



UNIVERSIDAD TECNICA  
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

**COMPARACIÓN DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS EN EDIFICIOS  
DE MARCOS DE HORMIGÓN ARMADO BASADOS EN DOS  
ENFOQUES DE DISEÑO DE AISLACIÓN SÍSMICA:  
TERREMOTO DE DISEÑO Y TERREMOTO MÁXIMO  
CONSIDERADO**

Memoria de Título presentada por

**Eduardo Antonio Villarroel Parraguez**

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

**Ingeniería Civil**

Profesor Guía  
Claudio Sepúlveda Contreras

Diciembre de 2024



## CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

### 1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

**Tipo de monografía (marcar una opción):** ☒ Memoria o trabajo de título; ☐ Tesis de Postgrado;

**Título del trabajo:** Comparación de pérdidas económicas en edificios de marcos de hormigón armado basados en dos enfoques de diseño de aislación sísmica: Terremoto de Diseño y Terremoto Máximo Considerado

**Nombre del candidato(a):** Eduardo Antonio Villarroel Parraguez

**Carrera / Grado:** Ingeniería Civil

**Campus:** Santiago San Joaquín ; **Departamento:** Departamento de Obras Civiles

### 2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Claudio Sepúlveda, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución

### 3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL

☒ El trabajo **NO contiene información que amerite confidencialidad** y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

☐ El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (embargo) por:

☐ 6 meses; ☐ 12 meses; ☐ 2 años; ☐ 3 años; ☐ 5 años; ☐ 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

### 4.- FIRMAS

**Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:**

**Fecha:** 31-07-2025

**; Firma:**

**Estudiante o Candidato(a):**

**Fecha:** 31-07-2025

**; Firma:**

*Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.*



UNIVERSIDAD TECNICA  
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

**“COMPARACIÓN DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS EN EDIFICIOS DE MARCOS DE HORMIGÓN ARMADO BASADOS EN DOS ENFOQUES DE DISEÑO DE AISLACIÓN SÍSMICA: TERREMOTO DE DISEÑO Y TERREMOTO MÁXIMO CONSIDERADO”**

AUTOR:

**Eduardo Antonio Villarroel Parraguez**

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

|                             | <u>Nombre</u> | <u>Firma</u> |
|-----------------------------|---------------|--------------|
| Claudio Sepúlveda Contreras | .....         | .....        |
| Cristian Cruz Doggenweiler  | .....         | .....        |
| Miembro 2 Comisión          | .....         | .....        |

Santiago, Chile, diciembre de 2024

# **“COMPARACIÓN DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS EN EDIFICIOS DE MARCOS DE HORMIGÓN ARMADO BASADOS EN DOS ENFOQUES DE DISEÑO DE AISLACIÓN SÍSMICA: TERREMOTO DE DISEÑO Y TERREMOTO MÁXIMO CONSIDERADO”**

Eduardo Villarroel, Profesor Claudio Sepúlveda  
Universidad Técnica Federico Santa María

## **Resumen**

Esta investigación tiene como objetivo principal comparar las pérdidas económicas de dos edificios de hormigón armado de 6 pisos que son reforzados por dos diferentes sistemas de aislación sísmica en la base, el primero corresponde a un aislador elastomérico diseñado en base a un terremoto de diseño (Diseño DBE) y el segundo a un aislador elastomérico diseñado en base al terremoto máximo considerado (Diseño MCE). Para aquello, se utiliza la metodología de estimación de pérdidas económicas presentada por Ramírez & Miranda (2012), que da a conocer la distribución de costos de diversos componentes estructurales y no estructurales que contiene un edificio. Finalmente, para evaluar las pérdidas económicas se utiliza la métrica trabajada por FEMA-58 (2018) de las pérdidas anuales esperadas (EAL) que cuantifica la cantidad de dinero que se debe gastar anualmente producto a reparaciones posterior a un evento sísmico. A modo de resultado, se concluye que el diseño de sistema de aislación sísmica basado en terremoto máximo considerado presenta menores pérdidas económicas esperadas, causando solo un costo anualizado de reparación de un 0.028% del costo total del edificio, mientras que el aislador sísmico basado en el terremoto de diseño genera un costo de 0.051 % del costo del edificio. Cabe destacar que para terremotos pequeños las pérdidas económicas esperadas son mayores cuando se considera un aislador con Diseño MCE. Sin embargo, al aumentar las intensidades sísmicas, el diseño DBE pierde mucho costo por la *performance* de colapso provocando que a nivel general las pérdidas económicas esperadas sean mayores.

Palabras claves: Aislador elastomérico, Terremoto de diseño, Terremoto máximo considerado, Sistema de aislación sísmica en la base, Estimación de pérdidas económicas, Pérdidas anuales esperadas.

## **1 Introducción**

Las estructuras se ven frecuentemente afectadas por eventos sísmicos de gran intensidad que generan un severo daño a nivel estructural, colocando en riesgo la vida humana y generando pérdidas económicas (Buckle et al., 1990). Por este motivo en la década de 1920 se comienzan a diseñar las primeras construcciones con sistemas de aislación sísmica en la base, los que desacoplan la estructura con el suelo, evitando que los movimientos provocados en la base se transmitan en su totalidad en la superestructura. Esto constituyó una alternativa viable para entregar una mayor flexibilidad y amortiguamiento a estructuras sismorresistentes convencionales, es decir, de base fija.

En la actualidad, varios países han generado normas para la instalación de sistema de aislación sísmica para aminorar las pérdidas económicas tales como NCh433.Of2009 (2009), Nch2369.Of2023 (2023), NZS 1170.5:2004 (2004), entre otras. En Norteamérica es la ASCE 7-22 (2022) la que rige los criterios mínimos para el diseño de edificios y estructuras en este ámbito. Esta es una actualización de la ASCE 7-10 (2010), la cual generó un cambio relevante en el enfoque de análisis de la amenaza sísmica utilizada para el diseño. Particularmente, al pasar de la versión de 2010 a la de 2017, el enfoque de diseño ya no se basaría en el terremoto de diseño (DBE), sino que se basaría en el terremoto máximo considerado (MCE) (Rosales, 2020).

El aumento de la demanda sísmica en el diseño se traduce en mayores fuerzas de activación del sistema de aislación para incrementar la disipación de energía de los dispositivos. Si bien esto reduce las deformaciones de los aisladores para eventos sísmicos de gran intensidad, también produce que, para

sismos de menor intensidad, el sistema de aislación puede que permanezca en el rango lineal debido a fuerzas de activación excesivas. Con esto, se podría estar protegiendo la estructura para sismos de baja ocurrencia, pero dejando desprotegidos para sismos de menor intensidad, pero más frecuentes. Si bien prevenir el colapso de una estructura es crucial, las pérdidas económicas por a daño estructural y no-estructural debido a sismos frecuentes podrían transformar el nuevo enfoque de diseño en un decremento en la resiliencia de la estructura. Es por esto por lo que surge la necesidad de estudiar la variación de las pérdidas económicas entre estructuras con sistemas de aislación sísmica diseñadas utilizando, el terremoto de diseño (DBE, por sus siglas en inglés) y en el terremoto máximo considerado (MCE) con el propósito de minimizar las pérdidas económicas esperadas.

## **1.1 Antecedentes del problema**

La investigación en torno a las consecuencias económicas que producen los sismos es un tema que ha convocado a una serie de autores, determinando conceptos claves para identificar y cuantificar los daños producidos (Instituto de Ingeniería [UNAM], 2021)

Un estudio relevante en el marco de esta investigación es el realizado por Kelly & Jun Lee (2019) el cual plantea que el cambio de la demanda sísmica de DBE a MCE constituye una dificultad. Esto ya que al normar que todas las estructuras aisladas deban diseñarse en torno al MCE, implica que los aisladores sean demasiados rígidos y amortiguados para responder adecuadamente a sismos que estén por debajo del nivel MCE. La causa de esto es que los desplazamientos de los aisladores serán pequeños y las aceleraciones del piso dañarán el contenido del edificio, provocando mayores pérdidas económicas.

Piscal & Lopez, (2022) realizaron un estudio comparativo entre la ASCE 7-10 (2010) y su actualización a la ASCE 7-16 (2017), en la que destacan el aumento del periodo de retorno de un sismo de diseño de 475 a 2475 años. Esto implica que para el diseño se tendrá que considerar registros sísmicos más intensos y de menor probabilidad de ocurrencia, en otras palabras, un aumento en la demanda sísmica para las estructuras. Al diseñar con un periodo de retorno de 2475 años, los desplazamientos esperados en el aislador tendrán un incremento, por ende, se requerirán propiedades adecuadas que garanticen la estabilidad frente sismos severos.

## **2 Objetivos e hipótesis**

### **2.1 Hipótesis**

A partir de la nueva versión de la ASCE 7, la demanda sísmica de un sistema de aislación en la base cambió de estar basada desde un “Terremoto de Diseño” a un “Terremoto Máximo considerado” asumiendo que eso producirá una mejoría en el desempeño. Sin embargo, este aumento de la demanda sísmica podría no significar una reducción en las pérdidas económicas esperadas.

### **2.2 Objetivo General**

Determinar qué enfoque de diseño de sistema de aislación sísmica presenta una menor pérdida económica esperada en un edificio de marcos de hormigón armado.

- Objetivo Especifico 1

Diseñar un sistema de aislación sísmica para un edificio de marco de hormigón armado, bajo dos casos de enfoques de diseño: uno basado en el “Terremoto máximo considerado” (Diseño MCE) y en otro basado en el “Terremoto de Diseño” (Diseño DBE).

- Objetivo Especifico 2

Estimar las pérdidas económicas esperadas para las estructuras analizadas, utilizando la metodología según la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño.

- Objetivo Especifico 3

Comparar los dos enfoques de diseño para el sistema de aislación sísmica en términos de pérdidas económicas esperadas en el edificio prototipo: Diseño DBE versus Diseño MCE.

### **3 Marco Teórico**

#### **3.1 Sistemas de aislación sísmica de la base con aisladores elastoméricos**

Chopra (2020) define los sistemas de aislación sísmica en la base como técnicas que permiten proteger un edificio de los efectos dañinos de un terremoto mediante la introducción de algún tipo de soporte que lo aisle del suelo. El autor clasifica las técnicas de aislación sísmica en dos enfoques, primero, los elastoméricos y, segundo, los friccionales.

Los elastoméricos los define como aquellos que introducen una capa de baja rigidez lateral entre la estructura y los cimientos. Con esta capa de aislamiento, la estructura tiene un periodo natural mucho más largo que su periodo natural de base fija, con lo que se reduce la pseudoaceleración y, por lo tanto, las fuerzas inducidas por el terremoto en la estructura. Así, la deformación aumenta, sin embargo, esta deformación se concentra en el sistema de aislamiento, produciendo solo pequeñas deformaciones en la estructura.

Según el autor, es beneficioso incluir amortiguación para reducir aún más las fuerzas en la estructura y la deformación en el sistema de aislamiento. Para esto, se pueden utilizar apoyos cilíndricos cortos con uno o más agujeros y capas alternas de acero y caucho duro interpuestos en la base de la estructura y los cimientos. También, se suele proporcionar amortiguación adicional, mediante algún tipo de amortiguador mecánico como tapones de plomo insertados en los agujeros, amortiguadores hidráulicos, barras de acero o bobinas de acero. Estos proporcionan disipación de energía a través de la elasticidad, introduciendo así no linealidad al sistema.

Warn & Ryan (2012) explican, además, que los aisladores elastoméricos con núcleos de plomo se componen principalmente de goma que se va intercalando con láminas de acero unidas mediante un proceso de vulcanización, que se encuentran cubierto por una capa externa de goma para protegerlo de riesgos ambientales. Según Kumar, Whittaker, & Constantinou (2015), este tipo de aislador presenta un cilindro de plomo en su interior que se caracteriza por aportar una mayor disipación de energía, pero no aporta resistencia en tracción ni tampoco rigidez vertical.

#### **3.2 Enfoques de diseño de aislación sísmica**

Un sistema de aislación sísmica debe estar basado en un enfoque sísmico. Este determinará el grado de amenaza sísmica, es decir, la probabilidad que ocurra un evento sísmico de alta intensidad en una zona específica, dentro de un tiempo determinado. Estos enfoques son el basado en el Terremoto de Diseño (DBE) y el basado en el Terremoto Máximo Considerado (MCE) (Rosales, 2020).

Según el autor, el diseño basado en el DBE es el que representa una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, con un periodo de retorno de 475 años. Por otro lado, el basado en el Terremoto Máximo Considerado (MCE) es el que se caracteriza por presentar una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, con un periodo de retorno de 2475 años. Esto quiere decir, que el DBE da a lugar estructuras diseñadas para resistir de mejor manera el sismo más probable en la zona de interés. Mientras que el MCE da a lugar estructuras diseñadas para resistir de mejor manera sismos que presentan una probabilidad de ocurrencia más baja.

La ASCE 7 – 10 (2010) determinaba que para la mayor parte de los parámetros de diseño de estructuras con aislación sísmica se debía utilizar valores asociados al DBE, por ejemplo, el desplazamiento máximo del sistema de aislación. Por otra parte, parámetros asociados al MCE era planteados como referencia para verificar la resistencia de la superestructura, en caso de que las condiciones del contexto indicaran una mayor probabilidad de colapso, pero no se utilizaban como base para los parámetros de diseño. Por su parte, la ASCE 7 – 16 (2017) exige que todas las estructuras con sistemas de aislación debían ser diseñado con parámetros asociados al MCE, incluyendo el desplazamiento máximo de diseño.

### 3.3 Ingeniería sísmica basada en el desempeño (PBEE)

Karawinkler & Miranda (2004) definen la ingeniería sísmica basada en el desempeño como un sistema que implica el diseño, evaluación, construcción, monitoreo y mantenimiento de estructuras cuyo desempeño responde a necesidades y objetivos de la sociedad. Para Moehle & Deierlein (2004) este sistema ofrece una metodología que tiene el propósito de predecir la respuesta de una estructura y determinar las consecuencias que pueden suceder tras un movimiento sísmico, dado la función de probabilidades. Para desarrollar un análisis de PBEE se debe tomar como base el teorema de probabilidades totales el que considera cuatro parámetros: la amenaza sísmica, la respuesta estructural, la estimación de daños y la estimación de pérdidas, la cual instaura el siguiente marco de trabajo:

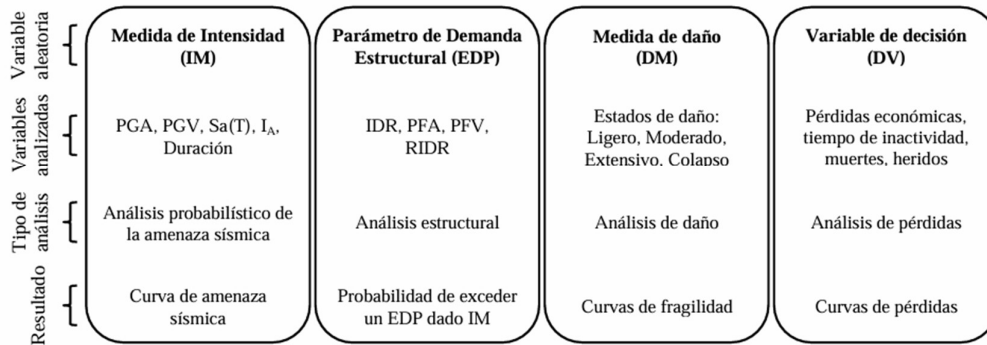


**Figura 1. Marco de trabajo de la ingeniería sísmica basada en el desempeño (Moehle y Deierlein, 2004).**

La Figura 1 presenta las etapas del marco de trabajo planteado por Moehle y Deierlein (2004). La primera etapa de la metodología trata en un análisis de la amenaza sísmica, con el cual se obtienen medidas de intensidad (IM) mediante un análisis probabilístico y estas se expresan como una probabilidad media anual de excedencia, las que dependen de la ubicación y características de diseño. Para poder aplicar esta metodología se necesita de una gran base de datos de registros sísmicos, que cubran todo un rango significativo de magnitudes, mecanismos, condiciones de sitio y distancias del caso en estudio. De esta forma, se pueden elaborar modelos predictivos que relaciona estas variables, como por ejemplo son las curvas de amenaza sísmica.

El segundo paso consiste en realizar simulaciones estructurales para determinar los parámetros de demanda estructural (EDP), como deformaciones, aceleraciones, fuerzas, etc. El objetivo principal es conseguir integrar las simulaciones estructurales y los registros de movimientos del suelo para generar una relación entre EDP y IM.

El tercer paso es realizar un análisis de daños de la estructura, que relaciona los EDP con las medidas de daños (DM) por medio de una probabilidad condicional. Las DM incluyen descripciones cuantitativas de daños a elementos estructurales, elementos no estructurales y contenidos en su interior. Esta cuantificación debe presentar un importante detalle para así permitir la evaluación futura de las reparaciones necesarias y los peligros de seguridad. Este análisis permite conocer las curvas de fragilidad, las que se representan como la probabilidad de sobrepasar un determinado estado de daño en función del parámetro de respuesta (EDP).

La última etapa de la metodología es calcular las variables de decisión (DV) con la utilidad para la toma de decisiones. Las DV corresponden a costos económicos, tiempo de inactividad y pérdidas humanas. De forma similar a las etapas anteriores, las DV se determinan integrando las probabilidades condicionales de DV dado DM, por medio de la siguiente ecuación:

$$\lambda(DV) = \int_{DM} \int_{EDP} \int_{IM} G(DV|DM) \cdot |dG(DM|EDP)| \cdot |dG(EDP|IM)| \cdot |d\lambda(IM)| \quad (1)$$

### 3.4 Análisis de Amenaza Sísmica

Un análisis probabilístico de la amenaza sísmica (PSHA, por sus siglas en inglés) requiere definir la geometría y las características de todas las fuentes sismogénicas cerca al sitio de interés y, además, las relaciones de atenuación de cómo se disipan las ondas sísmicas mientras se trasladan por el suelo (Cornell, 1968). El PSHA se representa inicialmente identificando fuentes sismogénicas que se detallan por parámetros tales como su magnitud máxima esperada, la geometría espacial, entre otros. Posteriormente se aplican ecuaciones de integración que relacionan aquellas fuentes con informes estadísticos de terremotos históricos. Este análisis da como resultado la representación de la curva de amenaza sísmica que representa la frecuencia anual media en que se excede un cierto nivel de intensidad sísmica para un sitio de interés.

### 3.5 Estimación de la respuesta estructural

La estimación de la respuesta estructural se caracteriza a través de Parámetros de Demanda Ingenieril (EDP) que simulan y cuantifican cómo una estructura responde frente a un evento sísmico. Los EDP enfocados en el marco de estudio de PBEE busca parámetros que se correlacionen con el daño unitario que puede sufrir un elemento del edificio, dado que no todos los elementos son gobernados por la misma métrica. Dentro de los parámetros más comunes utilizados se presentan las derivas de piso (IDR) y las aceleraciones máximas de piso (PFA). Las derivas de piso son un indicador fundamental para estimar el daño estructural y no estructural y se expresan como el desplazamiento relativo entre 2 pisos sucesivos, normalizados por la altura entre piso (Moehle, 2014). Por otro lado, el *peak floor acceleration* (PFA) tiene una alta correlación con el daño en elementos no estructurales sensibles a las aceleraciones (Chopra, 2017).

Para evaluar la respuesta estructural en diferentes niveles de intensidad sísmica, se utiliza un Análisis Dinámico Incremental (IDA), que consiste en un procedimiento propuesto por Vamvatsikos y Cornell (2002), que evalúa la respuesta estructural a niveles crecientes de intensidades sísmicas. Este análisis presenta diferentes métodos para estimar la respuesta estructural a distintos niveles de intensidad, dentro de los cuales se destacan el análisis de franja, el análisis de franjas múltiples, entre otros. En un IDA, uno de sus principales productos son las curvas de fragilidad que, según los autores, representan la probabilidad de que una estructura exceda un estado límite de daño tras distintas intensidades de demanda sísmica.

### 3.6 Estimación de Daño

Para FEMA (2018) el daño de una estructura depende de una variedad de factores, dado que cada elemento sufre un deterioro por cada diferente nivel de intensidad sísmica y distinto tipo de EDP. Es por esto que surge el parámetro “Medida de Daño” (DM) que se caracteriza por incluir descripciones de los daños estructurales, no estructurales y contenidos del edificio. Las medidas de daño para un elemento se estiman mediante funciones de fragilidad que, según Krawinkler & Miranda (2004) corresponden a funciones de probabilidad acumulada (CDF, por sus siglas en inglés) que modelan la probabilidad de que un componente de la estructura alcance o supere un determinado estado de daño (DS), bajo una cierta demanda sísmica en función a un parámetro de demanda (EDP).

En el marco de la PBEE el daño de un elemento se estima utilizando el teorema de probabilidades totales considerando variables continuas, se realiza por medio de la expresión de la ecuación (2) que indica la probabilidad de observar daños de un elemento dado un nivel de intensidad sísmica (IM). Esta representa el área bajo la curva de la multiplicación de la probabilidad de observar daño, dado un cierto EDP ( $p(DS > ds|(EDP = edp|IM))$ ) con la probabilidad de observar un EDP a un cierto nivel de intensidad sísmica  $p(EDP = edp|IM = im)$ .

$$p(DS > ds|IM = im) = \int_{edp} F_{DS}(edp) \cdot f_{EDP|IM}(edp|IM) \cdot d(edp) \quad (2)$$

Según Krawinkler (2003) un estado de daño (DS, por sus siglas en inglés) se define como un nivel de deteriorización estructural de un componente asociado a ciertos umbrales de respuesta de la estructura. Además, se asocia a una acción específica como reparación o reemplazo que debe estar basada en un criterio objetivo, sin ambigüedades.

### 3.6.1 Fragilidad de Demolición

Un edificio tras sufrir un terremoto de magnitud severa puede no colapsar, pero existe una alta probabilidad que entre en el rango no lineal y, como producto se generen deformaciones residuales. Dado esto Ramírez & Miranda (2012) investigaron la relevancia que tiene las derivas de piso residuales después de un terremoto, logrando notar que, con un determinado nivel de derivas de piso residual se necesita que el edificio se tenga que demoler, aunque aún no se haya colapsado.

A partir de lo mencionado, Ramírez & Miranda (2012) proponen una curva de fragilidad de demolición ( $F_D(IDR_{res})$ ), que asocia la derivada de piso residual como la EDP. Esta curva se caracteriza por seguir una distribución lognormal que tiene una media ( $\mu_{res-IDR}$ ) equivalente a 1.5 [%] y una desviación estándar logarítmica ( $\sigma_{res-IDR}$ ) igual a 0.3. Estos parámetros indican que si un edificio presenta una derivada de piso residual de 1.5 [%], hay un 50 % de probabilidad que se tenga que demoler.

Para determinar la probabilidad de demoler un edificio dado un cierto nivel de intensidad sísmica se debe emplear la ecuación (3).

$$p(D|NC, IM = im) = \int_{edp} F_D(edp) \cdot f_{EDP|IM}(IDR_{res}|IM) \cdot d(edp) \quad (3)$$

### 3.7 Estimación de Pérdidas

La estimación de pérdidas corresponde a la última etapa de la metodología PBEE, la cual busca garantizar en términos utilitarios qué toma de decisión es óptima para el mandante de un proyecto. Para esto se define la Variable de Decisión (DV) que corresponde a una variable que controla el interés que tiene el mandante, este puede ser en el ámbito económico (costo de construcción, costo de reparación anual de un edificio), tiempo de inactividad durante reparaciones (edificio de primera necesidad), número de muertos y heridos, entre otros.

En el marco PBEE esta metodología entrega alternativas para cuantificar esta variable, no obstante, está totalmente relacionada al interés seleccionado por el mandante, por ejemplo, si la decisión está enfocada a ámbito económico, se puede determinar las pérdidas esperadas anualizadas tras un cierto sismo. Por otro lado, si se basan en tiempo de inactividad el método permite cuantificar el tiempo anual de inactividad dedicado a las reparaciones de un edificio.

### 3.8 Pérdidas económicas esperadas

Un elemento puede presentar uno o más estados de daño y cada uno tiene asociado una pérdida económica. Dado esto en la investigación de Cornell et al. (2002), se define la ecuación (4) que cuantifica las pérdidas esperadas basándose en la probabilidad de ocurrencia de diferentes estados de daño. Es importante destacar que, si se reitera este método para todos los edp, se tiene como producto la pérdida esperada del elemento.

Cabe mencionar que para estimar el costo de reparación de un componente se debe considerar que puede variar según la ubicación y el tiempo que ocurre, es por esto que es común normalizar las pérdidas por el costo de reemplazo del componente [RC] (Ramírez, 2009).

$$E(L_i|EDP = edp) = \sum E(L|DS_i) \cdot p(DS_i|EDP = edp) \quad (4)$$

Finalmente, las pérdidas económicas esperadas de un edificio equivalen a la suma de: las pérdidas económicas esperadas dado el que edificio no colapsa y se repara; las pérdidas esperadas a que el edificio no colapse, pero se necesita demoler; y, las pérdidas económicas esperadas dado que el edificio colapsa. Esto es definido en la ecuación (5).

$$L_T = L_{NC \cap R} + L_{NC \cap D} + L_C \quad (5)$$

Donde:

- $L_{NC \cap R}$  : pérdidas económicas esperadas dado el que edificio no colapsa y se repara
- $L_{NC \cap D}$  : pérdidas esperadas a que el edificio no colapse, pero se necesita demoler
- $L_C$  : las pérdidas económicas esperadas dado que el edificio colapsa

### 3.9 Pérdidas económicas anualizadas

La pérdida económica anualizada (EAL) de un edificio cuantifica la cantidad de dinero que se debe gastar anualmente producto a reparaciones que se deben ejecutar como consecuencia de eventos sísmicos, durante toda su vida útil (FEMA – 58, 2018). Para estimar el EAL se aplica la ecuación (6).

$$EAL = \int L_T \cdot \left\| \frac{d\lambda_{IM}}{d_{IM}} \right\| d_{IM} \quad (6)$$

Donde  $L_T$  es la pérdida esperada total y  $\left\| \frac{d\lambda_{IM}}{d_{IM}} \right\|$  es el módulo de la derivada de la curva de amenaza sísmica. El producto de la ecuación (6) da la curva de desagregación de las pérdidas económicas.

Cabe mencionar que la pérdida total del edificio para todas las intensidades es la suma de las pérdidas de diferentes componentes, por lo tanto, cada componente tiene su propia desagregación y pérdida económica anualizada. Esto se expresa en la ecuación (7).

$$EAL = \int L_i \cdot \left\| \frac{d\lambda_{IM}}{d_{IM}} \right\| d_{IM} \quad (7)$$

Donde  $L_i$  es la pérdida económica esperada anualizada para el componente i.

## 4 Metodología

### 4.1 Casos de estudio

En este estudio se trabaja con dos estructuras prototipo. Ambas comparten la misma geometría, siendo la única diferencia las dimensiones de los aisladores. Es importante señalar que, si bien el cambio en el sistema de aislación podría provocar un cambio en la armadura de la superestructura, en este estudio se asume que el diseño estará controlado por límites de corte mínimo, por lo que la armadura correspondería a la misma. Este supuesto está alineado con lo que ocurre comúnmente en estructuras con aislación sísmica. A continuación, se detallan las diferencias entre ambos prototipos:

#### 4.1.1 Diseño MCE

Corresponde al diseño del aislador elastomérico con núcleo de plomo basado en el terremoto máximo considerado (MCE), según la ASCE 7-16 (2017). Si bien esta no es la última versión del código de diseño de Estados Unidos, este aspecto no ha cambiado desde entonces. En este contexto, se define la aceleración de respuesta espectral del terremoto Máximo considerado ( $S_{M1}$ ), equivalente a:

$$S_{M1} = F_a \cdot S_1 \quad (8)$$

Este parámetro depende de la clasificación del suelo que tiene el sitio de estudio, donde en esta investigación corresponde a la clase C, también del coeficiente de sitio para periodos cortos ( $F_a$ ) y de la aceleración de respuesta espectral para una amortiguación de 5%.

#### 4.1.2 Diseño DBE:

Corresponde al diseño del aislador elastomérico con núcleo de plomo basado en el terremoto de diseño (DBE), lo cual era el requisito normativo según la ASCE 7-10 (2010). La aceleración de respuesta espectral de diseño ( $S_{D1}$ ) se definía como:

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \quad (9)$$

### 4.2 Diseño de Aisladores

Para el diseño de los sistemas de aislación sísmica se considera aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB por sus siglas en inglés *Lead Rubber Bearing*), los cuales se caracterizan por ser un apoyo que incluye un cilindro de plomo incrustado en el centro de una estructura laminada que intercala capas de caucho natural con placas de acero, donde se estima que el caucho proporciona la capacidad restitutiva, mientras que el cilindro de plomo proporciona la capacidad de disipación de energía (Bridgestone Corporation, 2017). Cabe destacar, que la disipación de energía de un aislador se puede ajustar variando el diámetro del cilindro de plomo. A continuación, en la Figura 2 se muestra un esquema del aislador considerado.

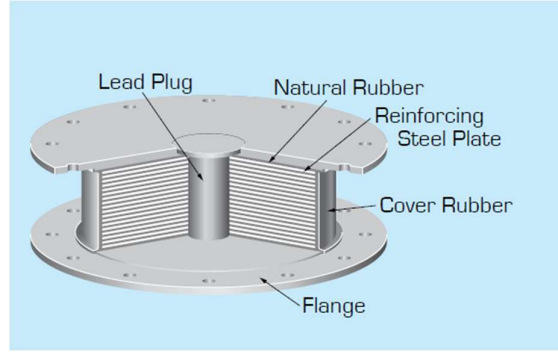


**Figura 2: Esquema de aislador elastomérico con núcleo de plomo. (Bridgestone Corporation, 2017)**

Para comenzar el diseño de los aisladores se desarrolla un proceso iterativo mediante la herramienta de Excel, donde inicialmente se define un aislador con cierto núcleo de plomo y altura total del aislador, lo cual nos permite estimar la rigidez y el amortiguamiento efectivo, la rigidez elástica ( $k_1$ ) y, por último, la rigidez post-fluencia ( $k_2$ ), mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Periodo efectivo} \quad T_{eff} = 2\pi * \sqrt{\frac{M}{k_{eff}}} \quad (10)$$

$$\text{Rigidez efectiva} \quad k_{eff} = \frac{F_{max}}{u_{max}} \quad (11)$$

$$\text{Amortiguamiento efectivo} \quad \xi_{eff} = \frac{2 Q_d (u_{max} - u_y)}{\pi \cdot k_{eff} \cdot u_{max}} \quad (12)$$

$$\text{Rigidez elástica} \quad k_1 \approx 10 \cdot k_2 \quad (13)$$

$$\text{Desplazamiento espectral de diseño} \quad D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D} \quad (14)$$

$$\text{Desplazamiento espectral máximo} \quad D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4\pi^2 B_M} \quad (15)$$

Donde  $u_{max}$  es el desplazamiento máximo del sistema de aislación, mientras que  $D_D$  es el desplazamiento espectral asociado a DBE y  $D_M$  es el desplazamiento espectral asociado a MCE. Este último, se define como el desplazamiento máximo de un oscilador de un grado de libertad. Cabe mencionar, que se considera que la superestructura se comporta como cuerpo rígido, por ende, se puede asumir que  $u_{max}$  es igual al  $D_M$ .

Luego, dado que la ASCE 7 -16 define un espectro de desplazamiento para solo un 5% de amortiguamiento y, como un sistema de aislamiento posee un amortiguamiento generalmente mayor a este valor, se utiliza un factor de reducción por amortiguamiento (B) para obtener el desplazamiento efectivo correspondiente y esto se ejecuta mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{D_M(\xi = 5\%)}{B_M} = D_M(\xi) \quad (16)$$

Cabe destacar, que esto aplica de la misma forma para el diseño asociado al DBE.

Posteriormente, combinando las ecuaciones de la (10) hasta (15), y seleccionando como referencia dos aisladores LRB del catálogo de Bridgestone Corporation, se realiza un proceso iterativo para determinar los desplazamiento y fuerzas máximas de los aisladores. Cabe mencionar que, en base a la experiencia

de los autores de este trabajo, se incluyeron requerimientos adicionales en la elección de aislador para reducir el espacio de solución del problema de diseño. Los requerimientos adicionales fueron:

- $Q_d/W$  entre 2% a 8%.
- $T_{eff}$  entre 3 a 3.5 [seg].
- $\xi_{eff}$  entre un 10 y 20%.
- Presión axial menor a 13 [MPa].
- Distorsión angular de la goma ( $\gamma$ ) asociado al desplazamiento máximo menor a un 200%.

### 4.3 Modelo estructural

Las estructuras modeladas para esta investigación corresponden a 2 edificios hospitalarios prototipos de 6 pisos diseñado con 8 vanos de 8m de largo y una altura de entrepiso de 4.5m. Estos se encuentran ubicado en San Francisco, California (Lat. = 37.793°, Lon = -122.401°), sitio que se categoriza por ser zona 3. El lugar en que se sitúan los edificios presenta un suelo con una velocidad de onda ( $V_{s3}$ ) de 537 m/s, esto indica que el suelo tiene una clasificación C según indica NEHRP (2003). Además, el sistema estructural se considera marcos de hormigón armado, donde las vigas son de 50x70 [cm] con una armadura superior de 4 $\phi$ 28 + 4 $\phi$ 25 e inferior de 4 $\phi$ 25 y columnas de 80x80 [cm] con una armadura de 4 $\phi$ 28 + 16 $\phi$ 22. Cabe mencionar que los modelos de evaluación de desempeño sísmico en estructuras de tipo hospitalarias son parte de las edificaciones críticas.

Para el modelo no lineal de la superestructura, se definen elementos viga-columna con rótulas de plasticidad concentrada en sus extremos. Esta modelación se da a conocer en la Figura 3.

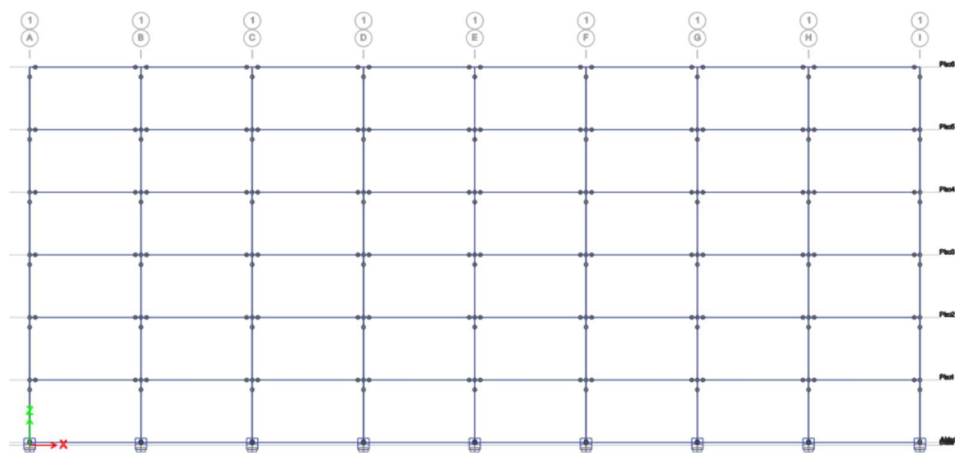


**Figura 3: Definición de comportamiento no lineal en el modelo prototipo.**

### 4.4 Selección de Registros

Para conocer el comportamiento de las estructuras prototipos se necesita seleccionar una cierta cantidad de registros sísmicos. Para esto se considera el espectro de media condicionada (Baker, 2011) que permite simular el espectro estadístico de respuesta dado una específica aceleración espectral objetivo. Este da a conocer la selección de registros que mejor se ajustan al espectro estadístico de respuesta para un determinado periodo de interés ( $T^*$ ). Para aquello, se procede a emplear el código desarrollado por Baker & Lee (2018), el cual escoge y escala registros reales, de tal manera de que se ajusten a un espectro condicionado (CS). Por último, el código mejora el ajuste de la media y la desviación estándar del CS, a través de una optimización Greedy.

#### 4.5 Análisis de Franja Múltiples

Para determinar la respuesta del sistema se puede utilizar un análisis dinámico incremental (IDA), el cual consiste en evaluar la respuesta estructural a diferentes niveles de intensidad sísmica y la probabilidad de colapso de los modelos prototipos, escalando un mismo set de registros. Para mejorar la eficiencia del método, se puede utilizar una variación de este, la cual es llamada análisis de múltiples franjas (Multiple stripe analysis). Este análisis consiste en elegir un número de franjas a distintos niveles de intensidad sísmica, cada una consistente en un set diferente de registros sísmicos. Para este estudio se escogen 5 franjas y cada franja es seleccionada mediante un determinado nivel de amenaza sísmica, los cuales se indican a continuación.

1. (1% en 100 años) \* 2.5  $\rightarrow S_a(T) = 1.0793 [g]$
2. 1% en 100 años  $\rightarrow S_a(T) = 0.4279 [g]$
3. 2% en 50 años  $\rightarrow S_a(T) = 0.2724 [g]$
4. 5% en 50 años  $\rightarrow S_a(T) = 0.1888 [g]$
5. 10% en 50 años  $\rightarrow S_a(T) = 0.13404 [g]$

Es importante señalar que la franja 1 tiene una intensidad importante y arbitraria, con el fin de lograr colapsos en el prototipo que utiliza un diseño de aisladores basados en el MCE. Una vez seleccionada las franjas se requiere seleccionar un conjunto de registros sísmicos para cada franja, por lo que para esta investigación se seleccionaron 20 registros por franjas, generando un total de 100 registros por cada modelo prototipo para el análisis de múltiples franjas.

A partir de la respuesta estructural de los modelos prototipos, se calculan los parámetros de demanda (EDP) que, en esta investigación, corresponden a la deriva máxima de piso (IDR) de la superestructura, la deriva residual de piso (RIDR) y la aceleración máxima de piso (PFA). Respecto a las EDP, estas se ajustan con el método de máxima verosimilitud y se obtiene la mediana y la desviación estándar, las cuales se relacionan por franja a través de interpolaciones lineales.

#### 4.6 Análisis de Amenaza Sísmica

La curva de amenaza sísmica del modelo prototipo se obtiene desde la página del USGS (2022) en función de la aceleración espectral en el primer modo que considera como input un periodo espectral de 3 [seg], un periodo de retorno dependiendo de la franja de estudio y el tipo de suelo del sitio de estudio que para esta investigación el edificio se ubica en un suelo tipo C.

Por otro lado, los registros obtenidos se escalan para que la aceleración espectral en el periodo condicionante posea el mismo valor. Cabe señalar que para estos resultados el factor de escala fue limitado a 3 y 1/3, dado que según Dávalos & Miranda (2019), si el factor de escala es muy lejano a 1 la forma espectral del registro escalado no es necesariamente consistente con el nivel de amenaza.

#### 4.7 Definición de colapso no simulado

Para la respuesta estructural del modelo prototipo se consideran 2 criterios para definir cuándo ocurre el colapso del sistema durante un terremoto. De cumplirse cualquiera de los dos criterios, se identifica que la estructura sufre colapso. Estos criterios son los siguientes:

1. La razón de derivas de piso de la superestructura es mayor al 10 % en cualquier piso.
2. La deformación de corte en la goma del aislador es mayor al 300% de la altura del aislador. Este último criterio se utiliza basado en el trabajo de Sepúlveda et al. (2024).

Para cada nivel de intensidad estudiado se calcula la probabilidad acumulativa en que la estructura colapsa. Luego, estos resultados se ajustan a una función lognormal para así relacionar la probabilidad acumulativa de colapso con la intensidad sísmica, donde se genera la curva de fragilidad de colapso.

#### 4.8 Modelación del Daño estructural y las pérdidas.

Para evaluar el daño del edificio, y sus pérdidas económicas, se tiene que, en primer lugar, determinar el tipo y cantidad de elementos estructurales, no estructurales y componentes que contiene el modelo prototipo de estudio. En segundo lugar, se determina las curvas de fragilidad y de costos de los elementos correspondientes. Para esta investigación el tipo de componentes seleccionados se obtiene de los trabajos realizados por Ramírez (2009), donde desarrolla una metodología que mejora y simplifica la evaluación de las pérdidas económicas de un edificio propuestas por el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Esta metodología se caracteriza por indicar las pérdidas de cada elemento y, luego, permite obtener las pérdidas de cada piso con respecto a los parámetros de demanda considerados en el cálculo de la respuesta estructural.

Las curvas de fragilidad de los elementos estructurales y no estructurales de cada piso se muestran en las Tabla 5, 6, 7 y 8 adjuntadas en el apéndice, donde para este estudio se considera la distribución de costos para un edificio de media altura según define Ramírez (2009). En la tabla se dan a conocer qué EDP controlan el estado de daño de un componente y costo de reparación normalizado por el costo de reemplazo del componente correspondiente. Cabe mencionar que todas las curvas presentan una distribución lognormal y estados de daños secuenciales.

Es importante notar que las pérdidas económicas esperadas están normalizadas por el costo de reemplazo de cada componente, porque es inadecuado solo sumar las pérdidas ya que el reemplazo de un componente no necesariamente presenta el mismo costo. Es por esto que Ramírez (2009) en su investigación simplifica la distribución de las componentes del edificio como una fracción del costo de reemplazo del piso, y de esta forma poder ponderar el impacto que genera cada componente en la pérdida esperada por piso.

#### 4.9 Pérdidas Económicas

Para esta investigación la variable de decisión es de ámbito económico y corresponde a las pérdidas económicas anualizadas debido a terremotos. Para cuantificarlas, según el marco PBEE, inicialmente se debe estimar las pérdidas esperadas normalizadas por cada componente ( $E[L_i|IM = im]/RC_i$ ).

En la sección 3.7 se menciona como estimar las pérdidas económicas para todo el espectro de respuesta. Sin embargo, esa ecuación se debe especificar y considerar la pérdida esperada dado un cierto nivel de intensidad sísmica ( $IM=im$ ). Para esto, se considera la ecuación (17) que indica la probabilidad de observar un  $EDP = edp$  dado un  $IM=im$ .

$$E(L_i|IM = im) = \sum E(L_i|EDP_i) \cdot p(EDP = edp|IM) \quad (17)$$

Dado que se trabaja con variables continuas, la sumatoria se convierte en una integral, como se muestra en la ecuación (18).

$$E(L_i|IM = im) = \int_{edp} E[L_i|EDP_i] \cdot f_{EDP|IM}(edp_i|IM) \cdot d(edp) \quad (18)$$

La ecuación indica que la pérdida esperada en un elemento dada un nivel de intensidad sísmica ( $IM$ ) es el área bajo la curva obtenida al multiplicar la pérdida esperada dado un EDP ( $E[L_i|EDP = edp]$ ), con la probabilidad de observar el EDP dado un nivel de intensidad sísmica  $f_{EDP=edp|IM}(EDP|IM)$ .

#### 4.10 Pérdidas Económicas Esperadas

Según la sección 3.8 las pérdidas económicas esperadas están definida por la suma de las pérdidas de los casos que la estructura sufra colapso y no colapso, para esto se detalla a continuación los métodos para calcular cada pérdida económica.

#### 4.10.1 Pérdida Económica de un edificio debido que es reparado dado que no colapsa

Asumiendo el caso que el edificio no sufre un colapso, las pérdidas económicas dado un terremoto de intensidad IM se puede calcular sumando las pérdidas realizadas por sus componentes. Esto se expresa en la ecuación (19).

$$E(L_T|NC \cap R, IM) = \sum_{i=1}^n E([L_i|NC \cap R, IM]) \quad (19)$$

Luego, si se relaciona la pérdida esperada calculada con la ecuación (19) en función de la medida de intensidad IM, se obtiene la función de pérdidas del edificio. Finalmente, la pérdida económica esperada para un nivel de intensidad IM, dado que el edificio no sufre colapso y es reparado, se estima multiplicando la pérdida económica calculada en la ecuación (19) con la probabilidad de que el edificio no colapse ni sea demolido, en otras palabras:

$$L_{NC \cap R} = E(L_T|NC \cap R, IM) \cdot (1 - p(D|NC, IM)) \cdot (1 - p(C|IM)) \quad (20)$$

Donde  $(1 - p(D|NC, IM))$  corresponde a la probabilidad de que el edificio no colapse y no es necesario demolerlo dado un nivel de intensidad IM, mientras que  $(1 - p(C|IM))$  es la probabilidad que el edificio no colapse dado un nivel de intensidad IM.

#### 4.10.2 Pérdida Económica de un edificio debido a demolición dado que no colapsa

Bajo el caso que el edificio no colapsa, pero es necesario demoler, hay una pérdida mayor que si se decide el reemplazo del edificio y, además, superior a que el edificio colapse, dado que se necesitará demoler y retirar escombros.

La pérdida económica esperada dado a la demolición de un edificio condicionada a no colapso  $L_{NC \cap D}$ , se define según la ecuación (21), donde  $p[D|NC, IM]$  es la probabilidad de demolición dado que no colapsa y  $(1 - p(C|IM))$  es la probabilidad de que la estructura no colapse.

$$L_{NC \cap D} = E(L_T|NC \cap D, IM) \cdot p(D|NC, IM) \cdot (1 - p(C|IM)) \quad (21)$$

Cabe destacar que  $E(L_T|NC \cap D, IM)$  representa a la suma del costo de demoler la estructura, remover las estructuras demolidas, más el costo de reemplazo del edificio y menos el costo de los elementos en buen estado (Ramirez y Miranda, 2012). Por lo tanto, el costo debido a la demolición es mayor que el costo debido al colapso. Por otro lado, para esta investigación se asume que el costo de demolición es 1.5 veces el costo del edificio, por ende, la pérdida económica debido a la demolición de la estructura normalizado por el reemplazo del edificio, aunque esta aun no haya colapsado, es igual a 150%.

#### 4.10.3 Pérdida Económica de un edificio debido al colapso

Bajo el supuesto que el edificio colapsa, la pérdida económica se estima sumando el retiro de escombros del sitio, más el costo de reemplazo del edificio, por lo que puede ocasionar que la pérdida esperada cuando el edificio colapsa sea mayor al 100%.

Por otro lado, la pérdida económica esperada dado el colapso se expresa como:

$$L_C = E(L_T|C, IM) \cdot p(C|IM) \quad (22)$$

Donde  $p(C|IM)$  es la curva de fragilidad asociado al colapso y  $E(L_T|C, IM)$  es la pérdida que representa el costo de remover la estructura colapsada, más el costo de reemplazo del edificio (Ramirez y Miranda, 2012).

En esta investigación se asume que el costo de reemplazo del edificio es igual al costo de reemplazo de todos los componentes de la estructura. Para este caso, solo se considera los últimos estados de daño de los elementos de las Tabla 5, 6, 7 y 8 (adjunta en apéndice). A partir de esto, se obtiene que el costo de reemplazar todos los componentes del edificio es 1.25 veces mayor que el costo del edificio, por ende, la pérdida económica debido al colapso de la estructura, normalizada por el reemplazo del edificio, es  $E(L_T|C, IM) = 125\%$ .

## 5 Resultados

### 5.1 Diseño de Aisladores

A continuación, se da a conocer un resumen de las características de los sistemas de aislación considerados para ambos casos de estudios.

**Tabla 1: Resumen de características de ambos sistemas de aislación.**

|                                 | <i>Diseño DBE</i> | <i>Diseño MCE</i> |
|---------------------------------|-------------------|-------------------|
| Tipo de Aislador                | LH085G4 - F       | LT090G4 - C       |
| Diámetro del plomo (Di)<br>[mm] | 120               | 160               |
| Diámetro exterior (Do)<br>[mm]  | 850               | 900               |
| tr [mm]                         | 5.7               | 6                 |
| N° capas de goma                | 35                | 42                |
| Hr [mm]                         | 199.5             | 252               |
| K2 [KN/mm]                      | 1.115             | 0.978             |
| K1 [KN/mm]                      | 11.151            | 9.779             |
| Qd/W [%]                        | 3.489%            | 6.203%            |
| T_eff [seg]                     | 3.172             | 3.212             |
| damping_eff [%]                 | 17.629%           | 22.308%           |
| Presión axial [Mpa]             | 6.761             | 6.103             |
| Gamma [%]                       | 151.603%          | 169.868%          |

Para el caso basado en el terremoto de diseño, se selecciona un modelo LH085G4-F que se caracteriza por tener un aislador con núcleo de plomo (LBR), con una altura total de 199,5 [mm], compuesta por 35 capas de goma de espesor de 5.7 [mm], un diámetro de plomo de 120 [mm], un diámetro exterior de 850 [mm] y un  $k_2$  de 1.115 [KN/mm]. A continuación, en la Tabla 2 se puede visualizar que los resultados cumplen con los requisitos definido en el apartado 4.2 y se da a conocer en la Figura 4 el comportamiento bilineal del aislador sísmico para el diseño DBE.

**Tabla 2: Resultados del sistema de aislación del caso DBE.**

| <i>Qd/W</i> | <i>T_eff</i> | <i>damp_eff</i> | <i>Axial Press [Mpa]</i> | <i>Gamma</i> |
|-------------|--------------|-----------------|--------------------------|--------------|
| 3.489%      | 3.172        | 17.629%         | 6.761                    | 151.603%     |
| APROBADO    | APROBADO     | APROBADO        | APROBADO                 | APROBADO     |

Mientras que, para el caso basado en el terremoto máximo considerado, se selecciona un modelo LT090G4-C que se caracteriza por tener un aislador LBR, con una altura total de 252 [mm], compuesta por 42 capas de goma de espesor de 6 [mm], un diámetro de plomo de 160 [mm], un diámetro exterior de 900 [mm] y un  $k_2$  de 0.978 [KN/mm]. A continuación, se da a conocer en la Figura 4 el comportamiento bilineal del aislador sísmico para el diseño MCE y en la Tabla 3 se puede visualizar que los resultados cumplen con los requisitos definido en el apartado 4.2.

**Tabla 3: Resultados del sistema de aislación del caso MCE.**

| $Qd/W$   | $T_{eff}$ | $damp_{eff}$ | $Axial\ Press\ [Mpa]$ | $\Gamma$ |
|----------|-----------|--------------|-----------------------|----------|
| 6.203%   | 3.212     | 22.308%      | 6.103                 | 169.868% |
| APROBADO | APROBADO  | APROBADO     | APROBADO              | APROBADO |

En la Figura 4 se da conocer la curva bilineal de ambos aisladores diseñados para esta investigación, incorporando sus respectivas curvas de rigidez efectiva.

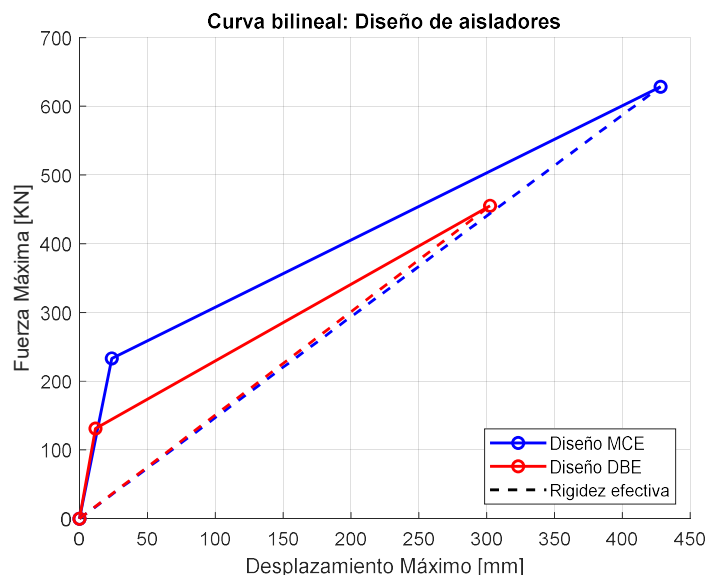


**Figura 4: Curva bilineal del diseño de aisladores.**

## 5.2 Análisis de Amenaza Sísmica

Con respecto al análisis de amenaza ejecutado, se muestra en la Figura 5 la curva de amenaza sísmica en escala logarítmica, que considera como medida de intensidad la aceleración espectral en un periodo de  $T = 3$  [seg]. Notar que ambos diseños entregan periodos efectivos levemente diferentes. Sin embargo, para tener sets de registros comunes para ambos prototipos, se eligió un periodo condicionante común igual a 3 segundos.

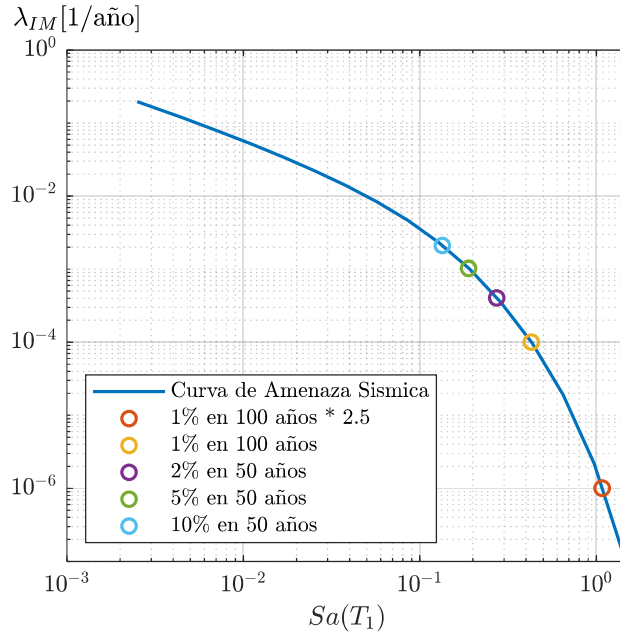


**Figura 5: Curva de amenaza sísmica.**

Con respecto a la gráfica de la Figura 5, esta se caracteriza por contener los puntos correspondientes a las franjas consideradas para este estudio. Además, se puede visualizar que para las intensidades bajas va a haber un mayor nivel de amenaza, en comparación a las intensidades altas. Esto quiere decir, que las intensidades bajas ocurren de forma frecuente porque bastantes sismos son capaces de generarlos. En cambio, para intensidades altas tienen una recurrencia muy baja, ya que los sismos que pueden generar esa intensidad tienen una muy baja probabilidad de ocurrencia.

### 5.3 Respuesta Estructural

#### 5.3.1 Drift Máximo

Con respecto al *drift* como EDP en la respuesta estructural de los modelos prototipo estudiados se obtiene la gráfica de la Figura 6, la cual muestra el *drift* máximo por piso para cada franja en ambos enfoques de sistemas de aislación en estudio. Se puede observar que para todas las franjas el piso que sufre los *drift* con mayor magnitud es el número 2, lo cual suele suceder en estructuras de tipo marco de momento.

Para la franja 5 (intensidad más baja), el Diseño DBE tiene mejor respuesta estructural que el Diseño MCE. Para la franja 4, la respuesta es prácticamente la misma, y para intensidades mayores, el Diseño MCE tiene una mejor respuesta estructural que el Diseño DBE.

Tal como se esperaba la respuesta estructural del sistema de aislación diseñado con MCE respecto a la derivada de piso tiene un mejor comportamiento para terremotos severos, mientras que el diseño DBE se comporta mejor para terremotos pequeños. Sin embargo, la diferencia numérica resulta ser marginal.

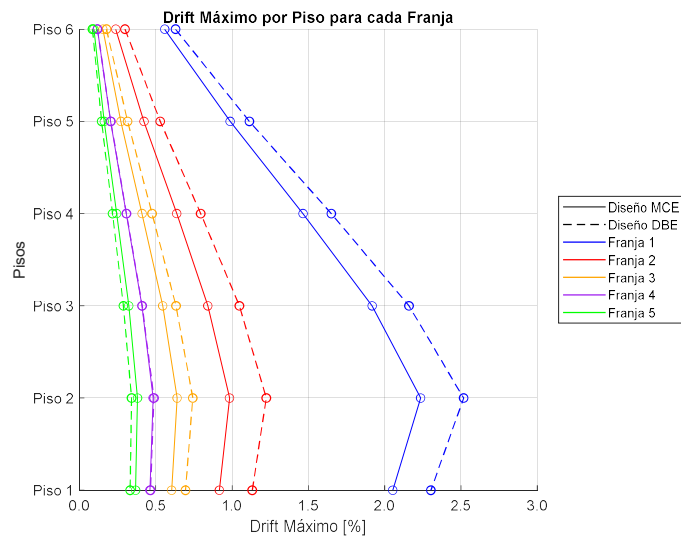


**Figura 6: Comparación del *drift* máximo por piso para cada franja.**

La Figura 7, muestra la curva de demanda estructural considerando como EDP la media del *drift* máximo por piso para cada franja de estudio. En esta gráfica se puede visualizar que la curva del Diseño MCE en intensidades bajas (intensidades menores a 0.2 [g] aproximadamente) presenta mayores *drift* (0.09%) que el Diseño DBE (0.08%), mientras que para intensidades altas (sobre un 1 [g]) ocurre el comportamiento en inverso y el aislador con Diseño MCE posee menores *drift* (0.52%) que el Diseño DBE (0.58%).

Esto ocurre por el motivo que el aislador diseñado con DBE presenta características que le permiten ser más flexible, por lo tanto, para intensidades altas tiene *drift* mucho mayores que el Diseño MCE entregando una menor protección. Mientras que Diseño MCE se identifica por ser un aislador mucho más rígido, por lo cual permite resistir intensidades de mayor magnitud, pero para intensidades bajas no logra cumplir su óptimo funcionamiento dado que el aislador no percibe las deformaciones mínimas para iniciar la respuesta del aislador frente al movimiento del suelo, por lo que estos movimientos se ven reflejados directamente en la superestructura y queda vulnerable. Cabe destacar que, a pesar de existir una tendencia clara de tener mayores valores de derivas de entrepiso para el diseño DBE, todos los valores se encuentran dentro de límites razonables, lejos del 10% asociado a colapso de la superestructura. Esto se traduce en que cualquiera de los sistemas de aislación estudiados protege a la estructura del daño por solicitaciones sísmicas severas.

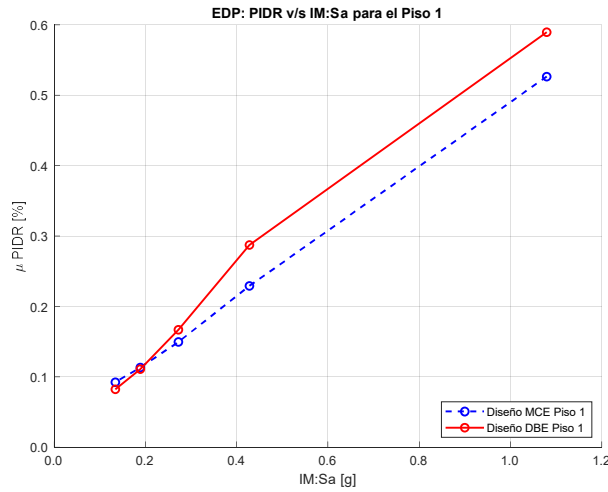


**Figura 7: Curva de demanda estructural respecto al *drift* máximo del piso 1.**

En el apéndice, se adjuntan las curvas de demanda estructural considerando el *drift* máximo para el resto de los pisos del edificio prototipo de estudio.

### 5.3.2 Drift Máximo Residual

El *drift* residual corresponde al desplazamiento permanente que queda en el edificio posterior a un evento sísmico. Para conocer la respuesta de esta EDP, se calcula el *drift* residual máximo por piso para cada franja y tras este análisis se tiene como resultado la Figura 8.

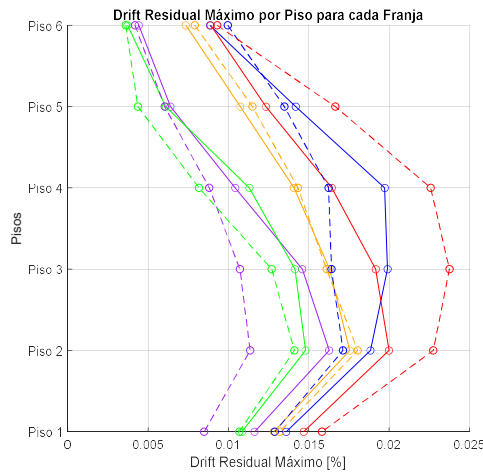


**Figura 8: Comparación del *drift* máximo residual por piso para cada franja.**

Se puede observar que el *drift* residual máximo para el Diseño MCE es mayor en todos los pisos en comparación con el Diseño DBE para gran parte de las franjas de estudio. Sin embargo, los valores son considerablemente bajos para todos los casos.

### 5.3.3 Aceleración Máxima Absoluta

A partir de la respuesta estructural de la aceleración máxima absoluta, se obtiene la Figura 9, la cual relaciona las aceleraciones absolutas máximas por piso para cada franja en ambos enfoques de sistemas de aislación en estudio.

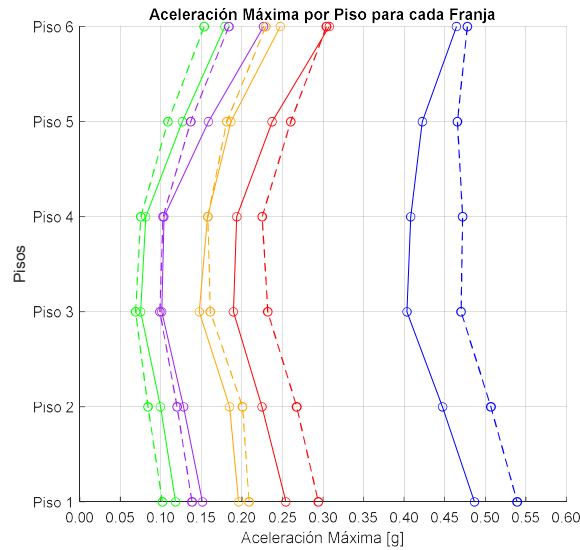


**Figura 9: Comparación de la aceleración máxima por piso para cada franja.**

Se observa que las máximas aceleraciones en las franjas de estudio ocurren en los pisos 1 y 6. Esta respuesta es esperada para edificios que cuentan con sistemas de aislación sísmica, ya que, respecto al piso 1, la amplificación en los resultados ocurre por la interacción directa que tiene el piso con el sistema de aislación, mientras que al piso 6 tiene valores altos por la amplificación dinámica en los pisos superiores. Tras este resultado se considera estudiar la curva de demanda estructural para la aceleración en el piso 6. En el apéndice se adjuntan el resto de las curvas para los pisos restantes de los edificios prototipos.

Por otra parte, se obtiene como resultado la Figura 10, que da a conocer la curva de demanda estructural considerando como EDP la media de la aceleración máxima por piso para cada franja de estudio.

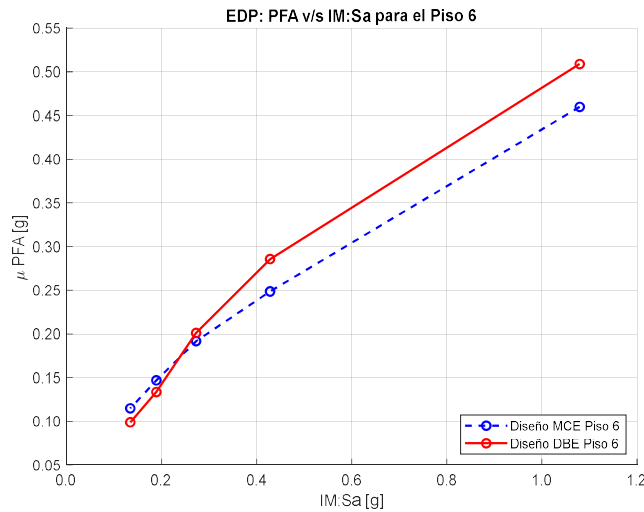


**Figura 10: Curva de demanda estructural respecto a la aceleración máxima del piso 6.**

En la Figura 10 Se observa que el Diseño DBE presenta valores más bajos que el Diseño MCE para terremotos pequeños, tal como ocurre para derivas máximas.

#### 5.4 Curvas de Fragilidad por colapso

Tras los análisis realizados según lo mencionado en la sección 4.8, se obtienen las curvas de fragilidad de colapso para ambos enfoques de diseño de sistemas de aislación, los cuales se dan a conocer en la Figura 11.

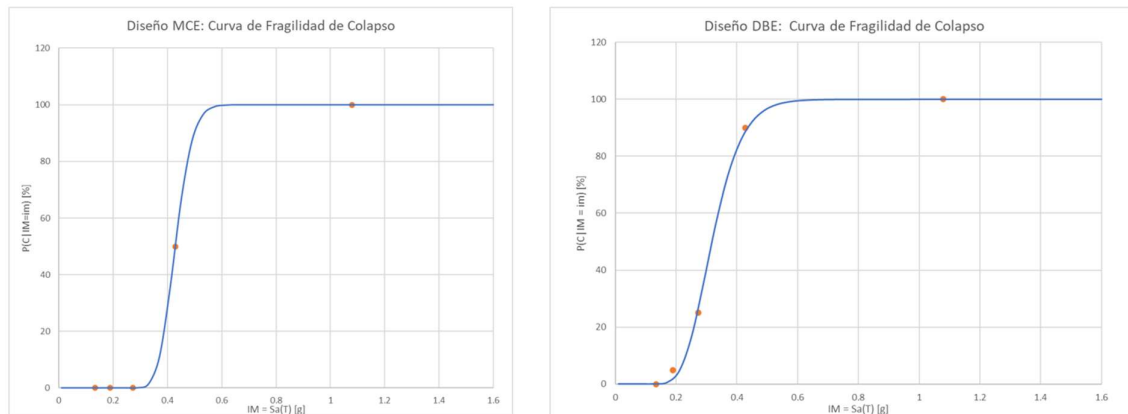


**Figura 11: Curvas de fragilidad de colapso para ambos enfoques de estudio.**

Con respecto a la Figura 11, se puede notar que el Diseño MCE tiene un inicio de colapso alrededor de 0.3 [g], mientras que el Diseño MCE es al 0.2 [g]. Esto indica que el diseño del sistema de aislación sísmica con MCE tiene una menor probabilidad de colapso, mientras que el Diseño DBE es menos resistente a sismos severos.

Cabe mencionar, que para ambos enfoques los colapsos considerados fueron provocados solo por el criterio número 2 de la sección 4.7, es decir, las deformaciones de corte en el aislador sobrepasaron el 300% de la altura del aislador. Esto evidencia que al estar con sistemas de aislación en la base un edificio, la superestructura no sufre daños marginales para que se logre colapsar por este criterio.

## 5.5 Pérdidas esperadas

A partir de la metodología dada en la sección 3.8 y especificada en los puntos 4.10.1, 4.10.2 y 4.10.3, se determina la curva de las pérdidas económicas esperadas totales de la estructura prototipo, para ambos enfoques de estudio. En la Figura 12, se puede observar en la curva amarilla la pérdida esperada total condicionada a la ocurrencia de terremoto de intensidad igual a IM, esta curva se obtiene tras la suma de las curvas de pérdidas esperadas para: cuando la estructura no colapsa, pero se repara; para cuando el edificio no colapsa, pero se debe demoler; y, cuando el edificio colapsa. Cabe destacar que la pérdida económica esperada está gobernada por la pérdida asociada al colapso. Estos colapsos se activaron ya que los aisladores llegaron a su deformación de rotura sin haber producido mayores daños estructurales y no estructurales.

Por otro lado, se puede observar que, las pérdidas por no colapso comienzan a subir paulatinamente desde intensidades bajas en el diseño MCE. En contraste, en el diseño DBE las pérdidas por no colapso se empiezan a ver recién a los 0.2 [g]. Este resultado es consistente con la respuesta estructural observada anteriormente. Sin embargo, a pesar de controlar de buena forma los costos por no colapso, en el diseño DBE las pérdidas por colapso comienzan a crecer antes que para el caso MCE.

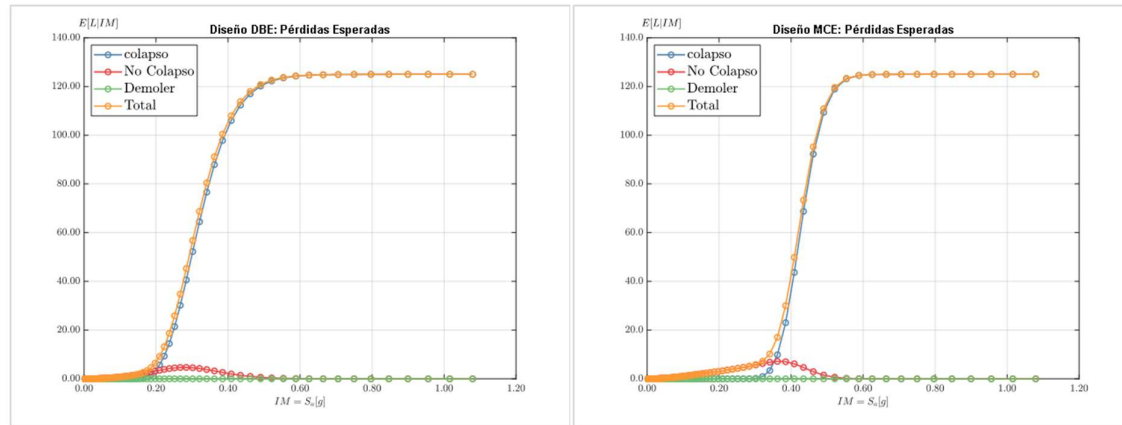


**Figura 12: Curvas de pérdidas esperadas para ambos enfoques.**

A continuación, se indica la comparación de las pérdidas esperadas totales de ambos casos de estudio, aplicando en la Figura 14 un acercamiento para las intensidades bajas.

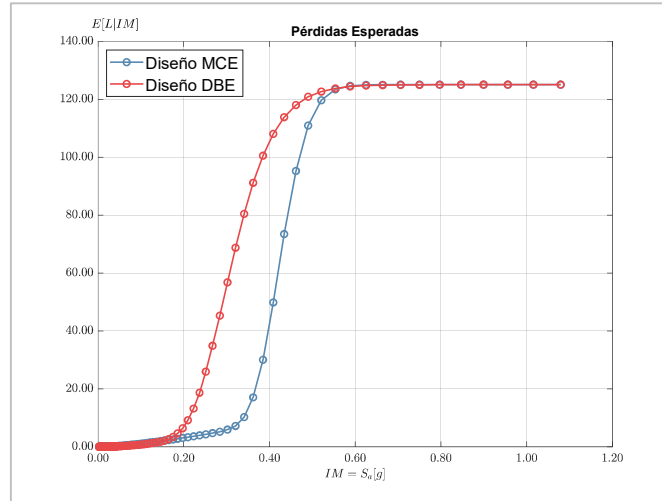


**Figura 13 : Comparación de las curvas de pérdidas esperadas totales de ambos casos de estudio.**

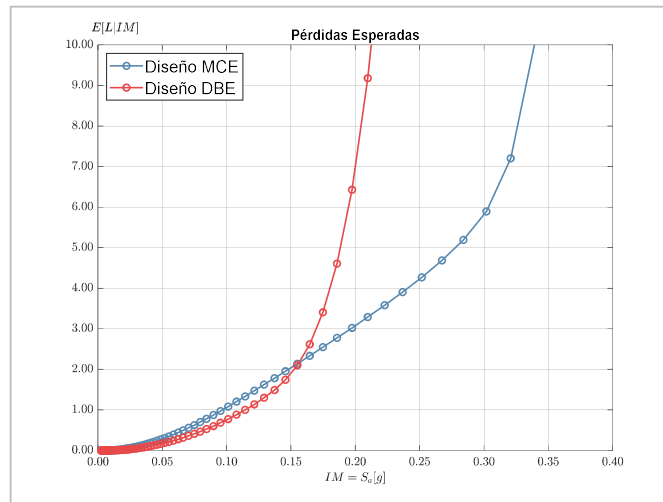


**Figura 14 : Curvas de pérdidas esperadas totales aplicando un acercamiento en intensidades bajas.**

Se observa en la Figura 14 que hasta los 0.15 [g] aproximadamente las pérdidas esperadas totales asociadas al Diseño MCE son mayores que Diseño DBE.

## 5.6 Desagregación de las pérdidas económicas anualizadas

En la Figura 15 se dan a conocer la desagregación de las pérdidas económicas anualizadas para ambos enfoques de estudio de la investigación, en función del nivel de intensidad sísmica. Esta curva representa la contribución relativa de los diferentes niveles de intensidad sísmica a la pérdida esperada anualizada del edificio prototipo.

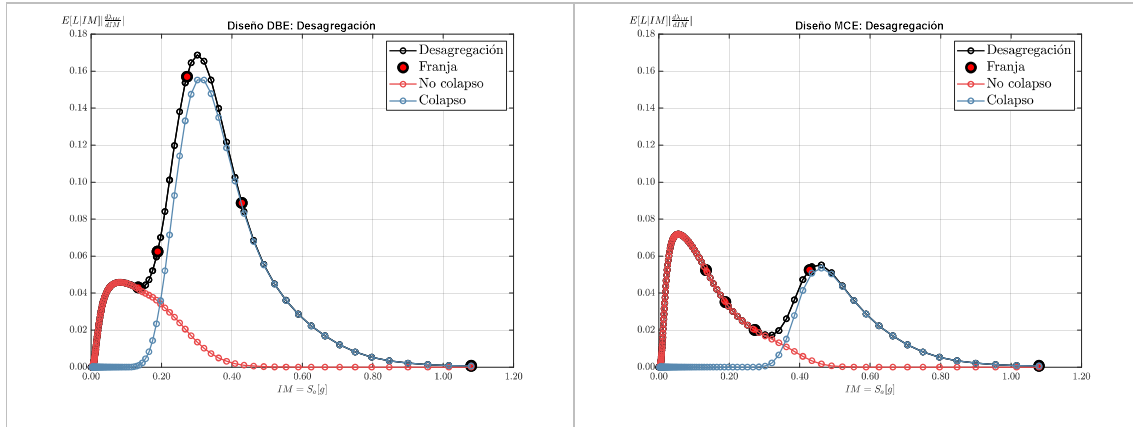


**Figura 15: Comparación de desagregación para ambos enfoques de estudio.**

Se observa que las pérdidas económicas esperadas para terremotos pequeños son mayores para cuando se considera el Diseño MCE. Sin embargo, al ir aumentando las intensidades sísmicas hasta sismos severos, el diseño DBE pierde mucho costo por la *performance* de colapso provocando que a nivel general las pérdidas económicas esperadas sean mayor para el aislador basado en el terremoto de diseño (Diseño DBE).

Además, se puede observar que los peaks de las curvas de desagregación del aislador diseñado con DBE alcanza a un costo del 0.18 %, mientras que para el diseño MCE solo alcanza 0.075% de pérdidas económica anualizadas. La superioridad del diseño basado en MCE por sobre el diseño DBE en términos de pérdidas esperadas se debe a que ambos diseños son capaces de proteger la estructura y elementos no estructurales de forma eficaz. Sin embargo, como el diseño MCE posee mayor disipación de energía, este limita las deformaciones del sistema de aislación más que el diseño DBE, y con esto reduce las probabilidades de colapso debido a falla en los aisladores.

Notar que, si bien el diseño basado en DBE logra reducir las pérdidas asociadas a no colapso comparado con el diseño MCE, la diferencia no logra ser tan significativa como para amortiguar las mayores pérdidas por colapso.

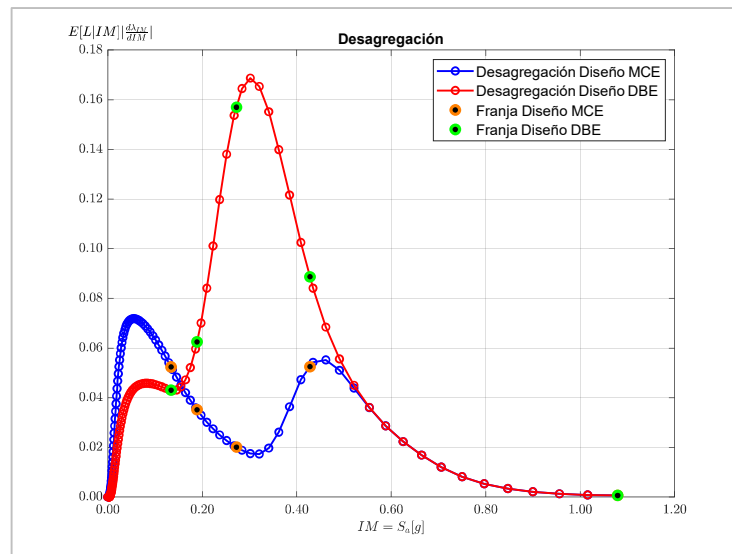


**Figura 16: Comparación de la desagregación total de ambos diseños de aisladores.**

### 5.7 Pérdidas económicas anualizadas

Finalmente, utilizando la metodología de la ecuación (7), se determina la pérdida económica anualizada de ambos enfoques de estudio. A continuación, en la Tabla 4 se dan a conocer los resultados finales de la investigación.

**Tabla 4: Pérdidas económicas anualizadas [%].**

| <i>Pérdida Económica Anualizada [%]</i> |       |
|-----------------------------------------|-------|
| <i>Diseño MCE</i>                       | 0.028 |
| <i>Diseño DBE</i>                       | 0.051 |

La Tabla 4 indica que para el diseño MCE la cantidad de dinero que se deberá gastar anualmente en reparaciones del edificio son un 0.028 % del costo total del edificio, mientras que el diseño DBE se tiene que costear 0.051% del costo total del edificio para reparaciones anuales.

## 6 Conclusiones y comentarios

Para esta investigación se evaluaron las pérdidas económicas de 2 edificios hospitalarios de hormigón armado que contaban con sistemas de aislación sísmica diferentes. El primer aislador su diseño se basa en el terremoto de diseño (DBE), mientras que el segundo se diseña en base al terremoto máximo considerado (MCE). Debido a un análisis dinámico incremental de múltiples franjas se obtiene la respuesta estructural de los edificios y, en consecuencia, las curvas de fragilidad de colapso, no colapso y de demolición de los componentes estructurales y no estructurales de un edificio. Cabe mencionar, que para desarrollar un análisis integral de las pérdidas económicas para diferentes niveles de intensidad se emplea la metodología de estimación de pérdidas ejecutadas por Ramírez & Miranda (2012). Las pérdidas esperadas anualizadas fueron determinadas por el costo que se necesita gastar anualmente para reparar el edificio. A partir de los análisis y resultados obtenidos, se dan a conocer a continuación las conclusiones principales de esta investigación:

- Tal como se esperaba, la respuesta estructural del sistema de aislación diseñado con MCE respecto a la derivada y aceleraciones de piso tiene un mejor comportamiento para terremotos severos, mientras que el diseño DBE se comporta mejor para terremotos pequeños. Sin embargo, la diferencia numérica resulta ser marginal. Esta diferencia radica en que el diseño basado en DBE posee una menor fuerza de activación, lo que genera un mejor efecto de aislación para sismos pequeños, pero también se traduce en menor disipación de energía para sismos severos.
- Las pérdidas esperadas por demolición son prácticamente nulas, esto ocurre dado que todos los colapsos de la estructura son dados por el criterio de falla del aislador (deformaciones de corte del aislador mayor al 300% de la altura del aislador), dando entender que no necesariamente cuando colapsa el edificio ocurre un daño tan alto para que la superestructura se deba demolerse.
- Las pérdidas económicas esperadas para terremotos pequeños son mayores cuando se considera un aislador basado en el terremoto máximo considerado (Diseño MCE). Sin embargo, al ir aumentando las intensidades sísmicas hasta sismos severos, el diseño DBE pierde mucho costo por conceptos de colapso no simulado, al punto de provocar que las pérdidas económicas esperadas sean mayores para el aislador basado en el terremoto de diseño (Diseño DBE).
- Las pérdidas económicas anualizadas para el edificio con sistema de aislación sísmica diseñado con el MCE (0.028%) resultaron ser menores que para el edificio con sistema de aislación sísmica diseño con DBE (0.051%). Por lo tanto, la hipótesis de la investigación en el ámbito económico no se cumple, dado que tras el cambio realizado en el enfoque de diseño en los sistemas de aislación en la versión actualizada de la ASCE 7, el diseño MCE sí significa tener una reducción en las pérdidas económicas esperadas.

Es importante mencionar que para esta investigación como criterio se utiliza 300% de deformación de corte en el aislador como colapso. Sin embargo, no se está considerando explícitamente qué ocurre cuando hay un impacto entre el nivel de aislación y el muro de contención que permite darle libertad de desplazamientos al sistema de aislación (diseño DBE tiene 59.8 [cm] de deformación de corte máxima del aislador, mientras que diseño MCE = 75.6 [cm] de deformación de corte máxima del aislador). Por lo tanto, este criterio de colapso puede verse afectado e incluso sufriendo una modificación importante ya que el gap podría traducirse en deformaciones de corte máxima de entre 200% a 250%, generando así diferencia en las pérdidas económicas obtenidas.

También se debe aclarar que estos resultados fueron obtenidos con modelos de plasticidad concentrada en el software ETABS, lo cual podría mejorarse utilizando plataformas más sofisticadas como OpenSees. Por último, también aclarar que el análisis se realizó con modelos en 2D, lo cual en el futuro se podría extrapolar a modelos 3D que incorporen el efecto del impacto en dos direcciones, e incluso considerando la componente friccional de este.

## 7 Referencias

- American Society of Civil Engineers [ASCE 7 – 10]. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-10)*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784412914>
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16)*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784481706>
- American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-22)*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784488473>
- Baker, J. W. (2011). *Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection*. Journal of Structural Engineering, 137(3), 322-331. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000215](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000215)
- Baker, J. W., & Lee, C. (2018). *An Improved Algorithm for Selecting Ground Motions to Match a Conditional Spectrum*. Journal of Earthquake Engineering, 22(4), 708-723. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1264334>
- Bridgestone Corporation. (2017). *Seismic isolation product line-up*. Bridgestone Corporation. [http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic\\_rubber/index.html](http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/index.html)
- Buckle, I., Eeri, M., & Mayes, R. (1990). *Seismic Isolation: History, Application, and Performance – A World View*. buckle-mayes-1990-seismic-isolation-history-application-and-performance-a-world-view.pdf
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (5th ed.)*. Pearson.
- Chopra, A. (2020). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Fifth Edition in SI Units*. (pp. 832-855)
- Cornell, C. A. (1968). *Engineering seismic risk analysis*. Bulletin of the Seismological Society of America. 58(5), 1583–1606. [https://courses.washington.edu/ess502/Cornell\\_1968.pdf](https://courses.washington.edu/ess502/Cornell_1968.pdf)
- Cornell, C. A., Hamburger, R. O., & Foutch, D. A. (2002). *The role of performance-based earthquake engineering in structural design and risk assessment. Proceedings of the 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Earthquake Engineering Research Institute.
- FEMA P-58 [FEMA P-58-1] (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology*. <https://femap58.atcouncil.org/documents/fema-p-58/24-fema-p-58-volume-1-methodology-second-edition/file>.
- Instituto de Ingeniería, UNAM. (2021). *Propagación de las pérdidas por terremoto a través de la economía*. Gaceta del Instituto de Ingeniería, 63(1), 12–18.
- Instituto Nacional de Normalización. (2009). *NCh433.Of2009: Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios*. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización. <https://www.inn.cl/normas/>
- Instituto Nacional de Normalización. (2003). *NCh2745.Of2003: Ingeniería sísmica – Diseño y análisis de aisladores sísmicos en edificios* [PDF]. INN.
- Instituto Nacional de Normalización. (2021). *NCh2369: Reglamento de Diseño Sísmico de Edificios*. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización. <https://www.inn.cl/normas/>
- James, K., & Jiang, J. (2019). *Seismic Isolation - A primer (ASCE)*. 9-10.

- Karawinkler, D., & Miranda, E. (2004). *Performance-Based Earthquake Engineering: A Case Study of a High-Rise Building in Los Angeles*. Journal of Structural Engineering. 586-594. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:4\(586\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(586))
- Krawinkler, H. (2003). *Emerging developments in performance-based seismic design. The 13th World Conference on Earthquake Engineering* (Vol. 1, pp. 1-12). International Association for Earthquake Engineering. <https://www.iit.edu>
- Krawinkler, H., & Miranda, E. (2004). *Performance-based earthquake engineering*. In Y. Bozorgnia & V. V. Bertero (Eds.), *Earthquake engineering: From engineering seismology to performance-based engineering* (pp. 1–60). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9780203486245>
- Kumar, M., Whittaker, A. y Constantinou, M. (2015). *Experimental investigation of cavitation in elastomeric seismic isolation bearings*. Engineering Structures. 290-305. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615004575>.
- Moehle, J. P. (2014). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.
- Moehle, J. y Deierlein, G. (2004). *A framework methodology for performance-based earthquake engineering*. 13th world conference on earthquake engineering.
- NEHRP. (2003). *Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. FEMA 450. Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, DC. Agency, Washington, DC.
- Piscal, C. & Lopez, F. (2022). Comparación de las dos metodologías de análisis y diseño más recientes de ASCE 7, para el análisis de su posible empleo en edificaciones con aislamiento sísmico de base en Colombia. *Ingeniería y Desarrollo*, 37 (1), 57–70. <https://doi.org/10.14482/inde.37.1.624.2>
- Ramirez, Carlos Marcelo (2009). *Building-specific loss estimation methods & tools for simplified performance-based earthquake engineering*. Stanford University. (document), 3.3.1, 3.3.2.
- Ramirez, C Marcelo y Miranda, Eduardo (2012). Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41 (11), 1477–1493. 3.5.2, 4.8, 4.9
- Rosales, A. & Sandivar, J. (2020). *Propuesta de parámetros para el diseño de aisladores sísmicos mediante un análisis comparativo de la respuesta sísmica de una edificación esencial con aislamiento antisísmico bajo diversas normas internacionales*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC). <http://hdl.handle.net/10757/648815>
- Sepulveda, Claudio & Bustamante, Ricardo & Mosqueda, Gilberto. (2024). *Seismic Performance of Isolated Bridges Under Beyond Design Basis Shaking*. 10.55461/YWIX65000. <https://www.researchgate.net/publication/378232056>
- Standards New Zealand. (2004). NZS 1170.5:2004 Structural Design Actions, Part 5: Earthquake Actions - New Zealand. Wellington, New Zealand: Standards New Zealand. <https://www.standards.govt.nz/shop/nzs-1170-5-2021/>
- USGS (2022). *Earthquake Hazards Program of the U.S. Geological Survey* <https://earthquake.usgs.gov/hazards/interactive/>. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP). 4.5.1
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). "Incremental dynamic analysis." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
- Warn, G. y Ryan, K. (2012). *A Review of Seismic Isolation for Buildings: Historical Development and Research Needs*. <https://www.mdpi.com/2075-5309/2/3/300>

## 8 Apéndice

**Tabla 5: Distribución de costos por componentes para edificios de 6 pisos (Ramírez, 2009).**

| Building Height:                |                     | Mid-rise           |                  |       |  |
|---------------------------------|---------------------|--------------------|------------------|-------|--|
| Floor Type:                     | Typical Floor       |                    |                  |       |  |
| Component                       | Seismic Sensitivity | Fragility Group    | Normalized costs |       |  |
| <b>B. SHELL</b>                 |                     |                    |                  |       |  |
| <b>B10 Superstructure</b>       |                     |                    |                  |       |  |
| Slab                            | Rugged              |                    | 8.2%             |       |  |
| Beam-column Assembly            | IDR                 | Structural         | 7.2%             | 18.5% |  |
| Slab-column Assembly            | IDR                 | Structural         | 3.1%             |       |  |
| <b>B20 Exterior Enclosure</b>   |                     |                    |                  |       |  |
| Exterior Walls                  | IDR                 | Partitions         | 9.1%             |       |  |
| Exterior Windows                | IDR                 | Windows            | 6.2%             | 16.2% |  |
| Exterior Doors                  | IDR                 | Partitions         | 1.0%             |       |  |
| <b>B30 Roofing</b>              |                     |                    |                  |       |  |
| Roof Coverings                  | Rugged              |                    | 0.0%             |       |  |
| Roof Openings                   | Rugged              |                    | 0.0%             | 0.0%  |  |
| <b>C. INTERIORS</b>             |                     |                    |                  |       |  |
| Partitions with finishes        | IDR                 | Partitions         | 4.5%             |       |  |
| Interior Doors                  | IDR                 | Partitions         | 1.9%             |       |  |
| Fittings                        | IDR                 | Generic-Drift      | 0.6%             |       |  |
| Stair Construction              | IDR                 | Generic-Drift      | 1.9%             |       |  |
| Floor Finishes - 60% carpet     | IDR                 | DS3 Partition-like | 4.4%             | 21.4% |  |
| 30% vinyl composite tile        | Rugged              |                    | 2.2%             |       |  |
| 10% ceramic tile                | Rugged              |                    | 0.7%             |       |  |
| Ceiling Finishes                | PFA                 | Ceilings           | 5.1%             |       |  |
| <b>D. SERVICES</b>              |                     |                    |                  |       |  |
| <b>D10 Conveying</b>            |                     |                    |                  |       |  |
| Elevators & Lifts               | IDR                 | Generic-Drift      | 0.9%             |       |  |
|                                 | PFA                 | Generic-Accl       | 8.5%             | 9.4%  |  |
| <b>D20 Plumbing</b>             |                     |                    |                  |       |  |
| Plumbing Fixtures               | IDR                 | DS3 Partition-like | 0.9%             | 1.9%  |  |
|                                 | Rugged              |                    | 1.1%             |       |  |
| <b>D30 HVAC</b>                 |                     |                    |                  |       |  |
| Terminal & Package Units        | PFA                 | Generic-Accl       | 9.5%             |       |  |
|                                 | IDR                 | Generic-Drift      | 3.2%             | 12.7% |  |
| Other HVAC Sys. & Equipment     |                     |                    | —                |       |  |
| <b>D40 Fire Protection</b>      |                     |                    |                  |       |  |
| Sprinklers                      | PFA                 | Generic-Accl       | 2.0%             |       |  |
| Standpipes                      | IDR                 | Generic-Drift      | 0.7%             | 2.7%  |  |
| <b>D50 Electrical</b>           |                     |                    |                  |       |  |
| Electrical Service/Distribution | PFA                 | Generic-Accl       | 1.5%             |       |  |
| Lighting & Branch Wiring        | Rugged              |                    | 1.1%             |       |  |
| Lighting & Branch Wiring        | PFA                 | Generic-Accl       | 5.1%             |       |  |
| Lighting & Branch Wiring        | IDR                 | DS3 Partition-like | 4.5%             | 17.2% |  |
| Communications & Security       | Rugged              |                    | 1.0%             |       |  |
| Communications & Security       | PFA                 | Generic-Accl       | 1.5%             |       |  |
| Communications & Security       | IDR                 | DS3 Partition-like | 2.5%             |       |  |
| $\Sigma =$                      |                     |                    | 100%             | 100%  |  |

**Tabla 6: Curvas de fragilidad y pérdidas esperadas (normalizadas por el costo de reemplazo del componente), para elementos estructurales dúctiles. (Ramírez, 2009)**

| Component               | Damage State               | Fragility Function Parameters |            | Repair Cost    | Reference                                         |
|-------------------------|----------------------------|-------------------------------|------------|----------------|---------------------------------------------------|
|                         |                            | Median (% for IDR, g for PFA) | Dispersion | Expected Value |                                                   |
| Beam-column Subassembly | DS1 Method of Repair 1     | 0.70                          | 0.45       | 0.14           | Brown & Lowes (2006)                              |
|                         | DS2 Method of Repair 2     | 1.70                          | 0.50       | 0.47           |                                                   |
|                         | DS3 Method of Repair 3     | 3.90                          | 0.30       | 0.71           |                                                   |
|                         | DS4 Method of Repair 4     | 6.00                          | 0.22       | 2.25           |                                                   |
| Slab-column Subassembly | DS1 Light Cracking         | 0.40                          | 0.39       | 0.10           | Aslani & Miranda (2005), & Roberson et al. (2002) |
|                         | DS2 Severe Cracking        | 1.00                          | 0.25       | 0.40           |                                                   |
|                         | DS3 Punching Shear Failure | 9.00                          | 0.24       | 2.75           |                                                   |

**Tabla 7: Curvas de fragilidad y pérdidas esperadas (normalizadas por el costo de reemplazo del componente), para elementos estructurales no dúctiles. (Ramírez, 2009)**

| Component               | Damage State                           | Fragility Function Parameters |            | Repair Cost    | Reference                                         |
|-------------------------|----------------------------------------|-------------------------------|------------|----------------|---------------------------------------------------|
|                         |                                        | Median (% for IDR, g for PFA) | Dispersion | Expected Value |                                                   |
| Columns                 | DS1 Light Cracking                     | 0.35                          | 0.33       | 0.10           | Aslani & Miranda (2005)                           |
|                         | DS2 Severe Cracking                    | 1.00                          | 0.44       | 0.50           |                                                   |
|                         | DS3 Shear Failure                      | 2.60                          | 0.55       | 2.00           |                                                   |
|                         | DS4 Loss of Vertical Carrying Capacity | 6.80                          | 0.38       | 3.00           |                                                   |
| Beam-column Subassembly | DS1 Method of Repair 1                 | 0.65                          | 0.35       | 0.14           | Pagni & Lowes (2006)                              |
|                         | DS2 Method of Repair 2                 | 1.20                          | 0.45       | 0.47           |                                                   |
|                         | DS3 Method of Repair 3                 | 2.20                          | 0.33       | 0.71           |                                                   |
|                         | DS4 Method of Repair 4                 | 3.00                          | 0.30       | 1.41           |                                                   |
|                         | DS5 Method of Repair 5                 | 3.60                          | 0.26       | 2.31           |                                                   |
| Slab-column Subassembly | DS1 Light Cracking                     | 0.40                          | 0.39       | 0.10           | Aslani & Miranda (2005), & Roberson et al. (2002) |
|                         | DS2 Severe Cracking                    | 1.00                          | 0.25       | 0.40           |                                                   |
|                         | DS3 Punching Shear Failure             | 4.40                          | 0.24       | 1.00           |                                                   |
|                         | DS4 Loss of Vertical Carrying Capacity | 5.40                          | 0.16       | 2.75           |                                                   |

**Tabla 8: Curvas de fragilidad y pérdidas esperadas (normalizadas por el costo de reemplazo del componente), para elementos no estructurales. (Ramírez, 2009)**

| Component                     | Damage State                                                                                                                                                                                            | Seismic Sensitivity | Fragility Function Parameters |            | Repair Cost    | Reference                |
|-------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|-------------------------------|------------|----------------|--------------------------|
|                               |                                                                                                                                                                                                         |                     | Median (% for IDR, g for PFA) | Dispersion | Expected Value |                          |
| Partitions (including façade) | DS1 Visible damage and small cracks in gypsum board that can be repaired with taping, pasting and painting                                                                                              | IDR                 | 0.21                          | 0.61       | 0.10           | ATC (2007)               |
|                               | DS2 Extensive crack in gypsum board that can be repaired with replacing the gypsum board, taping, pasting and painting                                                                                  |                     | 0.69                          | 0.40       | 0.60           |                          |
|                               | DS3 Damage to panel and also frame that can be repaired with replacing gypsum board and frame, taping, pasting and painting                                                                             |                     | 1.27                          | 0.45       | 1.20           |                          |
| DS3 Partition-like            | DS1 Some minor damages around the frame that can be repaired with realignment of the window                                                                                                             | IDR                 | 1.27                          | 0.45       | 1.20           | Aslani (2005)            |
| Windows                       | DS1 Occurrence of cracking at glass panel without any fall-out of the glass that can be repaired with replacing of the glass panel                                                                      | IDR                 | 1.60                          | 0.29       | 0.10           | Aslani & Miranda (2005)  |
|                               | DS2 Part of glass panel falls out of the frame. The damage state can be repaired with replacing of glass panel                                                                                          |                     | 3.20                          | 0.29       | 0.60           |                          |
|                               | DS3                                                                                                                                                                                                     |                     | 3.60                          | 0.27       | 1.20           |                          |
| Generic-Drift                 | DS1 Slight Damage                                                                                                                                                                                       | IDR                 | 0.55                          | 0.60       | 0.03           | Ramírez & Miranda (2009) |
|                               | DS2 Moderate Damage                                                                                                                                                                                     |                     | 1.00                          | 0.50       | 0.10           |                          |
|                               | DS3 Extensive Damage                                                                                                                                                                                    |                     | 2.20                          | 0.40       | 0.60           |                          |
|                               | DS4 Complete Damage                                                                                                                                                                                     |                     | 3.50                          | 0.35       | 1.20           |                          |
| Ceilings                      | DS1 Hanging wires are splayed and few panels fall down. The damage state can be repaired with fixing the hanging wires and replacing the fallen panel.                                                  | PFA                 | 0.30                          | 0.40       | 0.12           | ATC (2007)               |
|                               | DS2 Damage to some of main runners and cross tee bars in addition to hanging wires. The damage state can be repaired with replacing the damaged parts of grid, fallen panels and damaged hanging wires. |                     | 0.65                          | 0.50       | 0.36           |                          |
|                               | DS3 Ceiling grid tilts downward (near collapse). The damage state can be repaired with replacing the ceiling and panels.                                                                                |                     | 1.28                          | 0.55       | 1.20           |                          |
| Generic-Acceleration          | DS1 Slight Damage                                                                                                                                                                                       | PFA                 | 0.70                          | 0.50       | 0.02           | Ramírez & Miranda (2009) |
|                               | DS2 Moderate Damage                                                                                                                                                                                     |                     | 1.00                          | 0.50       | 0.12           |                          |
|                               | DS3 Extensive Damage                                                                                                                                                                                    |                     | 2.20                          | 0.40       | 0.36           |                          |
|                               | DS4 Complete Damage                                                                                                                                                                                     |                     | 3.50                          | 0.35       | 1.20           |                          |

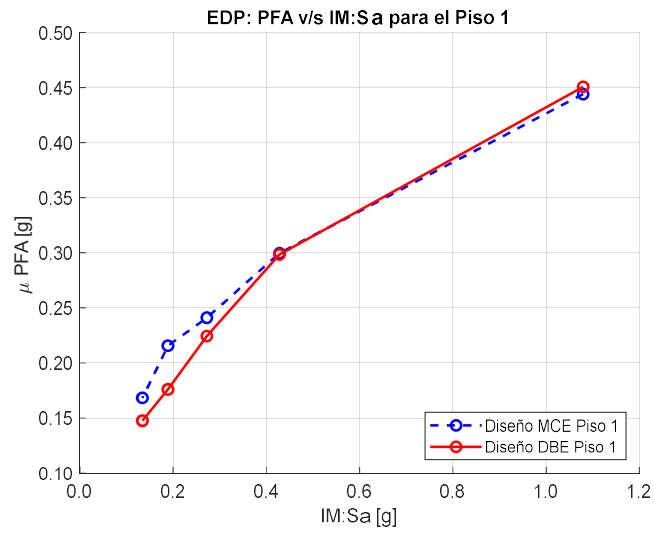


**Figura 17:** Curva de demanda estructural respecto a la aceleración máxima del piso 1.

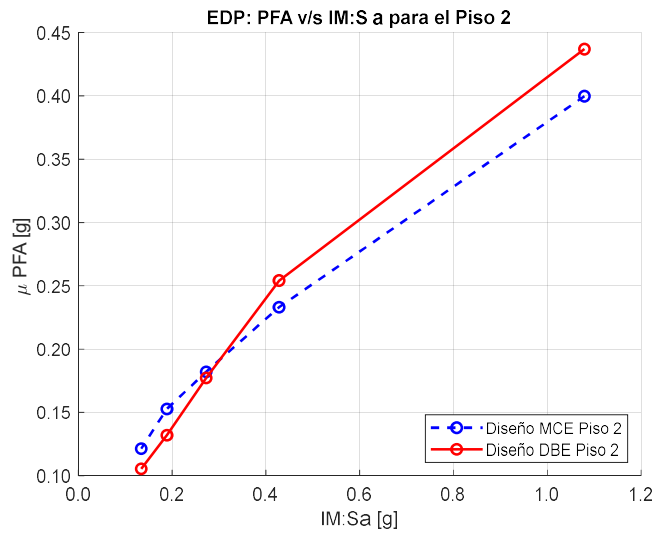


**Figura 18:** Curva de demanda estructural respecto a la aceleración máxima del piso 2.

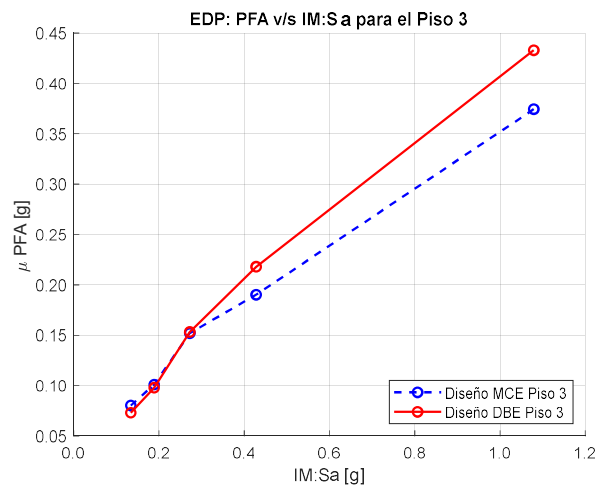


**Figura 19:** Curva de demanda estructural respecto a la aceleración máxima del piso 3.

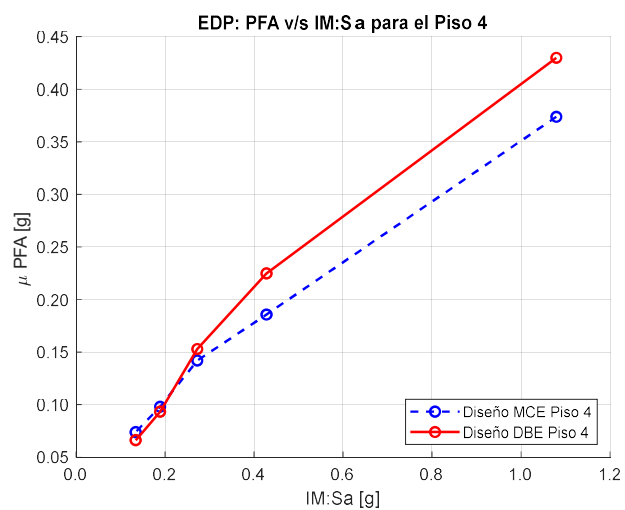


**Figura 20:** Curva de demanda estructural respecto a la aceleración máxima del piso 4.

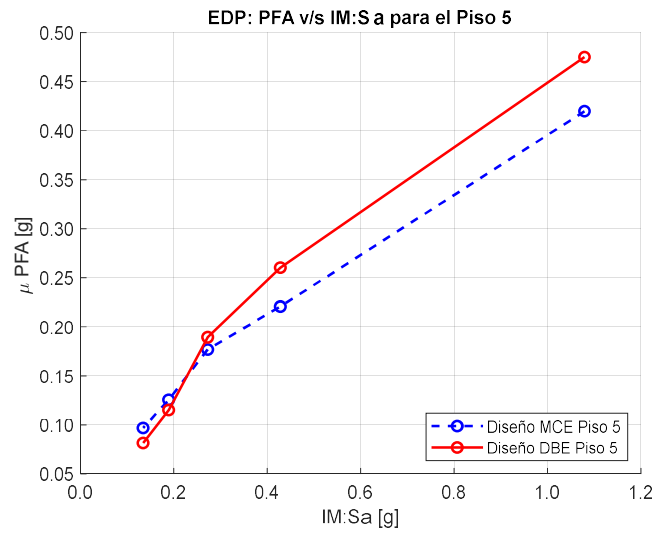


**Figura 21:** Curva de demanda estructural respecto a la aceleración máxima del piso 5.

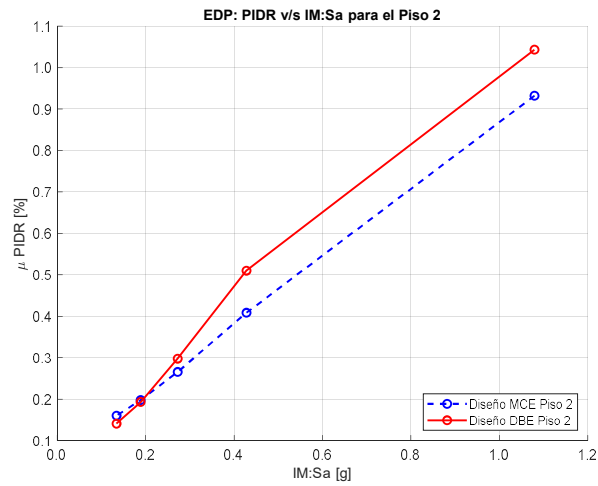


**Figura 22:** Curva de demanda estructural respecto al *drift* máximo del piso 2.

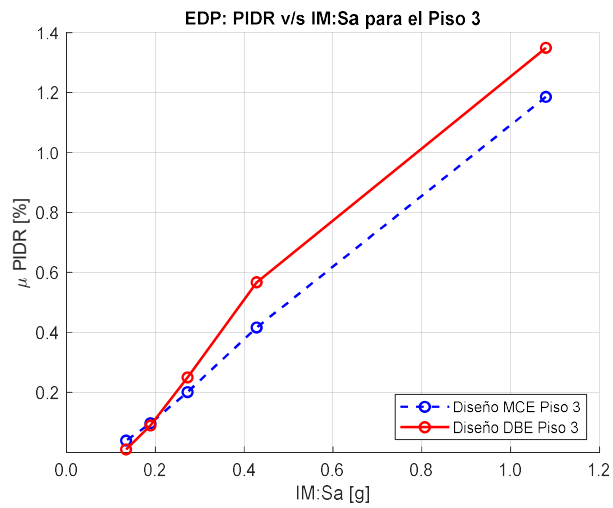


Figura 23: Curva de demanda estructural respecto al *drift* máximo del piso 3.

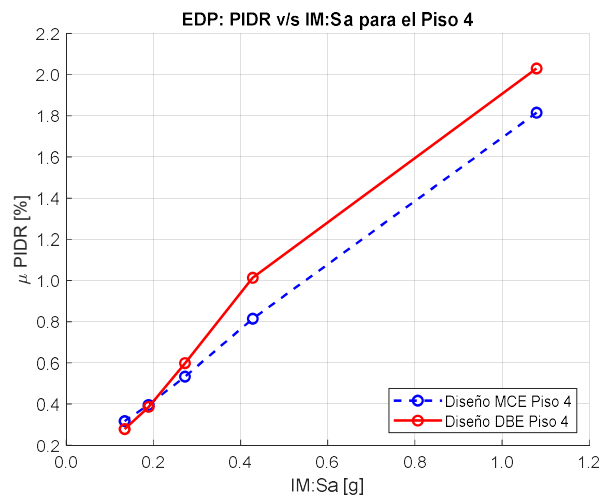


Figura 24: Curva de demanda estructural respecto al *drift* máximo del piso 4.

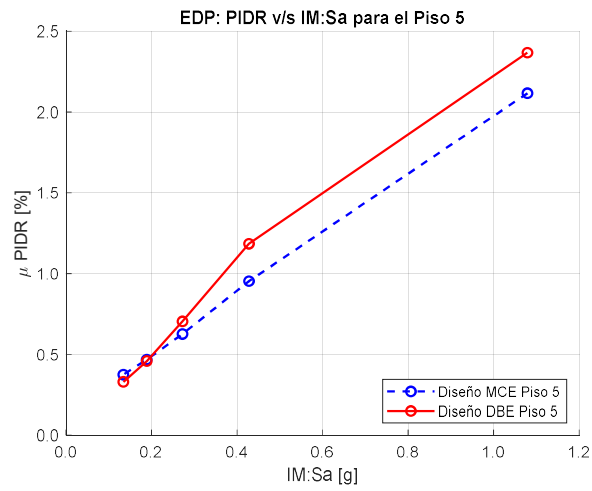


Figura 25: Curva de demanda estructural respecto al *drift* máximo del piso 5.

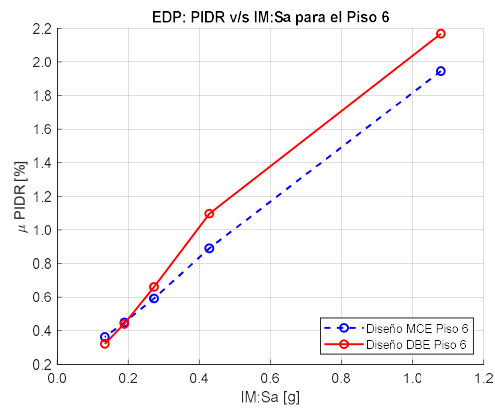


Figura 26: Curva de demanda estructural respecto al *drift* máximo del piso 6.