NIST, 2010)

Los elementos del edificio se asignan como "controlados por deformación" (es decir, cierta ductilidad) o "controlados por la fuerza" (es decir, poca o ninguna ductilidad). A los elementos controlados por deformación se les asignan propiedades idealizadas de desplazamiento de fuerza, y

la aceptación de componentes se basa en desplazamientos y/o rotaciones. Para los elementos tipo columna se asignan articulaciones que consideran la interacción entre carga axial y momento, para los elementos tipo trabe las articulaciones consideran solamente momento flexionante, mientras que para los elementos tipo contraventeo, las articulaciones que se asignan son debidas a la carga axial.

3.1.3. FEMA P-58

La metodología FEMA P-58 (FEMA, 2018), representa un avance en la implementación de la evaluación y el diseño sísmico basado en desempeño. Proporciona procedimientos para evaluar explícitamente los parámetros de desempeño probabilista. Incluye el riesgo de daños, costos de reparación, tiempo de reparación, cierre del edificio, probabilidad de colapso y damnificados. Aunque la metodología FEMA P-58, utiliza resultados de análisis dinámicos no lineales, proporciona relativamente poco en cuanto a métodos o procedimientos para realizar análisis no lineales. Más bien, se enfoca en la evaluación del desempeño utilizando nuevas métricas de desempeño. También se refiere a otros recursos para obtener una guía más detallada sobre el análisis, incluidos ASCE 41, FEMA P-695, y NEHRP Seismic Design Brief No. 4, Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design, A Guide for Practicing Engineers (NIST, 2010).

La metodología se puede resumir de la siguiente manera:

1. *Crear un modelo de evaluación del desempeño del edificio:* dicho modelo del edificio debe incluir componentes estructurales, ensamblajes, sistemas no estructurales y componentes que pueden dañarse por la respuesta del edificio debido a eventos sísmicos. Los datos de fragilidad están asociados con estos elementos individuales, expresando la vulnerabilidad de los componentes al daño y las consecuencias de este daño en términos de amenaza a los ocupantes, métodos de reparación, costos de reparación y tiempo de reparación.
2. *Definir la amenaza sísmica:* se pueden considerar de diferentes maneras, incluidas las evaluaciones basadas en la intensidad, las evaluaciones basadas en escenarios o las

evaluaciones basadas en el tiempo. En este trabajo se evalúa un modelo basado en intensidad. Se parte de un espectro objetivo para cierta intensidad y se buscan parejas de acelerogramas apropiados a partir de registros de eventos que tengan magnitudes, distancias de fallas y mecanismos fuente que sean consistentes, generalmente entre 7 y 11 diferentes parejas de acelerogramas.

3. *Analizar la respuesta del edificio:* el análisis estructural se usa para calcular la respuesta del edificio ante diferentes acelerogramas, generalmente expresado en términos de distorsiones de entrepiso, aceleraciones de entrepiso y distorsiones residuales.
4. *Desarrollar las curvas de fragilidad:* se define la probabilidad de sufrir un colapso estructural en función de la intensidad sísmica.
5. *Calcular el desempeño:* la simulación de Monte Carlo se utiliza para manejar las incertidumbres asociadas con el desempeño sísmico. La herramienta PACT fue desarrollada para ayudar a realizar los cálculos probabilistas y administrar los datos de los cálculos de Monte Carlo. Este proceso es repetitivo en el que el desempeño se calcula con un gran número (cientos a miles) de simulaciones. Cada simulación representa un posible resultado del desempeño de la estructura para una intensidad dada. Este procedimiento se resume en el diagrama En la Figura 3-3.

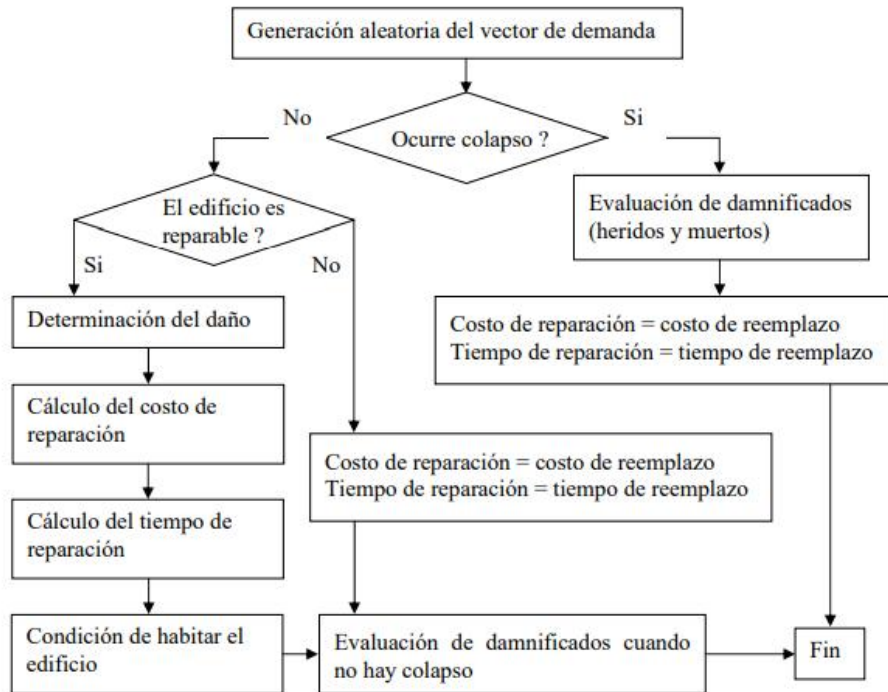


Figura 3-3. Procedimiento para el cálculo del desempeño de una estructura (FEMA, 2018)

Para la evaluación de pérdidas financieras de estructuras se utiliza el programa PACT (FEMA, 2018), una herramienta propuesta por FEMA que permite al usuario definir la cantidad y la ubicación de todos los componentes de un edificio y su contenido. La respuesta estructural (distorsiones, aceleraciones, etc.) se calcula en un programa, por ejemplo, análisis no lineal paso a paso. Los daños previstos para cada uno de los componentes de la construcción, causados por el terremoto, se calculan en función de las curvas de fragilidad y los parámetros de demanda. Finalmente, las consecuencias se cuantifican en términos de costos estimados de reparación.

3.2. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN RESILIENCIA

El diseño sísmico basado en la resiliencia, (DSBR), es un proceso que identifica y mitiga los riesgos inducidos por terremotos para permitir una recuperación rápida después de un evento sísmico importante. Esto excede los objetivos de desempeño previstos por el código y los objetivos de diseño típicos basados en desempeño. Requiere un diseño multidisciplinario integrado y una planificación de contingencia (para abordar las amenazas externas a la recuperación), junto con una evaluación

basada en el desempeño para garantizar que se cumplan los objetivos de resiliencia del propietario (Almufti et al., 2013).

Diseñar edificios para sufrir menos daños debido a sismos, es un componente clave del diseño basado en la resiliencia. Esto disminuye significativamente la incertidumbre en el comportamiento del edificio y aumenta la confianza de que el edificio funcionará según lo previsto. El diseño basado en la resiliencia incorpora explícitamente el diseño y la verificación del desempeño de la estructura y todos los componentes no estructurales, incluidos los componentes arquitectónicos, las fachadas y los contenidos del edificio.

El Sistema de Calificación REDi™, Iniciativa de diseño sísmico basada en la resiliencia para la próxima generación de edificios (Almufti et al., 2013), se publicó como una guía para implementar un DSBR. Establece los objetivos básicos de resiliencia sísmica para tres pisos: Platino, Oro y Plata. Estos se refieren al desempeño sísmico para el sismo de diseño (periodo de retorno de 475 años). Los niveles Oro y Platino indican una reducción en los riesgos que ocasionan los eventos sísmicos en relación con los edificios diseñados por norma al enfocarse en el estado de re-ocupación inmediata, recuperación funcional rápida (72 horas a 1 mes) y bajos niveles de pérdida financiera directa (menores al 5% de la Pérdida Máxima Probable). El nivel Plata no necesariamente logra la re-ocupación inmediata, pero la reducción sustancial en el daño causado y las medidas de planificación establecidas permiten que el tiempo requerido para lograr la recuperación funcional se limite a seis meses. Estos objetivos se resumen en la Figura 3-4.

Algunos de los conceptos a tomar en cuenta para elaborar el diseño basado en resiliencia son:

Sismo de diseño: tiene una baja probabilidad (10%) de ocurrir en 50 años, la vida de diseño típica de edificios nuevos. También puede denominarse sismo del periodo de retorno de 475 años, es decir, se espera, estadísticamente, que ocurra una vez cada 475 años.

Re-ocupación: cuando el edificio se considera lo suficientemente seguro como para ser utilizado.

Recuperación Funcional: representa el tiempo requerido para establecer re-ocupación y recuperar la función principal de la instalación. Para todos los tipos de ocupación, esto requeriría restaurar la energía eléctrica, el agua, los rociadores contra incendios, la iluminación y los sistemas de HVAC (calefacción, ventilación y aire acondicionado) y al mismo tiempo garantizar que los ascensores vuelvan a estar en servicio.

Valor Total del Edificio: Se define como los costos (incluida la mano de obra) que se requieren para reemplazar el edificio. Los costos deben obtenerse a partir de una estimación de costos de construcción (incluidos, como mínimo, todos los componentes estructurales y no estructurales), más el valor de los contenidos dañados, si se conocen.

Pérdida Máxima Probable: es la pérdida financiera directa estimada media (calculada con la metodología del FEMA P-58), que sufre la instalación para un nivel de intensidad de sismo dado.

| | | |
|---------|---|--|
| Platino | <p>Tiempo requerido: Re-ocupación inmediata y Recuperación Funcional < 72 horas</p> <p>Pérdida financiera directa: Pérdida máxima probable < 2.5%</p> <p>Seguridad del ocupante: Daño físico debido a la falla de los componentes del edificio poco probable</p> | |
| Oro | <p>Tiempo requerido: Re-ocupación inmediata y Recuperación Funcional < 1 mes</p> <p>Pérdida financiera directa: Pérdida máxima probable < 5%</p> <p>Seguridad del ocupante: Daño físico debido a la falla de los componentes del edificio poco probable</p> | |
| Plata | <p>Tiempo requerido: Re-ocupación < 6 meses y Recuperación Funcional < 6 meses</p> <p>Pérdida financiera directa: Pérdida máxima probable < 10%</p> <p>Seguridad del ocupante: Se pueden producir lesiones físicas por la caída de componentes (pero no por el colapso estructural), las muertes son poco probables</p> | |

Figura 3-4. Objetivos de resiliencia para sismo de diseño (Adaptada de REDi™, 2013)

3.3. AISLAMIENTO SÍSMICO

El aislamiento sísmico es un enfoque de diseño estructural efectivo para mitigar o reducir daños por eventos sísmicos. Por lo tanto, se ha utilizado ampliamente, especialmente en los casos en que se desea la funcionalidad continua después del terremoto (Zayas et al, 1994).

El concepto de aislamiento de base, se fundamenta en que el sistema desacopla el edificio o la estructura de las componentes horizontales del movimiento del suelo mediante elementos estructurales con baja rigidez horizontal, que interponen la estructura y los cimientos. Esto le proporciona a la estructura una frecuencia fundamental de vibración, que es mucho más baja que su frecuencia calculada considerando su base fija y las frecuencias predominantes del movimiento del suelo (Celebi, 2000).

3.3.1. Metodología del ASCE 7-16

El código actual ASCE 7-16 (ASCE, 2016) en su capítulo 17 implementa “Aislamiento sísmico de edificios”, un enfoque de diseño donde las fuerzas de diseño estructural y los aisladores, están diseñados para el sismo máximo considerado (SMC).

Toda estructura aislada debe tener un mayor nivel de desempeño con respecto a estructuras con diseño convencional, sobre todo cuando se encuentren expuestas a sismos moderados y severos. El nivel de desempeño esperado en estructuras convencionales, depende del tipo de sismo considerado y del tipo de edificación a diseñar. Mientras que, las estructuras con aislamiento de base, deben tener como mínimo un nivel de desempeño operacional para el sismo máximo esperado.

La metodología aborda los objetivos de desempeño al establecer lo siguiente:

- Se permite el uso de marcos con contraventeos concéntricos siempre y cuando se cumplan los requisitos de seguridad: (a) altura de la estructura menor o igual a 48.4 m; (b) el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R debe ser igual a 1 (Q=1, R=1, en México); (c) se debe incrementar el desplazamiento total máximo (D_{TM}) por un factor de 1.2; y (d) como se utilizan aisladores de péndulo de fricción, no se permiten tensiones en el sistema de aislamiento.
- Coeficiente de importancia igual a 1, siempre.
- El límite de desplazamiento relativo de entrepiso, para estructuras con aislamiento de base está definido como 0.015.

Los métodos de análisis son básicamente los mismos que se emplean en el análisis convencional (análisis estático, análisis dinámico modal espectral, y análisis dinámico no lineal). Las ecuaciones del procedimiento estático son herramientas útiles para un diseño preliminar y proporcionan un medio de revisión simple y verificación de cálculos más complejos. El algoritmo para un diseño preliminar se resume en la Figura 3-5.

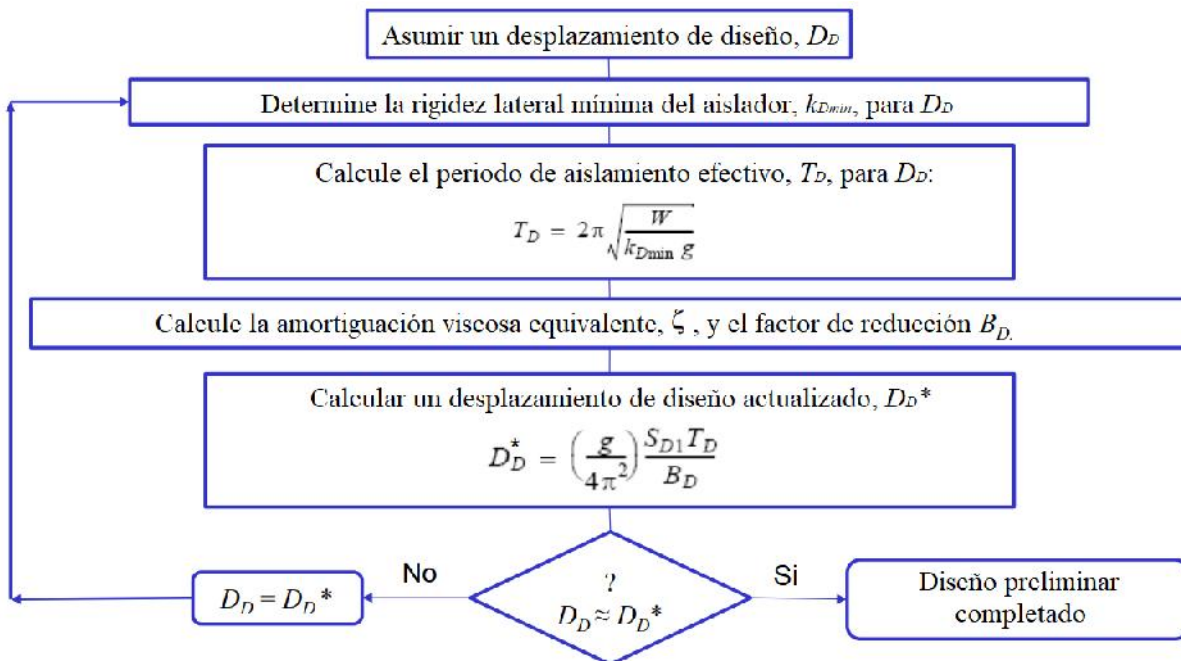


Figura 3-5. Algoritmo para diseño preliminar de aisladores (adaptada de ASCE, 2016)

En la Figura anterior se conoce que el desplazamiento de diseño está dado por la ecuación:

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{D1}T_D}{B_D} \quad (3.1)$$

donde S_{D1} es la aceleración espectral para periodo 1 s; T_D es el periodo de vibración efectivo del sistema de aislamiento; B_D es el factor de reducción por amortiguamiento.

El amortiguamiento viscoso equivalente es aquel en el sistema de aislamiento determinado. Los valores del factor de reducción por amortiguamiento deberán ser calculados por interpolación lineal con base en la Tabla 3-4.

Tabla 3-4. Factor de amortiguamiento (ASCE, 2016)

| Amortiguamiento efectivo | Factor B_D |
|--------------------------|--------------|
| ≤ 2 | 0.8 |
| 5 | 1.0 |
| 10 | 1.2 |
| 20 | 1.5 |
| 30 | 1.7 |
| 40 | 1.9 |
| ≥ 50 | 2.0 |

El desplazamiento total máximo, D_{TM} , de los elementos del sistema de aislamiento incluirá el desplazamiento adicional causado por la torsión real y accidental, utilizando la siguiente ecuación:

$$D_T = D_D \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (3.2)$$

donde y es la distancia perpendicular a la dirección de diseño entre el dispositivo y el centro de rigidez; C_R , e es la excentricidad entre el centro de masas; C_M , y C_R , del sistema de aislamiento. A la excentricidad se aumenta un 5% de la dimensión en planta perpendicular a la dirección de diseño como excentricidad accidental; b y d son las dimensiones del edificio en planta, mientras que P_T es la proporción del periodo de traslación efectivo del sistema de aislamiento a periodo de torsión efectivo del mismo, calculado por un análisis dinámico modal, pero no puede tomarse menor que 1.

Dicho método de análisis tiene sus restricciones, se debe de cumplir lo siguiente:

1. La aceleración espectral para periodo 1 s (S_{D1}) es menor que 0.6 g.
2. La altura del edificio sobre el sistema de aislamiento (es decir la superestructura), es menor que 20 m, (se permite superar este límite si no hay tensión o elevación en los aisladores).
3. El periodo de vibración efectivo del sistema de aislamiento bajo el SMC es menor o igual que 5 s.
4. El periodo de vibración efectivo del sistema de aislamiento bajo el sismo de diseño es mayor que tres veces el periodo de vibración de la superestructura si estuviera empotrada en su base.
5. La superestructura es regular.

3.3.2. Aislador de péndulo de fricción

El aislador de péndulo de fricción (APF), es un sistema de aislamiento por fricción que combina una acción deslizante y una fuerza de restauración por geometría. El aislador APF, que se muestra esquemáticamente en la Figura 3-6, tiene un deslizador articulado que se mueve sobre una superficie esférica de acero inoxidable (Zayas et al, 1994). El lado del deslizador articulado en contacto con la superficie esférica está recubierto con un material compuesto basado en politetrafluoroetileno

(teflón) que tiene un bajo coeficiente de fricción (aproximadamente 4 a 7%). El otro lado del deslizador también es esférico, recubierto con acero inoxidable, y se asienta en una cavidad esférica, también recubierta con el material compuesto de baja fricción.

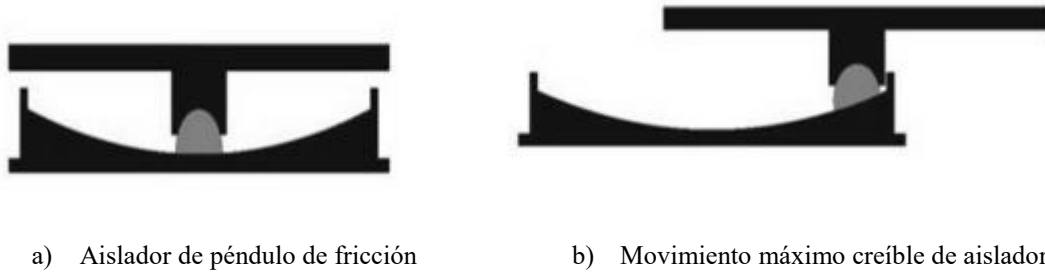


Figura 3-6. Dinámica del aislador de péndulo de fricción

A medida que el deslizador se mueve sobre la superficie esférica, hace que la masa soportada se eleve y proporciona la fuerza de restauración para el sistema. La fricción entre el deslizador articulado y la superficie esférica genera amortiguamiento en los aisladores. La rigidez efectiva del aislador y el periodo de vibración del aislador de la estructura, están controlados por el radio de curvatura de la superficie cóncava.

El valor del coeficiente de fricción, μ , es aproximado del cálculo propuesto por Constantinou et al (2011), utilizando la ecuación:

$$\mu = 0.122 - 0.01p \quad (3.3)$$

donde p es la presión de contacto en los aisladores.

El modelo histerético bilineal para aisladores de péndulo de fricción se muestra en la Figura 3-7.

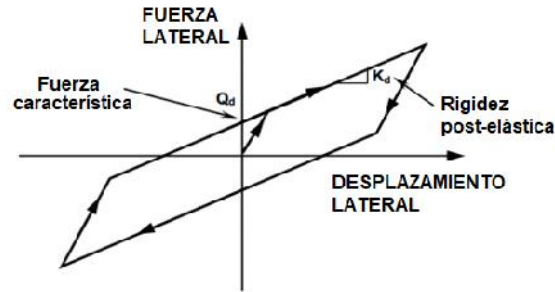


Figura 3-7. Modelo histérico bilineal para APF (Constantinou et al, 2011)

La fuerza que se necesita para iniciar el movimiento del APF es Q_d , y corresponde a la fuerza necesaria para vencer la fricción e iniciar el movimiento, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_d = \mu \quad (3.4)$$

La rigidez K_d , proporcionada por la fuerza restitutiva, depende del peso (W) y el radio de curvatura (R) de la superficie cóncava (ecuación 3.4).

$$K_d = \frac{W}{R} \quad (3.5)$$

El radio de curvatura, R , se propone para determinar una rigidez efectiva y un periodo de vibración efectivo con las ecuaciones (3.5) y (3.6), respectivamente.

$$k_e = W \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D_T} \right) \quad (3.6)$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D_T} \right)}} \quad (3.7)$$

3.4. AMORTIGUADORES VISCOSOS NO LINEALES

Uno de los sistemas de protección sísmica que dependen de la velocidad entre sus extremos, son los amortiguadores viscosos, que consisten básicamente en un cilindro de acero inoxidable con un líquido viscoso en su interior (generalmente silicón). El fluido se desplaza mediante la acción de un pistón entre cámaras por medio de orificios, generando fricción entre sus partículas y el pistón, disipando de esta forma la energía y resultando muy eficientes y prácticos cuando se busca proteger a las estructuras contra la acción de sismos fuertes (Symans et al, 2008).

En la Figura 3-8 se muestra esquemáticamente un amortiguador viscoso. Con el movimiento de la estructura se produce un empuje en el pistón hacia el interior del cilindro, comprimiendo el fluido. Por los orificios del cabezal del pistón pasa el flujo del fluido, generando una fuerza de amortiguamiento que busca igualar la presión en ambas secciones del amortiguador.

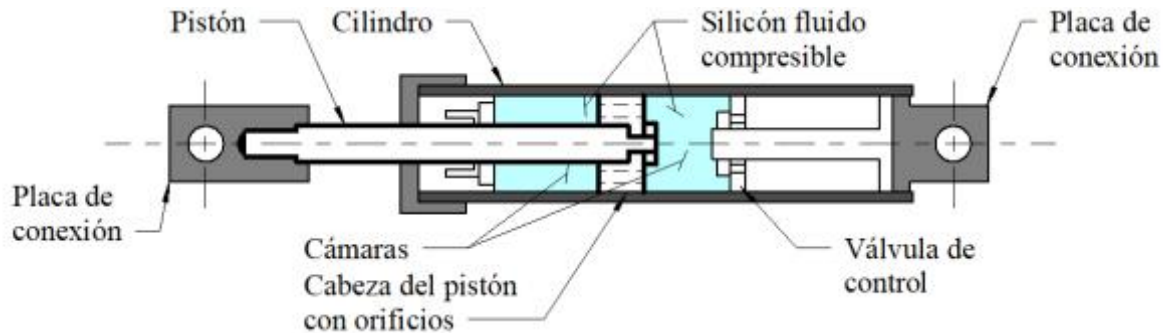


Figura 3-8. Características de un amortiguador viscoso

Estos dispositivos no aportan rigidez ni resistencia al sistema estructural. Además, no generan fuerzas directamente al sistema porque tiene un comportamiento fuera de fase con la estructura. Esta característica del amortiguador puede explicarse recurriendo al comportamiento de un fluido viscoso, cuya fuerza resistente aumenta al incrementar la velocidad con la que es comprimido el fluido. Por

lo tanto, cuando la estructura y los amortiguadores presentan una deformación máxima, la velocidad del pistón y la fuerza de amortiguamiento serán nulas; y viceversa, para una deformación igual a cero, la velocidad del pistón y la fuerza del amortiguamiento serán máximas.

Modelar el comportamiento de los amortiguadores viscosos es importante debido a su amplia gama de aplicaciones. El modelo matemático más apropiado para representar el comportamiento de los amortiguadores viscosos es el modelo viscoelástico de Maxwell, caracterizado por un resorte lineal en serie con un tablero no lineal. El resorte representa la elasticidad del dispositivo, mientras que el tablero presenta propiedades de amortiguamiento. El elemento de resorte introduce las características dependientes de la frecuencia en el modelo (Constantinou y Symans, 1992).

Constantinou y Symans, presentan y verifican experimentalmente el modelo matemático basado en el modelo simplificado de Maxwell que describe el comportamiento del amortiguador. La salida de fuerza de amortiguamiento ideal, f_D , de un amortiguador viscoso no lineal es proporcional a una ley de potencia fraccional de la velocidad que se expresa como:

$$f_D = c_\alpha \operatorname{sgn}(\dot{u})|\dot{u}|^\alpha \quad (3.8)$$

donde c es el coeficiente de amortiguamiento con unidades de fuerza por velocidad elevadas a la potencia α , \dot{u} es la velocidad relativa entre los dos extremos del amortiguador y $\operatorname{sgn}()$ es la función signo. El parámetro de no linealidad del amortiguador α controla la forma de los ciclos de histéresis de la fuerza del amortiguador, mientras que el coeficiente del amortiguador, c representa la capacidad de disipación de energía del amortiguador viscoso fluido independiente del valor α . El modelo simplificado de Maxwell se adoptó principalmente para la simplicidad matemática de los análisis, y se encontró que proporcionaba una precisión suficiente.

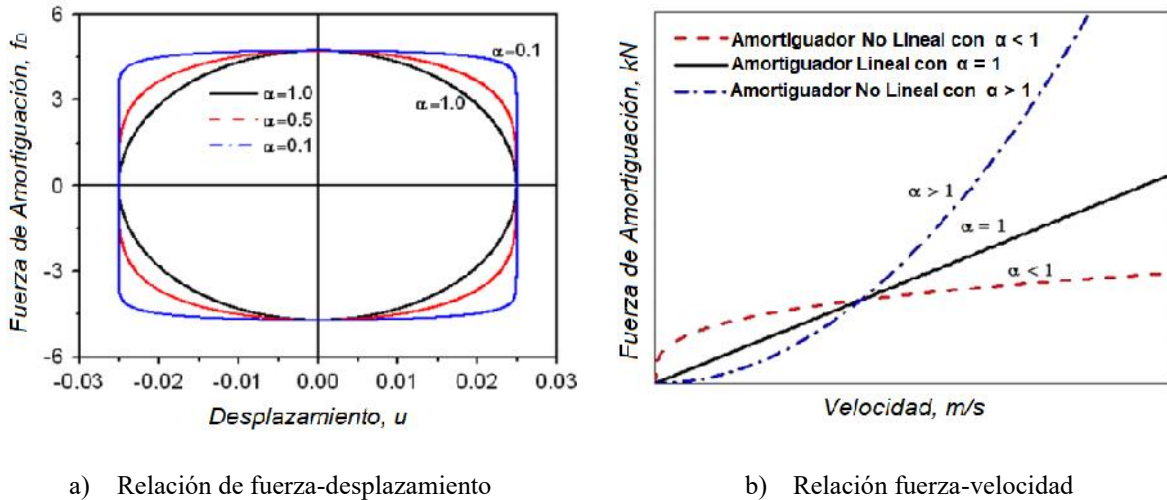


Figura 3-9. Diagramas fuerza-desplazamiento y fuerza-velocidad (Constantinou et al, 1992)

Los diagramas de fuerza-desplazamiento y fuerza-velocidad para la ley de potencia en la ecuación (3.7) con una excitación sinusoidal $u = u_0 \sin t$ para diferentes valores de α se muestran en la Figura 3-9 (a) y (b) respectivamente. En la Figura 3-9 (a), el ciclo de histéresis para el amortiguador viscoso de fluido lineal ($\alpha = 1$) tiene una forma elíptica. Para el exponente del amortiguador ($\alpha = 0$), es decir, para un amortiguador de fricción pura, el ciclo de histéresis es rectangular. El ciclo de histéresis para el amortiguador viscoso de fluido no lineal con $\alpha < 1$, se ubica entre el ciclo elíptico y el rectangular. Se puede interpretar a partir de estos ciclos que los amortiguadores no lineales con exponente de velocidad menor que 1 son más efectivos que los amortiguadores lineales, ya que disipan más energía. La Figura 3-9 (b) muestra que, para ciertos valores de velocidad, el amortiguador lineal experimenta fuerzas más grandes en comparación con el no lineal. A medida que aumenta la velocidad, la fuerza de amortiguamiento en un amortiguador viscoso no lineal aumenta a una velocidad menor, protegiendo así al dispositivo de una fuerza de amortiguamiento excesiva.

3.4.1. Metodología de diseño

Se presenta el procedimiento para el diseño de amortiguadores viscosos lineales, ya que, a partir de éste, se pueden diseñar los amortiguadores viscosos no lineales.

1. Determinar las propiedades mecánicas y dinámicas de la estructura sin dispositivos viscosos (las masas m_i , los pesos de cada entrepiso w_i , los periodos T_m y las formas modales Z_{i_i} de la estructura),
2. Establecer el porcentaje de amortiguamiento crítico que aportarán los dispositivos viscosos ξ_1 . En este paso, usualmente se construye un espectro de desplazamiento de diseño de acuerdo con una demanda sísmica para un sistema equivalente de un grado de libertad elástico. Se selecciona el desplazamiento objetivo (d_m) y se busca un amortiguamiento en el que, en base al periodo fundamental, cumpla con ese objetivo.
3. Se calculan los pesos modales (o cargas gravitacionales modales efectivas, W_m y los factores de participación modal C_m), mediante las siguientes ecuaciones:

$$W_m = \frac{(\sum_{i=1}^N w_i * Z_{i_i})^2}{\sum_{i=1}^N w_i * Z_{i_i}^2} \quad (3.9)$$

$$C_m = \frac{\sum_{i=1}^N w_i * Z_{i_i}}{\sum_{i=1}^N w_i * Z_{i_i}^2} \quad (3.10)$$

donde w_i es el peso correspondiente al i -ésimo nivel; Z_{i_i} es la forma modal correspondiente al i -ésimo nivel y al modo m ; W_m es el peso modal (o carga gravitacional modal efectiva) correspondiente al modo m ; C_m el factor de participación modal correspondiente al modo m ; N es el número de pisos.

Para cada nivel (i) se supone un valor de la constante de amortiguamiento (\bar{C}_i). Con el valor de \bar{C}_i se calcula la relación de porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso, empleando la siguiente ecuación propuesta por el ASCE 41-17:

$$\xi_v = \left(\frac{T_m}{4\pi}\right) \frac{\sum_{i=1}^N \bar{C}_i \cos^2 \theta_i Z_{ri}^2}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) Z_{i_i}^2} \quad (3.11)$$

donde ξ_v es la relación de porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico correspondiente al modo

m ; $Z_{r,i}$ es la forma modal relativa (r) correspondiente al i -ésimo entrepiso y al modo m ; θ_i es el ángulo de inclinación del dispositivo disipador correspondiente al i -ésimo piso; \bar{C}_i es la constante de amortiguamiento correspondiente al i -ésimo piso; T_m es el periodo de vibración correspondiente al modo de vibración m .

En el procedimiento para el diseño de dispositivos viscosos no lineales se contemplan los pasos hechos en los dispositivos viscosos lineales

1. Conocer la constante de amortiguamiento correspondiente al i -ésimo nivel (\bar{C}_i) para los dispositivos lineales.
2. El valor de la constante C_α en un dispositivo no-lineal permite disipar la misma cantidad de energía por ciclo que un dispositivo viscoso lineal, sólo que este último puede inducir fuerzas excesivas en las diagonales que los soportan (Lin & Chopra, 2002). Por ello se debe determinar C_α de la siguiente manera:

$$C_\alpha = C \frac{(\omega X_o)^{1-\alpha}}{\beta_\alpha} \quad (3.12)$$

para

$$\beta_\alpha = \frac{2^{2+\alpha} \Gamma^2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\pi \Gamma(2 + \alpha)} \quad (3.13)$$

donde: C_α es la constante de amortiguamiento para dispositivos no lineales; β_α es el factor correctivo adimensional; ω es la frecuencia fundamental de vibración de la estructura original (sin dispositivos viscosos); X_o es el desplazamiento límite en los dispositivos asociado a pisos de desempeño; α para edificios, está entre de 0.3 y 0.5; Γ es la generalización de factorial.

3.5. CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO

El contraventeo restringido al pandeo, CRP, es un tipo de contraventeo concéntrico, que proporciona la disipación de energía por ductilidad. La diferencia entre un refuerzo de acero fabricado típico y el CRP es la simetría de la respuesta. Un CRP está especialmente diseñado para evitar el pandeo durante el ciclo de compresión. Esto proporciona como resultado un comportamiento altamente dúctil tanto en la tensión como en la compresión.

La rigidez de un CRP es menor que la de un contraventeo concéntrico convencional, ya que la resistencia del CRP está directamente relacionada con la resistencia a tensión, mientras que en un contraventeo convencional, el área generalmente debe aumentarse para obtener la capacidad requerida de compresión (Marshall, 2014).

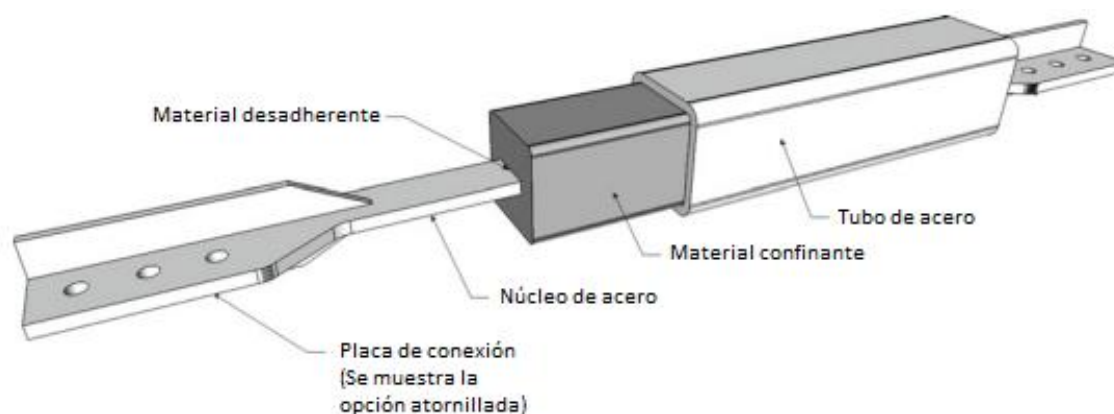


Figura 3-10. Ejemplo de CRP

La filosofía básica del CRP es que el elemento de acero del núcleo tiene una sección transversal diseñada para resistir tensión y compresión. Para que esto ocurra, se debe proporcionar suficiente rigidez a la flexión para que la carga de pandeo general del dispositivo compuesto sea mayor que la resistencia máxima del núcleo de acero (Marshall, 2014). Esto se logra mediante el uso de un tubo de acero que generalmente su sección transversal es cuadrada o circular. El acero del núcleo es cubierto con una pasta de mortero para llenar el espacio, lo que permite que el tubo de acero proporcione la resistencia a la flexión necesaria para sujetar el núcleo. No es deseable que una carga

axial pase por el mortero o el tubo exterior de acero. Esto se logra proporcionando un material desadherente entre el mortero y el núcleo de acero.

La Figura 3-11, muestra las diferentes regiones que tiene un CRP, compuesta por la región de conexión, de transición y del núcleo. La rigidez a la flexión de la región de transición y la región de conexión es importante ya que debe ser suficiente para sostener la resistencia axial del núcleo.

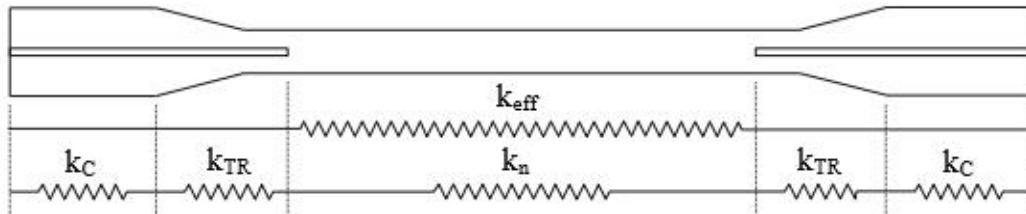


Figura 3-11. Regiones con distintas rigideces de un CRP

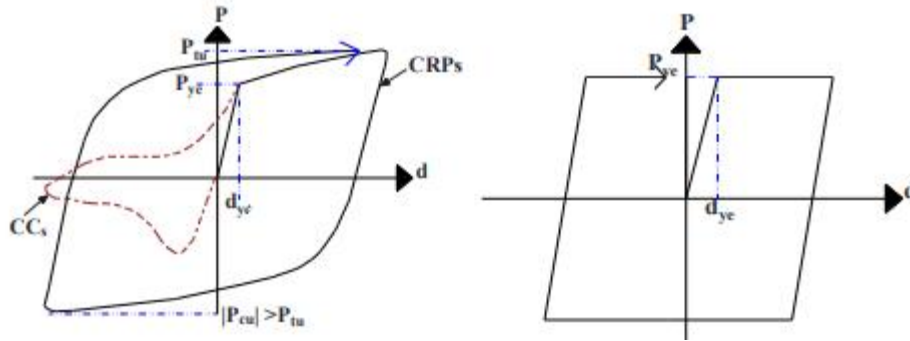
La ecuación para la rigidez elástica equivalente del CRP, se basa en una combinación de resortes en serie que representan la rigidez axial de cada segmento.

$$k_e = \frac{1}{\frac{1}{k_n} + \frac{2}{k_T} + \frac{2}{k_C}} \quad (3.14)$$

La rigidez axial de cada elemento se calcula como:

$$k_i = \frac{A_i E}{L_i} \quad (3.15)$$

El comportamiento histerético representativo general de un CRP se muestra en la Figura 3.12. El CRP tiene ciclos de histéresis completos tanto en tensión como en compresión, incluido el endurecimiento por deformación.



a) CRP vs. Contraventeos convencionales

b) Modelo idealizado

Figura 3-12. Comportamiento histerético de los CRP (adaptada de Guerrero et al, 2016)

Existe un pequeño aumento en la resistencia en el lado de la compresión, que suele ser un 10% mayor que la resistencia a la tensión del refuerzo (Marshall J.D., 2015). Esto se debe a la fricción entre el núcleo y el mortero.

3.5.1. Metodología de diseño

Existen varias metodologías para el diseño de estructuras equipadas con CRP. Para este trabajo se utilizó la propuesta por Guerrero (2016). En esta, el diseñador decide el porcentaje de participación de los CRP en la resistencia lateral de la estructura, evaluando la estructura como un sistema dual equivalente de un grado de libertad (1GDL), como se muestra en la Figura 3-13. El sistema se compone por dos subestructuras independientes. Estructura primaria, compuesta por marcos con conexiones rígidas (Figura 3-13b), y estructura secundaria, compuesta por marcos con CRP con conexiones articuladas (Figura 3-13c).

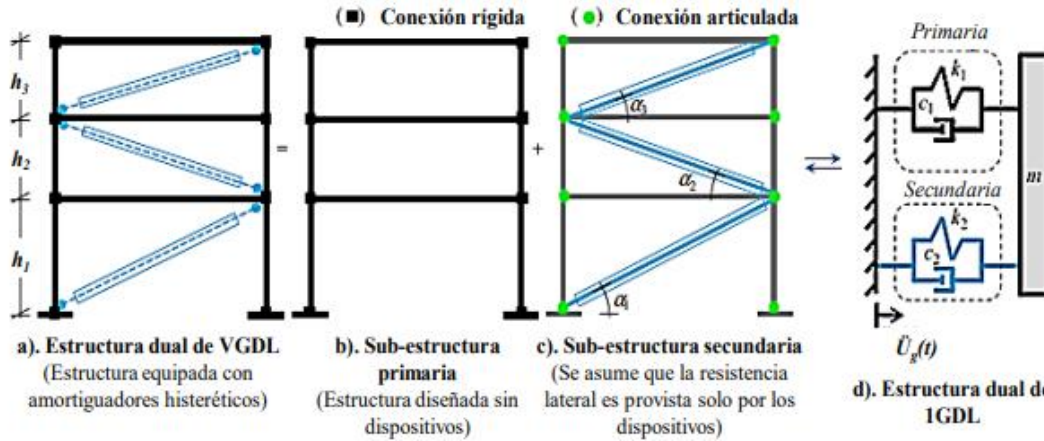


Figura 3-13. Estructura de VGDL equipada con CRP representado por un oscilador dual equivalente de 1GDL (Guerrero, 2016)

En la metodología, se debe determinar si los desplazamientos de la estructura en un sistema equivalente de 1GDL cumplen con las distorsiones máximas de entrepiso para el nivel de desempeño objetivo (Figura 3-14).

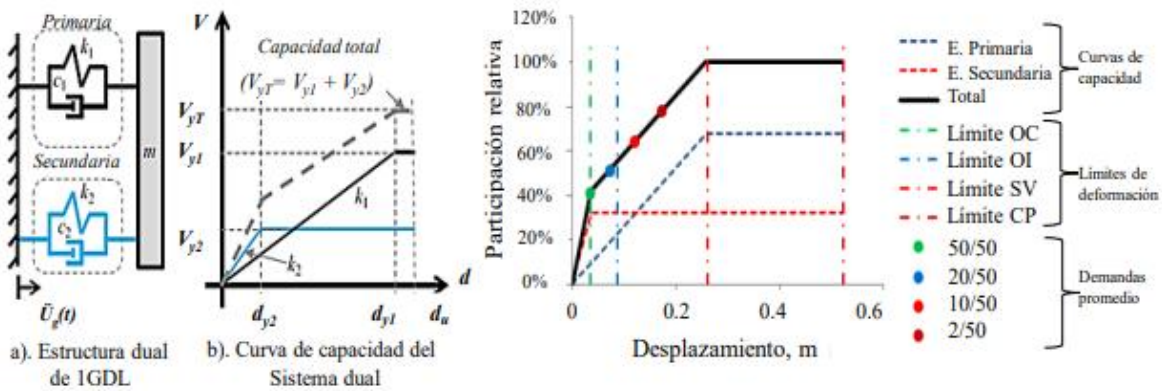


Figura 3-14. Curva de comportamiento del sistema dual (Guerrero, 2016)

En la Figura 3-14, se puede notar, que se busca que los dispositivos fluyan mucho antes de que fluya la estructura.

CAPÍTULO 4

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. RESUMEN

Se presentan y comparan los resultados de análisis dinámicos paso a paso de un modelo estructural convencional de un edificio de hospital de nueve pisos ubicado en la ciudad de Puebla y del mismo modelo, pero equipado con aisladores de base de péndulo de fricción, amortiguadores viscosos no lineales y contraventeos restringidos al pandeo. El objetivo general de los análisis es estudiar críticamente, cómo influye el uso de estos sistemas de protección sísmica en el comportamiento de las estructuras estudiadas, y comparar su desempeño sísmico.

4.2. SITIO Y DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

4.2.1. Descripción de sitio

El sitio del edificio de estudio se encuentra en la ciudad de Puebla, Pue. Ésta se localiza en la provincia fisiográfica del Eje Neovolcánico (Raisz, E., 1964), como se indica en la Figura 4-1.



Figura 4-1. Provincias Fisiográficas de la República Mexicana (Raisz, 1964)

La ciudad de Puebla se ve afectada por sismos que provienen de mecanismos por fallas locales, por fallas normales y por subducción. Las dos primeras generalmente se asocian a sismos con distancias focales cortas (< 170 km), y la última a sismos originados en la costa del Pacífico con distancias focales intermedias y largas.

Los sismos que han provocado más daño en la ciudad de Puebla corresponden a mecanismos con distancias epicentrales cortas. Algunos de estos eventos son los siguientes: 3 de octubre de 1864 ($M_s = 7.0$), en Puebla, 19 de julio de 1882 ($M_s = 7.5$), en Oaxaca, 28 de agosto de 1973 ($M_s = 6.8$), al este de Puebla, 24 de octubre de 1980 ($M_s = 6.4$), en el sur de Puebla y 19 de septiembre de 2017 ($M_s = 7.1$), en Morelos.

4.2.2. Espectros de respuesta

Para representar los niveles de sismo de servicio (SS), sismo de diseño (SD) y sismo máximo considerado (SMC), se definen tres intensidades del suelo representadas por espectros de respuesta de aceleración elástico, con un periodo de retorno de 43 años, 475 años y 2475 años, respectivamente.

Aproximadamente el nivel del sismo de servicio equivale a una probabilidad de excedencia del 50% en 30 años, para el sismo de diseño la probabilidad de excedencia representa aproximadamente 10% en 50 años, mientras que, para el sismo máximo considerado, la probabilidad disminuye al 2% en 50 años. Para la determinación de los espectros en la ubicación dada se hace uso del programa computacional denominado PRODISIS (Programa de Diseño Sísmico) que proporciona el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (MDOC, 2015).

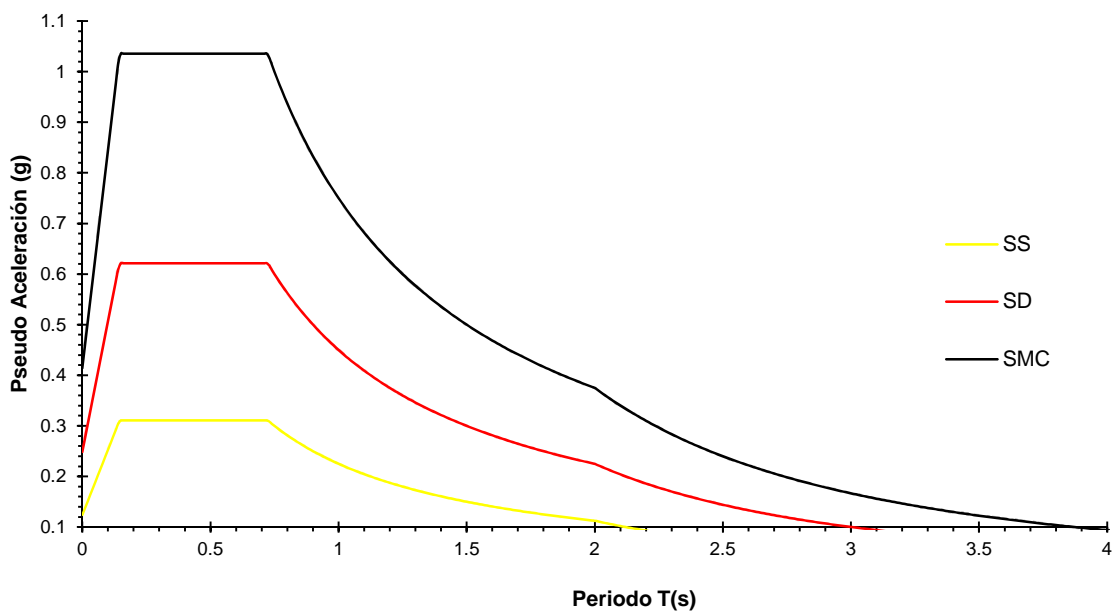


Figura 4-2. Espectros de pseudo aceleración

4.2.3. Acelerogramas

Para el análisis no lineal paso a paso, se utilizaron 12 parejas de acelerogramas escalados a las diferentes intensidades mencionadas anteriormente. Para esto, se seleccionaron acelerogramas apropiados a partir de registros de eventos que tengan magnitudes, distancias de fallas y mecanismos fuente que sean consistentes con los que controlan el sismo máximo considerado (Gcr, 2011).

Tabla 4-1. Acelerogramas utilizados para análisis de estructura

| Pareja de Acelerogramas | Nombre del evento | Fecha | Estación | Magnitud | Factor de escala |
|--------------------------------|--------------------------|--------------|--|-----------------|-------------------------|
| 1 | "Victoria_ Mexico" | 09/06/1980 | "Cerro Prieto" | 6.1 | 1.7 |
| 2 | "Morgan Hill" | 24/04/1984 | "Coyote Lake Dam - Southwest Abutment" | 6.1 | 1 |
| 3 | "Chalfant Valley-02" | 21/07/1986 | "Zack Brothers Ranch" | 6.2 | 1 |
| 4 | "San Salvador" | 10/10/1986 | "Geotech Investig Center" | 5.7 | 1.2 |
| 5 | "Tehuacán" | 15/06/1999 | "CIUDAD SERDAN" | 6.5 | 2.1 |
| 6 | "Imperial Valley-06" | 15/10/1979 | "Aeropuerto Mexicali" | 6.5 | 1.85 |
| 7 | "Landers" | 28/06/1992 | "Coolwater" | 7.3 | 1.75 |
| 8 | "Kobe_ Japan" | 16/01/1995 | "Takarazuka" | 6.9 | 1 |
| 9 | "Chi-Chi_ Taiwan-04" | 20/09/1999 | "CHY074" | 7.7 | 1.75 |
| 10 | "L'Aquila_ Italy" | 06/04/2009 | "L'Aquila - V. Aterno - Centro Valle" | 6.3 | 1.5 |
| 11 | "Darfield_ New Zealand" | 03/09/2010 | "GDLC" | 7.1 | 1 |
| 12 | "Puebla" | 19/09/2017 | "SAN ALEJANDRO, PUEBLA" | 7.1 | 2.1 |

Para cada pareja de acelerogramas, se construyó una raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus iniciales en inglés) tomando el SRSS del espectro de respuesta amortiguado del 5 % para los componentes escalados (se aplica un factor de escala idéntico a ambos componentes por pareja). Cada par de movimientos se escaló de tal manera que durante un periodo entre $0.2 T$ y $1.5 T$, siendo T el periodo fundamental de vibración de la estructura, el promedio de los espectros SRSS de todos los pares de componentes horizontales no esté por debajo de 1.3 veces la ordenada correspondiente del espectro de respuesta objetivo en más del 10 %. En la Figura 4-3, se muestran las 12 parejas escaladas para el sismo de diseño.

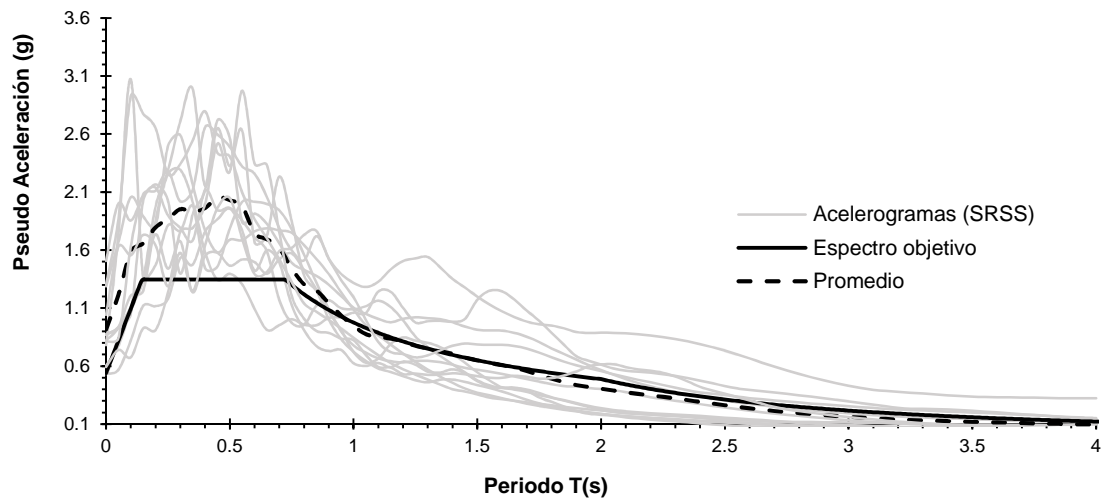


Figura 4-3. Acelerogramas escalados para análisis de estructura

4.2.4. Descripción de la estructura

Los análisis numéricos se llevaron a cabo en una estructura hipotética representativa de un hospital en la ciudad de Puebla.

4.2.4.1. Geometría

La estructura tiene dimensiones en planta de 28.8 m por 43.2 m. La altura de entrepiso es de 4.5 m en el piso inferior y 4.2 m en los demás pisos. La estructura consta de marcos rígidos de acero estructural. Los entrepisos y la azotea son losas tipo “losacero” soportados por dichos marcos rígidos en una cuadrícula de 7.2 m por 7.2 m. La Figura 4-4, ilustra vistas en planta y en perspectiva.

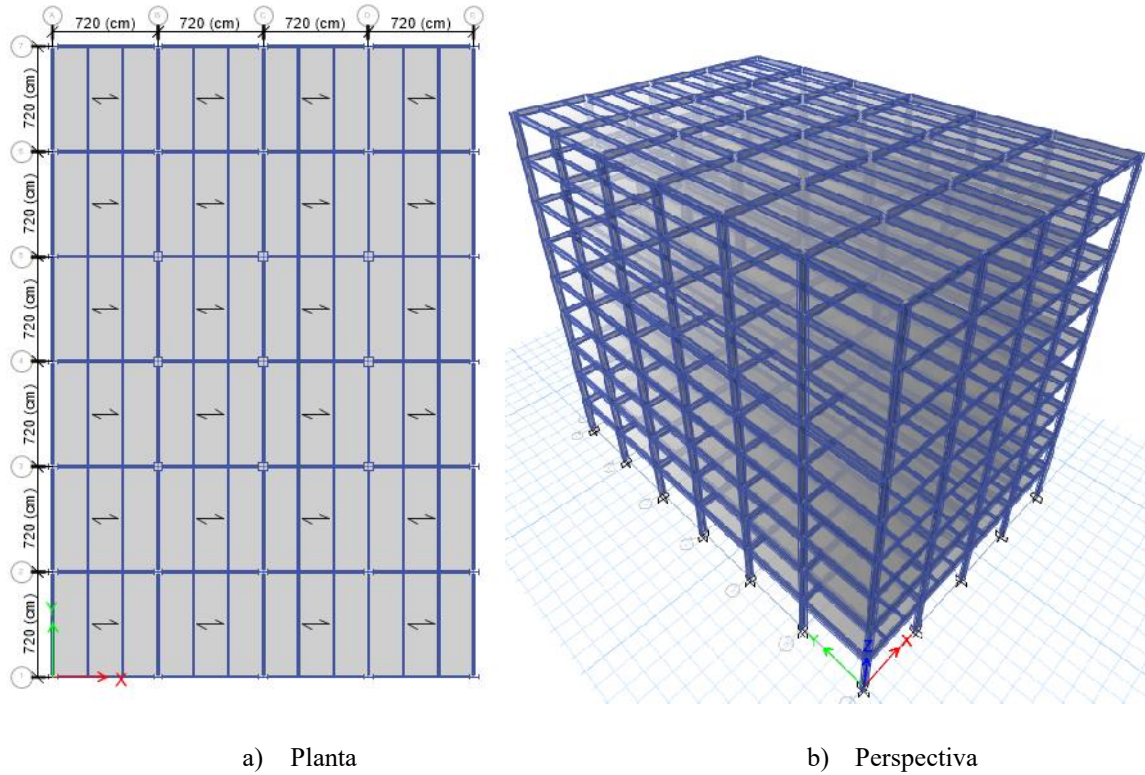


Figura 4-4. Modelo de la estructura

4.2.4.2. Materiales

Concreto estructural

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 221,359 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

Acero estructural A992 grado 50, para perfiles tipo W

$$f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2 \text{ (345 MPa)}$$

$$f_u = 4570 \text{ kg/cm}^2 \text{ (450 MPa)}$$

Acero estructural ASTM A500 grado 46, para tubos HSS

$$f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (320 MPa)}$$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (405 MPa)}$$

Acero estructural ASTM A36 para diseño de CRP

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (250 MPa)}$$

$$f_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (400 MPa)}$$

4.2.4.3. Cargas

La carga muerta se dividió en dos partes. La correspondiente al peso propio de los elementos estructurales que se determinó en función del volumen de dichos elementos y el peso volumétrico del concreto reforzado de 2.4 t/m^3 , y la carga muerta adicional que se muestra en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2. Carga muerta adicional

| Tipo de carga | Entrepiso (kg/m²) | Cubierta (kg/m²) |
|-------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| Relleno para pendiente | 0 | 100 |
| Mortero + enladrillado | 0 | 90 |
| Piso terminado | 100 | 0 |
| Impermeabilizante | 0 | 20 |
| Plafond e instalaciones | 40 | 40 |
| Densidad de muros | 120 | 0 |
| Cancelería | 60 | 0 |
| Sobrecarga | 40 | 40 |
| Total | 360 | 290 |

Considerando que el edificio es de uso de hospital, la carga viva correspondiente, tomada de las NTC-CADE (2017), se muestra en la Tabla 4-3.

Tabla 4-3. Carga viva

| Tipo de carga | Entrepiso (kg/m²) | Cubierta (kg/m²) |
|-----------------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| Carga Viva | 250 | 100 |
| Carga Viva Accidental | 180 | 70 |

4.3. TIPO DE EVALUACIÓN Y OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

La evaluación basada en intensidad se realizó con el desempeño del edificio expresado en términos de costos de reparación como un porcentaje del costo total de reemplazo, tiempo de reparación y en número de lesionados o decesos (damnificados). Estos se estimaron con el programa PACT, el que requiere de ciertos datos de entrada, como el valor total del edificio (costo total de reemplazo), los componentes estructurales y no estructurales del edificio, la respuesta estructural para cada intensidad sísmica, utilizando parámetros como las distorsiones y aceleraciones de entrepiso, entre otros datos necesarios para el cálculo realista de las pérdidas económicas en la vida útil del edificio. El proceso se resume en la Figura 4-5.

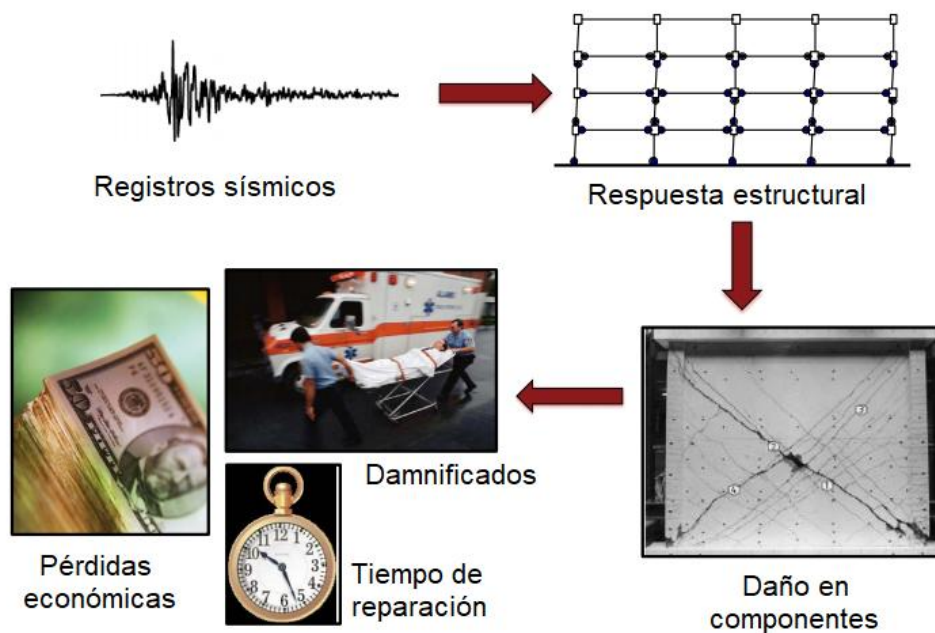


Figura 4-5. Proceso de evaluación del desempeño estructural

4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.4.1. Diseño de la estructura convencional

Para el análisis y diseño de la estructura convencional se utilizó el programa ETABS (ETABS, 2018). El diseño de la estructura convencional se realizó con un análisis sísmico modal espectral utilizando el espectro de diseño generado en el programa computacional PRODISIS (Programa de Diseño Sísmico) que proporciona el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (MDOC, 2015). Considerando que para el presente proyecto se tienen estructuras del grupo A, los espectros de diseño se evalúan para estructuras del grupo B y se propone usar el factor de importancia de 1.5. El espectro de diseño modificado, servicio y elástico se presenta en la Figura 4-6.

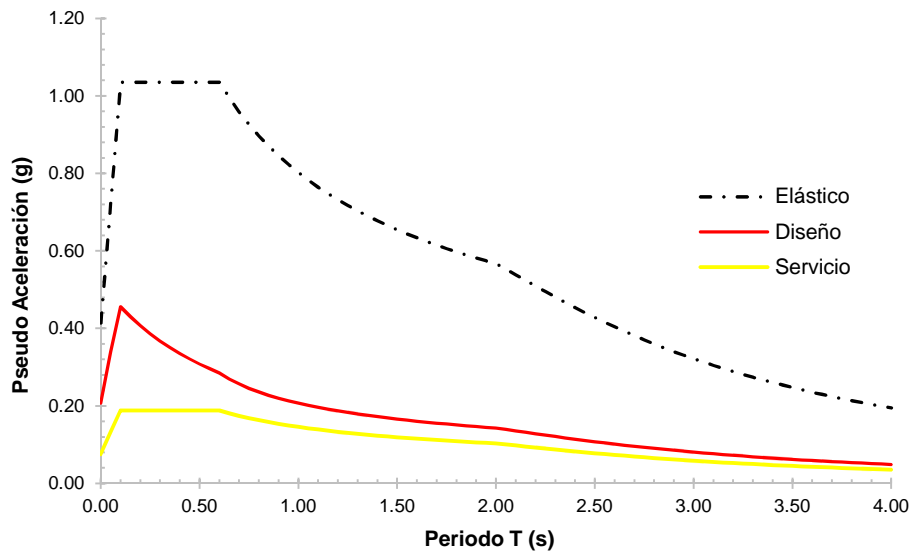


Figura 4-6. Espectros de pseudo aceleración para diseño sísmico

La estructuración del edificio es a base de marcos de acero y contraventeos concéntricos de ductilidad baja ($Q=2$). El dimensionamiento de los elementos estructurales se basa en las combinaciones de diseño establecidas por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2017).

Una vez diseñados los elementos, se procedió con el análisis no lineal paso a paso con las 12 parejas de acelerogramas escaladas a las tres diferentes intensidades (sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo considerado), y se revisó que cumpla con los objetivos de desempeño del Capítulo 1.

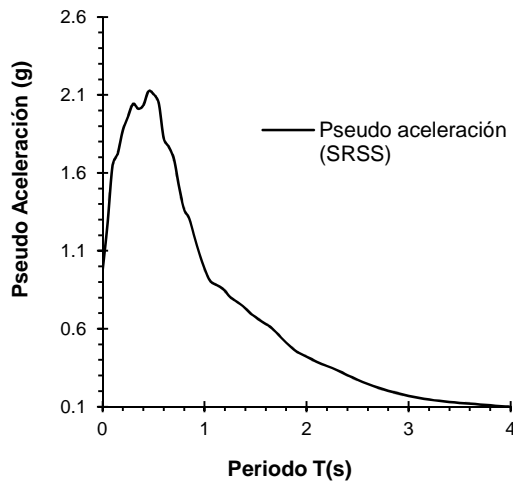
Las propiedades dinámicas de la estructura, calculadas con el programa de análisis ETABS, suponiendo una base rígida, se presentan en la Tabla 4-4.

Tabla 4-4. Propiedades dinámicas para estructura con diseño convencional

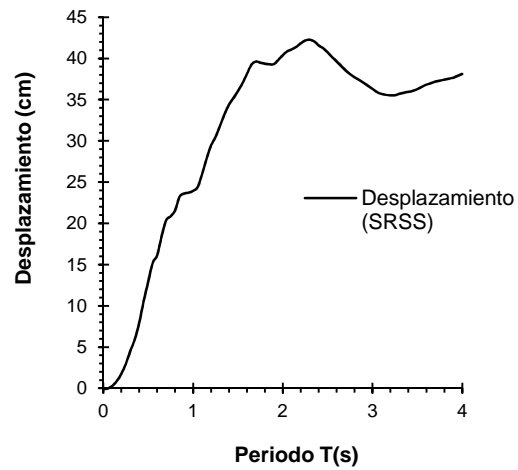
| Modelo | Componente | Periodo (s) | Frecuencia (Hz) |
|---------------|-------------------|--------------------|------------------------|
| Convencional | Longitudinal | 0.77 | 1.30 |
| | Transversal | 0.80 | 1.25 |
| | Torsión | 0.48 | 2.10 |

4.4.2. Diseño de aisladores de péndulo de fricción

Para el diseño de los aisladores de péndulo de fricción primero se debe determinar el periodo objetivo deseado en la estructura. Para ello, se utilizaron los espectros de respuesta de los 12 acelerogramas escalados para el sismo máximo considerado, utilizando el promedio de los SRSS para cada pareja de acelerogramas del espectro de respuesta amortiguado del 5 %, la Figura 4-7 muestra los espectros de pseudo aceleraciones y desplazamientos para dichos registros.



a) Espectros de pseudo aceleración



b) Espectros de desplazamiento

Figura 4-7. Espectros de respuesta promedio para SRSS de 12 acelerogramas

En estas figuras, se observa que, al llevar a la estructura a un periodo mayor de 3 s, el coeficiente sísmico disminuye a aproximadamente a 0.1. Mientras que los desplazamientos también disminuyen considerando que el pico de desplazamientos está en estructuras con periodos de vibración alrededor de 2.4 s. Considerando que la estructura con base rígida utilizando estas consideraciones, tiene un periodo fundamental de vibración de 1.1 s, se intentó llevarla a un periodo de 3.5 s. Normalmente se busca que el periodo de vibración sea 3 veces mayor al periodo elástico de base fija.

Las bases del diseño son:

-) Sistema estructural: marcos de acero con contraventeos concéntricos.
-) Factor de modificación de respuesta para el diseño de la superestructura, $Q=1$ (aislado).
-) Irregularidad en planta (de la superestructura): Ninguna.
-) Irregularidad vertical (de superestructura): Ninguna.
-) Procedimiento de respuesta lateral: Análisis dinámico no lineal.
-) Factor de redundancia: $= 1.0$ (aislado).

El diseño preliminar del sistema de aislamiento comienza con la determinación de sus propiedades. El desplazamiento máximo del sismo es una función del sismo máximo considerado, el periodo efectivo (y el amortiguamiento efectiva) de la estructura aislada. Este proceso es necesariamente iterativo, ya que el periodo efectivo (y el amortiguamiento efectivo), depende de la amplitud. El periodo de vibración efectivo se estima para que sea aproximadamente $T_D = 3.5$ s, con un desplazamiento de diseño de $D_D = 0.815$ m, calculadas usando la ecuación (3.1) de la siguiente manera:

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D} = \left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) \frac{0.75 * 3.5}{0.8} = 0.815m$$

El valor 0.8 del coeficiente de amortiguamiento, B_D , es para un amortiguamiento efectivo del 2 %.

El desplazamiento total máximo (es decir, en las esquinas del edificio), donde se incluye el desplazamiento adicional causado por la torsión real y accidental, D_{TM} , se calculó como:

$$D_T = D_D \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2}\right) \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] = 0.815 \left[1 + \left(\frac{21.6}{1.75^2}\right) \frac{12(2.16)}{28.8^2 + 43.2^2} \right] = 0.870m$$

Ya que se utilizan contraventeos convencionales en la estructura principal, el desplazamiento total máximo (D_{TM}), se debe incrementar por un factor de 1,2 por lo que $D_{TM} = 1.05$ m.

La rigidez efectiva mínima y máxima, se calculó como:

$$k_D = \left(\frac{4\pi^2}{g}\right) \frac{W}{T_D^2} = \left(\frac{4\pi^2}{9.81}\right) \frac{11,845.50}{3.5^2} = 3891.42 \text{ t/m}$$

$$k_D = 1.2(k_D) = 1.2(3916.5) = 4669.70 \text{ t/m}$$

Para el diseño de estos aisladores para la ciudad de Puebla, se estableció un coeficiente de fricción de 0.08 aproximado por la ecuación (3.2), propuesta por Constantinou et al (2011).

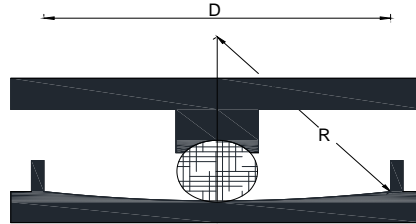


Figura 4-8. Propiedades de los aisladores

La Figura 4-8, muestra las propiedades geométricas necesarias para el cálculo de las propiedades de los aisladores que se introducen en el análisis dinámico. Dichas propiedades se resumen en la Tabla 4-5.

Table 4-5. Propiedades de los aisladores

| Aisladores | μ | D (m) | R (m) | k_{Dmin} (t/m) |
|---------------------|-------|-------|-------|------------------|
| Péndulo de fricción | 0.08 | 1.05 | 3.96 | 111* |

* valor unitario por ser 35 aisladores

Con estas propiedades se determinó una rigidez efectiva y un periodo efectivo con las ecuaciones (3.6) y (3.7), respectivamente. En este caso, se diseñó un solo aislador para toda la estructura ya que el diámetro sólo depende del desplazamiento máximo y no de la carga vertical. Sustituyendo los datos propuestos se obtienen los siguientes resultados:

$$k_e = \frac{11,845.50}{35 \text{ c}_t} \left(\frac{1}{3.96} + \frac{0.08}{1.05} \right) = 111.25 \text{ t}_t / \text{m}$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{1}{9.81 \left(\frac{1}{3.96} + \frac{0.08}{1.05} \right)}} = 3.50 \text{ s}$$

4.4.3. Diseño de los amortiguadores viscosos no lineales

El diseño preliminar de los amortiguadores se basa en obtener el amortiguamiento efectivo, para el periodo de vibración de la estructura, donde se controlen los desplazamientos máximos con base en el desempeño objetivo. Esto pudiera ser iterativo hasta encontrar la solución final. Para obtener el amortiguamiento objetivo, se generaron espectros de desplazamientos con diferentes valores de amortiguamiento con el promedio de los SRSS de las 12 parejas de acelerogramas. Para evitar daño estructural, se eligió el amortiguamiento que generó una magnitud de desplazamiento, que permitió que la estructura se mantuviera en el intervalo elástico.

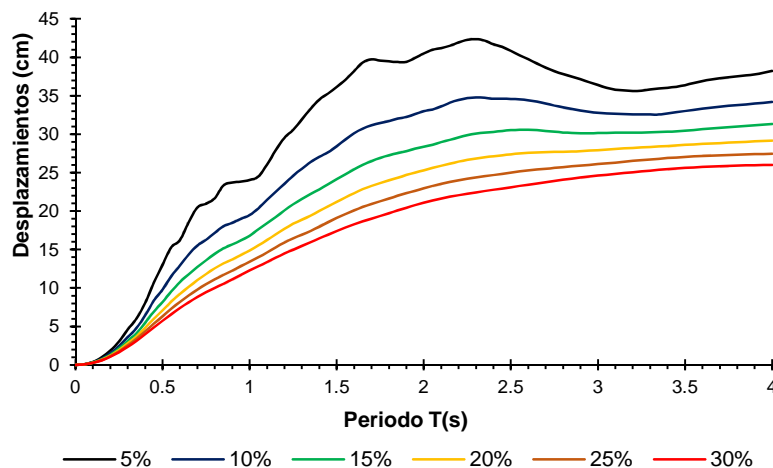


Figura 4-9. Espectro promedio de desplazamientos con diferentes amortiguamientos

Considerando que los elementos estructurales no se esfuercen arriba del 60% de su capacidad, la estructura se diseñó sin amortiguadores, únicamente con cargas gravitacionales. El periodo de vibración resultante para este diseño fue de 2.67 s en el sentido longitudinal y 2.70 s en el transversal.

Para este caso, se consideró 30% como amortiguamiento objetivo con el fin de cumplir con las distorsiones que recomienda VISION 2000 para los pisos de desempeño del sismo de servicio, diseño y máximo considerado. Una vez establecido el amortiguamiento objetivo, se utilizó la ecuación (3.11) iterando el valor del amortiguamiento C_j hasta obtener el amortiguamiento total buscado.

Partiendo del amortiguador viscoso lineal, C_j se utilizó para convertirlo en un amortiguador equivalente en el diseño de los amortiguadores no lineales, determinado por la ecuación (3.12).

En la Tabla 4-6, se resumen los parámetros que se utilizaron para el diseño de los amortiguadores viscosos no lineales.

Tabla 4-6. Parámetros de los amortiguadores viscosos no lineales

| Tipo de dispositivo | Nivel | C_i (ton(s/m)) (lineales) | ω (rad/s) | X_o (m) | β_α | C_α (ton(s/m)) (no lineales) |
|---------------------|-------|--------------------------------|------------------|-----------|----------------|--|
| 1 | 1-3 | 2458.22 | 2.33 | 0.038 | 1.14 | 504.30 |
| 2 | 4-6 | 1638.82 | 2.33 | 0.036 | 1.14 | 322.57 |
| 3 | 7-9 | 819.41 | 2.33 | 0.036 | 1.14 | 161.28 |

Al tener prácticamente el mismo periodo de vibración en ambos sentidos, se utilizaron las mismas propiedades de los amortiguadores viscosos no lineales y la misma distribución en la altura.

4.4.4. Diseño de los contraventeos restringidos al pandeo

Para el diseño de la estructura con CRP, al igual que las anteriores, se buscó que las distorsiones máximas fuesen menores que los límites planteados en el Capítulo 1 para los niveles de desempeño con las diferentes intensidades sísmicas. Para lograrlo, se determinó que con el 60% de participación de la fuerza sísmica en los CRP se llegaba al objetivo, como se muestra en la Figura 4-10.

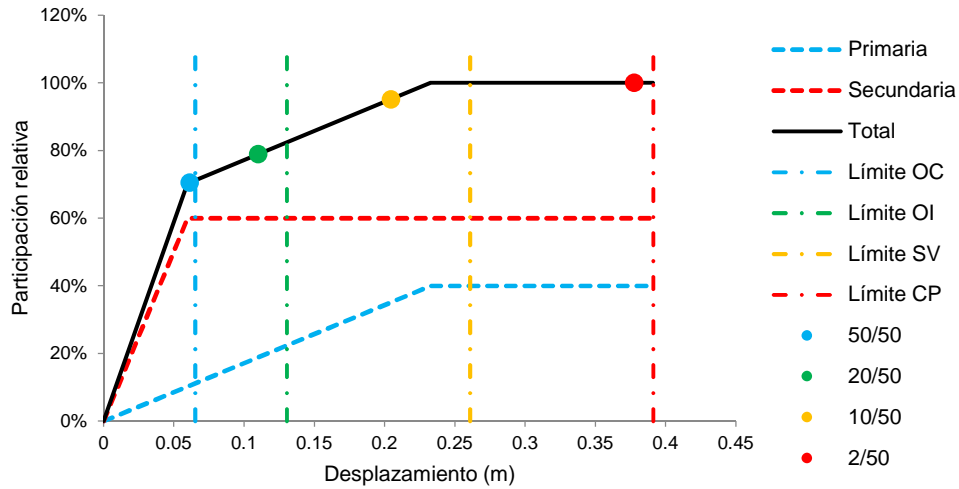


Figura 4-10. Curva de capacidad, comportamiento dual (adaptada de Guerrero, 2016)

El punto de fluencia de los CRP, se determinó de manera que fluyeran antes que la estructura primaria (Figura 4-10). Para esto, se llevó a cabo la metodología propuesta por Guerrero (2016). En la Tabla 4-7 se muestran las características principales de los CRP diseñados.

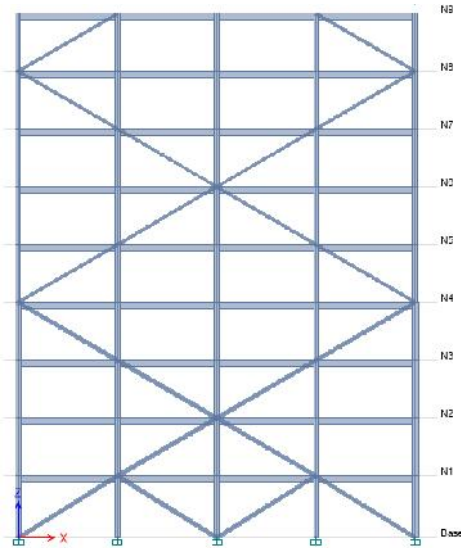
Tabla 4-7. Características de los CRP utilizados

| Tipo de disipador | Nivel | Rigidez (t/m) | Carga fluencia (t) | fk | Área del CRP (cm ²) |
|-------------------|-------|---------------|--------------------|------|---------------------------------|
| 1 | 1-3 | 44,217.60 | 406.5 | 1.27 | 145 |
| 2 | 4-6 | 31,062.39 | 280.33 | 1.26 | 100 |
| 3 | 7-9 | 15,531.19 | 140.16 | 1.26 | 50 |

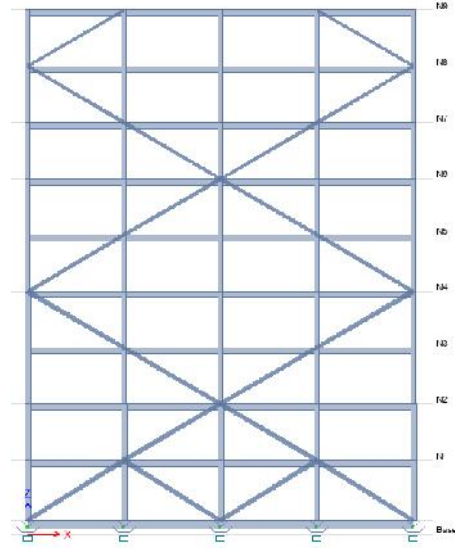
Al tener prácticamente el mismo periodo de vibración en ambos sentidos, se utilizan las mismas propiedades de los CRP y la misma distribución en la altura.

4.5. CASOS DE ESTUDIO

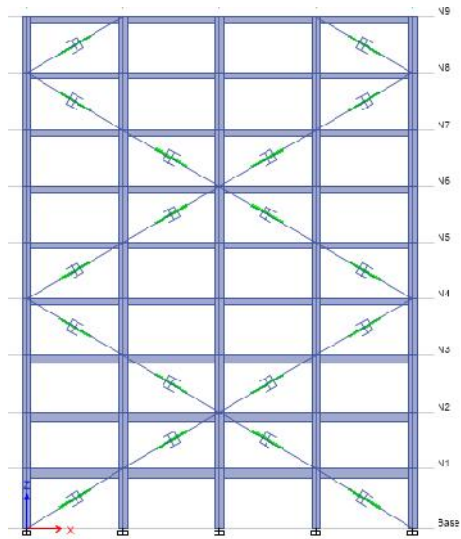
Se revisaron los cuatro casos de estudio: Caso 1) a base de marcos rígidos y contraventeos concéntricos, Caso 2) a base de marcos rígidos y contraventeos concéntricos equipado con aisladores sísmicos; Caso 3) a base de marcos rígidos equipado con amortiguadores viscosos no lineales y; Caso 4) a base de marcos rígidos equipado con CRP. Los cuatro casos se muestran en la Figura 4-11.



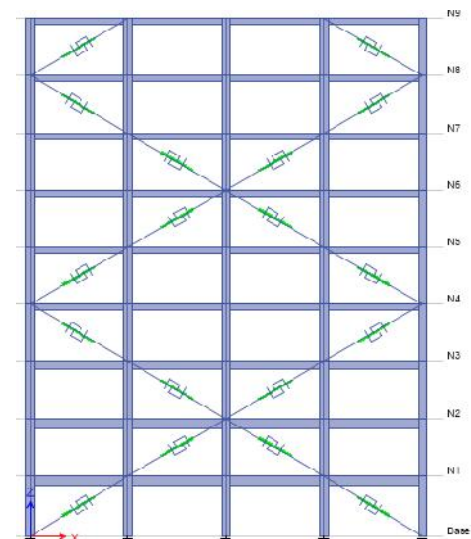
a) Caso 1, $T_L = 0.77$ s, $T_T = 0.80$ s



b) Caso 2, $T_L = 3.57$ s, $T_T = 3.60$ s



c) Caso 3, $T_L = 2.67$ s, $T_T = 2.70$ s



d) Caso 4, $T_L = 0.92$ s, $T_T = 0.95$ s

Figura 4-11. Casos de estudio en el edificio

4.6. RESULTADOS

Para cada caso se muestran los resultados del diseño estructural y del análisis no lineal paso a paso. Estos son utilizados para determinar el desempeño de la estructura al aplicar la metodología del FEMA P58 (FEMA, 2018). El cortante máximo por entrepiso no es parámetro para calcular el desempeño, sin embargo, se muestra para hacer hincapié en la reducción de fuerzas transmitidas a la cimentación, la cual también presentaría ahorros en material.

4.6.1. Ahorro estructural

En la Figura 4-12, se muestra el material utilizado en los sistemas de protección sísmica y de la estructura con diseño convencional. Se puede observar un 18% menos material (acero) para la construcción de la estructura con aisladores y un 24% para la construcción de la estructura con amortiguadores viscosos y CRP.

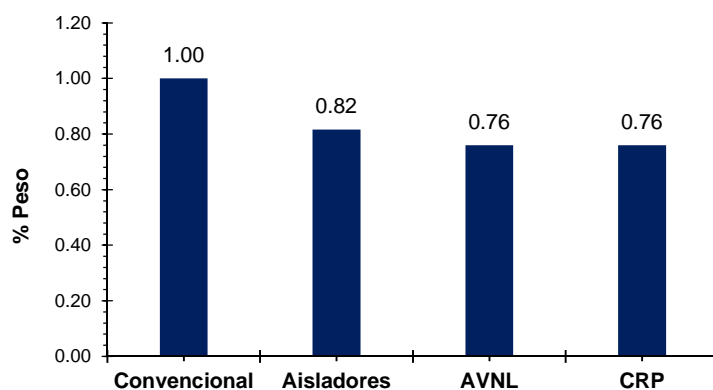


Figura 4-12. Peso propio de la estructura

El motivo por el que el peso de la estructura con aisladores es mayor a los otros sistemas de protección sísmica, se debe a los contraventeos concéntricos en el diseño, con el fin de tener un mejor desempeño estructural.

4.6.2. Revisión para sismo de servicio (SS)

El análisis dinámico paso a paso de la estructura se realizó utilizando las 12 parejas de acelerogramas (Capítulo 2.4.3) escalados para el sismo de servicio. Los resultados obtenidos de distorsiones, aceleraciones y cortantes de entrepiso, se graficaron, siendo los máximos de entrepiso en ambas direcciones. Los resultados se muestran en la Figura 4-13 y 4-14, para la dirección transversal y longitudinal, respectivamente.

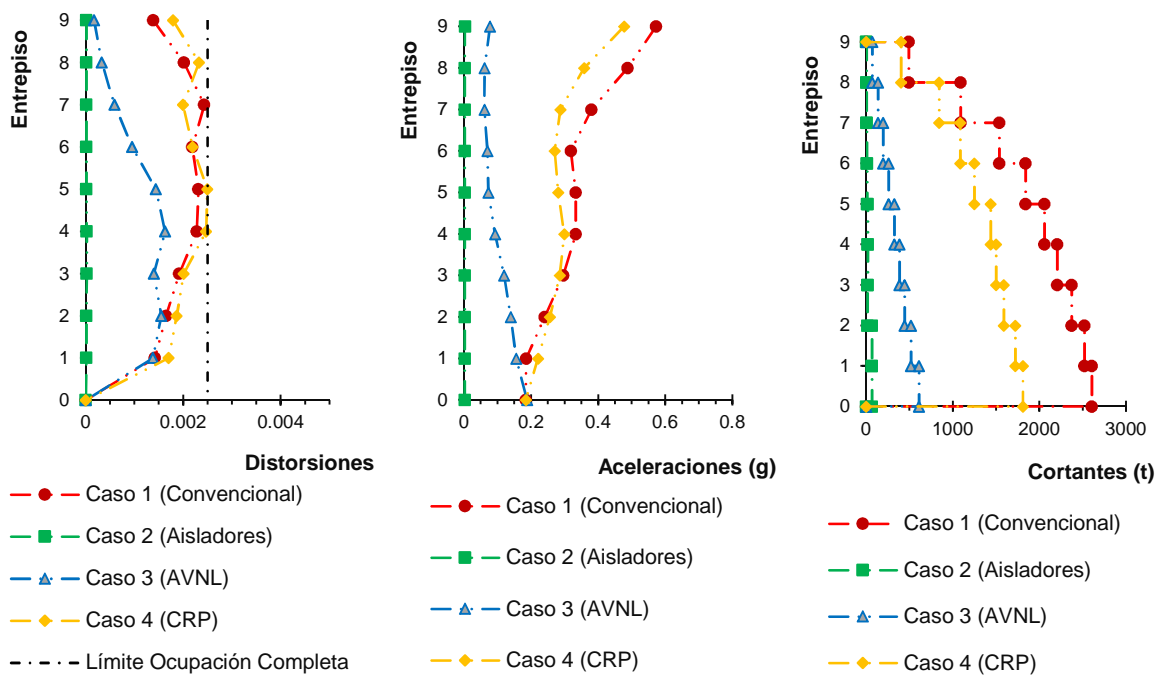


Figura 4-13. Resultados del análisis de la estructura en dirección transversal (SS)

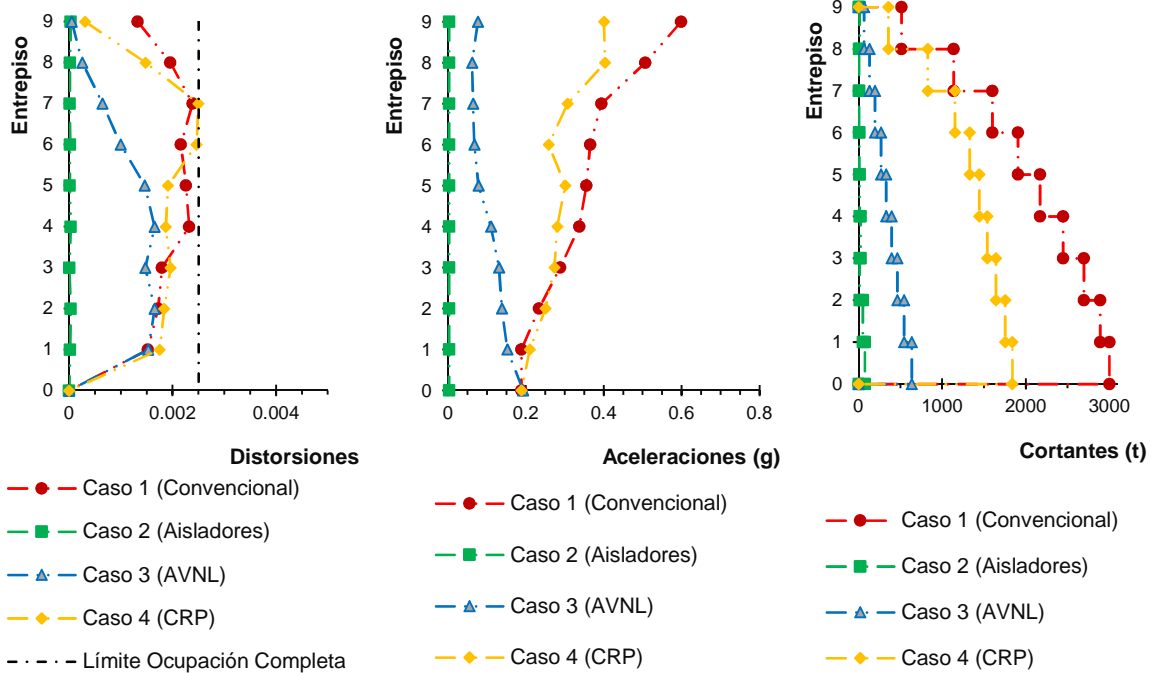


Figura 4-14. Resultados del análisis de la estructura en dirección longitudinal (SS)

Se observa que se obtienen resultados muy similares para ambas direcciones. Las distorsiones de entrepiso para el nivel de desempeño de Ocupación Completa se cumplen en todos los casos de estudio, por lo que los elementos no estructurales no presentarán daño en caso de ocurrir un sismo de servicio. El comportamiento más favorable es el caso de los aisladores de base y los más desfavorables el diseño convencional y el diseño con CRP. La causa de esto es que fueron diseñados para dicha distorsión. En caso de requerirse un mejor desempeño, se diseña para una menor distorsión, sin embargo, aumentarían sus secciones transversales. En cuanto a las aceleraciones de entrepiso, los aisladores de péndulo de fricción tuvieron un excelente comportamiento en todos los entrepisos. De manera similar, los AVNL controlaron las aceleraciones en toda la altura. Para estos casos, se puede asegurar que los contenidos no presentarán volteos o deslizamiento. En cuanto a los CRP y la estructura con diseño convencional, tienden a tener un aumento de aceleraciones en los últimos pisos, por lo que estos dos son los más desfavorables para el control de las aceleraciones. Para los cortantes máximos de entrepiso, nuevamente los aisladores fueron los de mejor comportamiento, seguido de los AVNL y CRP, quienes presentaron un 70% y 30% de reducción en cortante basal, respectivamente, en comparación con la estructura con diseño convencional, la cual presenta mayores descargas a la cimentación.

4.6.3. Revisión para sismo de diseño (SD)

El análisis dinámico paso a paso de la estructura se realizó utilizando las 12 parejas de acelerogramas (Capítulo 2.4.3) escalados para el sismo de diseño. Se graficaron los resultados obtenidos de distorsiones, aceleraciones y cortantes de entrepiso, siendo los máximos de entrepiso en ambas direcciones. Los resultados se muestran en la Figura 4-15 y 4-16, para la dirección transversal y longitudinal, respectivamente.

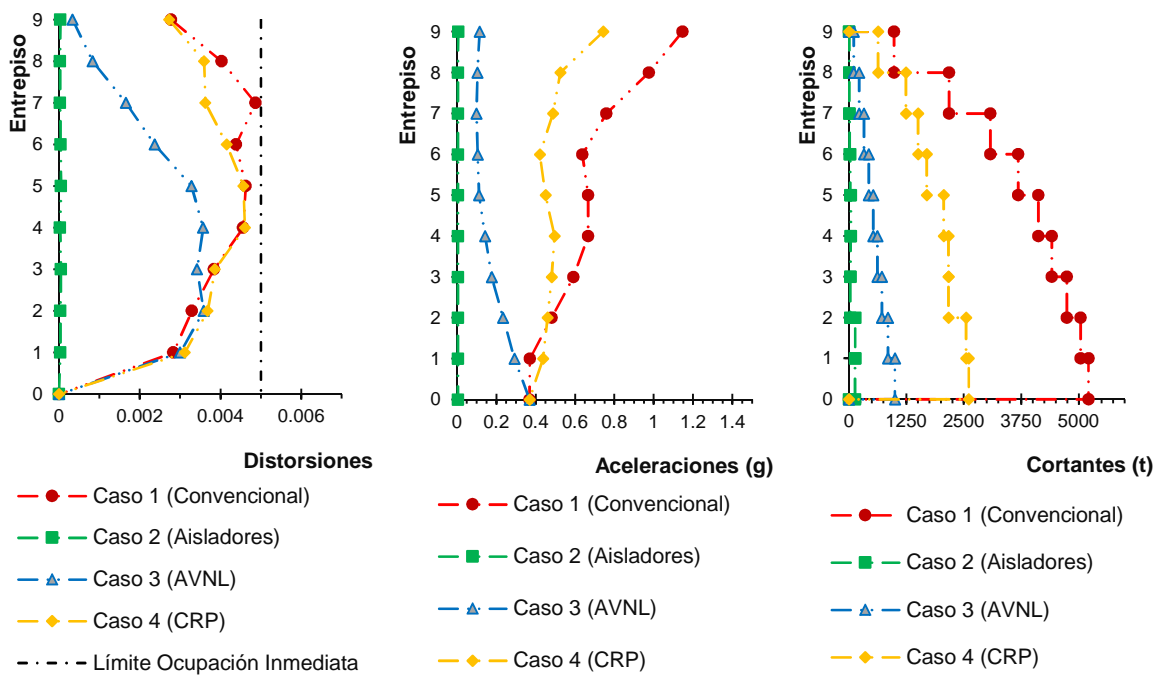


Figura 4-15. Resultados del análisis de la estructura en dirección transversal (SD)

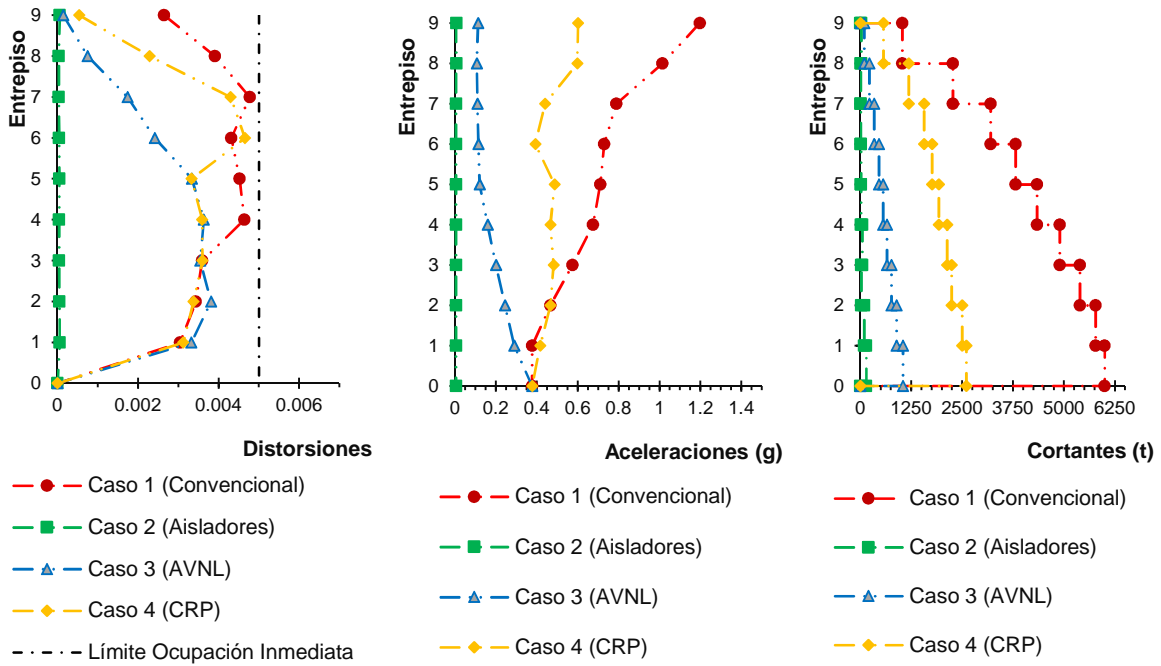


Figura 4-16. Resultados del análisis de la estructura en dirección longitudinal (SD)

Las distorsiones de entrepiso para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata se cumplieron en todos los casos de estudio. El comportamiento más favorable fue el caso de los aisladores de base y los más desfavorables el diseño convencional y los CRP, nuevamente. Al restringir las distorsiones a 0.005 se esperan daños menores en elementos no estructurales. Según el “Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua” (Zayas, 2018), para una estructura esencial como el caso de un hospital, las aceleraciones de entrepiso no deben de exceder 0.4 g, pretendiendo que el daño a los componentes arquitectónicos y contenidos será menor al 2% del costo de reemplazo del edificio, consistente con límite de daño sísmico REDi™ Platino. En este nivel de intensidad, que es el que se utiliza para la comparación del desempeño, los aisladores de péndulo de fricción siguieron teniendo un excelente comportamiento en todos los pisos de entrepiso. De manera similar, los AVNL controlaron las aceleraciones en toda la altura. Por lo tanto, se puede asegurar que los contenidos no presentarán volteos o deslizamiento, caso contrario con los CRP y la estructura con diseño convencional. Los CRP tienden a controlar las aceleraciones por encima de la recomendación, sin embargo, se exceden alrededor de 0.2 g, del límite recomendado, lo que indica que tendrá un comportamiento aceptable. El diseño convencional se excede a más del doble del límite recomendado, por lo que las pérdidas económicas de contenidos y componentes arquitectónicas son seguras. Para los cortantes máximos de entrepiso, nuevamente los aisladores fueron los de mejor comportamiento, seguido de los AVNL y CRP, quienes presentaron alrededor un 80% y 50% de

reducción en cortante basal, respectivamente, en comparación con la estructura con diseño convencional, que presentó mayores descargas a la cimentación.

4.6.4. Revisión para sismo máximo considerado (SMC)

El análisis dinámico paso a paso de la estructura se realizó utilizando las 12 parejas de acelerogramas (Capítulo 2.4.3) escalados para el sismo máximo considerado. Se graficaron los resultados obtenidos de distorsiones, aceleraciones y cortantes de entrepiso, siendo los máximos de entrepiso en ambas direcciones. Los resultados se muestran en la Figura 4-17 y 4-18, para la dirección transversal y longitudinal, respectivamente.

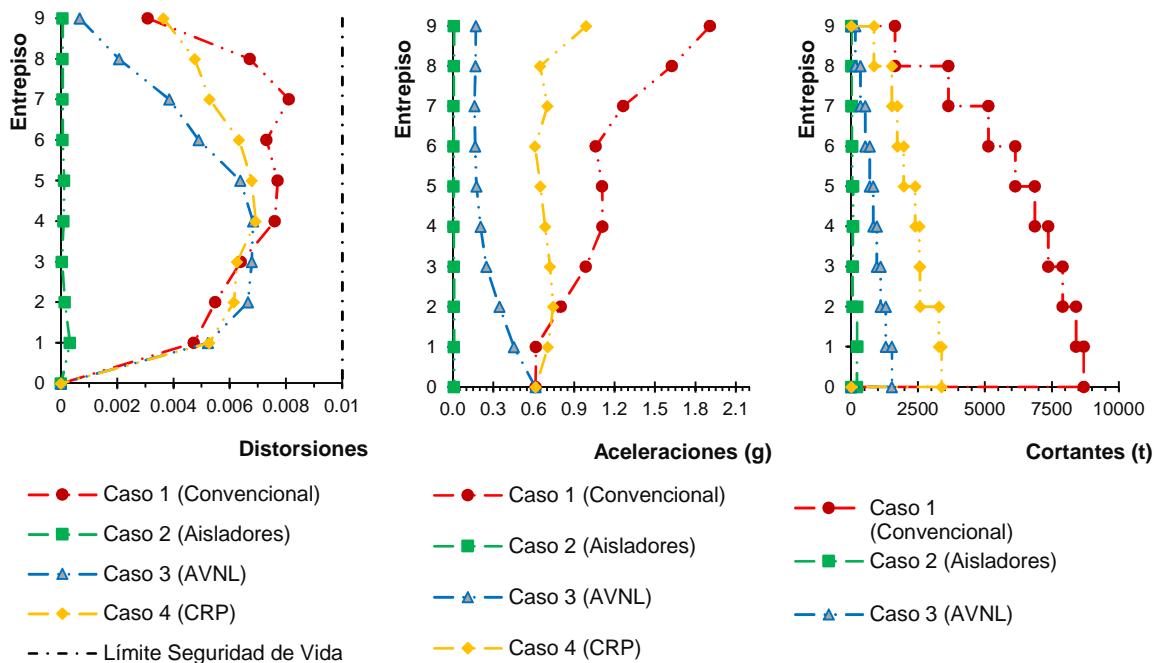


Figura 4-17. Resultados del análisis de la estructura en dirección transversal (SMC)

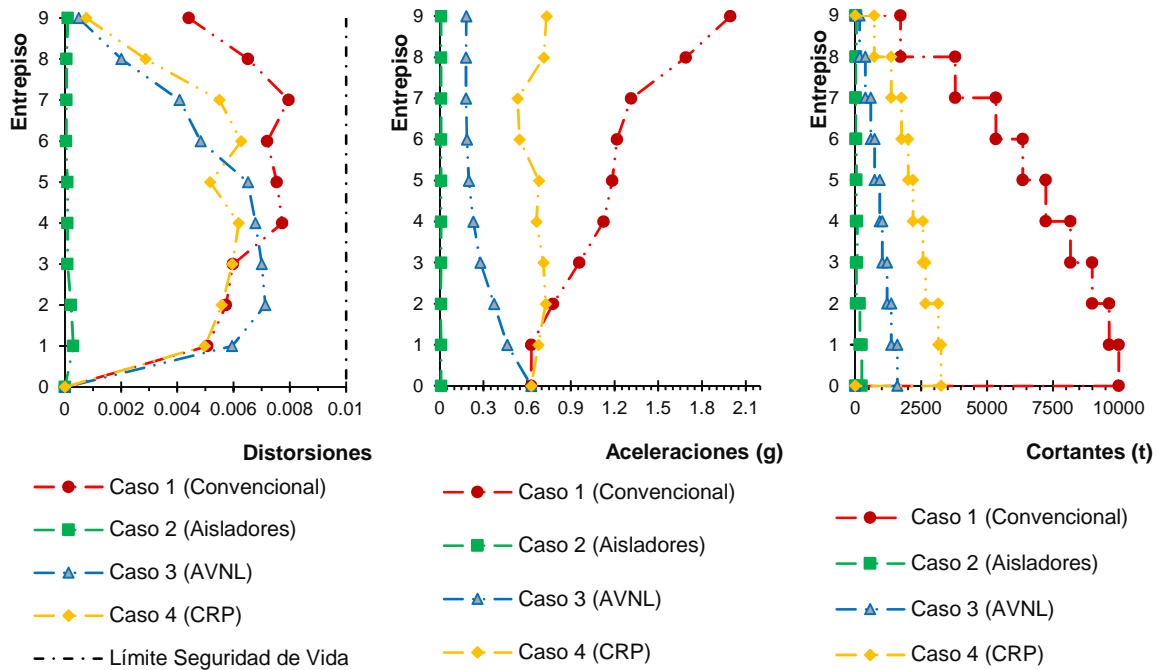


Figura 4-18. Resultados del análisis de la estructura en dirección longitudinal (SMC)

Para este nivel de intensidad, las distorsiones de entrepiso para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida se cumplieron en todos los casos de estudio. Sin embargo, con excepción de la estructura con aisladores, se esperan daños estructurales y no estructurales en los demás casos. El comportamiento más favorable es el caso de los aisladores de base y algo notable es que los CRP se comportaron mejor que los AVNL, caso contrario a los pisos de intensidad anteriores. Con esto se podría suponer que los CRP tienen un comportamiento favorable en intensidades altas debido a su gran disipación de energía y ductilidad. En cuanto a las aceleraciones de entrepiso, nuevamente los aisladores de péndulo de fricción tuvieron un comportamiento excelente en todos los entrepisos y de manera similar, los AVNL controlaron las aceleraciones en toda la altura. Los CRP presentaron un buen control de aceleración, sin embargo, se mantuvieron por encima de 0.6 g, por lo que se espera que los componentes presenten un nivel de daño. La estructura convencional alcanzó aceleraciones de casi 2 g, por lo que se esperaría un daño en los componentes. Para los cortantes máximos de entrepiso, nuevamente los aisladores fueron los de mejor comportamiento, seguidos de los AVNL y los CRP, que presentaron alrededor del 80% y 60% de reducción en cortante basal, respectivamente, en comparación con la estructura con diseño convencional, que presentó mayores descargas a la cimentación.

4.6.5. Conclusiones de la respuesta dinámica

Con base en los resultados obtenidos para las tres intensidades, los aisladores presentaron el mejor desempeño sísmico en cuanto a control de distorsiones, aceleraciones y cortantes de entrepiso, reduciendo la respuesta a más del 90% en los tres parámetros en comparación con la estructura con diseño convencional. Le siguen los amortiguadores viscosos no lineales, a pesar de que en el sismo máximo considerado los CRP presentaron mejor control de distorsiones. En las demás intensidades no es así. Y en cuanto a las aceleraciones y cortantes de entrepiso, los amortiguadores viscosos no lineales presentaron demandas inferiores a los CRP. Los CRP presentaron un buen comportamiento para los 3 niveles de intensidad sísmica. Sin embargo, se esperaba que presente pérdidas económicas importantes debido a las aceleraciones de entrepiso, que se redujeron en un 50% aproximadamente, en comparación con la estructura de diseño convencional para los tres pisos de intensidad. Se esperaba que la estructura con diseño convencional, no cumpla con los pisos de resiliencia del REDi™.

El motivo por el que la estructura con CRP no fue altamente beneficiada, es porque tenía un periodo de vibración largo, y al introducir los CRP, se rigidizó y se llevó a un periodo donde las demandas eran mayores que para el caso anterior. Por lo tanto, los CRP se utilizan preferiblemente en estructuras con periodos más pequeños que el periodo predominante del suelo.

4.7. DESEMPEÑO ECONÓMICO DEL EDIFICIO

La metodología FEMA P-58, permite usar el programa PACT (FEMA, 2018), con el que se evalúa el hospital con los cuatro diferentes casos con los resultados del análisis no lineal paso a paso para el sismo de diseño, el análisis estático no lineal de la estructura, la curva de amenaza sísmica del sitio y curvas de fragilidad propuestas por PACT.

Las siguientes subsecciones ilustran la implementación de esta secuencia.

4.7.1. Información del edificio

Se inicia el ingreso de datos al llenar la primera matriz correspondiente a la información del edificio.

Tabla 4-8. Información del edificio

| Pisos | Altura de piso (m) | Área (m²) | Factor de altura | Factor por materiales peligrosos | Factor por ocupación |
|--------------|---------------------------|-----------------------------|-------------------------|---|-----------------------------|
| Piso 1 | 4.50 | 1,244.16 | 1 | 1 | 2 |
| Piso 2 | 4.20 | 1,244.16 | 1 | 1 | 2 |
| Piso 3 | 4.20 | 1,244.16 | 1 | 1 | 2 |
| Piso 4 | 4.20 | 1,244.16 | 1 | 1 | 2 |
| Piso 5 | 4.20 | 1,244.16 | 1.08 | 1 | 2 |
| Piso 6 | 4.20 | 1,244.16 | 1.08 | 1 | 2 |
| Piso 7 | 4.20 | 1,244.16 | 1.08 | 1 | 2 |
| Piso 8 | 4.20 | 1,244.16 | 1.08 | 1 | 2 |
| Piso 9 | 4.20 | 1,244.16 | 1.08 | 1 | 2 |
| Cubierta | 4.20 | 1,244.16 | 1.08 | 1 | 2 |

- J Para el factor por altura se utilizó un valor de 1.08 a partir del piso 5, valor propuesto según FEMA P-58, Volumen 1.
- J Para el factor por materiales peligrosos se utilizó un valor de 1, por no tener la información necesaria para suponer otro valor.
- J Para el factor por ocupación se utilizó un valor de 2.00 por ser un hospital ocupado, valor propuesto según FEMA P-58, Volumen 1.
- J Se utilizó un trabajador por cada 92.9 m², recomendado en el FEMA P-58, Volumen 1.

Se definen los conceptos siguientes:

Costo total de reemplazo: Incluye el costo total de elementos estructurales, elementos no estructurales y contenidos, para que el hospital sea completamente funcional.

Costo de reemplazo: Sólo incluye el costo de los elementos estructurales y sus conexiones. Para obtener este dato, se calculó el peso de cada estructura, y se multiplicó por el costo del kg de acero estructural que se fijó en \$45.0 pesos (incluyendo mano de obra y conexiones). Como referencia se tomó el costo de la estructura para el Caso 1 (diseño convencional) y se consideró como el 20% del costo total de reemplazo.

Costo no estructural y de contenido: Sólo incluye el costo de elementos y contenidos no estructurales en el edificio. Los cuatro casos tienen el mismo costo no estructural, por lo que se propone a partir del Caso 1 como el 80% del Costo total de reemplazo.

La Tabla 4-9, muestra la estimación del costo total para todos los casos. Se aprecia que, a pesar de tener un menor peso estructural, los costos aumentan para los sistemas de protección sísmica. Esto se debe al precio estimado de los dispositivos (aisladores, amortiguadores viscosos o CRP), con base en cotizaciones preliminares.

Tabla 4-9. Desglose de costos para todos los casos estudiados

| Caso | Costo de reemplazo C_s (USD) | Costo total de reemplazo C_r (USD) | Tiempo de reemplazo (días) | Límite de pérdida total | Uso |
|-------------|--|--|---|--|------------|
| 1 | 4,145,309.33 | 10,419,671.30 | 720 | 0.40 | Clínica |
| 2 | 4,365,432.70 | 10,639,794.67 | 720 | 0.40 | Clínica |
| 3 | 4,240,360.74 | 10,514,722.70 | 720 | 0.40 | Clínica |
| 4 | 4,240,360.74 | 10,514,722.70 | 720 | 0.40 | Clínica |

En la Tabla 4-9, se puede observar que el impacto en el costo inicial total puede ser muy pequeño, alrededor de un 5% más para los casos de sistemas de protección sísmica.

4.7.2. Componentes estructurales y no estructurales

Para componentes estructurales y no estructurales se utilizaron las especificaciones de fragilidad proporcionadas en el programa PACT.

4.7.2.1. Especificaciones de fragilidad de componentes estructurales

Los componentes estructurales se introdujeron en función de las características básicas del edificio descritas anteriormente. Los elementos que se consideraron como estructurales fueron: columnas, vigas, contraventeos y losas.

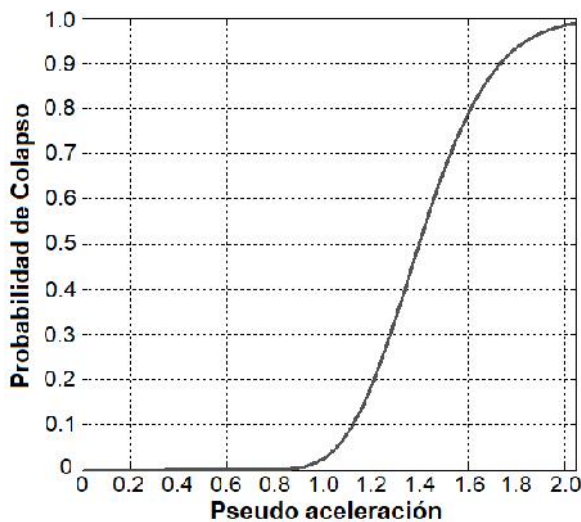
4.7.2.2. Especificaciones de fragilidad de componentes no estructurales

El proceso de identificación y selección del tipo y distribución de los componentes no estructurales se puede simplificar en gran medida mediante el uso de la Herramienta de Estimación de Cantidad

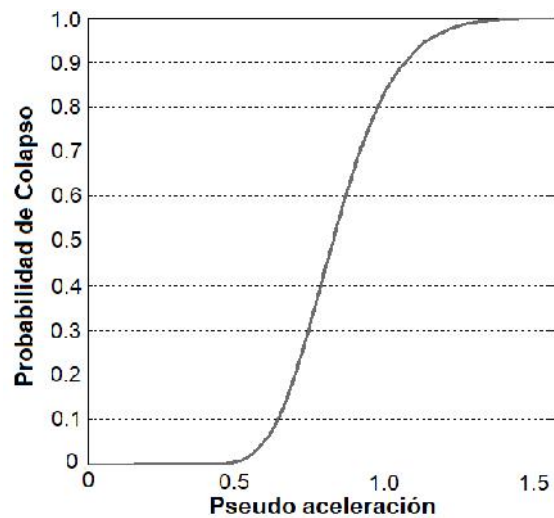
Normativa, que se proporciona en el Volumen 3 del FEMA P-58. Esta herramienta se puede utilizar para generar una lista de componentes no estructurales piso por piso, con estimaciones de las cantidades de su grupo de desempeño con la simple entrada de áreas y ocupaciones del piso del edificio. Esta distribución se basa en el juicio de expertos (FEMA, 2018). En este trabajo se utilizaron los mismos componentes no estructurales para todos los casos de estudio.

4.7.3. Fragilidad de colapso

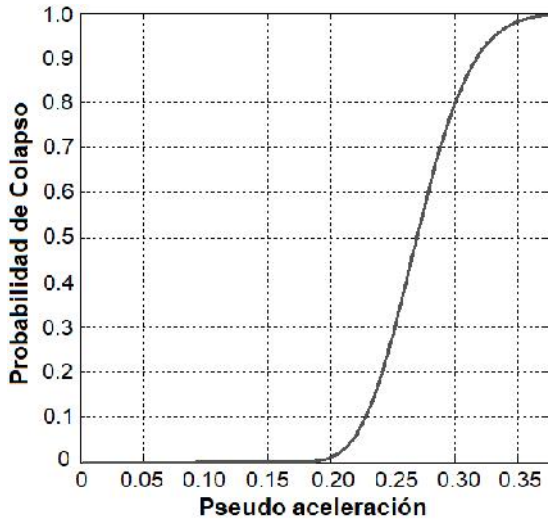
En el Volumen 1, Capítulo 6 del FEMA P-58, se analizan tres enfoques para el desarrollo de la fragilidad del colapso. Uno de ellos es obtener la aceleración media de colapso mediante el análisis estático no lineal (Pushover) para cada caso de estudio. Para estimar las curvas de fragilidad sísmica de los edificios con los resultados del análisis estático no lineal, se utilizó el programa SPO2FRAG, una herramienta de programa de análisis programada en MATLAB. La herramienta SPO2FRAG evita la necesidad de análisis dinámicos computacionalmente exigentes al simular los resultados del análisis dinámico incremental a través del algoritmo SPO2IDA (herramienta del FEMA P-58) y una aproximación equivalente de un solo de grado de libertad de la estructura. Posteriormente, las funciones de fragilidad se pueden calcular para múltiples estados límite, utilizando el enfoque analítico basado en la medida de intensidad (Baltzopoulos et al, 2017).



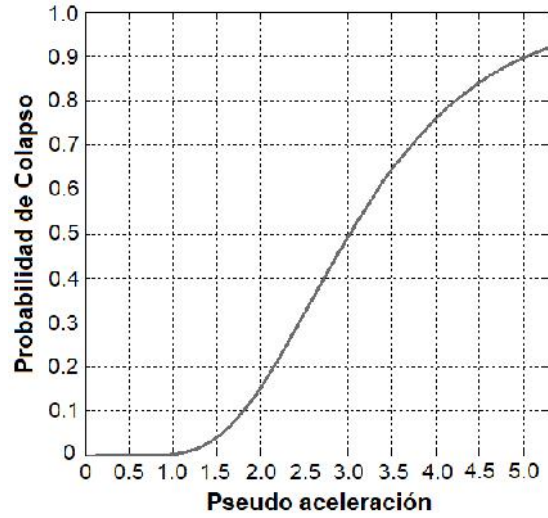
a) Caso 1 (T = 0.80s)



b) Caso 2 (T = 3.50s)



c) Caso 3 (T = 2.70s)



d) Caso 4 (T = 0.95s)

Figura 4-19. Curvas de fragilidad de colapso

4.7.4. Curvas de amenaza sísmica

Las curvas de amenaza sísmica se calcularon para cada periodo fundamental de la estructura en los diferentes casos de estudio. Esta fue determinada con la ayuda del programa CRISIS (Ordaz, 2017), que incluye información sobre la sismicidad de la República Mexicana y las leyes de atenuación del movimiento del suelo. Las curvas de amenaza sísmica para la ciudad de Puebla se muestran en la Figura 4-20 y proporciona la frecuencia media anual de exceder cierto valor de pseudo aceleración en el periodo determinado.

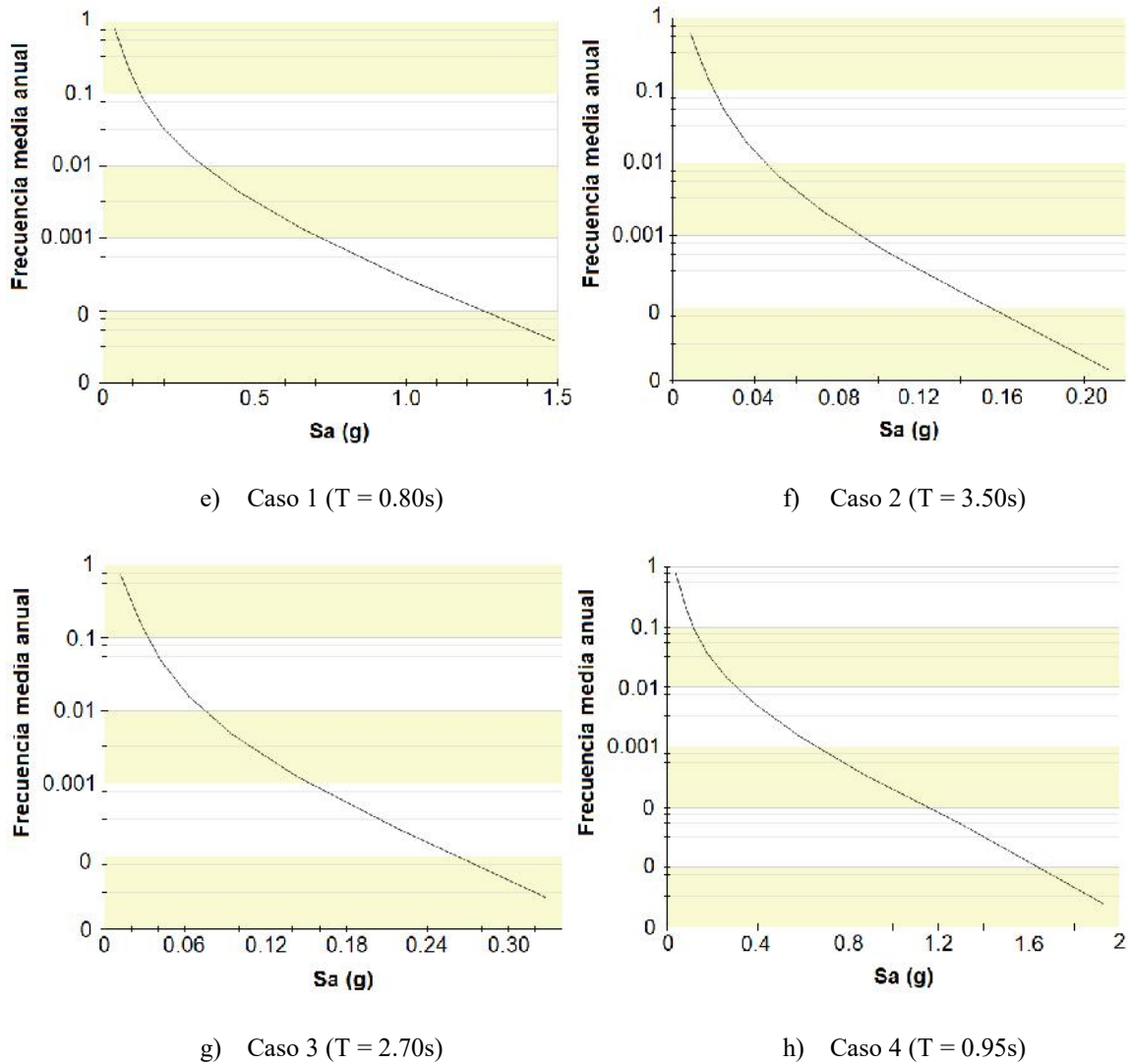


Figura 4-20. Curvas de amenaza sísmica

4.7.5. Resultados del desempeño económico

Dado que las cantidades económicas son más significativas para los inversionistas que los parámetros de respuesta dinámica, este capítulo se desarrolla para evaluar cuantitativamente, cuál caso presenta un mejor desempeño económico en el hospital de estudio para la ciudad de Puebla.

Se presentan los costos de reparación en porcentajes de pérdida financiera, el tiempo de reparación en días para una recuperación funcional y la probabilidad de sufrir lesiones o muertes por daños no estructurales.

4.7.5.1. Costos de reparación

En la Figura 4-21, se presenta el porcentaje de la pérdida máxima probable con base en la inversión inicial. Para estos valores se utilizó la media de los resultados obtenidos.

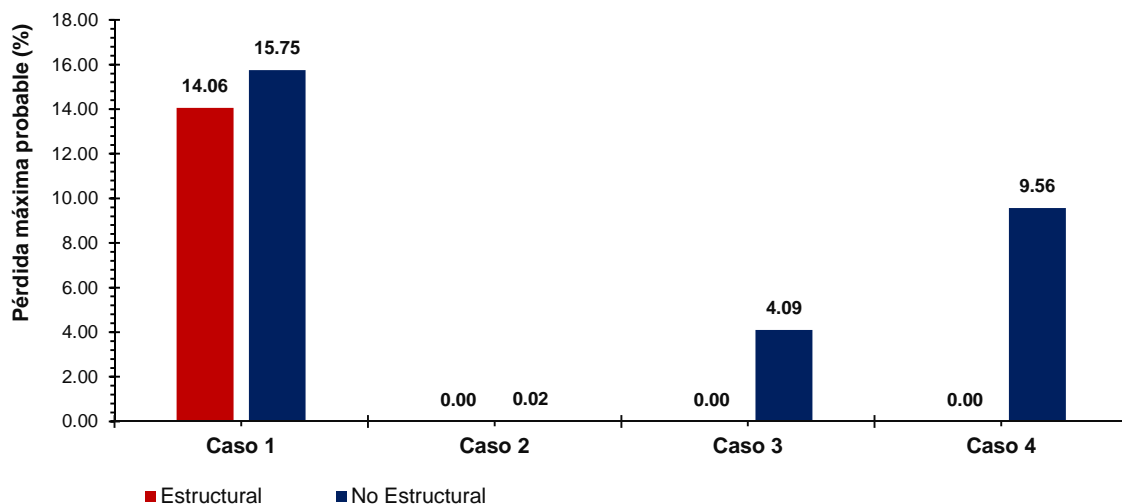


Figura 4-21. Pérdida máxima probable

Se puede observar que, para un sismo de diseño, no se presentaron pérdidas económicas en la estructura con los tres casos de sistemas de protección sísmica. Por otro lado, para el caso de la estructura con diseño convencional, se obtiene un 14% de pérdidas económicas del costo total, aproximadamente, ocasionadas en la estructura. Esto se debe a las distorsiones de entrepiso en dicho sistema estructural, ya que, si bien es cierto que para los casos 3 y 4 se cuenta con distorsiones similares, los contraventeos concéntricos se dañan a una distorsión mucho menor (alrededor de 0.0037) en comparación con los contraventeos restringidos al pandeo (distorsión = 0.048) y los amortiguadores viscosos no lineales son diseñados para resistir tales desplazamientos. En cuanto a las pérdidas económicas no estructurales, el Caso 1 presenta alrededor del 16% del costo total, el

Caso 3 alrededor del 4% y el Caso 4 un 9.5%. Dichas pérdidas se concentran en los contenidos y son ocasionadas mayormente por las aceleraciones de entrepiso, mientras que, las distorsiones de entrepiso influyen en los daños de muros divisorios. El Caso 2 no presenta pérdidas significativas ni estructurales ni no estructurales.

4.7.5.2. Tiempo de reparación

El tiempo de reparación se presenta con los días necesarios para la recuperación funcional del edificio, se utilizó la media de los resultados y se presentan en la Figura 4-22.

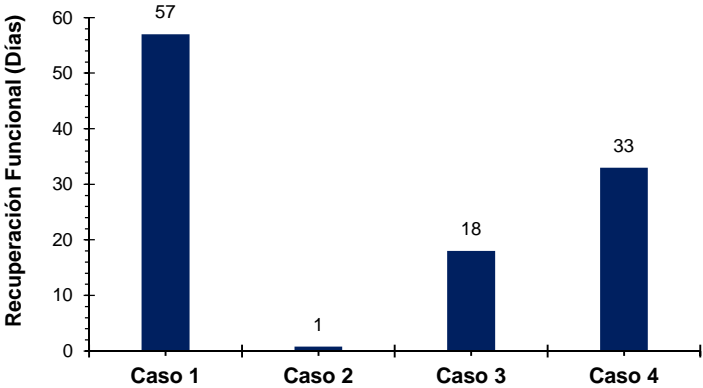


Figura 4-22. Tiempo de recuperación funcional (días)

Los resultados muestran que, para un sismo de diseño, la estructura del Caso 1 quedaría sin funcionalidad por alrededor de dos meses a causa de su rehabilitación. El Caso 2 tendría una funcionalidad inmediata teniendo solamente 1 día de recuperación funcional. El Caso 3 tendría tres semanas sin funcionalidad aproximadamente, mientras que el Caso 4 tardaría 1 mes para recuperar su funcionalidad.

4.7.5.3. Seguridad: muertes y lesiones

La seguridad del edificio se presenta con la probabilidad de que haya lesionados o decesos para el sismo de diseño. Esta probabilidad de damnificados se basa en los daños no estructurales ya que los daños estructurales no presentan probabilidad de causar lesiones o decesos.

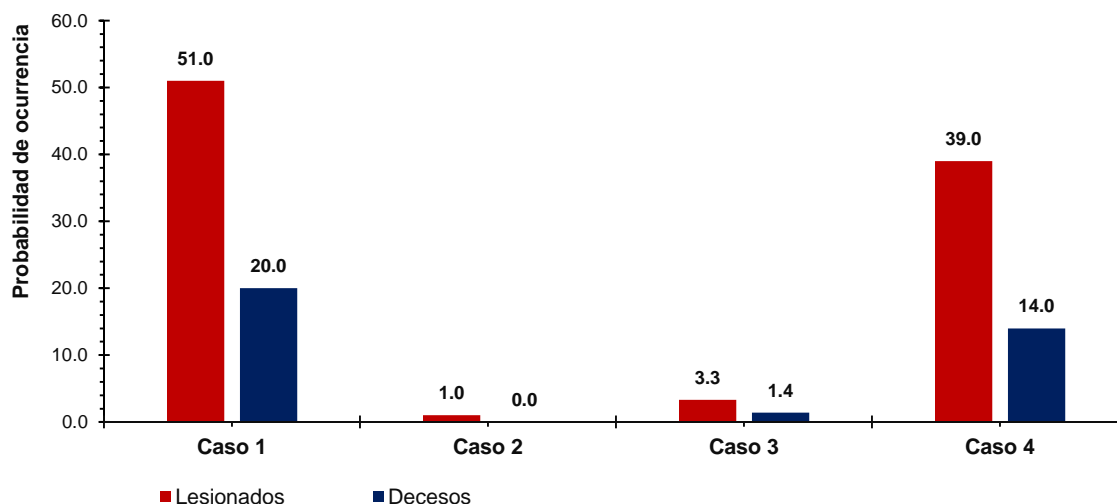


Figura 4-23. Damnificados

Los resultados muestran que, para un sismo de diseño, la estructura del Caso 1 tiene una probabilidad del 50% aproximadamente de que existan lesionados, así como un 20% de que suceda algún deceso. El Caso 2 tiene una baja probabilidad de que se presenten lesiones (1%) y la probabilidad de que suceda algún deceso a causa de daños es nula. El Caso 3 también tiene muy baja probabilidad de que sucedan lesiones (3.3%) o decesos (1.4%) siendo un edificio muy seguro. Para el Caso 4 se tiene una probabilidad media de 39% de que se presenten lesiones dentro del edificio y un 14% de probabilidad de que existan decesos. Estas probabilidades, al estar correlacionadas con los daños no estructurales, son causadas por la falta de control de aceleraciones de entrepiso.

4.8. Clasificación REDi™

Las clasificaciones finales según el REDi™ de los cuatro casos para poder comparar su resiliencia estructural, se muestran en la Tabla 4-10.

Tabla 4-10. Clasificación REDi™

| Caso | Pérdidas financieras | Recuperación funcional | Seguridad de ocupantes | Clasificación |
|-------------|-----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------------|
| Caso 1 | > 10 % | < 6 meses | Posibles lesiones | NO CLASIFICA |
| Caso 2 | < 2.5 % | < 72 horas | Lesiones poco probables | Platino |
| Caso 3 | < 5 % | < 1 mes | Lesiones poco probables | Oro |
| Caso 4 | < 10 % | < 6 meses | Posibles lesiones | Plata |

La Tabla 4-10 muestra que la estructura con diseño convencional no clasifica como una estructura resiliente según el REDi™, debido a que las pérdidas están por encima del 10% del costo total (aprox. 30%) y las probabilidades de tener decesos es alta. Las tres estructuras equipadas con sistemas de protección sísmica entran dentro de la clasificación. La estructura aislada es la mejor de las cuatro, teniendo una clasificación Platino, seguido de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales, con clasificación Oro, y por último la estructura con contraventeos restringidos al pandeo, con una clasificación Plata.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realizó el análisis dinámico paso a paso de los modelos estructurales con un diseño convencional, con aisladores de péndulo de fricción, con amortiguadores viscosos no lineales y con disipadores histeréticos del tipo contraventeos restringidos al pandeo. Para los modelos equipados con sistemas de protección sísmica se redujeron las secciones transversales de sus elementos estructurales. Los resultados permitieron realizar comparaciones entre los cuatro modelos, como las distorsiones máximas de entrepiso para la revisión del nivel de desempeño de según el documento de SEAOC Vision 2000, utilizando intensidades según el ASCE 41. También se compararon las aceleraciones máximas de entrepiso, resultado que permite identificar el posible daño de contenidos y elementos no estructurales. Por último, se clasificó su resiliencia según el REDiTM, donde se estiman pérdidas económicas según el costo y el tiempo de reparación. Se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Los aisladores de péndulo de fricción presentan el mejor desempeño sísmico en la estructura.
- Los sistemas de protección sísmica permiten una reducción significativa en material al reducir las secciones de los elementos estructurales.
- Las demandas para la cimentación en la estructura con diseño convencional son más del doble que aquellas con los sistemas de protección sísmica.
- Las respuestas dinámicas se reducen efectivamente cuando se introducen sistemas de protección sísmica. Los desplazamientos laterales y las distorsiones de entrepiso se redujeron entre 40% y 90%. Las aceleraciones del piso se redujeron entre 40% y 90% para el sismo de diseño.
- Las probabilidades de colapso y de pérdida de funcionalidad también se redujeron significativamente con los sistemas de protección.

La metodología de evaluación FEMA P-58 representa un gran avance en la capacidad para cuantificar y mejorar el desempeño estructural. Al vincular propiedades específicas del edificio con el costo de reparación y el tiempo de reparación, la sociedad puede comprender y gestionar mejor los riesgos de eventos sísmicos. Los ejemplos anteriores muestran cómo los ingenieros están utilizando esta herramienta para diseñar edificios resilientes y cuantificar mejor los riesgos que representan los edificios existentes. Con cada año que pasa, nuevas investigaciones y avances, como nuevas herramientas de programa de análisis y sistemas de calificación, continúan haciendo que este enfoque sea más accesible y útil.

Se recomienda elaborar el estudio en suelos blandos, donde se esperan diferentes resultados.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- Al-Hussaini, T. M., Zayas, V. A., y Constantinou, M. C. (1994). Seismic Isolation of Multi-Story Frame Structures Using Spherical Sliding Isolation Systems. *Nceer-94-0007*, 180.
- Almufti, I., Willford, M., Davis, C., Hanson, B., Langdon, D., Friedman, D., y Mote, T. (2013). *REDi™ Rating System*. (octubre).
- ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, (2016). In *ANSI/ASCE Standard*. American Society of Civil Engineers.
- ASCE STANDARD ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. (2017). In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- Arzola, I., Carlos, J., Fortunio, C., y Energias, C. (2016). *C . 1 . 3 : Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por Sismo CFE-IIE Versión*. (septiembre 2017).
- Baltzopoulos, G., Baraschino, R., Iervolino, I., y Vamvatsikos, D. (2017). SPO2FRAG: programa de análisis for seismic fragility assessment based on static pushover. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(10), 4399–4425.
- Celebi, M. (2000). Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice. *Earthquake Spectra*, 16(3), 709–710.
- Constantinou, M C, y Symans, M. D. (1992). *Experimental y Analytical Investigation of Seismic Response of Structures With Supplemental Fluid Viscous Dampers*.
- Constantinou, Michael C., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., y Lay, R.A.E. (2011). LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators. *Mceer-11-0004, MCEER-11-0(65)*, 1–371.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., y Willford, M. R. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers. *Design*, (4), 36.
- ETABS Software Version 18.1.1, Computer and structures, Inc. Berkeley, California, USA
- FEMA. (2018). Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 3 – Supporting Electronic Materials and Background Documentation. *Fema P-58, 3* (diciembre), 3.

- Gcr, N. (2011). *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses NEHRP Consultants Joint Venture A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering*.
- Guerrero, H. (2016). Seismic Design and Performance of Hospital Structures Equipped with Buckling-Restrained Braces in the Lakebed Zone of Mexico City. Tesis Doctoral. Universidad de Manchester, Reino Unido *PQDT - UK y Ireland*.
- Guerrero, Hector, Ji, T., Teran-Gilmore, A., y Escobar, J. A. (2016). A method for preliminary seismic design and assessment of low-rise structures protected with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 123, 141–154.
- Lin, W. H., y Chopra, A. K. (2002). Earthquake response of elastic SDF systems with non-linear fluid viscous dampers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(9), 1623–1642.
- Marshall, J. D. (2014). Encyclopedia of Earthquake Engineering. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 1–11.
- Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (NTC-DCEC). (2004). Tomo I, No. 103-Bis. Gaceta oficial del Distrito Federal.
- Normas técnicas complementarias para diseño por sismo (NTC-DS). (2004). Tomo II, No. 103-Bis. Gaceta oficial del Distrito Federal.
- SEAOC. (2019). SEAOC Blue Book – Seismic Design Recommendations 2019. *Structural Engineers Association of California*, (septiembre), 346.
- Zayas, V. (2018). *Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua*. 1–59.