



La investigación, su esencia y arte.

FONDO EDITORIAL

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE TAYACAJA
DANIEL HERNÁNDEZ MORILLO

RESISTENCIA SÍSMICA EN SISTEMAS ESTRUCTURALES: ANÁLISIS MEDIANTE PML Y PAE



Hector Aroquipa Velasquez

<https://fondoeditorial.unat.edu.pe>

RESISTENCIA SÍSMICA EN SISTEMAS ESTRUCTURALES: ANÁLISIS MEDIANTE PML Y PAE



La investigación, su esencia y arte.

HECTOR AROQUIPA VELASQUEZ

Pampas – Perú

2024

RESISTENCIA SÍSMICA EN SISTEMAS ESTRUCTURALES: ANÁLISIS MEDIANTE PML Y PAE

© Dr. Hector Aroquipa Velasquez

Dirección: Av. Salaverry 2146, Distrito de San Isidro, Lima – Perú

haroquipa@it-sayari.com

Telf: +51 942 055 586

Editada por:

© Universidad Nacional Autónoma de Tayacaja Daniel Hernández Morillo (UNAT) -
Fondo Editorial.

Dirección: Bolognesi N° 416, Tayacaja, Huancavelica -Perú

info@unat.edu.pe

Telf: (+51) 67 -990847026

Web: <https://unat.edu.pe/>

Primera edición digital: Mayo 2024

Libro digital disponible en <https://fondoeditorial.unat.edu.pe>

Hecho el Depósito Legal en la Biblioteca Nacional del Perú N° 2024-04597

ISBN: 978-612-5123-22-0

No está permitida la reproducción total o parcial de este libro, su tratamiento información, la transmisión de ninguna otra forma o por cualquier medio, ya sea electrónico, mecánico, por fotocopia, por registro u otros métodos, sin el permiso previo y por escrito de los titulares del copyright.

DEDICATORIA

A mi Madre por enseñarme que en la vida no hay obstáculos ni fracasos, solo caídas, y que son necesarias para crecer con convicción.

A mis hijos por mostrarme que la curiosidad de descubrir es parte de vivir el día a día, y así alcanzar la felicidad.



La investigación, su esencia y arte.

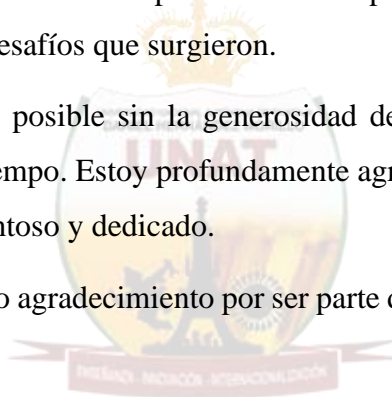
AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a todas las personas que contribuyeron de manera significativa en la realización de este proyecto. Su dedicación, apoyo y valiosas aportaciones fueron fundamentales para alcanzar los objetivos propuestos. Agradezco a Dr. Álvaro Hurtado por su orientación experta y compromiso.

También quiero reconocer el respaldo constante de mi familia y amigos, quienes brindaron apoyo emocional y aliento durante todo el proceso. Su comprensión y aliento fueron un pilar fundamental para superar los desafíos que surgieron.

Este proyecto no hubiera sido posible sin la generosidad de aquellos que compartieron su conocimiento, experiencia y tiempo. Estoy profundamente agradecido/a por la oportunidad de trabajar con un equipo tan talentoso y dedicado.

A todos ustedes, mi más sincero agradecimiento por ser parte de este viaje y contribuir al éxito de este proyecto.



La investigación, su esencia y arte.

Con gratitud, Hector Aroquipa

ÍNDICE

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
ÍNDICE	iii
ÍNDICE ABREVIATURAS	vi
Resumen.....	vii
Abstract	viii
INTRODUCCIÓN	1
Contexto de estudios previos	2
Estado Situacional de análisis	5
<i>Internacionales</i>	7
Bases teóricas	16
<i>Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico</i>	16
<i>Daños físicos en Sistemas Estructurales</i>	31
<i>Acción Sísmica para el Análisis de Respuesta Dinámica</i>	32
<i>Curva analítica de Vulnerabilidad / Fragilidad</i>	39
<i>Estimación de Costos y Tiempos de Reparación en edificaciones</i>	47
<i>Integración de Incertidumbres y Pérdidas en la Vulnerabilidad</i>	51
<i>Resiliencia Sísmica y las Pérdidas Económicas</i>	59
<i>Curvas de Fragilidad Estructural y Resiliencia</i>	70
Base filosófica.....	84
<i>Amenaza Sísmica Probabilista para Resiliencia</i>	84
<i>Vulnerabilidad Sísmica: Estado del arte retrospectiva y prospectiva</i>	85
<i>Resiliencia Sísmica en Sistemas Estructurales</i>	87
<i>Un marco Filosófico Conceptual para Resiliencia</i>	89
Base conceptual extendida	92
<i>Métodos de Análisis y Aspectos Conceptuales</i>	92
<i>Respuesta Dinámica de Sistemas Estructurales</i>	96
<i>Riesgo Sísmico</i>	97
<i>Evaluación del daño sísmico</i>	99
<i>Evaluación del Desempeño Sísmico</i>	103

<i>Niveles de Desempeño</i>	113
<i>Fuentes de Incertidumbre</i>	119
<i>Carga Sísmica</i>	122
<i>El Análisis Dinámico Incremental</i>	124
<i>Matriz de Probabilidad de Daño</i>	125
<i>Resiliencia Sísmica de Sistemas Estructurales</i>	126
Base tecnológica.....	127
Tipo de investigación	130
<i>Tipo</i>	130
<i>Nivel</i>	130
<i>Códigos y Nomenclaturas UNESCO</i>	131
<i>Diseño de la investigación</i>	131
Población y muestra	132
<i>Población</i>	132
<i>Tamaño de la Muestra</i>	132
<i>Muestreo</i>	133
Operacionalización de variables	133
<i>Estrategia de Prueba de Hipótesis</i>	133
<i>Variables e Indicadores</i>	135
Técnicas e Instrumentos	136
<i>Técnicas de Procesamiento de Datos</i>	136
<i>Técnicas de Análisis e Interpretación de la Información</i>	136
<i>Instrumentos de Recolección de Datos según la Metodología</i>	138
<i>Validación de los Instrumentos</i>	139
Análisis de datos	139
Consideraciones éticas	139
Resultados	140
Introducción.	140
<i>Selección de las señales sísmicas</i>	140
<i>Espectros de Respuesta</i>	141
<i>Análisis y diseño de los edificios prototipo</i>	142
<i>Análisis de desempeño de los edificios</i>	144
<i>Costos de reparación y reposición</i>	150

<i>Respuesta del análisis dinámico no lineal</i>	150
<i>Análisis del resultado del IDA</i>	154
<i>Análisis del mecanismo de colapso</i>	154
Funciones de vulnerabilidad	158
<i>Resultados de las funciones de vulnerabilidad</i>	158
<i>Evaluación de la sensibilidad de las funciones de vulnerabilidad</i>	161
Evaluación de la resiliencia.....	163
<i>Evaluación de la resiliencia sísmica</i>	163
Prueba de hipótesis.....	176
<i>Estrategias de la Prueba de Hipótesis Nula Principal</i>	176
<i>Estrategias de la Prueba de Hipótesis Nula Secundaria</i>	176
Discusión de resultados.....	180
Conclusiones	181
Recomendaciones	183
Referencias.....	184



La investigación, su esencia y arte.

ÍNDICE ABREVIATURAS

PML	: Perdida máxima probable (iniciales en inglés “Probable Maximum Loss”)
PAE	: Perdida Anual Esperada
PEVP	: Probabilidad de excedencia de valores de pérdida
NLTHA	: Análisis tiempo historial no lineal
IDA	: Análisis dinámico incremental
POA	: Análisis Pushover
MDOF	: Sistemas de múltiples grados de libertad
SDOF	: Sistemas de un grado de libertad
PDS	: Parámetros de Demanda sísmica
PGA	: Aceleración máxima del terreno
TRAE	: Tiempo de reparación anual esperado
IEMO	: Índice de eficiencia por mano de obra.
IEPAE	: Índice de eficiencia del PAE
IEPMP	: Índice de eficiencia del PMP
TRPMP	: Tiempos máximos de reparación del PMP
IMPMP	: Intensidad Media del PMP
IRS	: Índice de Resiliencia simplificado
IRSm	: Índice de Resiliencia simplificado modificado

RESUMEN

El propósito principal de esta investigación es determinar la continuidad funcional de los sistemas estructurales frente a eventos sísmicos, evaluada a través de los parámetros PML (Pérdida Máxima Probable) y PAE (Pérdida Anual Esperada), considerando su nivel de vulnerabilidad. Desde el punto de vista metodológico, se adopta un enfoque cuantitativo de nivel predictivo. Este enfoque implica la identificación de la probabilidad futura de daños, las pérdidas máximas probables y las pérdidas esperadas en edificaciones. El objetivo principal es establecer un índice de resiliencia que refleje la capacidad de los sistemas estructurales para recuperarse de eventos sísmicos.

La metodología empleada describe el comportamiento y las incertidumbres en diversas etapas de análisis, utilizando el método de simulación de Monte Carlo. Esta simulación integra variables aleatorias definidas en la metodología para evaluar los daños en diferentes intensidades sísmicas, considerando las incertidumbres asociadas. En los resultados obtenidos, se explica detalladamente cómo se determinaron los índices de resiliencia. La metodología aplicada permite cuantificar los costos de reparación de los daños en el sistema estructural, abarcando aspectos estructurales, no estructurales y contenidos, para diversas intensidades sísmicas y, en consecuencia, calcular el índice de resiliencia.

En conclusión, se destaca la posibilidad de incluir los costos por pérdidas consecuenciales en el análisis. Esto se logra mediante la definición de gastos para la recuperación de la edificación a su estado original de servicio antes del evento, en función de los parámetros PML y PAE. Los elementos asociados con las labores de intervención para la restauración de la edificación abarcan costos operativos, costos de mano de obra y el análisis de riesgo ante múltiples escenarios.

Palabras Clave: resiliencia, vulnerabilidad, tiempos de reparación-reposición, pérdida máxima probable, pérdida anual esperada.

ABSTRACT

The main purpose of this research is to determine the functional continuity of structural systems in the face of seismic events, assessed through the parameters PML (Probable Maximum Loss) and PAE (Annual Expected Loss), taking into account their level of vulnerability. Methodologically, a quantitative predictive approach is adopted. This involves identifying the future probability of damages, probable maximum losses, and expected losses in buildings. The primary objective is to establish a resilience index that reflects the ability of structural systems to recover from seismic events.

The methodology employed describes the behavior and uncertainties at various stages of analysis, utilizing the Monte Carlo simulation method. This simulation integrates defined random variables in the methodology to assess damages at different seismic intensities, considering associated uncertainties. In the obtained results, it is explained in detail how the resilience indices were determined. The applied methodology allows quantifying the costs of repairing damages to the structural system, covering structural, non-structural, and content-related aspects, for various seismic intensities, and consequently, calculating the resilience index.

In conclusion, the possibility of including costs due to consequential losses in the analysis is highlighted. This is achieved by defining expenses for the recovery of the building to its original service state before the event, based on the PML and PAE parameters. Elements associated with intervention efforts for the restoration of the building encompass operational costs, labor costs, and risk analysis for multiple scenarios.

Keywords: resilience, vulnerability, repair-replacement times, probable maximum loss, expected annual loss

INTRODUCCIÓN

La Tierra, nuestro hábitat, es altamente susceptible a fenómenos naturales, especialmente a eventos sísmicos. A lo largo de la historia, el desarrollo humano ha llevado a la construcción de estructuras utilizando conocimientos empíricos, evolucionando desde una comprensión básica hasta nuestra tecnología actual avanzada. A pesar de estos avances, las estructuras construidas por el hombre siguen siendo altamente vulnerables a desastres naturales. A nivel mundial, se producen anualmente más de 20,000 eventos sísmicos con magnitudes superiores a 3.5, lo que ha llevado a la ingeniería estructural a centrarse en la cuantificación de los daños en los sistemas estructurales. Sin embargo, hay una necesidad de conocimientos integrales que sirvan como herramientas para la gestión del riesgo. Actualmente, estos esfuerzos están en sus primeras etapas, y la investigación está desarrollando metodologías integradoras para establecer indicadores de gestión del riesgo. Estos incluyen evaluaciones de vulnerabilidad para cuantificar niveles de daño e índices de gestión del riesgo. Notablemente, se proponen métodos para determinar indicadores de resiliencia para sistemas estructurales existentes y de nueva construcción. Como resultado, la integración de la resiliencia en la gestión de desastres es un campo contemporáneo y emergente, especialmente en el ámbito de la ingeniería estructural. A pesar de que la resiliencia se ha explorado en varios dominios, su aplicación reciente en la comprensión del comportamiento estructural es notable.

Esta investigación tiene como objetivo determinar indicadores de resiliencia para la reconstrucción social y la reparación de sistemas estructurales basándose en el comportamiento y rendimiento de dichos sistemas. El objetivo principal es evaluar la continuidad funcional a través de PML y PAE en la resiliencia sísmica, considerando el nivel de vulnerabilidad de los sistemas estructurales. Metodológicamente, esta investigación adopta un enfoque cuantitativo, predictivo, descriptivo, explicativo y correlacional. Es predictivo porque anticipa las probabilidades futuras de daños, pérdidas máximas probables y pérdidas esperadas en edificaciones después de eventos sísmicos. La metodología también utiliza el método de simulación de Monte Carlo para abordar incertidumbres y comportamientos en diferentes etapas del análisis. Posteriormente, la investigación explica la determinación de los índices de resiliencia. La metodología aplicada permite cuantificar los costos de reparación por daños en el sistema estructural, abarcando elementos estructurales, no estructurales y relacionados con el contenido, para distintas intensidades sísmicas. Además, correlaciona variables en cada etapa

de la aplicación de la metodología, facilitando el estudio de relaciones entre variables y proporcionando información basada en valores comparables.

En consecuencia, esta investigación científica presenta la determinación de la "Resiliencia de los sistemas estructurales ante eventos sísmicos evaluados mediante PML y PAE" para un portafolio. La metodología propuesta establece rigurosamente índices de resiliencia para sistemas estructurales en una zona o región específica utilizando modelos prototipo de 3, 6 y 9 niveles. Estos modelos cumplen con los estándares RNE E30 para un comportamiento apropiado y se someten a un análisis de empuje simplificado para establecer su rendimiento. Posteriormente, se someten a un análisis dinámico incremental para obtener parámetros de demanda sísmica para un conjunto de 22 señales sísmicas con un incremento de intensidad de 0.02 g. La vulnerabilidad sísmica se determina en función de las funciones de fragilidad descritas en la metodología. Finalmente, el índice de resiliencia simplificada permite una comparación directa del análisis de riesgo sísmico para un portafolio, considerando costos directos y costos asociados a pérdidas consecuenciales y tiempos de reparación (Aroquipa, Hurtado, Leon, et al., 2023).

Este enfoque solo requiere la definición de funciones de vulnerabilidad sísmica en términos de tiempos de reparación y costos por pérdidas consecuenciales en términos monetarios (Aroquipa, Hurtado, Angel, et al., 2023; Aroquipa, Hurtado, Leon, et al., 2023). Además, los costos por pérdidas consecuenciales pueden incluirse en el análisis mediante la definición de gastos para la recuperación del edificio a su estado de servicio original antes del evento en función de PML y PAE. Las tareas de intervención para la restauración del edificio pueden incluir costos operativos, costos de mano de obra y análisis de riesgo para múltiples escenarios (Aroquipa, Hurtado, Angel, et al., 2023; Aroquipa, Hurtado, Leon, et al., 2023). La resiliencia a nivel de vulnerabilidad y riesgo sísmico representa aproximadamente el 10% de las pérdidas para la evaluación de costos directos.

Contexto de estudios previos

Dentro de los fenómenos naturales, los eventos sísmicos destacan como una de las manifestaciones más destructivas de la naturaleza. Las pérdidas de vidas humanas y la destrucción de las infraestructuras creadas por el hombre evidencian el potencial devastador de este fenómeno, resaltando la fragilidad de los sistemas estructurales. La investigación sobre el comportamiento de estos sistemas ante acciones sísmicas es un objetivo constante de la ingeniería sísmica (Dumova Jovanoska, 2000). Alas y Portal ((2018) definen la vulnerabilidad

sísmica como la predisposición intrínseca de una estructura o zona urbana a sufrir daño ante movimientos sísmicos, asociándola directamente con sus características físicas y estructurales de diseño.

Los avances en el diseño de estructuras se aplican principalmente a nuevas construcciones y en menor medida a la rehabilitación de estructuras existentes (Aroquipa & Hurtado, 2022b; Aroquipa & Yamin, 2016; Moreno González, 2006). Dado el gran número de estructuras existentes en comparación con las nuevas construcciones (Y. F. Vargas et al., 2013a), es imperativo mejorar el comportamiento de las estructuras antiguas mediante procesos de refuerzo, considerando el tipo de sistema estructural. Este mejoramiento requiere una evaluación previa del comportamiento sísmico esperado y los tiempos de recuperación y reposición, estableciendo así los fundamentos de los estudios de resiliencia sísmica (Moreno González, 2006). Estos estudios se centran en prever los daños esperados en estructuras ante eventos sísmicos de cierta severidad. A partir de estas predicciones, se pueden definir soluciones para reducir el índice de resiliencia, considerando la funcionalidad o no del sistema estructural y, por ende, las pérdidas esperadas, es decir, el riesgo sísmico (Yépez et al., 1996a).

A pesar de los numerosos estudios sobre la vulnerabilidad sísmica de sistemas estructurales, tanto existentes como proyectados, realizados en los últimos 40 años (Shamsoddini Motlagh et al., 2020), pocos abordan la determinación del grado de reposición y/o funcionalidad del sistema estructural. Se han propuesto numerosas metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica a diferentes niveles de detalle y métodos de aplicación, con aplicaciones destacadas en regiones de alta sismicidad (Barbat et al., (2016); Dumova Jovanoska, (2000); Eleftheriadou, Baltzopoulou, & Karabinis, (2014); Hwang & Huo, (1994); Krawinkler & Seneviratna, (1998); Salgado-Gálvez, Carreño, Barbat, & Cardona, (2015); Singhal, A., & Kiremidjian, (1996); Yamin, Hurtado, Rincon, Barbat, & Reyes, (2014), Aroquipa, Rincon, & Fernandez, (2017), Alex H Barbat & Pujades, (1998), L. E. Yamin, Hurtado, Rincon, Dorado, & Reyes, (2017) y (Y. F. Vargas et al., 2013a)), entre otros. Sin embargo, en países en desarrollo y con bajos estándares de diseño sismorresistente, se ha hecho poco para reducir la vulnerabilidad sísmica de las estructuras existentes y cuantificar el grado de daño y recuperación que experimenta el sistema estructural como resiliencia ante eventos de intensidad moderada a alta. Las catástrofes sísmicas recientes en Ecuador (16 de abril de 2016), Chile (27 de febrero de 2010) y México (19 de septiembre de 2017) ejemplifican las graves consecuencias de la falta de medidas adecuadas.

Además Vargas, et al. (2013b, p. 1), manifiesta que “Actualmente en las zonas sísmicas existen estructuras altamente vulnerables donde no se pueden predecir el daño al cual estaría sometido a cierto grado de intensidad sísmica, puesto que han sido construidas sin seguir las especificaciones de normas de diseño sismorresistente o siguiendo normas obsoletas”. Asimismo, la configuración y diseño de una edificación está relacionada con la forma, el tipo, la disposición, la resistencia, la geometría, entre otros aspectos que puedan presentar los diferentes sistemas estructurales, como un conjunto dentro de un enfoque global. Entonces, la aplicación de los estudios de daño versus funcionalidad en entornos urbanos debe considerar tanto los aspectos estructurales como los de funcionalidad, operativos y urbanos, para que puedan proporcionar información útil para la prevención de desastres, y la planificación para la gestión de riesgos por ende determinar el grado de resiliencia sísmica de un sistema estructural o un conjunto de estructuras. En este sentido, constituyen un importante punto de partida para la toma de decisiones relacionadas con la rehabilitación o demolición de edificios, que se representaría con un grado de resiliencia a partir de la vulnerabilidad como consecuencia de su desempeño estructural. (Rossetto & Elnashai, 2003)

Una estructura resiliente comprende un diseño sostenible, entendiéndose por un sistema con adecuado desempeño sísmico. Para lo cual, un sistema estructural sometido a un evento sísmico se hace necesario poder cuantificar y caracterizar su impacto; traducándose en afectaciones físicamente directos en los sistemas estructurales, así como la pérdida de vidas humanas y el medio ambiente. Por otro lado, una variable común que permite la integración cuantificando las pérdidas económicas directas e indirectas, evaluadas desde la gestión de riesgo como la Pérdida máxima probable (PML) y Pérdida anual esperada (PAE)(Aroquipa, 2022). L. Yamin, (2015) menciona que “Las pérdidas económicas directas, corresponden a los recursos económicos necesarios para reparar o reconstruir la afectación física causada en elementos y componentes estructurales y no estructurales”; y las pérdidas económicas indirectas, o consecuenciales, se subdividen en la interrupción del funcionamiento de la estructura y en el impacto económico de la operatividad parcial o total post-sismo. Asimismo, mediante la evaluación de la afectación, tipo de evento, daño acumulado, costos de reparación y mediante el análisis de vulnerabilidad se determina la resiliencia del sistema estructural o grado de recuperación. Para la determinación de la resiliencia se plantea una metodología consistente, así como, la rigurosidad que determina las pérdidas asociadas a los elementos estructurales como función de la intensidad sísmica. Asimismo, Yamin (2015); Yamin et al., (2017) menciona que “para garantizar un control riguroso en las variables relevantes se incluye:

la selección de un conjunto de señales sísmicas que representan las características sismológicas y geotécnicas del sitio de estudio”; así también el análisis de la respuesta dinámica del sistema estructural usando un análisis dinámico incremental (IDA) y/o análisis dinámico no lineal detallado y simplificado; establecer un modelos matemático de componentes que identifique la susceptibilidad de los daños en función a la fragilidad cuantificando como resultado final los costos y tiempos de reparación del sistema estructural, consecuentemente a ello la función de vulnerabilidad. Por lo tanto, la metodología engloba e integra las pérdidas económicas en conjunto con las incertidumbres de cada una de las variables. Asimismo, la posibilidad de considerar aspectos prácticos tales como variaciones en la ubicación geográfica, economías de escala, condiciones específicas del mercado, costos mínimos de intervención o costo de reposición total; y la consideración de los costos asociados a la interrupción del funcionamiento por el tiempo que requiere la reparación de los eventuales daños y afectaciones; al procesar en un modelo matemático las variables determinamos las Perdida máxima probable (PML) y Perdida anual esperada (PAE), que a partir de ello se explica el grado de resiliencia del sistema estructural.

Hosseinzadeh y Galal (2020) define en su artículo la resiliencia como:

resiliencia sísmica juega un papel importante en la evaluación sísmica de estructuras, ya que evalúa la capacidad de un sistema para resistir un evento no deseado, como los eventos sísmicos, estimando las pérdidas y determinando la funcionalidad y sostenibilidad del sistema durante y después de dicho evento (p.3).

Estado Situacional de análisis

Para determinar el grado de resiliencia, es necesario determinar el grado de daño y condiciones de funcionalidad que experimenta un sistema estructural. Entonces, el estudio de resiliencia comprende el procedimiento macro siguiente: definir su naturaleza alcance, lo cual está condicionado por varios factores, tales como: los daños a valorar, nivel de amenaza existente en la zona, la información disponible sobre las estructuras y los datos relacionados con los daños observados durante sismos que han afectado la zona de interés. Una vez definidos estos factores, es posible evaluar la vulnerabilidad mediante una definición adecuada de la acción sísmica y la capacidad de la estructura (desempeño), englobando los resultados podemos determinar el índice de resiliencia.

Rezaei y Naderpour (2020), “Dado que las sociedades están continuamente expuestas a una variedad de desastres naturales como sismos, se deben tomar varias precauciones antes y después de un sismo para reducir los daños. En este sentido, la evaluación de la resiliencia sísmica se considera una de las acciones prácticas. La resiliencia, como función, indica la capacidad de mantener el nivel de eficiencia o funcionalidad de un sistema estructural en particular de una comunidad durante un período definido que podría ser determinado por la comunidad o los expertos en este campo”.

La resiliencia deriva de las curvas de vulnerabilidad, para el presente caso de estudio, la vulnerabilidad deriva directamente de las curvas de fragilidad que son la base para calcular la función de pérdida y el índice de resiliencia sísmica (Aroquipa et al., 2016; G. P. Cimellaro et al., 2006). Asimismo, los resultados indican que los índices de resiliencia podrían considerarse herramientas poderosas para la gestión de riesgo sísmico de edificios vitales con un grado aceptable de precisión. (G. P. Cimellaro et al., 2006; Corotis, 2011, p. 1)

Por lo tanto, para plantear una alternativa que determine el grado de resiliencia de un sistema estructural se debe de entender la distinción entre la confiabilidad de un sistema estructural y su resiliencia. El primero se mide generalmente de manera probabilística, se evalúa mediante algoritmos matemáticos informáticos capaces de manejar múltiples modos de falla y constituye la base de los códigos de diseño. Lo que permitirá que la resiliencia debe incorporar el historial de desempeño después de una perturbación significativa, incluir definiciones y evaluaciones imprecisas y reflejar los efectos del desempeño del sistema (físico, económico, social y político) en la comunidad atendida.

La investigación, su esencia y arte.
El análisis de confiabilidad, incluida la calibración de código, generalmente ha sido competencia de los profesionales de riesgos de ingeniería estructural.

La resiliencia, por otro lado, debe integrar los aportes de la comunidad sobre el grado de inconveniencia y la trayectoria temporal de la recuperación, incluso incorporando conceptos de sostenibilidad (L. Yamin et al., 2017). Así mismo, la resiliencia debe de tomar la incertidumbre generalizada, incluida la lógica difusa, para transformar los objetivos sociales en métricas y reconocer la sensibilidad a las fuentes de incertidumbre en términos de aceptación de un desempeño disminuido. Como mínimo, esto requiere mantener separadas la incertidumbre epistémica y la aleatoria.

Entonces, para lograr lo descrito, según el título planteado, se plantea las siguientes preguntas de investigación.

Internacionales

Corotis (2011), realizo un trabajo de investigación titulado “Diferencias conceptuales y analíticas entre resiliencia y confiabilidad para peligros sísmicos” donde especifica que:

la distinción entre la confiabilidad de un sistema estructural y su resiliencia. También describe la resiliencia, para integrar los aportes de la comunidad sobre el grado de inconveniencia y la trayectoria temporal de la recuperación, incluso incorporando conceptos de sostenibilidad. Por otro lado, enmarca que la resiliencia a menudo debe utilizar la incertidumbre generalizada, incluida la lógica difusa, para transformar los objetivos sociales en métricas y reconocer la sensibilidad a las fuentes de incertidumbre. Como mínimo, esto requiere mantener separadas la incertidumbre epistémica y la aleatoria. En su conclusión busca distinguir la confiabilidad estructural de la resiliencia, tomando en consideración las diferencias centrales que relacionan con el modelado de eventos, la evaluación de resultados y la evaluación de la incertidumbre.

Yamin et al. (2017), presenta en su artículo investigación denominada “Evaluación probabilística de vulnerabilidad sísmica de edificios en términos de pérdidas económicas”, donde describe que:

La evaluación probabilística del riesgo sísmico en términos de pérdidas económicas para la construcción, como objetivo se enmarca en la estimación de las funciones de distribución de probabilidad (PDF) de las pérdidas económicas para un conjunto de eventos estocásticos que representan el peligro sísmico en una zona geográfica particular. Los resultados representan las funciones de vulnerabilidad para tipologías específicas de edificación. Y concluye que, presenta un enfoque metodológico consistente y riguroso para la estimación de pérdidas económicas en edificaciones en el marco de la evaluación probabilística del riesgo sísmico de carteras de edificaciones. Así mismo, considera que las pérdidas económicas se representan en forma de funciones de vulnerabilidad para las tipologías de construcción que utilizan métodos teóricos en contraposición a formulaciones basadas en juicios. Los resultados representan las pérdidas económicas esperadas y su dispersión para valores seleccionados del parámetro de intensidad sísmica. Las funciones de distribución beta se asignan a las pérdidas en cada nivel de intensidad sísmica.

Tiziana y Elnashai (2005), plantean en su artículo un estudio del procedimiento analítico para la derivación de las curvas de vulnerabilidad basada en el desplazamiento, donde propone lo siguiente:

Propone un nuevo procedimiento para la derivación de curvas de vulnerabilidad analíticas basadas en el desplazamiento para la evaluación sísmica de poblaciones de estructuras de concreto armado. La metodología representa una solución óptima que compromete entre confiabilidad y eficiencia computacional. El análisis adaptativo de empuje se emplea dentro de un marco de evaluación de espectro de capacidad, para determinar el rendimiento de una población de modelos de construcción para aumentar la intensidad del movimiento del suelo. La población del modelo de construcción se genera a partir de un diseño único mediante la consideración de la incertidumbre de los parámetros del material, con el diseño de técnicas experimentales utilizadas para optimizar el tamaño de la población. La incertidumbre en el movimiento del suelo se explica mediante el uso de series de acelerogramas con características que son representativas del nivel de peligro asociado con el nivel de desempeño evaluado en cada curva de vulnerabilidad. La nueva escala homogénea de daños de concreto armado, que se calibra experimentalmente a la deriva máxima entre pisos para diferentes sistemas estructurales, se utiliza para determinar el estado de daño del edificio en el punto de desempeño. Los resultados de las evaluaciones se utilizan para construir superficies de respuesta a partir de las cuales se generan las estadísticas de daños que forman la base de las curvas de vulnerabilidad mediante un nuevo muestreo. La metodología propuesta se ilustra para el caso de pórticos RC rellenos de poca altura con disposiciones sísmicas inadecuadas. (p.1)

Hosseinzadeh y Galal (2020), en su artículo de investigación titulada “Evaluación de la resiliencia sísmica a nivel del sistema de edificios de muros de corte de mampostería reforzada con elementos de contorno de mampostería” describe el desarrollo para el análisis resiliente para un elemento estructural.

El concepto de resiliencia sísmica juega un papel importante en la evaluación sísmica de estructuras, ya que evalúa la capacidad de un sistema para resistir un evento no deseado, como sismos, estimando las pérdidas y determinando la funcionalidad y sostenibilidad del sistema durante y después de dicho evento. Para lograr este objetivo, se modeló numéricamente un edificio RMSW de diez pisos en Open Sees para evaluar el rendimiento sísmico y la resistencia del sistema al agregar MBE confinados.

Después, Los modelos se analizaron contra múltiples registros de movimiento del suelo utilizando Análisis Dinámico Incremental para identificar el inicio del colapso junto con el desarrollo de las curvas de fragilidad del edificio. El desempeño sísmico a nivel de sistema del edificio se evaluó después de incorporar MBE. La resiliencia del edificio se evaluó utilizando las funciones de fragilidad desarrolladas y se realizó una comparación para resaltar el efecto del uso de MBE en la respuesta del edificio RMSW estudiado. Los resultados mostraron una mejora significativa en la resistencia sísmica del edificio mediante el uso de MBE confinados en el extremo de los muros de corte. y se realizó una comparación para resaltar el efecto del uso de MBE en la respuesta del edificio RMSW estudiado. Los resultados mostraron una mejora significativa en la resistencia sísmica del edificio mediante el uso de MBE confinados en el extremo de los muros de corte. y se realizó una comparación para resaltar el efecto del uso de MBE en la respuesta del edificio RMSW estudiado. Los resultados mostraron una mejora significativa en la resistencia sísmica del edificio mediante el uso de MBE confinados en el extremo de los muros de corte. (p.1)

Rezaei y Naderpour (2020), presentan en un artículo respecto a la “Evaluación probabilística de la resiliencia sísmica de edificios vitales típicos en términos de curvas de vulnerabilidad”, describe lo siguiente:

La evaluación de la resiliencia sísmica se considera una de las acciones prácticas. La resiliencia, como función, indica la capacidad de mantener el nivel de eficiencia o funcionalidad de un edificio, puente o red vital en particular de una comunidad durante un período definido que podría ser determinado por la comunidad o los expertos en este campo. En este artículo, se seleccionó un hospital típico como representante de un edificio vital. A continuación, para el análisis dinámico incremental, se seleccionaron 22 registros en función de la distancia desde la falla. En la siguiente etapa, se aplicó un método basado en coeficientes para obtener las curvas de fragilidad. Además, las curvas de vulnerabilidad se derivaron directamente de las curvas de fragilidad que son la base para calcular la función de pérdida y el índice de resiliencia sísmica. Los resultados indican que las curvas de vulnerabilidad podrían considerarse herramientas poderosas para evaluar la resiliencia sísmica de edificios vitales con un grado aceptable de precisión. (p. 1)

Joyner y Sasani (2020), en su artículo científico “Desempeño del edificio para la resiliencia ante sismos” formula lo siguiente:

La construcción del desempeño sísmico juega un papel importante en la resiliencia ante sismos. Este papel se puede caracterizar más allá de la seguridad y la prevención de derrumbes, que son los principales objetivos del código de construcción, mediante la evaluación de la pérdida de función y los costos de reparación de los edificios. Una medida importante para la evaluación del desempeño de un edificio es el daño que ocurre cuando los elementos estructurales y no estructurales se deforman más allá de su capacidad durante un sismo. A través de un procedimiento de evaluación del desempeño basado en el riesgo, se puede cuantificar el impacto esperado de los cambios en la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación en el daño del edificio y los resultados se pueden utilizar para realizar mejoras específicas en los códigos de construcción para mejorar la resistencia a los sismos. A partir de estos análisis se estiman y utilizan las estadísticas de demanda, junto con modelos de capacidad y riesgo sísmico, para evaluar los costos de reparación esperados y la pérdida de función durante la vida útil de cada edificio. La realización de este análisis para un rango de valores para cada variable de diseño demostrará la influencia de la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación en el desempeño sísmico del edificio, que se puede usar para evaluar y mejorar la resiliencia de la comunidad (p.2).

Dumova (2000), propone un método en su artículo “Curvas de fragilidad para estructuras de concreto armado en la región de Skopje (Macedonia)”, para el desarrollo de la intensidad de los sismos: daños relacionados con las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño y establece que:

El método propuesto se aplica sobre estructuras de muros y marcos de concreto armado. Se desarrollan dos conjuntos de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daños. El primero es para estructuras de armazón de concreto armado de menos de 10 pisos. Para este propósito, se utiliza una estructura de marco de seis pisos. El otro conjunto está definido para estructuras de muro-marco de concreto armado de más de 10 pisos. Se eligió como muestra una estructura de pared de marco de 16 pisos. Las estructuras de muestra se diseñaron de acuerdo con el código de diseño macedonio. Las condiciones de la amenaza sísmica local fueron objeto de especial preocupación para el desarrollo de las relaciones entre la intensidad del sismo y los daños. Debido al número limitado de historias en tiempo real de la región de Skopje, Se generó un conjunto de 240 historias de tiempo sintéticas. La respuesta de las estructuras de la muestra bajo excitación sísmica se definió realizando un análisis

dinámico no lineal. Se definieron cinco estados de daño para expresar la condición de daño. Como resultado de la investigación analítica, se determinaron los valores del índice de daño global correspondiente a cada estado de daño. Utilizando las fechas del análisis dinámico no lineal de las estructuras de la muestra en las 240 historias de tiempo sintéticas, se definieron los dos conjuntos de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daños (p.1).

Barbat et al. (2016), presenta en su artículo la “Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de concreto armado”, presenta el análisis de la vulnerabilidad y riesgo sísmico bajo el método del análisis dinámico incremental, donde establece:

El daño global de estructuras para diferentes aceleraciones máximas del terreno y representar este resultado por medio de curvas de daño. Dichas curvas se utilizan para evaluar el riesgo sísmico a nivel urbano. Aunque el uso de este método en un entorno probabilista requiere un considerable esfuerzo computacional, este debe ser el método de referencia para el cálculo de las mencionadas curvas. Sin embargo, resulta de interés práctico disponer de un método más sencillo que utilice, por ejemplo, el análisis estático no lineal incremental (pushover analysis) para evaluar la vulnerabilidad sísmica y el riesgo de los edificios, que permita obtener resultados similares a los obtenidos usando el análisis dinámico incremental. Haciendo referencia a los métodos basados en la capacidad y la demanda, habitualmente se han utilizado opiniones de expertos para definir los umbrales de los estados de daño a partir del punto de plastificación y del desplazamiento máximo espectral identificado en el espectro de capacidad bilineal. Por lo tanto, en el artículo se propone un nuevo procedimiento para la definición de los umbrales de los estados de daño, con base en la degradación de la rigidez de la estructura. El problema se aborda mediante un método totalmente probabilista utilizando la simulación por Monte Carlo con el fin de comparar de una manera rigurosa los resultados obtenidos con los proporcionados por el análisis dinámico incremental (p.1).

Taboada et al. (2018), presentaron en su artículo: “Análisis y diseño de un hospital aislado sísmicamente empleando métodos de resiliencia sísmica” con la finalidad de evitar daños y pérdidas de vidas humanas según su desempeño.

De acuerdo con la filosofía de la norma peruana de Diseño Sismorresistente (E-030) se permite el daño en las estructuras evitando la pérdida de vidas humanas; pero aun así no se indica parámetros que permitan medir el nivel de desempeño esperado de la estructura después de un evento sísmico. En el presente trabajo de investigación se analizó y diseñó un hospital aislado empleando metodología de estados de daño y niveles de resiliencia dados en RED_i . Se analizaron y evaluaron los parámetros de desempeño sísmicos de la estructura tales como aceleraciones y derivas de entrepiso, estados de daño en curvas de fragilidad; además se evaluó la capacidad de recuperación de sus funciones post evento sísmico, de acuerdo al método de clasificación RED_i , verificando el tiempo fuera de servicio, el porcentaje del costo en reparación y la seguridad de los ocupantes. Esta investigación concluye que el hospital tiene clasificación nivel platino, presenta los resultados de 76 horas como tiempo de recuperación y 0.9% del costo inicial como costo de reparación lo que significa daños muy leves tanto en elementos estructurales y no estructurales. (P,114-117).

A través de un procedimiento de evaluación del desempeño basado en la determinación de la resiliencia – riesgo sísmico, se puede cuantificar el impacto esperado de los cambios en la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación en el daño del edificio y los resultados se pueden utilizar para realizar mejoras en su desempeño. A partir de estos análisis se estiman y utilizan las estadísticas de demanda, junto con modelos de capacidad y riesgo sísmico, para evaluar los costos de reparación esperados y la pérdida de función durante la vida útil de cada edificio. La realización de este análisis para un rango de valores para cada variable de diseño demostrará la influencia de la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación en el desempeño sísmico del edificio, que se usará para evaluar y mejorar la resiliencia del sistema estructural.

Por lo tanto, el presente estudio ampliará el conocimiento teórico contrastado con la realidad en su aplicación. La investigación desarrollara un procedimiento simplificado para determinar la resiliencia sísmica de un sistema estructural (edificación). Para consolidar la nueva teoría se procederá a contratar los resultados con estudios previos a la investigación.

La resiliencia sísmica, en la actualidad se viene desarrollando con mayor énfasis por muchos investigadores en todo el mundo, donde, el resultado de las investigaciones se usa como instrumento de gestión de riesgo. Por lo tanto, en la presente investigación se desarrollará de la siguiente manera; en primer lugar, se realiza un análisis de riesgo sísmico para el área prevista (análisis de peligro sísmico – Niveles de intensidades sísmicos – IDA – PDS –

Funciones de Fragilidad – Funciones de Vulnerabilidad – Índices de resiliencia). Finalmente, la determinación de la vulnerabilidad y los índices de resiliencia deben de jerarquizar el estudio respecto a los demás estudios, según la metodología prevista (análisis simplificado), determina el resultado final de la resiliencia del sistema estructural estudiado, todo ello se puede cuantificar en pérdidas establecidas PML y PAE. Ejemplo. Después de un evento, y según la magnitud del evento, se puede aproximar cual es la pérdida ocasionada por el sismo (costo) y el tiempo que llevara en reponer para según con su funcionalidad el sistema estructural.

La evaluación de la resiliencia sísmica se considera una de las acciones prácticas. La resiliencia, como función, indica la capacidad de mantener el nivel de eficiencia y continuidad según su desempeño de los sistemas estructurales. Asimismo, la determinación del grado de vulnerabilidad determina el grado de resiliencia de los sistemas estructurales. Por lo tanto, se busca, mediante la metodología planteada un procedimiento simplificado de aplicación por todos los ingenieros afines al tema de investigación en la gestión de riesgo.

Debido a la magnitud de las consecuencias catastróficas que puede tener un evento sísmico, según su magnitud e intensidad, la resiliencia sísmica de las comunidades ha recibido una atención temprana por parte de investigadores, diseñadores, planificadores urbanos y administradores. Por ejemplo, la Ley de Mitigación de Desastres de 2000 en los Estados Unidos, que proporciona la base legal para la planificación de mitigación de FEMA, ha promovido la mitigación, la preparación y el fortalecimiento de las comunidades contra los desastres. Lo que se pretende con la investigación es brindar instrumentos de gestión de riesgo que permita fortalecer el grado de vulnerabilidad de los sistemas estructurales y así proyectar y mejorar socialmente las inversiones de infraestructura. Por otro lado, proveer recursos para afrontar posibles desastres por eventos sísmicos.

El concepto de resiliencia sísmica juega un papel importante en la evaluación sísmica de estructuras, ya que evalúa la capacidad de un sistema estructural para resistir un evento sísmico y brindar la continuidad funcional, estimando las pérdidas y determinando la funcionalidad y sostenibilidad del sistema durante y después de dicho evento.

Es imperativo contar con instrumentos de gestión de riesgo, como la determinación de la resiliencia sísmica de los sistemas estructurales. Dado que, la Gestión de Riesgo permite prevenir amenazas internas o externas que puedan afectar a la organización, para, posteriormente, crear estrategias que minimicen los riesgos. De igual modo, te ayuda a desarrollar un plan de recuperación, en caso de que se presenten daños, y a establecer acciones

a seguir para sostener la operación y funcionamiento de la empresa (Sistema estructural), previo a la emergencia. La finalidad es tener estrategias de cómo prevenir riesgos para asegurar el bienestar de la población. El presente estudio enfoca como resultado a obtener el grado de Resiliencia Sísmica como instrumento de gestión de riesgo.

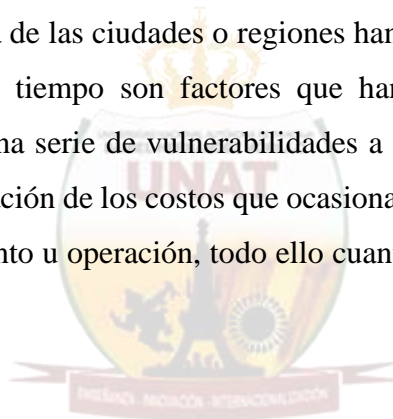
El fundamento está basado en lo establecido por Yamin (2015), presentada en su tesis “Riesgo sísmico de edificaciones en términos de pérdidas económicas mediante integración de costos de reparación de componentes”, donde establece un fundamento teórico que todo trabajo de investigación de riesgo debe basarse, la cual menciona lo siguiente:

La formulación de métodos propuesto se basa en los fundamentos de los métodos de evaluación del comportamiento de edificaciones y de la evaluación de daños e integra elementos de las propuestas previas por parte del FEMA p-58 (FEMA, 2012); H Krawinkler,(2002); Miranda, (2001); K. A. Porter & Kiremidjian, (2000). Para el cálculo de la pérdida y su incertidumbre deben evaluarse una serie de variables como son los parámetros de intensidad sísmica, los parámetros de demanda sísmica sobre los componentes expuestos, los estados de daño de los diferentes componentes y los costos de reparación correspondientes. Consecuentemente, considerando que cada función de vulnerabilidad representa el comportamiento de una edificación característica y, por lo tanto, en el análisis de riesgo dichas edificaciones tendrán diferentes ubicaciones, para su evaluación se consideran familias de acelerogramas que representen los posibles eventos sísmicos que pueden llegar a presentarse en sitios con clases de suelos representativos. La incertidumbre en la amenaza considera entonces la variación que se presenta en las familias de señales seleccionadas. De cada señal se obtiene un parámetro de amenaza o de intensidad sísmica, usualmente $Sa(T_1)$, que corresponde a la aceleración espectral para el periodo de vibración fundamental de la estructura T_1 , parámetro que permite relacionar el daño esperado y su incertidumbre con la amenaza previamente establecida. La selección del parámetro $Sa(T_1)$ para controlar las pérdidas tiene en cuenta los siguientes: (a) Representa de manera adecuada la variación de las intensidades sísmicas teniendo en cuenta el periodo estructural. (b) Permite tener en cuenta de manera adecuada los efectos de amplificación del subsuelo para varios periodos estructurales. Por otro lado, considerando que la presencia de depósitos de suelo blando genera amplificaciones variables para los diferentes periodos estructurales de vibración, no se recomienda utilizar la aceleración máxima del terreno A_a (o PGA o cualquiera de sus variaciones)

como parámetro de control de la intensidad sísmica ya que este no es sensible a estos efectos y se perdería por lo tanto control sobre la respuesta dinámica de edificaciones en este aspecto (p.36).

Entonces, tener como instrumento la resiliencia sísmica en la gestión del riesgo: Implica la complementariedad de capacidades y recursos locales, regionales y nacionales y está íntimamente ligada a la búsqueda del *desarrollo sostenible*. La aplicación y conocimiento de la resiliencia sísmica en gestión de riesgos, es el conjunto de decisiones administrativas, de organización y conocimientos operacionales para implementar políticas y estrategias con el fin de reducir el impacto de amenazas naturales y desastres ambientales y tecnológicos en una comunidad.

Por lo tanto, la construcción inadecuada de infraestructura (Edificios), la destrucción del medio ambiente, la contaminación, la sobrepoblación de zonas peligrosas, el crecimiento urbano desordenado y la sobreexplotación y uso irracional de los recursos naturales, son algunas de las vías que la gran mayoría de las ciudades o regiones han seguido para elevar sus niveles de desarrollo, pero al mismo tiempo son factores que han contribuido a incrementar la vulnerabilidad o a acumular una serie de vulnerabilidades a lo largo del tiempo. El presente estudio de basa en la determinación de los costos que ocasionaría un evento sísmico, así como, el tiempo para su funcionamiento u operación, todo ello cuantificado en pérdidas económicas PML y PAE.



La investigación, su esencia y arte.

Bases teóricas

Para Andrić y Lu, (2017) “la construcción y desarrollo de comunidades resilientes podría conducir a la reducción de los impactos negativos desastrosos y permitir una rápida recuperación, ello conlleva al entendimiento profundo del daño y la vulnerabilidad de cada tipo de sistema estructural”.

Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico

Alas y Portal, (2018) menciona que “La vulnerabilidad sísmica de una estructura, o grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño” (Barbat & Pujades, 1998).

En las últimas décadas, la investigación y el desarrollo de metodologías han recibido una atención considerable que cuantificaron los daños a las estructuras relacionados con los eventos sísmicos sismos. Entre ellos, se han desarrollado índices de riesgo sísmico y evaluación de vulnerabilidad para cuantificar el nivel de daños a elementos estructurales o a sistemas estructurales completos (Kassem, Mohamed Nazri, et al., 2020).

La evaluación sísmica de los edificios e infraestructuras actuales atrajo una atención considerable de los sismólogos debido a la susceptibilidad y la falta de desempeño de estas estructuras en el mundo durante la última década. Por lo tanto, la especulación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de los edificios se ha convertido en una preocupación importante a través de los procedimientos de evaluación sísmica en evolución (Masi & Vona, 2012). Generalmente, los procedimientos de evaluación de un edificio individual se basan en diferentes parámetros. Estos parámetros se centran en el sistema estructural, la capacidad sísmica, las condiciones del terreno, la regularidad del plano y la elevación y la recopilación limitada de datos de campo. Estos parámetros proporcionan una imagen o una estimación realista del comportamiento del sistema estructural. En otras palabras, los riesgos de un peligro sísmico son las posibilidades de alcanzar algunas pérdidas significativas en un cierto período de intervalo. Estas pérdidas se identifican como un índice económico que debe compensarse con el sistema para la evaluación de la condición antes de que ocurra un evento sísmico. La disparidad en la estructura y la seguridad del edificio debido al deterioro de los sismos se reconoce implícitamente a través de enfoques de etiquetado de la construcción, que se implementan después de las actividades sísmicas más importantes. (Baggio et al., 2007; ATC-

20-3 Case Studies in Rapid Postearthquake Safety Evaluation of Buildings ATC-20-3 Case Studies in Rapid Postearthquake Safety Evaluation of Buildings, 2015). En tales enfoques, la protección posterior a un sismo se analiza comúnmente a través de una inspección visual completa, incluida la evaluación profesional del nivel de daño, la extensión y la usabilidad de la construcción asociada a través de un grupo de especialistas capacitados. La realización de una evaluación e investigación sísmicas son requisitos comunes para cualquier aplicación de gestión de riesgo. El examen de peligros permite la posible falla de una amenaza sísmica en una etapa de alivio que se decidirá y marca la diferencia para crear planes de emergencia. Sin embargo, con frecuencia se ha discutido la necesidad de pautas y medidas claras para la reparación después de un evento sísmico dañino. (Kassem, Mohamed Nazri, et al., 2020).

No obstante, si se tiene en cuenta la vulnerabilidad de amplio espectro dentro de un sistema de marco de evaluación cuantitativa regular, lo más importante y preferible es la modelización analítica de la construcción de la pérdida de rendimiento general (PL) (Baker, 2007; G. M. Calvi et al., 2006). Los investigadores propusieron muchos métodos para la evaluación del riesgo sísmico como parte de la predicción de pérdidas, que se clasificó en dos grupos principales; métodos empíricos y analíticos (Kircher et al., 1997). En los métodos empíricos de vulnerabilidad, la escala de daño se utilizó como un enfoque de indagación para desarrollar los datos del post-evento que vienen con estudios estadísticos como el contenido de los daños de la edificación, mientras que analíticamente, que se basó en las etapas límite y los atributos mecánicos o calidad de las estructuras.

Enfoque de Evaluación Empírica.

Métodos de evaluación de detección visual rápida.

Existen varios métodos de evaluación rápida, como el método de inspección visual. El método de inspección visual como procedimiento es el enfoque de evaluación rápida más simple. El Cribado Visual Rápido (RVS) como procedimiento de estimación cualitativa se puede utilizar en edificios para clasificar la vulnerabilidad de las estructuras. Se basa en observaciones realizadas desde el exterior del edificio, sin tener en cuenta el interior del edificio. Este estudio visual se puede realizar en menos de 30 minutos (Perrone et al., 2015). Los estándares de FEMA en los EE. UU. Desarrollaron varias pautas para la evaluación de riesgos y la adaptación de edificios estructurales como FEMA 310 (Agency, 2006) . Sin embargo, según FEMA 154 (P. FEMA, 2015) el método de detección en la calle se conoce como el método de detección visual rápida. Este método es el primer paso en la evaluación

antes de pasar a un procedimiento de evaluación detallado y clasificar los edificios de acuerdo con sus materiales de construcción y sus sistemas estructurales. Básicamente, es una técnica de inspección de aceras que funcionaba en la detección y observación de los parámetros del edificio y en el cálculo del puntaje de desempeño estructural básico para determinar las prioridades de riesgo para los edificios. El proceso comienza con el puntaje de desempeño que se calculó con base en las características del edificio, como en FEMA 154. Hay 17 tipos de edificios introducidos para el procedimiento RVS y para cada tipo, se determinó un puntaje de Riesgo Estructural Básico (BSH). La puntuación BSH se refiere a la probabilidad de colapso de una estructura de edificio (Ec 01 – Anexo D). Por ejemplo, si la puntuación final fuera 2, esto significa la probabilidad de (10^{-2}) que es igual al 1% de daño. Después de eso, el BSH se modificó agregando o restando los modificadores de puntuación (SM) de un edificio como se muestra en la Ec. (2) – Anexo D. Los modificadores de puntuación se basaron en las propiedades del edificio que se ven afectadas por el comportamiento sísmico, como el número de pisos, la altura, la irregularidad del plano, la irregularidad vertical, la antigüedad de los edificios y los tipos de suelo. Un edificio con una puntuación final inferior a 2 debe someterse a una investigación más detallada.

Wallace y Miller, (2008) han aplicado el procedimiento RVS sugerido por FEMA 154 para edificios 1075 en el oeste de Oregon en los Estados Unidos. Al implementar el procedimiento RVS, identificaron el efecto potencial del peligro sísmico en las instalaciones públicas. Además, Holmes, (2010) investigó algunos de los edificios en los EE. UU. Que tienen un rendimiento sísmico deficiente debido a un diseño sísmico inadecuado mediante el uso de técnicas de detección rápida. Mientras tanto, la estrategia RVS se desarrolló en muchas otras naciones. Algunas de estas estrategias RVS son; Canadá, Japón, Turquía, Grecia, Nueva Zelanda e India. En Canadá, el Consejo Nacional de Investigación (NRC) ha propuesto el procedimiento de detección sísmica ampliamente utilizado (Allen & Rainer, 1995). El propósito de este método fue establecer el Índice de Prioridad Sísmica (SPI) resultante de la adición de los índices estructurales (SI) y no estructurales (NSI) como se muestra en la Ec. (3). Esta puntuación de cribado ha sido factores importantes; ubicación del edificio, tipo de suelo, duración o edad de ocupación, peligro de caída y otros. El índice SPI se clasifica en tres etapas de evaluación, donde el SPI menor a 10 se considera una evaluación detallada "baja", para el SPI entre 10 y 20, se considera como "medio", y para SPI superior a 20, se considera como Evaluación "alta" (Cheung et al., 2000; Saatcioglu et al., 2013)

En Japón, el enfoque del índice sísmico japonés se presenta en forma de tres etapas de evaluación de detección. En la primera etapa, las resistencias a la compresión de los elementos resistentes verticales se utilizan para cuantificar el comportamiento de respuesta de la estructura durante la carga sísmica lateral. En la segunda etapa, la capacidad sísmica se evalúa considerando las propiedades dinámicas de los elementos resistentes únicamente como la ductilidad y resistencia, mientras que en la tercera etapa se incluye la resistencia y ductilidad de los elementos verticales y horizontales (columnas, muros y vigas). para evaluar el desempeño estructural durante los movimientos sísmicos. El índice de la estructura (I_S) se calcula con base en el producto de la estructura básica (E_0) por el índice de irregularidad (S_D), así como el tiempo o índice de deterioro (T) como se muestra en la Ec. (4) – Anexo D. Una vez que se ha determinado el Índice de Desempeño Sísmico (I_S), se debe comparar con el Índice de Juicio Sísmico (I_{SO}) para clasificar el edificio como adecuado o no para resistir fuerzas sísmicas como se representa en la Ec. (5) – Anexo D. Existen dos posibilidades al comparar I_S e I_{SO} , en la primera, si $I_S > I_{SO}$, esto significa que tiene condición de vulnerabilidad baja, y para la segunda, si $I_S < I_{SO}$ corresponderá a vulnerabilidad alta condición (Albuquerque, n.d.; Otani, 2000).

En Turquía, Hassan y Sozen, (1997) desarrollaron el procedimiento del índice de prioridad para cada edificio individual, que consistía en el índice de columna (CI) definido como la relación entre el área de la columna y el área del piso, y el índice de la pared (WI) como la relación de áreas, entre el área de corte y las paredes de relleno divididas por el área del piso. Además, Ñ, (2004) propuso una metodología basada en las propiedades del material y tamaño, sistema de resistencia lateral, orientación de elementos, irregularidades verticales y en planta, longitud de columna y mano de obra. A partir de estos parámetros, se puede calcular el índice de capacidad (CI) para clasificar la vulnerabilidad al riesgo de construcción. Bal, Gülay, & Tezcan, (2008) propuso el método de puntuación P25, que tiende a clasificar los edificios vulnerables al colapso. Este método se desarrolló a partir de datos recopilados de 323 edificios que sufrieron diferentes niveles de daños durante los sismos en todo el mundo. El método de puntuación P25 depende de algunos parámetros como la calidad del material, la corrosión del acero, las irregularidades verticales y horizontales, las condiciones del terreno, la profundidad de la cimentación, la sismicidad y otros. Siete puntuaciones diferentes para diferentes modos de falla, de P1 a P7, entre 0 y 100 variaron de peor a mejor, respectivamente. Los métodos turcos se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1.*Detección visual rápida (método turco).*

Método	Índice	Ecuación
RVS	Índice de prioridad	$PI = CI + WI$
RVS	Índice de capacidad	$CPI = C_A \times C_M \times B \times CPI$
RVS	Índice de puntuación de rendimiento	$P = \alpha \times \beta \times P_{min}$

* CI: Índice de columna, WI: Índice de pared, C_A y C_M son factores de coeficientes que reflejan las características arquitectónicas, α y β son factores de corrección, P_{min} : puntaje de desempeño más pequeño.

En Nueva Zelanda en el 2012, la sociedad de ingeniería sísmica recomendó dos etapas de evaluación: el procedimiento de evaluación inicial (IEP) y una evaluación sísmica detallada (DSA). Para realizar el valor de %NBS, es necesario recopilar datos como la zona sísmica, el tipo de suelo, la edad de construcción y la fecha de diseño del edificio. Después de producir los valores de %NBS, se completa la evaluación. Si el ($\% NBS \leq 33$), esto implica que el edificio es finalmente susceptible y requiere una evaluación complementaria detallada y precisa. Para un % NBS de 67 o más, significa que los edificios son capaces de resistir futuros sismos. Para ($33 < \% NBS < 67$) puede ser necesaria más evaluación. (Engineering, 2014).

Las herramientas RVS anteriores son rápidas y útiles para estimar la respuesta de un edificio debido a cargas sísmicas, pero aún tienen desventajas e inconvenientes según la información de daños observados. Estas metodologías no involucran todas las tipologías estructurales, así como las intensidades sísmicas, las cuales son esenciales para ser consideradas para la estimación de vulnerabilidad. Estos métodos se basaron generalmente en el juicio de expertos y en datos estadísticos y no son muy fiables.

Método del índice de vulnerabilidad.

Enfoque GNDT

Durante las últimas décadas, las metodologías de índice de vulnerabilidad han sido desarrolladas en Italia por el “Grupo Nacional de Defensa frente a Sismos denotado por el enfoque GNDT” y se clasificaron en dos niveles (Giovinazzi & Lagomarsino, 2002). La metodología de “GNDT nivel I” clasificó las tipologías de los edificios y definió las clases de vulnerabilidad (A, B y C). La metodología de “GNDT nivel II” se relacionó con D Benedetti

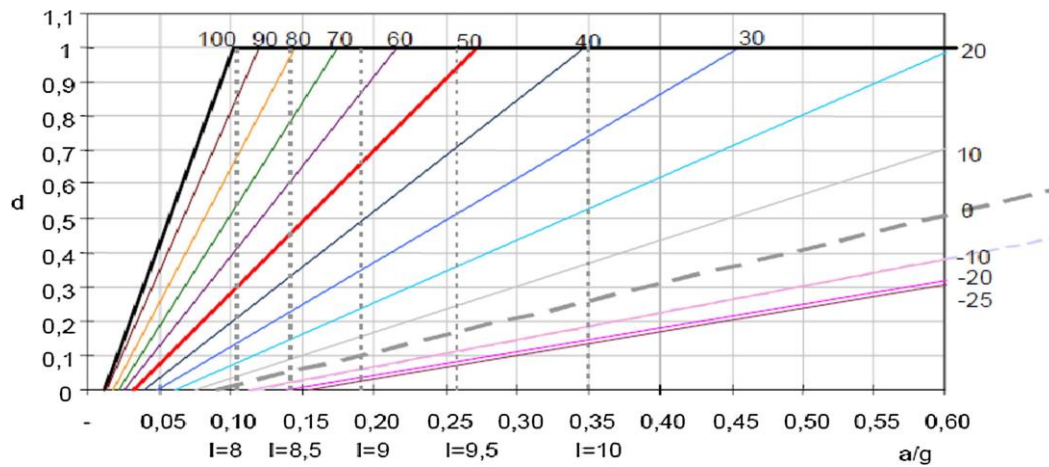
& Petrini, (1984); Duilio Benedetti, Benzoni, & Parisi, (1988); Terremoti, (1993) y enfoque GNDT1993. En este enfoque, es necesario recopilar una gran cantidad de datos e información de encuestas de daños. El estudio de campo tiene como objetivo construir una visión clara para comprender los parámetros más fundamentales que estaban influyendo y controlando la vulnerabilidad estructural del edificio. Por ejemplo, diseño del plano y sus configuraciones de elevación, tipo de zapata, tipo de material y calidad. Había once parámetros en total, y uno de los coeficientes de calificación K_i o C_{vi} , se distribuyó en cuatro clases de vulnerabilidad (A, B, C y D) para cada una de ellas.

Cada parámetro evaluó un atributo estructural que está relacionado con la respuesta del edificio durante la carga sísmica. Luego, los parámetros fueron ponderados considerando la importancia de cada uno, desde los parámetros de vulnerabilidad menos significativos hasta los más importantes, donde los valores de peso dependían del juicio y opinión de expertos. Esta información detallada se fusionó con coeficientes para establecer el índice de vulnerabilidad (I_v) que clasifica el daño de la edificación bajo las excitaciones de un sismo. Para estimar el índice de vulnerabilidad sísmica global para cada estructura o grupo de sistemas estructurales (edificios), se utiliza la ecuación 06 del Anexo D.

Los once parámetros mencionados se resumen en la Tabla 2; El rango de variación del índice de vulnerabilidad estuvo entre 0 y 382.5 como se muestra en la Tabla 2, pero generalmente, el rango se normaliza de 0 a 100 dividiendo los valores obtenidos de la suma ponderada por 3.825. Donde 0 es el valor mínimo que significa el edificio menos vulnerable y 100 es el peor caso que indica como el edificio más vulnerable.

Los datos derivados de sismos anteriores se utilizaron para expresar las funciones de vulnerabilidad en relación con el índice de vulnerabilidad (I_v) con respecto al factor de daño (d) de los edificios.

El factor de daño como definición es la proporción del costo de restauración al costo de reemplazo. La escala de daño está entre ($0 < d < 1$) como se muestra en la Fig.1; donde " d " se supone insignificante o desaparecido ($d = 0$) para la aceleración máxima del suelo (Y_i), y aumenta linealmente hasta que conduce al colapso con índice de daño ($d = 1$) de la aceleración máxima del suelo (Y_c). Los parámetros de control han sido evaluados de acuerdo con las siguientes ecuaciones empíricas en términos de índice de vulnerabilidad (I_v), ver ecu (7, 8 y 9) del Anexo D:

Figura 1.*Factor de daño*

Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)

En el segundo nivel del método GNDT, se aplicó una relación similar para los edificios RC, pero la principal diferencia estaba en los pesos de los parámetros, que se suponía que eran iguales a 1.0. Estos parámetros describieron las deficiencias y fallas de la estructura en función de observaciones visuales de expertos. Además, también se propone un criterio para describir las clases de vulnerabilidad desde la "A" menos vulnerable hasta la "C" más vulnerable, como se muestra en la Tabla 3. Por lo tanto, para comparar la mampostería y los edificios RC, los índices de vulnerabilidad de las estructuras $RV \times I_v$ * se pueden transformar en equivalentes a los índices de vulnerabilidad de la mampostería utilizando las fórmulas ecu (10, 11) – Anexo D.

La investigación, su esencia y arte.

Enfoque macrosísmico europeo (EMS) (RISK-UE)

Otro enfoque que se ha desarrollado con el propósito de evaluar la vulnerabilidad en Europa se conoce como el proyecto RISK-UE. Este proyecto está financiado y apoyado por la Unión Europea (UE). El objetivo principal de este proyecto ha sido integrar una metodología general de evaluación del riesgo sísmico en los países europeos. Esto se debe a la ausencia de un sistema mundial desarrollado en Europa y, por lo tanto, al efecto conductual, económico y político de la actividad sísmica que ocurrió en Turquía, Atenas y Grecia. Por esta razón, el método del índice de vulnerabilidad (VIM) se ha introducido como una evaluación de la vulnerabilidad que se creó con éxito en siete ciudades europeas (Milutinovic & Trendafiloski, 2003). Este enfoque se basa en la clasificación de tipología de edificios que se distribuye en seis clases de vulnerabilidad (A a F) desde las tipologías más vulnerables a las menos

vulnerables. Dichos edificios se clasifican en cuatro tipologías generales: mampostería, concreto armado, acero y madera. Además de eso, categorizó la escala del daño en cinco grados indicados por D_1 , D_2 , D_3 , D_4 , D_5 de levemente dañado a completamente colapsado (Culture et al., 2019). Como metodología, se estableció en el contexto del proyecto RISK-UE para tener en cuenta las construcciones actuales o antiguas en las áreas que cubre (Lagomarsino & Giovinazzi, 2006).

Tabla 2.

Clases de construcción de mampostería y peso relativo de cada parámetro

Número	Parámetros	Clases de K_i				Peso
		A	B	C	D	W_i
1	Tipo y organización del sistema de resistencia	0	5	20	45	1,00
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0,25
3	Fuerza agregada	0	5	25	45	1,5
4	Ubicación y cimientos del edificio	0	5	15	45	0,75
5	Diafragmas elementos horizontales	0	5	25	45	Variable
6	Configuración del diseño del plan	0	5	25	45	0,5
7	Configuración en altura y elevación	0	5	25	45	Variable
8	Distancia óptima entre paredes	0	5	25	45	0,25
9	Techo	0	5	25	45	Variable
10	Elementos no estructurales (NS)	0	5	25	45	0,25
11	Condiciones particulares de mantenimiento	0	5	25	45	1,00

Fuente: (GNDT, 1993).

Este método mide la vulnerabilidad de uno o un conjunto de edificios estructurales en términos de (V) considerando las características de la tipología. El índice de vulnerabilidad varía desde, el menos vulnerable al más vulnerable entre 0 y 1. Los valores de los índices de vulnerabilidad se presentan para cada clase de vulnerabilidad de A a F como un conjunto de cinco valores en la Tabla 4 y la Fig. 2. V_{yo}^* es el valor más tolerable para cada clase del índice de vulnerabilidad (V_I). Donde $V_I^{(-)}$ y $V_I^{(++)}$ son los límites superior e inferior de los valores tolerables, mientras que $V_I^{(-)}$ y $V_I^{(+)}$ son los límites del rango de incertidumbre para V_I^* . De esta manera, los valores del índice de vulnerabilidad de tipología (V_I^*) son prácticos en Europa que consistió en 15 tipologías de edificios como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 3.*Clases de edificios RC y peso relativo de cada parámetro*

Número	Parámetros	Clases C_{vi}			Índice de vulnerabilidad
		A	B	C	
1	Tipo y organización del sistema de resistencia	0,00	-1,00	-2,00	$I_v^* = \sum_{i=1}^{i=11} C_{vi}$
2	Calidad del sistema resistente	0,00	-0,25	-0,50	
3	Fuerza agregada	0,25	0,00	-0,25	
4	Ubicación y cimientos del edificio	0,00	-0,25	-0,50	
5	Diafragmas horizontales elementos	0,00	-0,25	-0,50	
6	Configuración del diseño del plan	0,00	-0,25	-0,50	
7	Configuración en altura y elevación	0,00	-0,50	-1,50	
8	Conexiones y vínculos de elementos críticos	0,00	-0,25	-0,50	
9	Elementos de baja ductilidad	0,00	-0,25	-0,50	
10	Elementos no estructurales (NS)	0,00	-0,25	-0,50	
11	Condiciones particulares de mantenimiento	0,00	-0,50	-1,00	

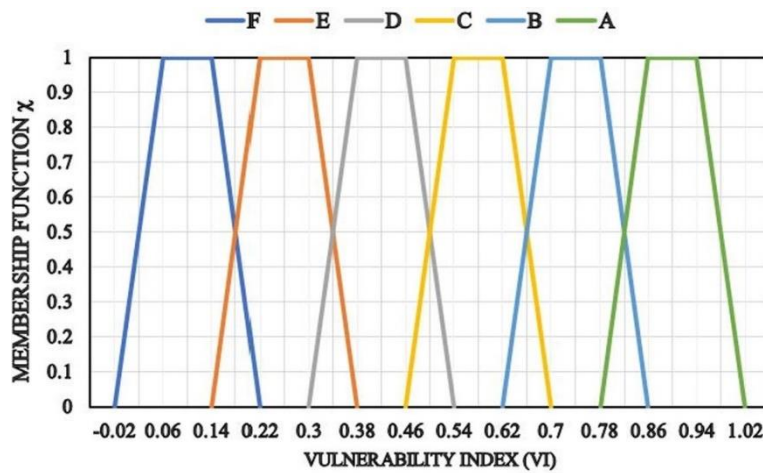
*Fuente: (GNDT, 1993)***Tabla 4.***La investigación, su esencia y arte.**Índices de vulnerabilidad para las seis clases de vulnerabilidad.*

Clase	$V_I^{(-)}$	$V_I^{(-)}$	V_I^*	$V_I^{(+)}$	$V_I^{(++)}$
A	0,78	0,86	0,90	0,94	1,02
B	0,62	0,70	0,74	0,78	0,86
C	0,46	0,54	0,58	0,62	0,70
D	0,30	0,38	0,42	0,46	0,54
E	0,14	0,22	0,26	0,30	0,38
F	0,02	0,06	0,10	0,14	0,22

Fuente: (Milutinovic & Trendafiloski, 2003)

Figura 2.

Funciones para el índice de vulnerabilidad de seis clases



Fuente: (Milutinovic & Trendafiloski, 2003)

En cambio, el índice de vulnerabilidad tipológica (V_I^*) tuvo que ser modificado en base a algunos modificadores estructurales para edificios de concreto armado y mampostería. Como se destacó anteriormente por la escala EMS, se observa que el comportamiento estructural del edificio depende del sistema estructural, pero hay otros factores que influyen en el rendimiento del edificio, por ejemplo; calidad constructiva, planta e irregularidades verticales, número de pisos, cimentaciones, entre otros. Estos modificadores se conocen como "El factor de modificación del comportamiento. El factor de modificación de la respuesta" ΔV_m con una puntuación simbolizada como V_m . Las puntuaciones de modificación se atribuyen con base en el juicio de expertos. Después de algunas modificaciones, el índice de vulnerabilidad total se puede calcular sumando todos los modificadores de puntuación como se muestra en la ecu (12) del Anexo D.

Tabla 5.

Índices de vulnerabilidad de tipologías de edificación

Tipo de construcción		Clases de vulnerabilidad				
		$V_I^{(-)}$	$V_I^{(-)}$	V_I^*	$V_I^{(+)}$	$V_I^{(++)}$
Edificios de mampostería	Piedra de escombros	0,62	0,810	0,873	0,98	1,02
	Ladrillos de adobe	0,62	0,687	0,840	0,98	1,02
	Piedra simple	0,46	0,650	0,740	0,830	1,03
	Piedra maciza	0,30	0,49	0,616	0,793	0,86

	URM (ladrillos viejos)	0,46	0,650	0,740	0,830	1,02
	Losas URM + RC	0,30	0,49	0,616	0,790	0,86
	Albañilería confinada	0,14	0,33	0,451	0,633	0,70
Edificios RC	Marco RC (sin ERD)	0,30	0,49	0,644	0,800	1,02
	Marco RC (M-ERD)	0,14	0,33	0,484	0,640	0,86
	Marco RC (H-ERD)	-0,02	0,170	0,324	0,48	0,70
	Paredes de corte (sin ERD)	0,30	0,367	0,544	0,670	0,86
	Paredes de corte (M-ERD)	0,14	0,210	0,384	0,51	0,70
	Paredes de corte (H-ERD)	-0,02	0,047	0,224	0,35	0,54
	Acero	Estructuras de acero	-0,02	0,170	0,324	0,48
Madera	Estructuras de madera	0,14	0,207	0,447	0,640	0,86

Fuente: (Milutinovic & Trendafiloski, 2003)

Además del “Factor de modificación del comportamiento”, hay otro modificador llamado el “factor de vulnerabilidad regional” V_R . Este factor modifica el V_I^* con base en los datos históricos y el juicio de expertos. Por ejemplo, en Lisboa, el ΔV_R es igual a 0,12. Eventualmente, el valor del índice de vulnerabilidad total se puede calcular de la ecuación 13 del Anexo D.

En resumen, la Tabla 6 describe la forma de determinar el valor del índice de vulnerabilidad para un solo edificio implementado en el enfoque EMS.

Tabla 6.

Procedimiento para el índice de vulnerabilidad de EMS

Estimación del índice de vulnerabilidad para un solo edificio	
Tipología V_I^*	Valores de la Tabla 5
ΔV_m	$\Delta V_m = \sum V_m$
ΔV_R	ΔV_R , Establecido en base al juicio de expertos o datos de daños previamente observados
Índice de vulnerabilidad total	$V_I = V_I^* + \Delta V_m + \Delta V_R$

Fuente: (Milutinovic & Trendafiloski, 2003)

Enfoques combinados GNDT y macrosísmicos

Otro tipo de índice de vulnerabilidad es un enfoque combinado. El primer problema o lo que debería resolverse es encontrar una correlación entre estos dos métodos. Esto se puede proponer y expresar en términos de definir el grado de daño (μ_D) como una función de vulnerabilidad. Para aplicar esta metodología operativa para combinar estos dos enfoques, Bernardini, Giovinazzi, Lagomarsino, & Parodi, (2004) y otros investigadores (A. Athmani et al., 2018; Bernardini et al., 2007a; Ferreira et al., 2017a; Giovinazzi & Lagomarsino, 2002; Lantada et al., 2010a; Maio et al., 2016; Paulo, 2014), que correlacionó los peligros sísmicos con respecto al grado de daño medio (μ_D). Este enfoque se compone de seis daños de clasificación ($0 < \mu_D < 5$) en términos de vulnerabilidad de edificios de mampostería y edificios RC. Así, permite calcular el grado medio de daño como se puede ver en la Tabla 7 (ecu (14) – Anexo D).

Tabla 7.

Ecuaciones de grado de daño medio utilizadas por los investigadores

Ecuación del grado de daño medio
$\mu_D = 2.5 \times \left[1 + \tanh \left(\frac{I + 6.25 \times V - 13.1}{Q} \right) \times f(V, I) \right]$ <p>(A. Athmani et al., 2018; A. E. Athmani et al., 2015; Azizi-Bondarabadi et al., 2016; Bernardini et al., 2007b; Giovinazzi & Lagomarsino, 2004; Lantada et al., 2010b; Maio et al., 2015; Vicente et al., 2014)</p>
$\mu_D = 2.5 + 3 \times \tanh \left(\frac{I + 6.25 \times V - 12.7}{Q} \right) \times f(V, I)$ <p>(Ferreira et al., 2017b; Vicente et al., 2011a)</p>

Fuente: (Milutinovic & Trendafiloski, 2003)

Para formar una convergencia precisa entre los dos enfoques, es fundamental fijar el factor de daño adoptado dentro del enfoque GNDT de nivel II, como se representa previamente en la Fig. 1, a los grados de daño físico caracterizados en el enfoque macrosísmico. Esto se puede mostrar después de obtener el grado de daño medio μ_D para cada edificio, y luego se encontró el indicador de daño económico utilizando la relación propuesta por FEMA-NIBS (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias). Expresar la correlación entre el índice de daño económico y el grado de daño medio (μ_D) se desarrolló una expresión simplificada (Ec. 15) – Anexo D.

La Tabla 8 muestra algunas de las relaciones entre el índice de daño económico (d_e) y el grado de daño medio (μ_D). El índice de daño económico varía entre 0 (sin daño) y 1 (colapso). Como se señaló, para las diferentes metodologías utilizadas, los valores de los indicadores económicos relacionados con grados específicos de daño son diferentes.

Tabla 8.

Correlación en distintas metodologías

Grado de daño	0	1	2	3	4	5
Nivel de daño Índice de daño económico, d_e	Sin daños	Leve	Moderar	Grave	Muy severo	Destrucción
(Rojahn & Sharpe, 1985; Council, 1985)	0,00	0,050	0,200	0,55	0,90	1,00
(Bramerini et al., 1995)	0,00	0,010	0,100	0,35	0,75	1,00
(Ansal et al., 2009; Borzi et al., 2008; Chieffo et al., 2019; Choi et al., 2004; HAZUS, 1999; X. Lu et al., 2020; Vicente et al., 2008; Whitman et al., 1997a, 1997b; Zeng et al., 2016)	0,00	0,020	0,100	0,5	1,00	1,00
(Dolce et al., 2000)	0,00	0,035	0,145	0,305	0,80	1,00

Fuente: (Vicente et al., 2011a)

Después de definir la conversión de la aceleración máxima del suelo (PGA) o (y) en la escala de intensidad de EMS-98 dada en la Ec. (9), y la transformación del índice de daño económico (d_e), en el grado de daño medio (μ_D), entonces la correlación entre el índice de vulnerabilidad, (I_v) en el enfoque GNDT II y el índice de vulnerabilidad, (V) que se utilizaron en el enfoque Macro-sísmico se pudo derivar con base en una expresión mostrada por las ecuaciones de la Tabla 9.

Este enfoque de correlación tiene un uso limitado ya que se considera solo para estructuras de mampostería.

La tabla 8, muestra la correlación en distintas metodologías entre el grado medio de daño y el índice de daño económico.

Tabla 9.*Correlaciones entre los índices V e Iv utilizados por los investigadores*

Expresiones de correlación V e Iv
$V = 0.56 + 0.0064 \times I_v$ (A. Athmani et al., 2018; Vicente et al., 2011b)
$V = 0.58 + 0.0064 \times I_v$ (Cardona et al., 2014; Maio et al., 2015)
$V = 0.592 + 0.0057 \times I_v$ (Basaglia et al., 2016b)
$V = 0.46 + 0.012 \times I_v$ (Ortega, Vasconcelos, Rodrigues, Correia, et al., 2019)
$V = 0.46 + 0.0056 \times I_v$ (Mosoarca et al., 2019)

Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo con esta correlación, el índice de vulnerabilidad (I_v) del GNDT II se puede calibrar en el índice de vulnerabilidad (V) del enfoque macrosísmico europeo, lo que permite calcular el grado de daño medio. μ_D por las ecuaciones utilizadas en la Tabla 10. Además de lo mencionado, el índice de vulnerabilidad se puede definir bien en función de las clases de vulnerabilidad según la escala EMS-98, por ejemplo, los edificios de concreto armado generalmente se incluyen entre las clases de vulnerabilidad C, D, E y en ocasiones F, mientras que los edificios de mampostería se clasifican en las clases de mayor vulnerabilidad entre A y C. La correlación del índice de vulnerabilidad en ambos enfoques con respecto a las clases de vulnerabilidad se tabula en la Tabla 10. Además, Bernardini et al., (2004, 2007); S Giovinazzi & Lagomarsino, (2002) definieron el índice de vulnerabilidad (V) para cada clase de vulnerabilidad macrosísmica como se ilustra en la Tabla 11.

Tabla 10.*Correlación de edificios de mampostería entre dos metodologías.*

Método GNDT II (I_v)	50	25	0
Método macrosísmico (V)	0,88	0,72	0,56
Clase de vulnerabilidad EMS-98	Clase A	Clase B	Clase C

Fuente: (Maio et al., 2015)

Además, la mayoría de las ciudades presentan una mezcla heterogénea entre mampostería y elementos de concreto armado. Desde este punto de vista, se deriva una correlación entre el índice de vulnerabilidad del enfoque GNDT II y el enfoque macrosísmico para edificios RC. El índice de vulnerabilidad como método se aplicó a 91 edificios RC existentes en diferentes países del mundo como Japón, China, Italia, Perú, España, Turquía, Estados Unidos, Haití, Nueva Zelanda, Indonesia, México y Argelia (Kassem, Nazri, et al., 2020). Después de eso, una nueva función de vulnerabilidad llamada, grados de daño medio μ_D se ajustó por la tipología de edificio RC, que combinó la intensidad macrosísmica (I EMS-98) y el índice de vulnerabilidad, V , como se muestra en la ecuación 16 del Anexo D.

Tabla 11.

Valores de vulnerabilidad para cada clase en el enfoque RISK_UE.

Clase de vulnerabilidad EMS-98	Clase					
	A	B	C	D	E	F
Método macrosísmico (V)	0,88	0,72	0,56	0,40	0,24	0,08

Fuente: (Bernardini et al., 2007a, 2007b)

La correlación propuesta es una correlación cuadrática a diferencia de la correlación lineal utilizada para edificios de mampostería según lo informado por Basaglia, Aprile, Pilla, & Spacone, (2016a) en la ecuación. (17) – Anexo D.

Enfoque de Evaluación Analítica.

Los procedimientos analíticos para la determinación de la vulnerabilidad física sísmica de estructuras también pueden denominarse como enfoques teóricos, ya que, a diferencia del enfoque empírico (índice de vulnerabilidad + juicio de expertos, RVS), que se basan en observaciones, más bien se centran en la simulación de los fuertes movimientos sísmicos (Kassem, Mohamed Nazri, et al., 2020). Existen varios métodos analíticos para evaluar con precisión el comportamiento y el rendimiento de las estructuras de los edificios durante los movimientos sísmicos. Los enfoques analíticos implican análisis de dinámica lineal estática, lineal dinámica, estática no lineal y dinámica no lineal. Recientemente, ha habido una mayor conciencia e interés en el diseño de estructuras expuestas a un sismo o acción sísmica en base a las regulaciones sísmicas o en el diseño basado en el desempeño. Para evaluar con precisión las demandas sísmicas de las estructuras, el análisis no lineal es el método que generalmente se requiere utilizar (D'Ayala et al., 2013; Kassem, Mohamed Nazri, et al., 2020; Meslem et al.,

2015). Generalmente, se puede clasificar en dos grupos: Análisis no lineal tiempo historia (NLTHA) y Análisis estático no lineal o Análisis Pushover (NLSA / POA). (Chopra & Goel, 2002; D'Ayala et al., 2013; Reyes & Chopra, 2012).

Daños físicos en Sistemas Estructurales

Índice de Daño.

Yamin (2015), establece que “Diversas metodologías y parámetros se han propuesto para la estimación del daño en edificaciones sometidas a fuerzas sísmicas, la mayoría de ellos basados en el análisis de confiabilidad estructural propuesto originalmente por Tang, W. H., Ang, (2007). Por ejemplo, el índice de Park y Ang, (1985); Park, Ang, y Wen, (1985), propone estimar el daño total en la estructura mediante la evaluación de la ecuación 18 del Anexo D”.

Tabla 12.

Niveles de daño según el índice de Park

Estado de daño	Rango para el índice
Menor	0.1 - 0.2
Moderado	0.2 - 0.5
Severo	0.5 - 1.0
Colapso	> 1.0

Fuente: Ang & Wen (Park et al., 1985)

Función de Fragilidad.

La investigación, su esencia y arte.

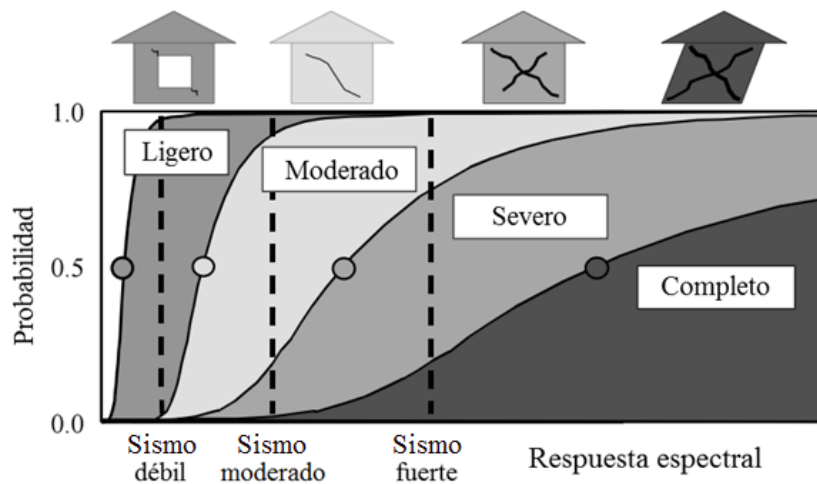
Para las funciones de fragilidad Yamin (2015), también establece que:

“Una de las formas más comunes para representar analíticamente los daños en edificaciones es a través de las funciones de fragilidad (Singhal, A., & Kiremidjian, 1996; Tang, W. H., Ang, 2007). En éstas, cada uno de los estados de daño principales definidos por el ATC-40 (ATC, 1996) se representa mediante una función de probabilidad acumulada. Asimismo, Las funciones de fragilidad sísmica permiten estimar la probabilidad de que un componente específico o la estructura en su totalidad alcance o exceda un estado de daño determinado dado un parámetro de demanda sísmica, tales como aceleración absoluta del piso o deriva de entrepiso máxima. Las funciones de fragilidad toman usualmente la forma de una distribución de

probabilidad log-normal acumulada. Los niveles de daño utilizados normalmente son “ligero”, “moderado”, “severo” y “completo”. La Figura 2 5 ilustra un ejemplo típico de funciones de fragilidad adaptada de (H. FEMA, 2003)”. (p.38)

Figura 3.

Ejemplo típico de funciones de fragilidad



Fuente: adaptado de (H. FEMA, 2003)

Asimismo, Yamin (2015), realiza un análisis en el sentido que “De acuerdo con (Meslem et al., 2015; K. Porter et al., 2007; Reinhorn et al., 2001a; Shinozuka, Feng, Kim, et al., 2000), la formulación para las curvas de fragilidad puede realizarse bajo la consideración de N estados de daño, ds_i , para un componente dado. La probabilidad de alcanzar o exceder el estado de daño i , dado un nivel de intensidad S , Ecu (19, 20, 21, y 23) – Anexo D.

Acción Sísmica para el Análisis de Respuesta Dinámica

Análisis Estático no Lineal (NLSA) - Análisis Pushover (POA).

En el campo de la ingeniería sísmica, el método de análisis estático no lineal se ha vuelto muy popular debido a su simplicidad. Se convierte en una herramienta de ingeniería activa para estimar la seguridad estructural contra el colapso inducido por un sismo. Este método se presentó inicialmente en FEMA 273 (Agency, 1997; F. E. M. A. FEMA, 1997) donde se ha utilizado el "Método de coeficiente" para determinar el desplazamiento objetivo y luego se actualizó en FEMA 356 (P. FEMA, 2000). El análisis estático no lineal se refiere al análisis de empuje que dará como resultado una curva conocida identificada como "Curva de capacidad". El objetivo final de este enfoque es obtener las propiedades dinámicas de la estructura, como rigidez, resistencia y ductilidad bajo carga sísmica.

En el análisis estático no lineal o simplemente el procedimiento POA, el modelo construido de la estructura considerará explícitamente la fuerza no lineal y el comportamiento de desplazamiento de sus elementos estructurales. Después de eso, se desarrollaría una relación entre el corte de la base y el desplazamiento (V vs. Δ) mediante la exposición de la estructura a fuerzas laterales que aumentan monótonamente hasta que el desplazamiento del modelo excedió o alcanzó el desplazamiento permisible que describía un daño estructural predefinido. Como definición, el desplazamiento permisible se conoce como desplazamiento objetivo. Podría ocurrir una falla global cuando la pendiente de la curva se vuelve negativa. A partir de este método, se puede determinar el comportamiento de respuesta inelástica para un grado de libertad equivalente (SDOF). Esto implica la necesidad de transformar múltiples grados de libertad (MDOF) en un solo grado de libertad que limita la aplicabilidad de este enfoque. Sin embargo, esta transformación sería exacta solo si la estructura se hace vibrar en un solo modo con una forma deformante constante a lo largo del tiempo. (Aroquipa & Yamin, 2016; Barbat et al., 2015; Bedoya-Ruiz et al., 2015; Belejo & Bento, 2016; Jan et al., 2004; Peralta Álvarez & others, 2012).

Se encontró que el procedimiento tiene algunas carencias rigurosas en su fundamento teórico. El procedimiento mencionado se basó en dos supuestos, en primer lugar, las respuestas estructurales fueron determinadas por el modo de vibración fundamental, en segundo lugar, el vector de desplazamiento permaneció constante (Zhang et al., 2017). Estos podrían ser incorrectos y no siempre cumplidos, y la respuesta no lineal de las estructuras no se pudo construir en el primer modo de vibración y las fuerzas laterales constantes distribuidas (Triangular o Rectangular) sobre la altura de la estructura (Miranda, 1999). Mientras tanto, descuidó la duración y las influencias cíclicas, así como las características dinámicas de la estructura. Algunos investigadores encontraron que el procedimiento no proporcionaba un resultado preciso en comparación con el análisis histórico de tiempo no lineal o experimentalmente en la evaluación del comportamiento sísmico del edificio (Chopra & Chintanapakdee, 2004; Goel & Chopra, 2004a, 2004b; B. Gupta & Kunnath, 2000; K. Lee & Foutch, 2002). Puede ser dudoso utilizar este procedimiento a menos que pueda predecir la capacidad de la estructura y estimar los estados límite de seguridad frente a la falla total. No obstante, este método se ha utilizado en una secuencia de estudios para evaluar la capacidad estructural (Fiore et al., 2016; Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010; Shafei et al., 2011; Zacharenaki et al., 2013; Zameeruddin & Sangle, 2016). Identificado las deficiencias, se modificó el análisis estático no lineal para lograr una mejor estimación de la demanda sísmica,

donde se han hecho demasiadas cosas para tomar en consideración como la contribución de modos superiores, efecto de torsión, redistribución de fuerzas de inercia y estructuras irregulares. Los procedimientos de modificación han sido los siguientes: procedimiento de Análisis Pushover Modal (MPA) y Análisis de Pushover Modal Modificado (MMPA), procedimiento de Análisis Pushover Modal Adaptativo (AMPA), procedimiento de Pushover modal consecutivo (CMP) y procedimiento de Pushover modal consecutivo modificado (MCMP), Procedimiento extendido de N2 y procedimiento de Pushover basado en etapas, y procedimiento de análisis Pushover modal mejorado (IMPA). Recientemente, Liu & Kuang, (2017), propuso un procedimiento para evaluar el comportamiento sísmico y la demanda de edificios altos, a saber, Análisis Pushover basado en el espectro (SPA). La metodología se aplicó en dos estructuras de acero con un detalle de marco especial resistente a momentos con 9 y 20 pisos, y los resultados se compararon con el análisis (NLTHA) que mostró una buena concordancia. Además, Rahmani, Bourahla, Bento, & Badaoui, (2018), propuso un procedimiento estático no lineal llamado análisis de transferencia de límite superior mejorado (IUB). El propósito de este método pushover al analizar edificios altos irregulares es ser preciso y exacto que pueda correlacionarse y acercarse a (NLTHA). La Tabla 13 muestra los métodos modificados anteriores del análisis estático no lineal y sus propósitos.

Tabla 13.

Métodos de pushover modificados y sus propósitos

Método Pushover modificado	Propósito	Referencias
Análisis pushover modal (MPA)	Proporcionar la capacidad en la contribución de todos los modos de vibración que tienen una influencia significativa en la respuesta sísmica especialmente en edificios altos.	(Chopra & Goel, 2002)
Análisis pushover modal modificado (MMPA)	El MPA se ha ampliado para evaluar la capacidad de demanda sísmica considerando los modos más altos en elevación.	(Chopra & Chintanapakdee, 2004)
Análisis pushover modal adaptativo (AMPA)	Redistribuir las fuerzas de inercia asociadas con los efectos de cambiar las características dinámicas a lo largo de la respuesta inelástica, así como considerar la influencia de modos superiores.	(Antoniou & Pinho, 2004; B. Gupta & Kunnath, 2000; Kalkan & Kunnath, 2006)
Análisis pushover modal consecutivo (CMP)	Evaluar la demanda sísmica de edificios altos y el comportamiento sísmico de diferentes	(Poursha et al., 2009)

	modos y el vector de fuerza para cada modo aplicado consecutivamente a la estructura.	
Análisis pushover modal consecutivo modificado (MCMP)	El CMP se ha ampliado para estimar la demanda sísmica en función de las consecuencias de modos más altos y torsión.	(Khoshnoudian & Kiani, 2012; Poursha et al., 2011)
Método extendido de N2	Considerar los efectos de modo torsional y superior.	(Baker, 2007; Brozovič & Dolšek, 2014; Fajfar, 1999; Kreslin & Fajfar, 2012)
Análisis pushover de modelos mejorado (IMPA)	(IMPA) es un enfoque multimodo que tiene la capacidad de redefinir las cargas laterales y de realizar la forma deformada inelástica en lugar de la forma deformada elástica.	(Belejo & Bento, 2016; Poursha & Samarin, 2015)
Análisis pushover mejorado del límite superior (IUB)	El IUB propuso un ajuste del patrón de carga lateral aplicado a los edificios de gran altura y una mayor precisión en la evaluación de la respuesta sísmica de los edificios de gran altura.	(Rahmani et al., 2018)
Análisis Pushover basado en espectro (SPA).	El procedimiento SPA tiene la capacidad de estimar la demanda sísmica de edificios de gran altura de forma rápida y precisa, lo que es casi similar a la precisión NTHA.	(Liu & Kuang, 2017)

Fuente: elaboración propia.

Análisis Tiempo Historial No Lineal - IDA.

El Análisis tiempo historia no lineal NLTHA es el método más exacto y preciso para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura / infraestructura. Recientemente, los métodos computacionales estaban en rápido desarrollo y el *análisis dinámico incremental* (IDA) como una versión mejorada y extendida de la metodología NLTHA se ha convertido en una poderosa herramienta para evaluar el comportamiento dinámico de las estructuras sometidas a movimientos sísmicos. Fue propuesto ya en 1977 por Bertero, (1977) y después de eso, fue estudiado extensamente por varios investigadores (Bazzurro et al., 1998; Bazzurro & Cornell, 1994; Jalayer et al., 2015; Lin & Baker, 2013; Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002; Yun et al., 2002).

Además, fue aprobado por FEMA 2000 como una técnica para investigar la capacidad de colapso global. Los análisis dinámicos incrementales han jugado últimamente un papel significativo en el estudio del comportamiento general de las estructuras, desde la etapa de respuesta elástica, pasando por etapas de respuesta cedente y no lineal, hasta llegar a la

inestabilidad de la estructura. Además, IDA brindó una visión notable sobre el desempeño de una estructura ante acciones sísmicas. Por lo tanto, generalmente se necesita un conjunto de registros de movimiento del suelo basados en (NLTHA) para desarrollar un análisis dinámico incremental (IDA). En el que se seleccionó la intensidad del movimiento del suelo para investigar el comportamiento estructural. Esto podría hacerse aplicando un aumento gradual y sucesivo de la intensidad sísmica hasta que la estructura alcance la capacidad de colapso global (Lin & Baker, 2013).

En las últimas décadas, muchos investigadores han estado utilizando el análisis dinámico incremental como herramienta principal en su investigación, los estudios se resumen en la Tabla 14. Asimismo, muestra el resumen de estudios previos sobre *Análisis tiempo historial no lineal (NLTHA) - análisis dinámico incremental (IDA)*

Tabla 14.

Resumen de estudios previos sobre (NLTHA) - (IDA)

Autores	Destacado del estudio	Medida de intensidad (IM)	Parámetro de demanda de ingeniería (EDP)	Software
Vamvatsikos (Vamvatsikos & Cornell, 2006)	Desarrolló las curvas IDA para investigar la respuesta de comportamiento estructural de un sistema de estructura espacial de acero de 20 pisos bajo un conjunto de registros de sismos.	Sa (T1,5%), g	Relación de deriva entre pisos θ_{max}	OpenSees
Kirçil y Polat (Serdar Kirçil & Polat, 2006)	Desarrollé las curvas IDA para edificios de concreto armado de 3, 5 y 7 pisos en Turquía (Estambul).	Sa (T1,5%), g	Relación de deriva entre pisos	IDARC
Asgarian et al. (Asgarian et al., 2010)	Investigó el comportamiento sísmico de tres tipos de unión de unión viga-columna para un sistema de estructura de acero resistente a momentos, a saber; Especial, Intermedio, Ordinario.	Sa (T1,5%), g	Relación de deriva entre pisos θ_{max}	OpenSees
Farsangi et al. (Farsangi et al., 2014)	La fiabilidad sísmica de una estructura de acero se ha	PGA	Relación de deriva entre pisos θ_{max}	OpenSees

	evaluado en regiones de alta sismicidad.			
Fanaie y Ezzatshoar (Fanaie & Ezzatshoar, 2014)	Estudió las propiedades dinámicas del sistema de arriostramiento de acero concéntrico denominado sistema de arriostramiento de puerta.	Sa (T1,5%), g	Relación de deriva entre pisos θ_{max}	OpenSees
Nazri y Saruddin, Saruddin y Nazri (Nazri & Saruddin, 2015; Nur et al., 2015)	Se utilizaron las curvas IDA para evaluar el comportamiento sísmico en Malasia para edificios de baja y media altura.	PGA	Deriva (%)	SAP2000
Farsangi y Tasnimi (Farsangi & Tasnimi, 2016)	Se ha estudiado la influencia de las excitaciones del suelo horizontales y verticales combinadas en estructuras de marco RC no dúctiles.	Sa (T1,5%), g	Relación de deriva entre pisos θ_{max}	OpenSees
Farsangi et al. (Farsangi et al., 2016)	Los márgenes de colapso de una serie de estructuras de RC se evaluaron con base en un vector IM propuesto bajo la influencia de excitaciones sísmicas de múltiples componentes.	Vector IM	Relación de deriva entre pisos θ_{max}	OpenSees
González-Drigo y col. (Gonzalez-Drigo et al., 2017)	Análisis de la vulnerabilidad de los edificios URM de Barcelona mediante curvas IDA.	PGA	Desplazamiento máximo	TreMuri
Fathieh y Mercan (Fathieh & Mercan, 2016)	Se sugiere estudiar la demanda sísmica y la capacidad de MSB de 4 pisos usando el método de análisis dinámico incremental.	Sa (T1,5%), g	Relación máxima de deriva entre pisos (%)	OpenSees
Sobhan et al. (Sobhan et al., 2017)	Se investigó el comportamiento dinámico de pandeo de un tanque cilíndrico de acero usando (NSPO) y luego se comparó con (NLTHA) para evaluar la precisión del resultado.	PGA	Desplazamiento radial máximo	ABAQUS
Moazam et al.	Se sugirió evaluar la capacidad de demanda sísmica de dos	PGA	Desplazamiento máximo	ANSYS

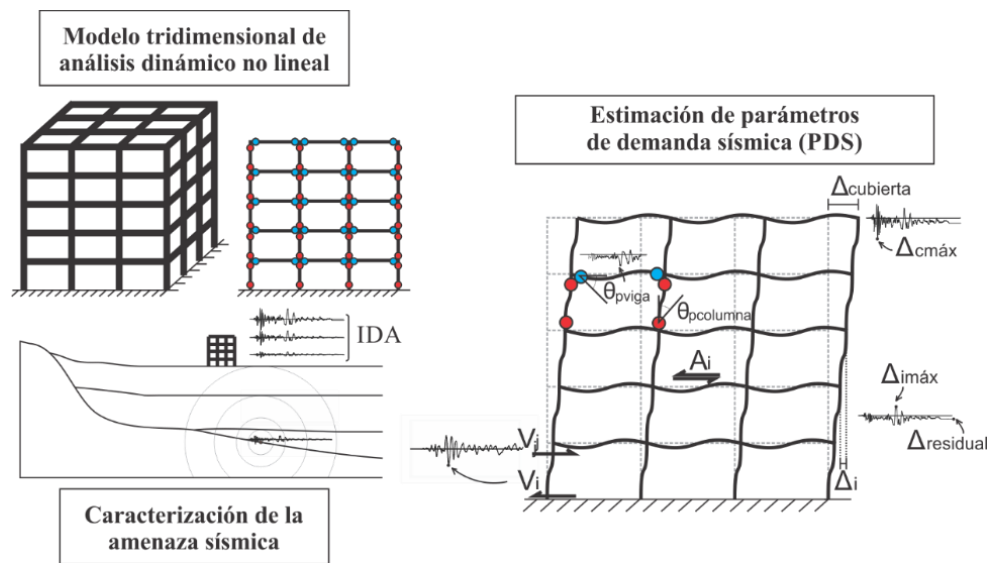
(Moazam et al., 2018)	viejos puentes de arco de concreto en Irán. Los análisis se han investigado mediante análisis dinámico no lineal mediante la simulación de 22 registros de sismos de campo lejano.			
Azizan et al. (Access, 2018; Azizan et al., 2018)	Se sugirió estudiar el comportamiento sísmico de la presa Koyna, que está clasificada como presa de gravedad de concreto. La evaluación se realizó generando el análisis dinámico incremental bajo excitaciones sísmicas únicas y repetidas.	PGA	Desplazamiento máximo de la cresta	ABAQUS
Kildashti et al. (Kildashti et al., 2018)	Se introdujo un tanque de almacenamiento de líquido para investigar la influencia de la conexión de la base bajo los movimientos sísmicos (22 registros).	PGA	Desplazamiento radial máximo	ABAQUS

Fuente: elaboración propia.

Las principales ventajas de este método (IDA) son la capacidad de modelar una amplia diversidad de comportamiento de materiales no lineales, irregularidad en estructuras con no linealidad geométrica, comportamiento de edificios con golpes y efectos de modo más altos en edificios altos que se pueden realizar con precisión solo con los no lineales. procedimiento dinámico lineal. Sin embargo, este tipo de análisis también tiene desventajas como; se necesita una plataforma compleja para crear el modelo analítico, lo que requiere tiempo para realizar el análisis, la falta de supercomputadoras para realizar el análisis y una gran cantidad de movimientos del suelo son necesarios para realizar el análisis como lo menciona (Bakhshi & Asadi, 2013; Gonzalez, Roca, & Centro Internacional de Metodos Numericos en Ingenieria-CIMNE, 1998; H Krawinkler, Medina, & Alavi, 2003; Shome, 1999; Access, 2018; Azizan et al., 2018; Kildashti et al., 2018; Moazam et al., 2018) . Silva et al. También informaron retroalimentaciones positivas y negativas para este método. (Baker, 2007). Billah & Alam, (2015) declararon que el análisis requirió muchos registros de sismos que hicieron que el análisis computacional fuera extenso. Sin embargo, considera este método como el método más conservador en comparación con el análisis estático no lineal, y más preciso para predecir las respuestas estructurales (Colapietro et al., 2014; Farsangi et al., 2014, 2016).

Figura 4.

Diagrama - proceso de análisis no lineal.



Fuente: (Yamín Lacouture, 2016)

Curva analítica de Vulnerabilidad / Fragilidad

Como se mencionó anteriormente, las curvas de vulnerabilidad generalmente se derivaron utilizando los datos de daño observacional de eventos anteriores, pero recientemente los análisis computacionales fueron mucho más accesibles para desarrollar este tipo de curva. Las curvas de fragilidad o las curvas de vulnerabilidad se utilizaron analíticamente para evaluar el riesgo del efecto sísmico en las estructuras del edificio. Se consideró como una herramienta valiosa para predecir las posibilidades de daños que pueden influir en las estructuras. Además, se puede utilizar como indicador en la planificación de rehabilitación y remodelación. El sismo y su movimiento del suelo tienen un efecto catastrófico enorme en el comportamiento estructural, por eso, implementar el análisis de fragilidad además del análisis no lineal es la herramienta más beneficiosa para estimar las respuestas estructurales y las pérdidas financieras. (Ahmad et al., 2011; Hajimehrabi et al., 2019; Özel & Güneyisi, 2011; Ozmen et al., 2010; Pnevmatikos et al., 2019; Polese et al., 2008; Saloustros et al., 2019). Sin embargo, las estructuras prefabricadas de concreto armado han sido bien consideradas en los últimos años (Ahmad et al., 2019; Babič & Dolšek, 2016; Banerjee et al., 2016; Batalha et al., 2019; Beilic et al., 2017; Casotto et al., 2015; Senel & Kayhan, 2010). Además, las infraestructuras también fueron investigadas por algunos investigadores D'Amico & Buratti, (2019); Feng, Member, Kim, & Kim, (2000); Giannini & Paolacci, (2011); Long, Xie, Fan, & Miao, (2018); Segura, Bernier, Monteiro, & Paultre, (2019); Siqueira, Sanda, Paultre, & Padgett, (2014). Por lo tanto,

estas curvas ayudarán como indicador antes y después de los sismos, así como en el desarrollo de las próximas disposiciones del código.

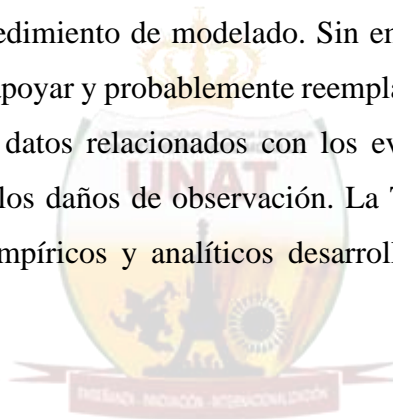
Las curvas de vulnerabilidad se desarrollaron con la ayuda de análisis no lineales como IDA y POA. Con base en investigaciones anteriores, la mayoría de los estudios utilizaron el análisis dinámico incremental (IDA) como la primera etapa en el desarrollo de las curvas de fragilidad más que la del análisis de pushover (POA). Por ejemplo, Vona, (2014) desarrolló las curvas de fragilidad para examinar la respuesta estructural sísmica del marco de concreto resistente a momentos (MRCF) utilizando dos métodos analíticos distintos, esto es, (NSA) y (NDA). Con respecto a esto, muestra que la NDA fue el mejor método a considerar. Anvarsamarin, Rofooei, & Nekooei, (2018), estimó el rendimiento de colapso de tres modelos estructurales de 6, 12 y 18 como un RC-MRF con diferentes alturas de piso. La estimación se desarrolló utilizando las curvas de fragilidad y considerando la interacción suelo-estructura como un parámetro de incertidumbre sísmica. Tajammolian, Khoshnoudian, Rad, & Loghman, (2018) analizó la eficiencia sísmica de estructuras de acero asimétricas aisladas con péndulo de fricción triple cóncavo (TCFP) como elemento sísmico de apoyo. Las curvas de fragilidad se han desarrollado después de realizar el análisis IDA bajo el efecto de 45 conjuntos de registros sísmicos artificiales. Luego, se utilizaron los estados de daño de HAZUS-2003 para considerar las probabilidades de daño.

Nazari y Saatcioglu, (2017), investigaron la vulnerabilidad sísmica de los edificios con muros de cortante RC en Vancouver mediante el análisis tiempo historia no lineal (NLTHA) utilizando 20 registros sísmicos artificiales, luego se proporcionaron las curvas de fragilidad para detectar los niveles de daño impuestos a los edificios. según ASCE41, (Pekelnicky & Poland, 2012). Karapetrou, Fotopoulou, & Pitilakis, (2017), discutió el comportamiento sísmico de los edificios de concreto armado considerando el efecto del envejecimiento. Mediante el modelado, se midió la tasa de tiempo de corrosión utilizando el software OpenSees; el tiempo no corroído se definió como $T = 0$ años, mientras que el tiempo corroído se tomó en ($T = 25$, $T = 50$ y $T = 75$ años). Después de aplicar los 15 registros de movimiento del suelo reales implementando el enfoque IDA, las curvas de fragilidad se derivaron de acuerdo con las prescripciones de HAZUS. Banazadeh, Ghanbari, & Ghanbari, (2017), estudiaron el comportamiento de colapso sísmico de tres pórticos de acero resistentes al momento de 6, 8 y 12 pisos diseñados como pórticos de acero especiales para momentos con y sin amortiguadores viscosos no lineales de acuerdo con las disposiciones del código ASCE. Las curvas de fragilidad se realizaron para examinar la probabilidad de colapso bajo el efecto

de los registros de campo lejano del movimiento del suelo. La Tabla 15 presenta otras investigaciones y estudios para derivar curvas de fragilidad analítica. Según Billah & Alam, (2015), la ecuación general de fragilidad se expresó en la Ec. 24 – Anexo D.

Aunque las curvas de fragilidad se generaron mediante varias ecuaciones, estos tipos de curvas se conocían como función de distribución acumulativa normal estándar, que tienen distintas variaciones y parámetros para cada estudio, como la intensidad del movimiento del sismo y la medida del daño (McCrum et al., 2016; Negulescu, Baills, et al., 2014; Negulescu, Ulrich, et al., 2014; Pejovic & Jankovic, 2016; Wijayanti et al., 2016b, 2016a). Sin embargo, el más simple es el que usaron Ibrahim & El-Shami, (2011); Kirçil & Polat, (2006) como se muestra en la Ec. (25) del Anexo D

Uno de los inconvenientes de las pautas de las curvas de vulnerabilidad analítica es que el procedimiento es muy computacional y requiere mucho tiempo; por lo tanto, las curvas de fragilidad no se pueden desarrollar fácilmente debido a la gran cantidad de incertidumbres que deben considerarse en el procedimiento de modelado. Sin embargo, las curvas de fragilidad analítica se han utilizado para apoyar y probablemente reemplazar las curvas de vulnerabilidad empírica debido a la falta de datos relacionados con los eventos posteriores al sismo que causaron los daños, así como los daños de observación. La Tabla 16 muestra las ventajas y desventajas de los métodos empíricos y analíticos desarrolladas por investigadores en los últimos años.



La investigación, su esencia y arte.

Tabla 15.*Curvas analíticas de vulnerabilidad desarrolladas*

Sistema estructural	Tipo de análisis	Parámetro de demanda de ingeniería (EDP)	Medida de intensidad (IM)	Referencia
MRCF	NLS	Desplazamiento superior	Sd (T)	(Polese et al., 2008)
URM	NLD + NLS	Deriva entre pisos (ISD)	PGA	(Rota et al., 2010)
URM	NLS	Desplazamiento superior (TD)	Sd (T)	(Oropeza et al., 2010)
URM	NLS	Base + Resistencia a la flexión	PGA	(Ceran, 2010)
MRCF	NLS	Deriva entre pisos (ISD)	PGA	(Pitilakis, 2011)
URM	NLS	Desplazamiento superior (TD)	Sd (T)	(Pagnini et al., 2011)
MRCF	NLS	Desplazamiento superior (TD)	Sd (T) y PGA	(Ahmad et al., 2011)
RC-Dual a porticado – sistema de muros	NLD	Deriva entre pisos (ISD)	PGA, PGV y PGD	(Akansel et al., 2012)
MRCF + Dual – a porticado – sistema de muros	NLS	Rotación, fuerza de corte	PGA	(Fardis et al., 2012)
MRCF + Dual – a porticado – sistema de muros	NLS	Deriva entre pisos (ISD)	PGV	(Bilgin, 2013)
URM	LS	Extensión del daño	Sa (T)	(Karantoni et al., 2014)
URM	NLS	Deriva entre pisos (ISD)	PGA	(Pitilakis et al., 2014)
MRCF + Dual – a porticado – sistema de muros	NLS	Rotación, fuerza de corte	PGA	(Tsionis & Fardis, 2014)
RC + URM	NLD + NLS	Deriva entre pisos (ISD)	Sa (T1,5%), g	(Silva et al., 2015)
URM	NLS	Desplazamiento superior (TD)	Sa (T1,5%), g	(Simões et al., 2015)

La investigación, su esencia y arte.

RC a porticado con muros corte	NLS	Desplazamiento superior (TD)	PGA	(Del Gaudio et al., 2015)
RC (prefabricado)	NLD + NLS	Desviación superior máxima	Sa (T)	
MRCF	NLD	Deriva entre pisos (ISD)	PGA, PGV, PGD, Sa (T), Sd (T) y Sv (T)	(Hancilar & Caktı, 2015)
Monumento muro de mampostería	NLD	Propagación del crack	Sa (T1,5%), g	(Shahidi et al., 2016)
MRCF	NLD + NLS	Desplazamiento superior (TD)	Sa (T1,5%), g	(Villar-Vega et al., 2017a, 2017b)
Muros de corte RC	NLD	Deriva entre pisos (ISD)	Sa (T1,5%), g	(Dabaghi et al., 2019)
Puente de acero	NLD + NLS	Cizalla base, desplazamiento lateral	PGA	(AmiriHormozaki et al., 2015a, 2015b)
Muros de mampostería confinada	NLS	Desplazamiento superior	Sa (T1,5%), g	(Lovon et al., 2018)
Presa de gravedad	NLD	Período fundamental	Sa (T), PGV	(Segura et al., 2018, 2019b)
Muros de corte RC	NLS + NLD	Momento-Curvatura	PGV	(Hoult et al., 2019)
Muros de mampostería	NLD	Desplazamiento superior	PGA, Sa (T1)	(Maison & McDonald, 2018)
MRCF	NLD	Deriva entre pisos (ISD)	PGA	(Nazri et al., 2019)

Fuente: Elaboración propia



La investigación, su esencia y arte.

Tabla 16.*Ventajas y desventajas de los métodos empíricos y analíticos.*

Método	Ventajas	Desventajas
Empírico	Daño de observación durante el evento que muestra vulnerabilidades realistas.	Falta de datos o falta de, una visión no muy clara para investigar los daños, y depende principalmente de decisiones de expertos con opiniones diferentes.
Analítico	El método más preciso, se pueden considerar todo tipo de incertidumbres	Lleva mucho tiempo, es muy sensible al enfoque de modelado y análisis, y es computacionalmente ineficiente

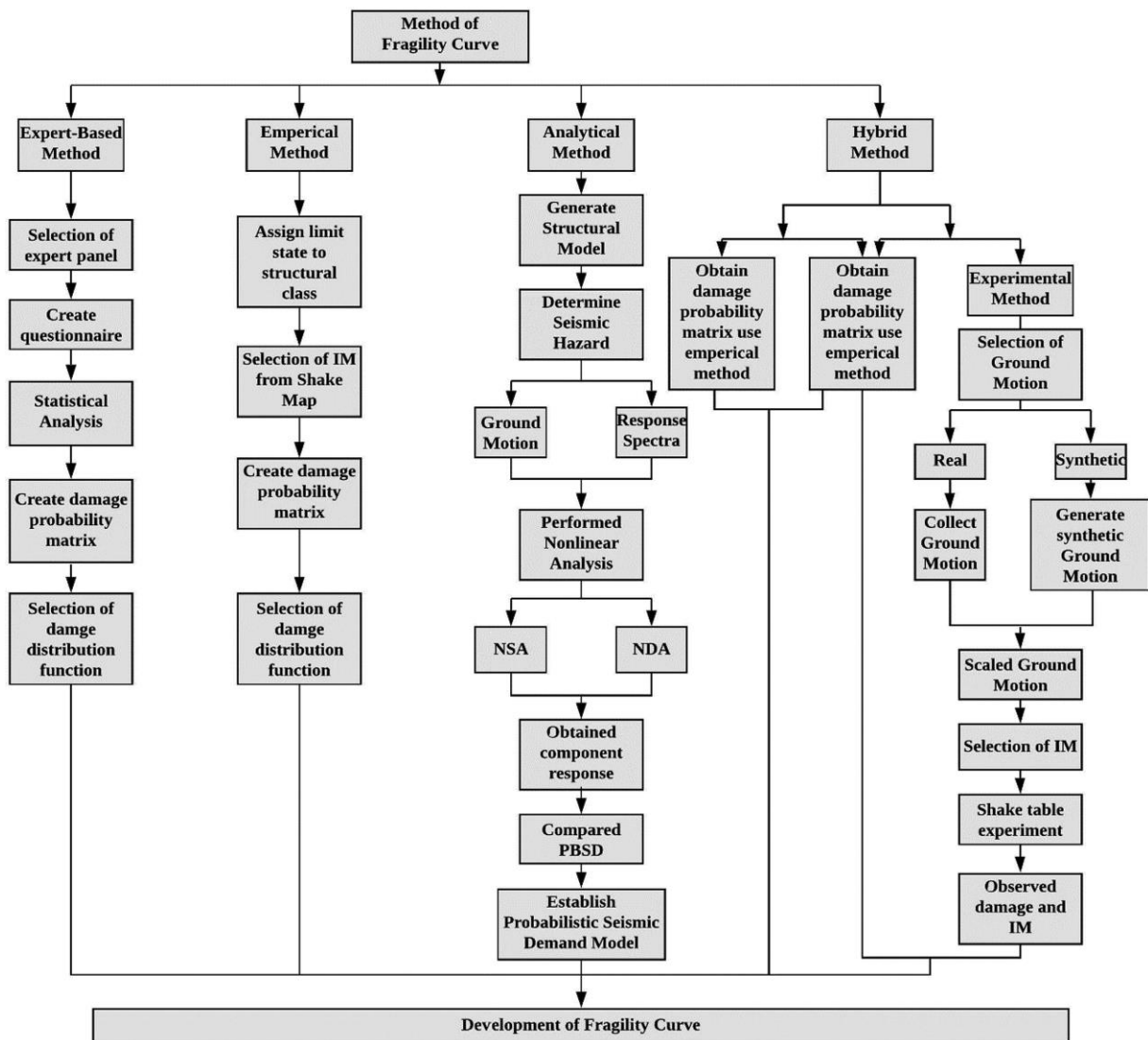
Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, para desarrollar curvas de vulnerabilidad, se pueden utilizar cuatro métodos distintos, que son los siguientes: (1); Enfoque experto y de juicio, (2); Enfoque empírico, (3); Enfoque analítico, (4); Enfoque híbrido. Podemos diferenciar entre los cuatro tipos de curvas generales (Palacios, 2004): Curvas empíricas basadas en la información y los datos de daños sísmicos observados, Curvas de juicio basadas en opiniones y juicios calificados, Curva analítica basada en datos de daños simulados y Curva híbrida basada en una agrupación de los métodos anteriores.

De las revisiones de la literatura, se puede derivar que los enfoques de evaluación sísmica se han utilizado para especificar y estimar la capacidad de la estructura para resistir un sismo (antes o después del evento). Sin embargo, la tarea puede resultar muy complicada. En consecuencia, los métodos empíricos como el Examen Visual Rápido (RVS) y el enfoque del índice de vulnerabilidad parecen ser herramientas poco confiables porque, como se discutió anteriormente, se basaron en los datos de daños observados que pueden ser limitados o inexactos. Por otro lado, no cubren todas las tipologías de edificios, intensidades y parámetros de vulnerabilidad, y el resultado depende en gran medida del juicio de expertos. Estos parámetros pueden afectar significativamente el colapso de la estructura, además, Analíticamente, todavía quedan algunas cuestiones extraordinarias por abordar con las estrategias analíticas, como el potencial y la capacidad de los modelos cuantitativos para prever con precisión la respuesta conductual de la estructura real y real, la precisión en la conversión de modelos computacionales numéricos en reales. daño estructural y viceversa.

Figura 5.

Metodologías y pasos para desarrollar curvas de fragilidad.

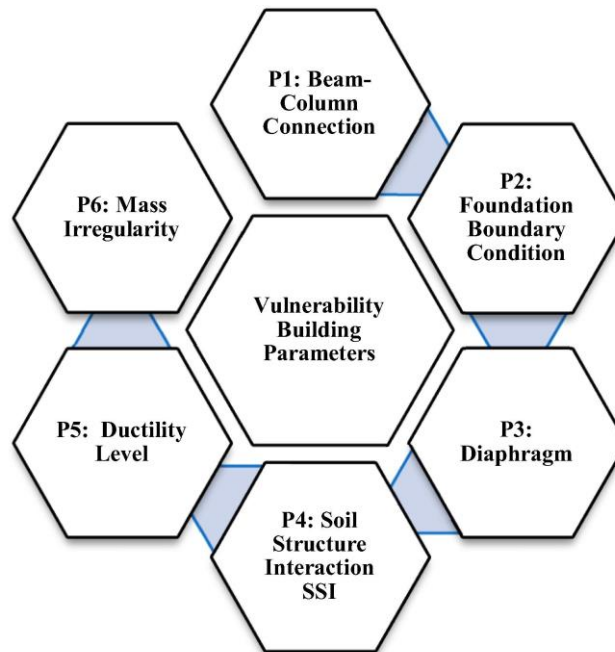


Fuente: (Nazri & Curves, 2018).

La tendencia a considerar errores humanos en el diseño sísmico y la ejecución de edificios son las principales causas de derrumbes desastrosos, que necesitan convertir los daños observacionales y los errores de incertidumbre durante la construcción en modelos computacionales para clasificar las etapas de vulnerabilidad estructural. Por lo tanto, Parece que la precisión en la predicción del nivel de vulnerabilidad de una estructura podría ser posible si la predicción se obtiene mediante el uso de modelos de elementos finitos y la aplicación de herramientas de análisis no lineal. Otros desafíos de investigación incluyen la correlación o transformación de los daños de campo mediante la aplicación de un enfoque analítico.

Figura 6.

Descripción de los parámetros de vulnerabilidad del edificio.



Fuente: (Nazri & Curves, 2018).

Esto se puede obtener diseñando los parámetros que tienen un impacto directo para controlar el comportamiento estructural, ya sea considerando las observaciones de daños pasadas o esperando el punto dañado en la estructura.

Por lo tanto, se puede hacer desarrollando un índice de vulnerabilidad analítica como criterio de medición para clasificar las clases de vulnerabilidad sísmica ponderando los parámetros de modelado de un edificio en particular. Muchos investigadores se han ocupado de este concepto, ya que varios parámetros influyeron en la vulnerabilidad física de la estructura. Estos parámetros estructurales son los principales elementos que contribuyeron a la respuesta de la estructura y las consecuencias serán en términos de pérdidas económicas y de vidas humanas.

La Fig. 4 describe los parámetros de vulnerabilidad del edificio como medidas físicas para la respuesta estructural, y la Tabla 17 ilustra los parámetros de medida de vulnerabilidad que cada método necesita (requerido o deseable) para la evaluación de vulnerabilidad sísmica.

Tabla 17.*Parámetros utilizados para evaluar la vulnerabilidad*

Parámetros que influyen en la respuesta del edificio		Métodos para evaluar la vulnerabilidad					
		Empírica		juicio de expertos		Analítica	
		Requerido	Deseable	Requerido	Deseable	Requerido	Deseable
Sistema de construcción	Tipo de elementos portantes	✓		✓		✓	
	Tipo de elementos no portantes		✓		✓	✓	
Propiedades de dimensión	Número de pisos					✓	
	Elementos portantes					✓	
	Elementos sin carga					✓	
Propiedades de los materiales utilizados en la construcción	Elementos portantes					✓	
	Elementos sin carga						✓
Detalle estructural	Elementos portantes					✓	
	Elementos sin carga						✓
Edad de la construcción		✓					
Datos de daños observados de sismos anteriores			✓				

Fuente: (Nazri & Curves, 2018)

Estimación de Costos y Tiempos de Reparación en edificaciones

Yamin (2015) y (Yamín Lacouture, 2016), mencionan que;

“Para la determinación de las funciones de vulnerabilidad es necesario contar con estimaciones de las pérdidas económicas esperadas y su incertidumbre. Las pérdidas económicas incluyen las pérdidas directas en elementos estructurales, no estructurales y contenidos y las pérdidas indirectas debidas a la interrupción del funcionamiento. Las pérdidas directas se estiman a través de los costos esperados de reparación/reposición para diferentes estados de daño de los componentes susceptibles a sufrir daño ante eventos sísmicos determinados, incluyendo los contenidos de la edificación. Dichos valores se expresan en términos porcentuales con respecto al valor de reposición a nuevo de la edificación en su conjunto. Por otro

lado, se debe contar con una estimación confiable de los tiempos esperados de reparación de cada escenario de daños analizado y su incertidumbre asociada, que es el indicador principal para estimar los costos asociados a la interrupción del funcionamiento o lucro cesante. No se incluyen en el presente análisis la evaluación de pérdidas económicas indirectas diferentes a las debidas a la interrupción del funcionamiento, tales como pérdidas consecuenciales de largo plazo, desvalorización de activos, impacto en la actividad económica, efectos sobre terceros y otros efectos consecuenciales indirectos. Asimismo, El presupuesto indicativo de reposición a nuevo de la edificación se lleva a cabo mediante un análisis tipo “Top-Down” en el cual se establecen los costos a nueva de una edificación equivalente a la que se analiza. Para este análisis se elaboran presupuestos con base en cotizaciones y costos comerciales a la fecha en que pretende realizar el análisis de riesgo. El presupuesto usualmente no considera el valor del terreno, aunque en aplicaciones especiales este deberá incluirse, cuando por ejemplo la edificación que se analiza se ubica en una zona de alto riesgo (por ejemplo, por inestabilidad geotécnica, alto potencial de licuefacción, inundación o cualquier otra) que obliga a la reconstrucción de la edificación en un terreno diferente al original.

Por otro lado, el costo de reposición de la edificación debe incluir en general el costo de demolición y de retiro de escombros ya que este es el valor que se utilizaría en los casos de colapso o pérdida total de la edificación (por ejemplo, cuando presente una deriva residual excesiva o cuando el costo de reparación sea demasiado alto y el propietario decide el reemplazo total de la edificación en lugar de la reparación). Por otro lado, para estimar los costos de reparación de los diferentes niveles de daño de cada uno de los componentes individuales de la edificación susceptibles de daño se utiliza un análisis del tipo “Bottom-Up”, en el cual se hace necesario estimar el costo de reparación y de reposición total de cada componente de manera individual.

El costo agregado de reposición total de los componentes estructurales y no estructurales de la edificación podrá resultar en un valor superior al presupuesto total correspondiente de reposición a nuevo de la edificación. En el análisis se considera algunos de los componentes de la edificación no son susceptibles a daños, excepto para una situación de colapso o cuando se decide la demolición parcial o total de la edificación”. (p.90)

Costos de Reposición de la Edificación (“Top-down”).

Los costos de reposición y reparación de la edificación están estructurados a partir del presupuesto base de la edificación o edificación similar actualizado en cuanto al precio de los costos (Yamín Lacouture, 2016). Asimismo, Yamin (2015) menciona que “El presupuesto indicativo de reposición de la edificación se realiza mediante un análisis tipo “Top-Down” en el cual se establecen los costos de reposición de una edificación equivalente a la que se analiza”. También se puede usar el valor comercial de la edificación u otros aspectos relevantes que caracterizan a la edificación y que generen mayor costo. Para el presente estudio se consideran las partidas mencionadas según se detalla en la tabla 18. Estas partidas son las representativas en todas las etapas del ciclo del proyecto, entonces, estas partidas acogen las todas las actividades que como afectación de daño en un edificio pos-sismo evidenciarían (Yamín Lacouture, 2016).

Tabla 18.

Clasificación en partidas - componentes para presupuesto de reparación y/o reposición.

CÓDIGO	ÍTEM
01.00	Estructurales
01.01	Elementos estructurales (viga, Columna, Losa, etc)
01.02	Cimentaciones
02.00	Arquitectura
02.01	Fachadas
02.02	Muros divisorios y complementos
02.03	Acabados piso
02.04	Acabados otros
03.00	Instalaciones Eléctricas, sanitarias, electromecánicas, otros
03.01	Contenidos
03.02	Complementarios
04.00	Demolición y retiro de escombros

Fuente: Elaboración propia.

Tiempos de Reparación y Pérdidas Económicas por Interrupción.

Yamin (2015), El análisis del impacto económico de los daños producidos por sismos en edificaciones debe incluir las pérdidas económicas por interrupción del funcionamiento de la edificación afectada para lo cual se hace necesario estimar el tiempo requerido para adelantar las reparaciones y el costo por unidad de tiempo asociado a dicha afectación (Barbat et al., 2015; L. E. Yamin et al., 2014a).

L. Yamin, (2015), Para estimar el tiempo requerido para adelantar las reparaciones deben tenerse en cuenta el “ciclo de un desastre”; pre - evento, evento y pos - evento. Asimismo, para pos-evento sísmico se debe realizar objetivamente el diagnóstico para los sistemas estructurales y luego los no estructurales y de forma general los pasos siguientes.

- Diagnóstico y soluciones

Elementos estructurales y no estructurales.

- Procedimientos constructivos
- Materiales de reparación
- Elección del procedimiento
- Control de calidad

La interrupción del funcionamiento de una edificación específica se estima con base en lo siguiente (L. Yamin, 2015; L. Yamin et al., 2014):

- Tiempo requerido de reparación.
- Tiempo requerido para suministro de servicios especializados, materiales y equipos.
- Tiempo requerido para la obtención de licencia de intervención.

Asimismo, Para cada estado de daño en cada uno de los tipos de componentes se realiza un estimativo de la mano de obra requerida y la duración de los trabajos de reparación en número de horas o días de trabajo para una cuadrilla de trabajo representativa (L. Yamin, 2015). La cuadrilla representativa estaría conformada por el número de trabajadores que pueden ocupar la zona de trabajo a intervenir en un mismo tiempo.

Como opción para el análisis se puede establecer el número de cuadrillas en paralelo que pueden disponerse con el fin de reducir al máximo el tiempo esperado de intervención (Y. Vargas, 2013; L. Yamin, 2015).

El número de cuadrillas simultáneas para emprender trabajos de intervención en cada uno de los tipos de componentes dependerá del número de daños esperados por componente, del tipo de construcción (si es posible contar con varias cuadrillas en el mismo piso o en pisos simultáneos), de la disponibilidad de mano de obra calificada simultánea en los días siguientes a la ocurrencia de los daños, y de si se espera que la edificación esté o no ocupada por residentes durante los trabajos (Andrić & Lu, 2017; Taboada et al., 2018b; L. Yamin, 2015).

Integración de Incertidumbres y Pérdidas en la Vulnerabilidad

Análisis de Riesgo y Evaluación Probabilista de la Amenaza.

Yamin (2015), estudia el análisis de riesgo y evaluación probabilista de la amenaza “Riesgo sísmico de edificaciones en términos de pérdidas económicas mediante integración de costos de reparación de componentes” donde establece que:

“La amenaza sísmica probabilista en el marco de los análisis de riesgo se representa mediante un conjunto de eventos estocásticos de análisis mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos que representan los rangos de posibles ubicaciones y magnitudes de eventos sísmicos en la zona de estudio, cada uno con una frecuencia media de ocurrencia (eventos por año). Cada evento se caracteriza por la distribución geográfica de una serie de parámetro de intensidad sísmica, PI , que permiten evaluar las respectivas funciones de distribución de probabilidad. Las intensidades sísmicas usualmente consideradas son la aceleración máxima a nivel del terreno, las aceleraciones espectrales para diferentes periodos estructurales, la velocidad o el desplazamiento máximo del terreno. Para cada una de ellas es usual representar la variación geográfica del valor esperado y su varianza respectiva. La amenaza sísmica puede expresarse como la probabilidad de exceder un valor determinado de un parámetro de intensidad sísmica, PI . De acuerdo con Kramer, (1996), la amenaza puede representarse mediante la siguiente ecuación 26 (Anexo D) basada en el teorema de la probabilidad total. En la mayoría de los casos y por simplicidad, los valores de X se limitan a la magnitud, M , y la distancia, R . Suponiendo que M y R son independientes, la probabilidad de excedencia del parámetro de intensidad puede escribirse como la ecuación 27 – Anexo D.” (p103)

Funciones de Probabilidad para las Pérdidas Económicas.

Yamin (2015), establece que la Funciones de probabilidad para las pérdidas económicas son:

“El objetivo de la evaluación probabilista del riesgo sísmico es determinar la función de probabilidad de las pérdidas económicas o la probabilidad de excedencia de valores específicos de pérdida económica para un escenario de amenaza sísmica determinado (A. Gupta & Krawinkler, 1999; Meslem et al., 2015; K. A. Porter & Kiremidjian, 2000). En el marco de la presente investigación la estimación de las pérdidas económicas se realiza para cada uno de los

escenarios estocásticos definidos en la amenaza, de manera que la evaluación probabilista del riesgo se lleva a cabo mediante la integración de dichos resultados. De acuerdo con esto, conceptualmente la función de distribución de probabilidad de las pérdidas económicas en una edificación dada la ocurrencia de un evento i , se puede expresar mediante la ecuación 29 del Anexo D.

En la cual $f_p(p|PI)$ es la función de distribución de probabilidad de las pérdidas dada una intensidad sísmica determinada y $f_p(p|Evento_i)$ es la función de distribución de probabilidad del parámetro de intensidad sísmica para el evento i , y que está dado por el análisis de amenaza.” (p.55)

Cuantificación de las Pérdidas Económicas en Edificaciones.

Aroquipa y Yamin, (2016); Barbat et al., (2015); Yamin (2015), analizan respecto a la cuantificación de pérdidas económicas en edificaciones lo siguiente:

“La estimación de las pérdidas totales en una edificación al verse sometida a un evento sísmico determinado se calcula como la suma de los costos directos de reparación o reposición y de los costos indirectos debidos a la interrupción del funcionamiento. Los costos directos se estiman a su vez como la suma de los costos de reparación o reposición los componentes estructurales, los no estructurales y los contenidos que se vean afectados para cada intensidad de análisis. De acuerdo con esto las pérdidas totales en una edificación dada sometida a un evento sísmico se puede calcular como la suma de las pérdidas directas, P_D , y las pérdidas indirectas o debidas a la interrupción del funcionamiento, P_I , modificada a partir de Fajfar & Krawinkler, (2004) y de una propuesta previa de K. A. Porter & Kiremidjian, (2000), ecuación 30 y 31 de Anexo D. Por otro lado, P_I corresponde al costo asociado a la interrupción del funcionamiento o lucro cesante que se estima con base en el tiempo estimado que toma la reparación o reposición de la edificación desde el momento de ocurrencia del evento en la cual debe desalojarse la edificación y el costo por unidad de tiempo de reposición de la edificación (costo de arrendamiento de un bien equivalente durante el tiempo que debe mantenerse desalojada)”. (p.59)

Ecuación de Pérdidas Económicas.

Yamin (2015), analizan la “ecuación de pérdida económica” y describe lo siguiente:

“La solución de las ecuaciones 27 y 30 se plantea por métodos numéricos recurriendo a una simulación de Monte Carlo con un gran número de realizaciones. De acuerdo con esto, el procedimiento de solución propuesto es el siguiente (A. Gupta & Krawinkler, 1999; Meslem et al., 2015; K. A. Porter & Kiremidjian, 2000):

- a) Seleccionar el conjunto de señales de análisis que representen la amenaza en el sitio de interés. El análisis se realiza para intensidades crecientes de cada una de las NSS señales sísmicas representativas. La intensidad de la señal se caracteriza mediante algún parámetro de intensidad, PI, como la aceleración máxima o la aceleración espectral para el periodo de vibración natural de la edificación, o cualquier otro.
- b) Llevar a cabo la solución de la respuesta dinámica no lineal de la edificación para cada señal y cada intensidad sísmica de análisis con métodos aproximados o detallados y determinar vectores de parámetros de demanda sísmica de la edificación.
- c) Generar mediante números aleatorios, NPDS valores del conjunto de parámetros de demanda sísmica que representen la distribución de probabilidades de PDS.
- d) Para cada uno de los componentes de la edificación, NC susceptibles de daño, seleccionar el parámetro de demanda sísmica que mejor correlación presente con los daños, PDS, y según esto:
 - Generar mediante números aleatorios, NED posibles estados de daño que representen la distribución de probabilidad de ED.
 - Establecer el número de componentes afectados para efectos de estimar los costos de reparación teniendo en cuenta el número esperado de reparaciones a realizar.
 - Generar mediante números aleatorios, NP posibles valores de costos de reparación que representen la distribución de probabilidad de P.
 - Para cada realización, estimar los costos y los tiempos de reparación de cada componente.
 - Totalizar los costos de reparación para cada realización.
 - Estimar el tiempo de reparación para cada realización con algún supuesto de organización y cronograma en los trabajos de reparación.

- e) Obtener la distribución de probabilidad de las pérdidas económicas directas para cada nivel de intensidad sísmica, PI, y determinar los parámetros que definen dicha función.
- f) Obtener la distribución de probabilidad de los tiempos de interrupción del funcionamiento o de reparación, para cada nivel de intensidad sísmica, PI, y determinar los parámetros que definen dicha función.
- g) Obtener la función de vulnerabilidad de pérdidas económicas totales como la distribución de probabilidad de los costos totales directos y por interrupción del funcionamiento para cada nivel de intensidad sísmica, PI. Los costos de interrupción de funcionamiento se obtienen para cada realización de análisis como el tiempo de reparación por el costo por unidad de tiempo de reposición de la edificación.

El vínculo final entre el modelo de amenaza y las funciones de vulnerabilidad es el parámetro de intensidad sísmica, PI, que se seleccione como parámetro de entrada a la función de vulnerabilidad. En el análisis de amenaza debe entonces determinarse dicho parámetro a partir de la función de distribución”. (p.60)

Pérdidas por Derivas Residuales Excesivas.

L. Yamin, (2015), analizan la “perdidas por derivas residuales excesivas” y describe lo siguiente:

“Las derivas residuales excesivas en una edificación es un parámetro fundamental para definir si la edificación es o no reparable luego de la ocurrencia de un evento sísmico intenso. Este parámetro puede determinarse analíticamente para cualquiera de los pisos de la edificación o para la placa de cubierta con respecto a la altura total de la edificación, evaluando directamente los desplazamientos residuales de los análisis de respuesta dinámica contra el tiempo. La Figura 7, tomada de Ramirez & Miranda, (2012), representa la probabilidad de demolición de un edificio que no ha colapsado como función de la deriva de entrepiso residual máxima en el edificio. La anterior figura indica que, para una deriva residual máxima de entrepiso, DRME, del 1.5%, la probabilidad de demoler el edificio será del 50%, mientras que para una deriva residual máxima de más del 2.5% en la mayoría de los casos se decidiría por una demolición. Para estos altos niveles

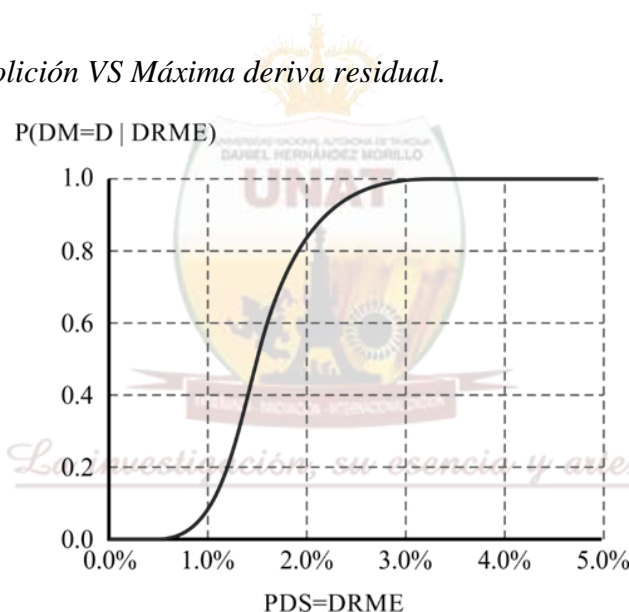
de deriva residual, el costo de reparación de la edificación resulta excesivamente alto y desde el punto de vista técnico la reparación de la estructura sería en general inviable Ramirez & Miranda, (2012).

La metodología de análisis propuesta involucra esta variable en el análisis de manera determinista, manteniendo la posibilidad de evaluar la sensibilidad de los resultados finales ante variaciones de esta. Mediante la especificación de un valor de deriva residual de referencia, se supone que el costo de reparación de la edificación será del 100% del valor de reposición asignado una vez dicho valor sea sobrepasado en un piso cualquiera de la edificación para el nivel de intensidad de cada paso del análisis.

El rango de valores de deriva residuales por piso a partir de los cuales se optaría por una demolición estaría en general entre el 1% y 3%". (p.61)

Figura 7.

Probabilidad de demolición VS Máxima deriva residual.



Fuente: Ramirez & Miranda, (2012)

Distribución de Probabilidad para las Pérdidas.

Yamin (2015), Las funciones de distribución de probabilidad más utilizadas para representar la distribución de las pérdidas económicas, p , dado un parámetro de intensidad específico son la log-normal y la Beta.

a) Función log-normal

Para la función log-normal, las pérdidas se expresan según la ecuación 32 del Anexo D.

b) Función Beta

Para la función Beta, las pérdidas se expresan conforme la ecuación 33 del Anexo D (ERN-AL, 2011):

La función de vulnerabilidad queda representada en este caso por el conjunto de valores medios y de varianza de las funciones de distribución de pérdidas para las diferentes intensidades sísmicas.

Incertidumbre en los análisis y validación de resultados.

Yamin (2015), analizan la “Consideraciones con respecto a la incertidumbre en los análisis y validación de resultados” y describe lo siguiente:

“Se plantean las siguientes consideraciones con respecto a la incertidumbre en los análisis:

- a) La incertidumbre en las señales que representan la amenaza sísmica para efectos de la respuesta dinámica de los tipos constructivos representativos se considera mediante un número limitado de señales reales registradas en diferentes condiciones de subsuelo.
- b) La incertidumbre en la estimación de parámetros de demanda depende del modelo que se utiliza para su evaluación y de la capacidad que se tenga para predecir la respuesta dinámica de una edificación mediante modelación analítica.
- c) La incertidumbre en la estimación de los estados de daño depende del nivel de conocimiento que se tenga respecto a la respuesta sísmica de los diferentes componentes de la edificación.
- d) La incertidumbre en la estimación de costos depende de la experiencia que se tenga en la realización de estos estimativos y en variables externas como ubicación específica, condiciones del mercado, condiciones macroeconómicas y otros. La validación de la metodología y los productos se lleva a cabo mediante las siguientes medidas de control de calidad: Revisión de resultados de evaluación del riesgo en diferentes proyectos de aplicación. Revisión de casos de referencia de evaluación de daños en edificaciones y su respectiva valoración de costos de reparación. Calibración de los modelos de comportamiento estructural ante condiciones dinámicas inelásticas con múltiples registros de ensayos de

laboratorio publicados. Validación y comparación de resultados con publicaciones similares recientes, como son: los proyectos HAZUS (FEMA, 2009) y CAPRA (Latina, 2009). Validación con metodologías que representan el estado del arte en Ingeniería Basada en Desempeño (Fajfar & Krawinkler, 2004)". (p.63)

Pérdidas Económicas del Riesgo.

Yamin (2015), analizan la "Representación del riesgo de pérdidas económicas" y describe lo siguiente:

"El riesgo de pérdidas económicas para una edificación individual o un conjunto de edificaciones puede expresarse en términos de la curva de excedencia de pérdidas, de la pérdida anual esperada, de la curva de pérdida máxima probable (PML) para diferentes periodos de retorno, de la probabilidad específica de excedencia de una pérdida económica determinada en un lapso definido o de las pérdidas esperadas para escenarios sísmicos específicos. A continuación, se presenta la formulación general de las diferentes posibles representaciones del riesgo con base en lo presentado en (Latina, 2009).

a) *Curva de excedencia de pérdidas*

El riesgo sísmico se representa de manera adecuada mediante la curva de pérdidas (loss curve) que especifica las frecuencias anuales con que se exceden valores especificados de pérdidas económicas (también puede representar otras medidas del riesgo como son los tiempos de reparación, las pérdidas humanas o cualquier otra variable de impacto). La frecuencia anual de excedencia se conoce también como tasa anual de excedencia, y puede calcularse mediante la siguiente ecuación (modificada con base en lo presentado en Vargas et al., (2013b); L. E. Yamin, Hurtado, Barbat, & Cardona, (2014).

La curva de pérdidas contiene toda la información necesaria para describir en términos de probabilidad el proceso de ocurrencia de eventos que produzcan pérdidas. Como se indicó anteriormente, la curva calculada aplicando la ecuación 37 tiene toda la información necesaria para caracterizar el proceso de ocurrencia de eventos que produzcan pérdidas. Sin embargo, en ocasiones es impráctico utilizar una curva completa, por lo que conviene utilizar estimadores puntuales del riesgo que permitan expresarlo con un solo número.

b) Pérdida anual esperada (PAE)

Se trata del valor esperado de la pérdida anual. Es una cantidad importante puesto que indica, por ejemplo, que, si el proceso de ocurrencia de eventos dañinos fuera estacionario de aquí a la eternidad, su costo equivaldría a haber pagado la PAE anualmente. Por tanto, en un sistema simple de seguro, la pérdida anual esperada sería la prima pura anual justa. La PAE puede obtenerse por integración de $v(p)$ o mediante la ecuación 38 del Anexo D.

c) Pérdida máxima probable (PML por las iniciales en inglés de Probable Maximum Loss)

Se trata de una pérdida que ocurre poco frecuentemente, es decir, que está asociada a un periodo de retorno muy largo (o, alternativamente, a una tasa de excedencia muy baja) y se obtiene directamente de la curva de excedencia de pérdida. No existen estándares universalmente aceptados para definir qué quiere decir “poco frecuentemente”. De hecho, la elección de un periodo de retorno u otro para tomar cierta decisión depende de la aversión al riesgo de quien la está tomando. En la industria aseguradora, por ejemplo, los periodos de retorno utilizados para definir la PML varían usualmente entre 100 y 1500 años.

d) Probabilidad de excedencia de valores de pérdida

La curva de pérdidas, $v(p)$, calculada con la ecuación 37 indica con qué frecuencia ocurrirán eventos que producirán pérdidas iguales o superiores a una pérdida dada, p . Si se supone que el proceso de ocurrencia de eventos en el tiempo obedece a un proceso de Poisson, entonces es posible calcular la probabilidad de que la pérdida p sea excedida en un lapso t , es decir, en los próximos t años de exposición, con la ecuación 39 del Anexo D.

e) Evaluación para escenarios específicos

La evaluación probabilista de riesgo se realiza normalmente para el conjunto completo de escenarios especificados en la evaluación de la amenaza. Sin embargo, si así se desea, la evaluación puede realizarse para un solo escenario (uno solo de los sumandos en la ecuación 37). Si se hace que la frecuencia anual de ocurrencia de este escenario sea 1, la aplicación de la ecuación 37 conduciría a las

probabilidades de excedencia (ya no frecuencias anuales de excedencia) de valores de pérdida p , dado que el escenario en cuestión ocurrió.

Para la selección del escenario de análisis es usual considerar uno de los siguientes:

- El escenario más crítico o sea el que produce las máximas pérdidas esperadas.
- El escenario que mayor participación tiene en el riesgo, medido como la pérdida anual esperada: corresponde al escenario con mayor valor en $E(P|Evento_i) F_A(Evento_i)$ expresión en la cual $E(P|Evento_i)$ es el valor esperado de la pérdida para el evento i , y $F_A(Evento_i)$ es la frecuencia anual de ocurrencia de dicho evento.
- Un escenario con una probabilidad anual de ocurrencia determinado asociada a una fuente sísmica específica (por ejemplo, el escenario con un período de retorno de 200 años en la fuente sísmica A).
- Un escenario que produce una pérdida económica correspondiente a la pérdida con un periodo de retorno dado (por ejemplo, el que produce una pérdida económica para un período de retorno de 500 años, la cual se obtiene de la curva de PML)” (p.65)

Resiliencia Sísmica y las Pérdidas Económicas.

Las comunidades están expuestas a desastres naturales como tsunamis, sismos, tormentas, etc. El número y la potencia de estos desastres se ha incrementado en los últimos años. Por tanto, la estimación cuantitativa y cualitativa de la vulnerabilidad de las estructuras ante la ocurrencia de desastres naturales es vital.

La resiliencia de la infraestructura, las líneas de vida vitales y las estructuras vitales son temas innovadores en el campo de la ingeniería civil (Andrić & Lu, 2017). Particularmente en los sismos, la evaluación del riesgo sísmico a gran escala juega un papel crucial en la protección y planificación de planes de mitigación adecuados en áreas urbanas (Chieffo et al., 2019).

Una estimación cuantitativa de la resiliencia de las estructuras es un paso valioso para planificar acciones futuras para mejorar la seguridad de la comunidad. De hecho, las sociedades de todo el mundo se centran en métodos y herramientas para lograr una alta resiliencia frente a los desastres. El concepto de resiliencia incluye diferentes contextos, desde la ingeniería hasta la economía y la psicología. El significado léxico de resiliencia es saltar hacia atrás o regresar

mientras. Según sus descripciones, la resiliencia es la capacidad de las unidades sociales para disminuir el peligro y sus ramificaciones perjudiciales. También incluye la realización de actividades de recuperación para minimizar la alteración de la sociedad (Andrić & Lu, 2017).

Recientemente, varios científicos se han centrado cada vez más en esta área. Entre ellos, Gian P. Cimellaro, Reinhorn, & Bruneau, (2010). estudió la resiliencia sísmica cuantitativamente. El propósito de este estudio fue presentar una definición cuantitativa de la resiliencia mediante un método razonable utilizando una función analítica que pueda correlacionar las complejidades organizativas y técnicas. G. P. Cimellaro et al., (2006). también investigó la resiliencia sísmica de las instalaciones de salud e introdujo un marco conceptual integral para evaluar la capacidad de resiliencia, incluidos los aspectos técnicos y organizativos. Además, se ejecutó un modelo organizacional (metamodelo), que es la descripción de la respuesta de la parte de emergencia hospitalaria (G. P. Cimellaro et al., 2008). Posteriormente, elaboraron sobre la resiliencia del sistema hospitalario y presentaron un modelo integral para evaluar la capacidad de resiliencia de los sistemas, que se define como la capacidad de mantener la funcionalidad y recuperarse de las pérdidas generadas por eventos extremos. Este modelo se aplicó luego a la red de hospitales de Memphis y Tennessee (Gian Cimellaro et al., 2010). Mientras tanto, Ross et al. exploró las diferencias conceptuales y analíticas entre la resiliencia y la fiabilidad de los riesgos sísmicos en términos de resultados e incertidumbre, y trazó las distinciones entre resiliencia y fiabilidad (Corotis, 2011).

Decò sugirió un método de probabilidad para predecir la resiliencia sísmica de los puentes y luego lo utilizó como un enfoque de investigación previa al incidente para decidir sobre el mantenimiento preventivo, la reconstrucción o la gestión del tiempo para todos los componentes de los sistemas de infraestructura (Decò et al., 2013).

Por otro lado, Moretti et al. investigó el costo y el tiempo requeridos para la reparación de un edificio de acero de tres pisos utilizando dos diseños, incluidos los sistemas de marco computacional de base fija y de base aislada resistente a daños. Los resultados de su estudio revelaron que el uso de un sistema de aislamiento sísmico resultaría en menores costos de reparación y tiempo en comparación con el enfoque de diseño de base fija convencional (Moretti et al., 2014). Un año después, se introdujo el método de probabilidad para evaluar la vida útil de la resiliencia sísmica de estructuras de concreto expuestas a la corrosión por cloruros, luego de lo cual se implementó en un marco de concreto de tres pisos y un puente de concreto continuo de cuatro vanos. Los resultados de este último indicaron que el efecto de la corrosión podría reducir gradualmente la funcionalidad del sistema, lo que posteriormente

provocaría la reducción del índice de resiliencia sísmica que depende del momento de un sismo (Biondini et al., 2015).

Mientras tanto, Mahini (2016) y sus colegas investigaron la resistencia sísmica de las estructuras de concreto armado modernizadas. En su estudio, se adoptó un marco ajustado para examinar la resiliencia sísmica de estructuras de concreto armado reacondicionadas de baja o media altura reacondicionadas con refuerzos de acero y compuestos de FRP (Mahini et al., 2016). Del mismo modo, Tirca et al. estudió la mejora de la resiliencia sísmica de edificios de oficinas con marcos arriostrados concéntricamente (CBF). Se utilizaron edificios de oficinas de tres y seis pisos con marcos arriostrados concéntricamente (CBF) tanto en el este de Canadá (Montreal y Quebec) como en el oeste de Canadá (Vancouver). En el caso del riesgo sísmico, el este y oeste de Canadá tienen un riesgo sísmico alto y medio-alto. Se utilizó el método propuesto por Cimellaro para medir la resiliencia sísmica (Tirca et al., 2016). Por último, se estudió la optimización de los diseños de reacondicionamiento de puentes teniendo en cuenta los costos de reacondicionamiento y la resistencia del puente bajo la influencia de múltiples peligros, como los sismos y la erosión relacionada con las inundaciones.

Una revisión concisa de la literatura del campo demuestra que el modelado de resiliencia sísmica generalmente se lleva a cabo utilizando el método de probabilidad (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020). Aunque numerosas investigaciones se han centrado en diferentes aspectos del método de probabilidad, se realizaron pocos estudios en términos de índice de resiliencia sísmica.

Método de Estimación de Resiliencia Sísmica.

Para investigar el índice de resiliencia sísmica, en primer lugar, se realiza un análisis de riesgo sísmico para el área prevista. El análisis de peligro sísmico se define como la estimación del nivel potencial de los parámetros de intensidad del movimiento del suelo, como la aceleración máxima del suelo (PGA) y la velocidad máxima del suelo (PGV) que pueden ocurrir por futuros sismos en el sitio previsto (Andrić & Lu, 2017; Aroquipa & Hurtado, 2022a).

En la siguiente etapa, se realiza un análisis dinámico incremental para estimar la funcionalidad estructural bajo cargas sísmicas. Por lo tanto, el modelo matemático del sistema estructural es sometido a uno o más registros de eventos sísmicos, cada uno de los cuales se escala a diferentes niveles de intensidades sísmicos, y eventualmente conduce a la creación de

una o más curvas de respuesta estructural en relación con la intensidad del sismo (D'Ayala et al., 2013; Vamvatsikos & Cornell, 2006).

La predicción de daños estructurales es esencial para la evaluación de pérdidas económicas y debe estimarse cuidadosamente para estructuras. Una representación posible y útil de la distribución del daño de una estructura es la curva de fragilidad. Las curvas de fragilidad proporcionan información útil sobre el daño por distribución de daño acumulativo y especifican si la probabilidad de un nivel de creación de daño ha aumentado o excedido. Por tanto, la obtención de la curva de fragilidad es una herramienta adecuada para la distribución de daños a las estructuras y la investigación de daños. Así, las curvas de fragilidad obtenidas en esta etapa. Las curvas de fragilidad se definen en el marco de la ingeniería sísmica y pueden ser empíricas o analíticas en función del tipo de recursos o análisis. Las curvas de fragilidad empírica se basan en interpretaciones de datos o experimentos o juicios de ingeniería. Las curvas de fragilidad analítica se obtienen a partir de la información de respuesta estructural mediante análisis estructural (Caverzan & Solomos, 2014; Mosoarca et al., 2019). Según HAZUS MH MR5 (FEMA, 2008; HAZUS, 1999), las curvas de fragilidad categorizarían los daños en cuatro estados (leve, moderado, extenso, completo). Las curvas de fragilidad muestran la probabilidad de que la respuesta R de una estructura supere un umbral determinado r_{lim} dado un cierto nivel de excitación. Puede representarse como se propone en la Ec. (40), como se expresa en la ecuación 40 del Anexo D.: (Caverzan & Solomos, 2014).

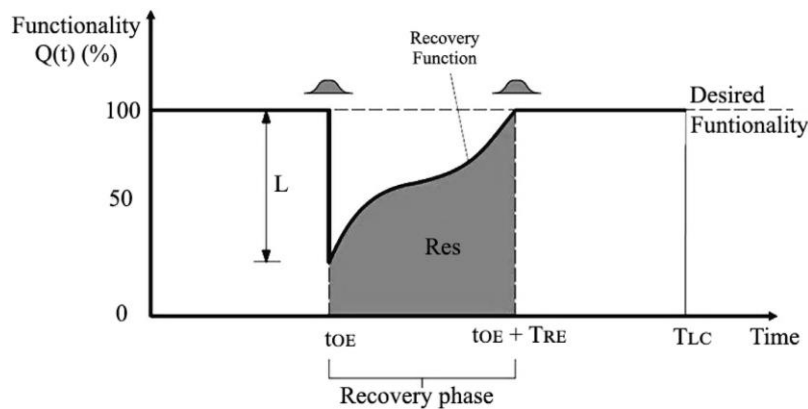
En este estudio, las curvas de vulnerabilidad se utilizan para estimar los estados de daño. Las curvas de vulnerabilidad pueden expresar el daño total a una estructura frente a desastres naturales como un sismo. De hecho, estas curvas se pueden obtener directamente de las curvas de fragilidad. Para obtener la curva de vulnerabilidad, la probabilidad acumulada de la curva de fragilidad debe convertirse en una probabilidad discreta (Sadeghi et al., 2015). En la curva de vulnerabilidad, la probabilidad de cada estado de daño se multiplica por el factor de daño promedio, que es el valor central del rango del factor de daño en ese estado. De hecho, según HAZUS MH MR5 (FEMA, 2008), las probabilidades discretas (probabilidad de cualquier estado de daño) se sugieren lo establecido en las ecuaciones 41 y 42 del Anexo D.

Los valores de MDF_{ds} en el estado de daño, según HAZUS MH MR5 (FEMA, 2008; Sadeghi et al., 2015), se dan en la Tabla 21. Luego de obtener las curvas de vulnerabilidad, se pudo obtener la función de pérdida y luego las curvas de funcionalidad, las cuales se describen ambas con la definición de Resiliencia.

Tabla 19.*Estados de daño y variedad de factores de daño*

Estado de daño	Rango de factor de daño (%)	Factor de daño medio (%)
Ninguno	0	0
Leve	0-4	2
Moderado	4-16	10
Extenso	16-84	50
Completo	100	100

Fuente: (FEMA, 2008; Sadeghi et al., 2015)

Figura 8.*Resiliencia sísmica durante el tiempo de recuperación T_{RE}* 

Fuente: (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010a)

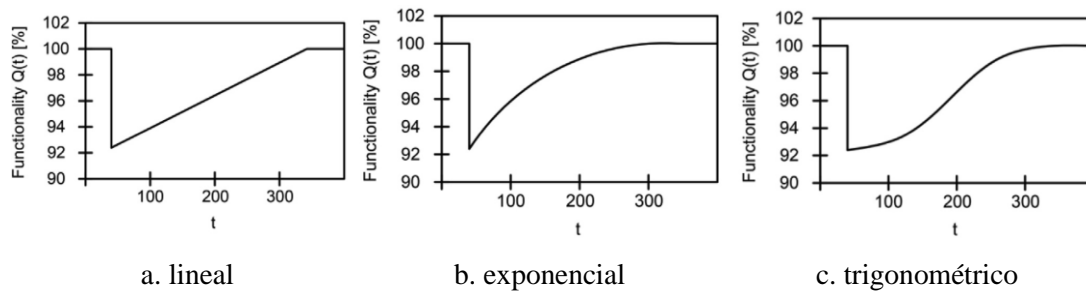
Hay tres definiciones básicas en la investigación de la resiliencia sísmica, que son las siguientes (Caverzan & Solomos, 2014; Corotis, 2011):

- Definición (1). La resiliencia como función indica la capacidad de mantener el nivel de eficiencia o funcionalidad perteneciente a un edificio, puente o red vital de una comunidad durante un período definido (T_{LC}) que es determinado por la comunidad o por los expertos.
- Definición (2). El tiempo de recuperación (T_{RE}) se define como un período necesario para restaurar la funcionalidad de una estructura y sistema de infraestructura a un nivel deseable, que puede tener la misma funcionalidad primaria, o mejor o peor.

- c) Definición (3). La sociedad resiliente a los desastres es una comunidad que puede soportar incidentes graves, naturales o provocados por el hombre, con un nivel de daño mensurable, y puede tomar acciones para alcanzar este nivel (acciones de reducción de riesgos) (G. P. Cimellaro et al., 2008; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

Figura 9.

Funciones de recuperación.



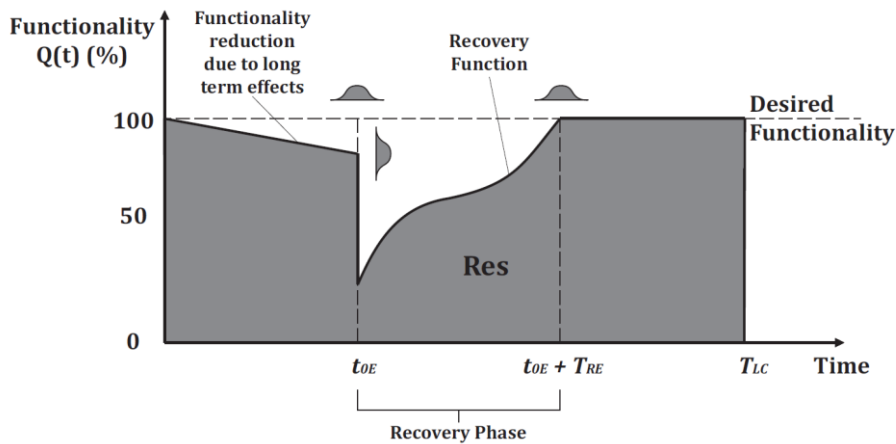
Fuente: (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b)

La resiliencia se puede calcular mediante la ecuación 43 del Anexo D.:

En la Ecuación 43, la resiliencia se calcula con referencia a un solo evento disruptivo E en el tiempo t_{0e} y el área subtendida se normaliza con respecto al tiempo de recuperación T_{RE} , Figura 6. Esta normalización con respecto al tiempo de recuperación T_{RE} debe considerarse si se ha hecho más énfasis para ser colocado en la fase de recuperación. Para tener en cuenta los efectos a largo plazo o de tiempo sobre la resiliencia, se debe cambiar la ecuación 43: los límites integrales deben extenderse de 0 a T_{LC} y el tiempo de normalización debe establecerse igual a T_{LC} , Figura 8 (Caverzan & Solomos, 2014; Corotis, 2011). Las estructuras civiles y principales actividades dentro o vinculadas a ellas podrían tener alguna reducción de funcionalidad en el tiempo debido al problema de la edad o degradación inducida por agentes externos / ambientales, en algunos casos podría ser interesante evaluar la resiliencia de este tipo de estructuras (Figura 10) (Caverzan & Solomos, 2014; Corotis, 2011).

Figura 10.

Resiliencia y los efectos de los agentes a largo plazo



Fuente: (Solomos & Caverzan, 2014)

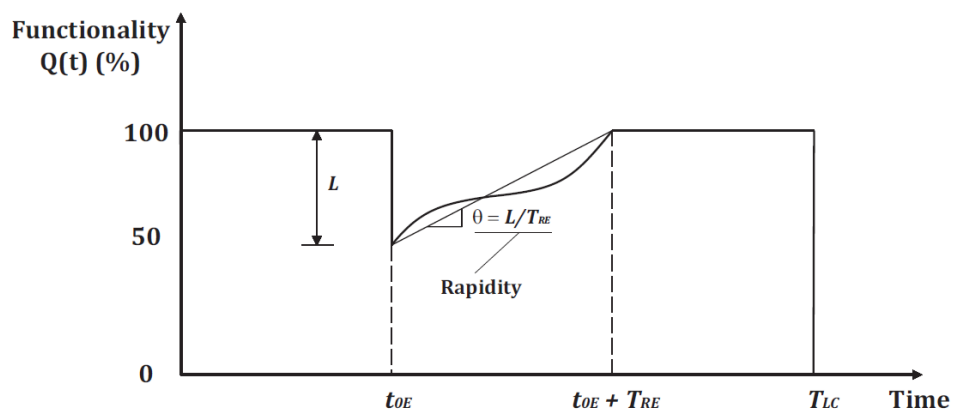
Definir la resiliencia como un desafío, pero probablemente identificar los aspectos que pueden mejorar la resiliencia puede ser aún más difícil. Como se mencionó anteriormente, Bruneau, Eeri, et al., (2003), han identificado cuatro propiedades a lo largo de las cuales se puede mejorar la resiliencia: *rapidez, solidez, redundancia e ingenio*.

- a) **Rapidez (θ):** es la "capacidad de cumplir con las prioridades y lograr los objetivos de manera oportuna para contener las pérdidas y evitar interrupciones futuras"

Matemáticamente representa la pendiente de la curva de funcionalidad durante el período de recuperación como se ilustra en la Figura 11 y se puede expresar mediante la ecuación 45 y 46 del Anexo D.

Figura 11.

Representación esquemática del concepto de rapidez



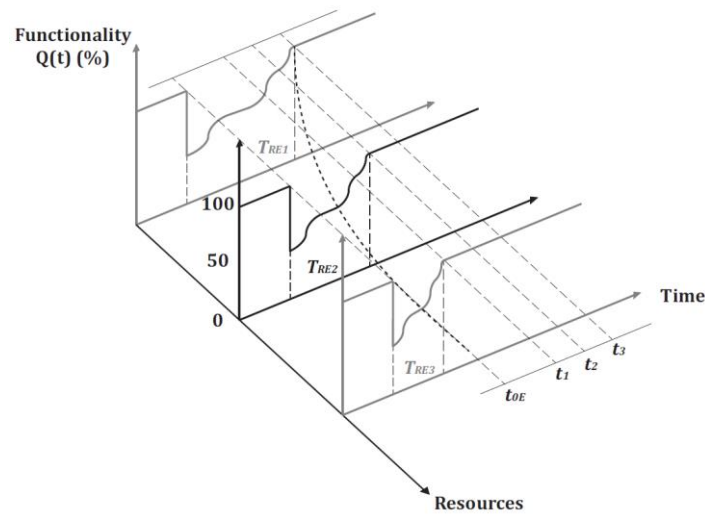
Fuente: (P. G. Cimellaro et al., 2010b)

estructura y de las propiedades de los elementos portadores de carga individuales (Frangopol & Curley, 1987).

La redundancia es un atributo muy importante de la resiliencia, ya que representa la capacidad de utilizar recursos alternativos cuando los principales son insuficientes o faltan. Si la redundancia no es parte de nuestra estructura o sistema, se pueden hacer cambios, como duplicar componentes para brindar alternativas en caso de falla. El cuarto y último componente introducido por MCEER es la inventiva.

- d) **El ingenio** es “la capacidad de identificar problemas, establecer prioridades y movilizar recursos cuando existen condiciones que amenazan con alterar algún elemento, estructura, sistema u otra unidad de análisis (Bruneau & Reinhorn, 2007).

El ingenio y la redundancia están estrechamente interconectados, por ejemplo, el ingenio puede crear redundancias que no existían antes. Además, el ingenio y la redundancia pueden afectar la forma y la rapidez de la función de recuperación y el tiempo de recuperación. Como se ilustra en la Figura 11, donde se agrega un tercer eje para considerar el ingenio, agregar recursos puede reducir el tiempo de recuperación más allá lo que se espera de la condición normal de referencia. En teoría, si hubiera recursos infinitos disponibles, el tiempo de recuperación se acercaría asintóticamente a cero (Bruneau & Reinhorn, 2007). Prácticamente, incluso en presencia de enormes capacidades financieras y laborales, existe una recuperación práctica de tiempo mínimo. Un ejemplo es el reemplazo de los puentes de la autopista de Santa Mónica luego del sismo de Northridge de 1994. El reemplazo de esta estructura crítica se logró 2.5 meses más rápido que en la planificación original, con un costo adicional informado de más de 14 millones de dólares pagados al contratista por su terminación anticipada. Asimismo, en sociedades menos avanzadas donde los recursos son escasos, la recuperación del tiempo podría acercarse al infinito (Bruneau & Reinhorn, 2007). Sin embargo, también en sociedades con recursos, la recuperación de tiempo podría ser significativamente más larga de lo necesario debido a una planificación inadecuada, fallas organizativas o políticas ineficaces. El ingenio y la solidez también están vinculados, se puede argumentar que invertir en limitar las pérdidas iniciales (mejorar la solidez) podría, en algunos casos, ser el enfoque preferido para mejorar la resiliencia, ya que se traduce automáticamente en una consiguiente reducción en el tiempo de recuperación; la inversión en modernización es una inversión que rinde beneficios a ambos ejes (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

Figura 13.*La influencia del ingenio en la resiliencia**Fuente: Bruneau & Reinhorn, (2007)*

Al observar las ecuaciones 47 y 48, queda claro que la función de pérdida (L), la función de recuperación (f_{Rec}) y el tiempo de recuperación (T_{Re}) desempeñan un papel importante en la evaluación de la ingeniería de la resiliencia; En la siguiente subsección, estos tres componentes se analizarán con más profundidad (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

Funciones de Pérdida por Resiliencia.

Las pérdidas en un evento excepcional como un ataque terrorista, una explosión u otro desastre provocado por el hombre son muy inciertas y son diferentes para cada escenario considerado. Sin embargo, se puede hacer una clasificación común y definir varios tipos de pérdidas. para obtener la funcionalidad, se requiere la función de pérdida. La función de pérdida $L(I, T_{RE})$ consta de dos partes básicas: L_D (pérdida directa) y L_I (pérdida indirecta), ver ecuación 49 del Anexo D.

En Ec. (49) la pérdida indirecta se multiplica por el factor de peso α_I que depende de la importancia de la estructura y el impacto de la estructura en las otras estructuras (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b). Las pérdidas directas e indirectas se dividen en dos subconjuntos, incluidas las pérdidas económicas (L_{DE} ; L_{IE}) y las pérdidas por siniestros (L_{DC} ; L_{IC}). Las pérdidas económicas directas son principalmente pérdidas estructurales y físicas no estructurales, que se expresan en términos del costo de las reparaciones de la

construcción y los costos de reemplazo, como se muestra en la Ec. (50) – Anexo D (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b):

obtiene la pérdida económica directa ($L_{DE,K}$) para cada elemento estructural y no estructural. Entonces, la pérdida económica directa total se obtiene mediante el promedio ponderado como (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b), ver ecuación 51 y 53 del Anexo D.

Perdida por Hecho fortuito directo (L_{DC}) se expresa por la relación entre el número de víctimas y la población residente total como (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b):

Las pérdidas económicas indirectas $L_{IE}(I, T_{RE})$ dependen del tiempo y son difíciles de identificar. También tienen diferentes formas, p. Ej. perturbaciones económicas, costes de desplazamiento, pérdidas de ingresos por alquiler, etc. Pueden producirse pérdidas económicas debido al daño de los componentes estructurales y no estructurales que son importantes para equipos de construcción, instalaciones de alquiler y líneas de vida. Las pérdidas económicas indirectas causadas por perturbaciones comerciales deben modelarse con las pérdidas estructurales y no estructurales L_{IE} y el tiempo de recuperación T_{RE} necesario para reparar la estructura. Está claro que la T_{RE} está relacionada precisamente con las pérdidas económicas directas porque aumenta con el aumento de los daños estructurales (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

Las pérdidas por hechos fortuitos indirectos (L_{IC}) expresan el número de heridos causados por perturbaciones del sistema en la funcionalidad. Se define por la relación entre el número de heridos y el número total de personas (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b), ver ecuación 53, 54 y 55 del Anexo D.

En el cual, α_{IE} y α_{DE} son factores de peso de las pérdidas causadas por perturbaciones comerciales y económicas respectivamente, mientras que α_{IC} y α_{DC} son factores que están relacionados con los habitantes (Solomos & Caverzan, 2014).

Con todas las explicaciones dadas con relación a la función de pérdida, considerando que es difícil estimar las pérdidas por siniestros directos y las pérdidas indirectas, descartar estos dos ítems, y en esta investigación solo se estudia la pérdida económica directa.

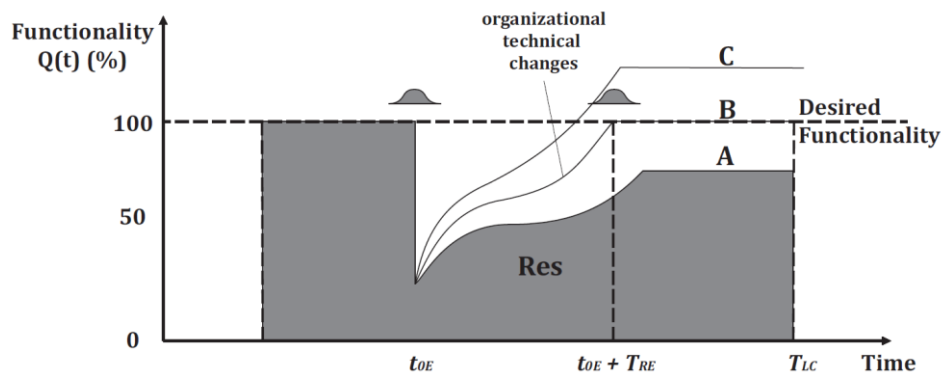
Función de Tiempo de Recuperación.

Además, para obtener la funcionalidad y finalmente el índice de resiliencia, es necesario examinar el tiempo de recuperación y la función de recuperación. La función de recuperación y el tiempo de recuperación muestran las diferencias entre diferentes áreas de una comunidad que representan la tasa y la calidad de recuperación. Se representan diferentes funciones de recuperación para sistemas y organización comunitaria. Por ejemplo, tres posibles funciones de recuperación son lineal, exponencial y trigonométrica, que se presentan en estudios previos (Solomos & Caverzan, 2014).

El tipo más simple es la función de recuperación lineal, que se utiliza cuando no hay información sobre la preparación y los recursos disponibles (Fig. 9a). La función de recuperación exponencial se utiliza cuando la respuesta de la comunidad es impulsada por una entrada inicial de recursos, pero la rapidez disminuye a medida que el proceso llega al final (Fig. 9b). Finalmente, la función trigonométrica se utiliza cuando la respuesta de la comunidad y su retorno se enfrentan a una falta de organización y recursos (Fig. 9c) (Solomos & Caverzan, 2014), ver ecuación 56, 57 y 58 del Anexo D.

Figura 14.

La influencia del ingenio en la resiliencia



Fuente: Gian P. Cimellaro et al., (2010)

Curvas de Fragilidad Estructural y Resiliencia

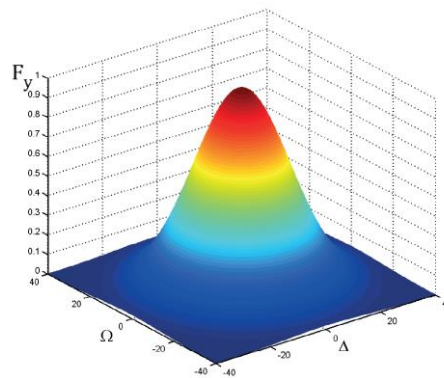
La predicción de daños estructurales es fundamental para la evaluación de pérdidas económicas y debe estimarse cuidadosamente, especialmente para estructuras críticas. Una representación posible y útil para describir la distribución del daño estructural viene dada por las curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad proporcionan información gráfica sobre la distribución del daño al representar la distribución acumulativa del daño, que especifica la

probabilidad continua de que se haya alcanzado o superado un nivel de daño indicado. Las curvas de fragilidad se introdujeron en el marco de la ingeniería sísmica y pueden ser empíricas o analíticas, según la fuente y el tipo de análisis (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

Las curvas de fragilidad empírica se basan en la interpretación de datos de prueba o de campo y el juicio de ingeniería. Por lo general, se basan en datos de daños informados de eventos pasados, por ejemplo, Shinozuka, Feng, Kim, & Kim, (2000), presentan curvas de fragilidad empírica del daño del puente observado en el sismo de Kobe de 1995.

Figura 15.

Representación de una curva de campana simple (SOMBRERO)



Fuente: (Solomos & Caverzan, 2014)

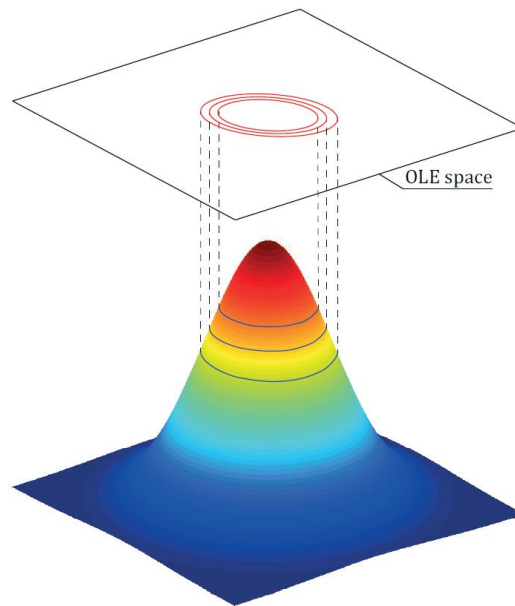
Las curvas de fragilidad analítica se desarrollan a partir de datos de respuesta estructural obtenidos a través del análisis de estructuras utilizando datos de entrada simulados para eventos excepcionales considerados, por ejemplo, movimiento del suelo para problemas de sismos como Shinozuka, Feng, Lee, & Naganuma, (2000) lo hicieron, aprovechando el análisis no lineal.

Por teoría, representa las curvas de fragilidad la probabilidad de que la respuesta R de una estructura supere un umbral determinado r_{Lin} dado un cierto nivel de excitación. Se puede representar como se propone en la Ecuación 16, como sigue (Reinhorn et al., 2001b, 2001a), ver ecuación 59 Anexo D.

Esta definición se puede extender al espacio N – *dimensional* cuando el número de parámetros a verificar es N , aplicando la siguiente ecuación (G. P. Cimellaro et al., 2006), ver ecuación 60 y 61 del Anexo D.

Figura 16.

Contornos de isoprobabilidad en el espacio OLE



Fuente: (Solomos & Caverzan, 2014)

En este caso, la distribución de probabilidad se puede representar como una superficie (es decir, una “curva de campana” 3-D, ver Figura 13) según lo propuesto por Bruneau & Reinhorn, (2007), para lograr la cuantificación de la resiliencia sísmica de ingeniería a través del concepto de deslizamiento de un multidimensional Curva de respuesta de campana para la operacionalización de la resiliencia de la ingeniería (SOMBRERO) utilizando un entorno de espacio límite ortogonal (OLE). La superficie se puede expresar mediante contornos de isoprobabilidad en el espacio OLE como se muestra en la Figura 14. La representación de SOMBRERO junto con los umbrales de los estados límite pueden brindar información útil sobre el estado de daño y la probabilidad de que la respuesta exceda un límite específico. En la Figura 15 se informa la superficie de la campana y un plano que representa un estado límite Mono paramétrico, el estado límite gobernado por un parámetro está representado por una línea en el plano OLE. La probabilidad de superar un estado límite específico se puede calcular directamente a partir del volumen bajo la distribución de la superficie que supera el umbral. En la figura 15, se ha introducido un límite Mono paramétrico para simplificar, sin embargo, la respuesta de la estructura se puede analizar considerando uno o más estados límite mono paramétricos y/o estados límite de desempeño multidimensionales generalizados. El área gris en la Figura 16 representa aquel en el que se han superado los estados límite y se utiliza para

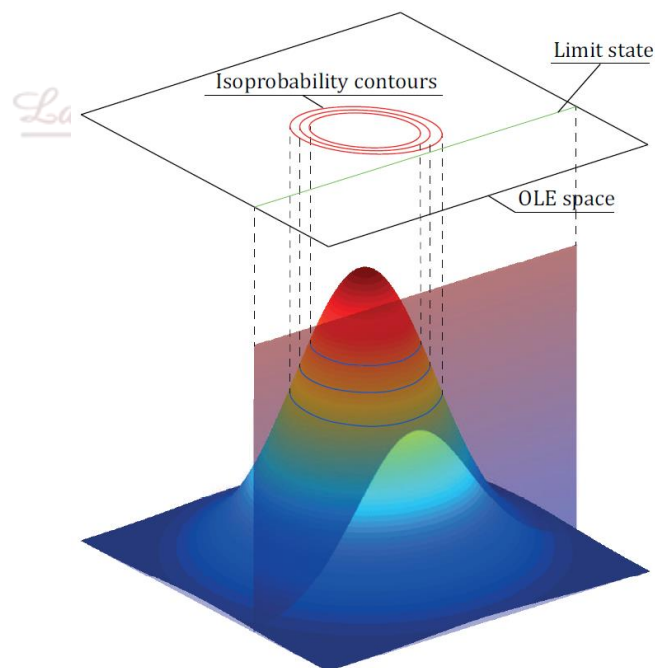
calcular la probabilidad correspondiente (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

Cimellaro et al. (2006). Han propuesto una formulación generalizada para estados límite de rendimiento multidimensionales y se puede expresar como la ecuación 62 y 63 del Anexo D.

Aplicando los conceptos introducidos anteriormente es posible construir curvas de fragilidad adecuadas para la estructura o infraestructura considerada. Al centrar la atención en las curvas de fragilidad, la influencia de los eventos de carga excepcionales, el ingenio y la adaptación se puede comprender mejor considerando las Figuras 18-21. En la Figura 18 (a) se informa la funcionalidad a lo largo del tiempo, la estructura no se daña a t_0 cuando ocurre un evento; hasta ese momento, la curva de fragilidad está representada por la línea azul en la Figura 18 (b). Debido al evento excepcional de intensidad I_1 la estructura ha sido dañada y la curva de fragilidad se mueve hacia arriba (línea roja en la Figura 18 (b)), por lo que si ocurre un evento con intensidad I_1 , la probabilidad de exceder el estado límite considerado es mayor que el observado por la estructura intacta (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

Figura 17.

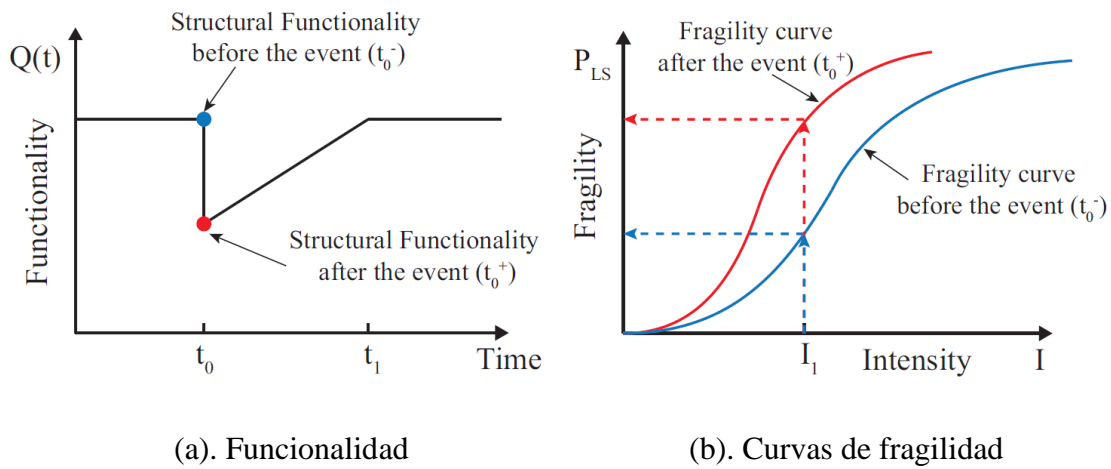
Superficie de campana, contornos de isoprobabilidad y OLE



Fuente: (Solomos & Caverzan, 2014)

Figura 18.

Efectos de un evento con intensidad I_1 sobre la curva de fragilidad.



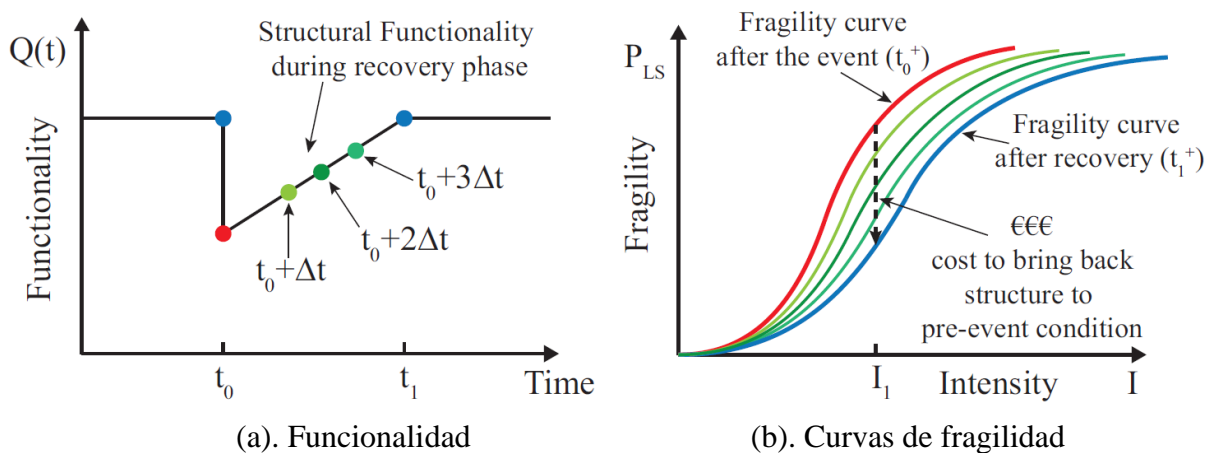
Fuente: (Solomos & Caverzan, 2014)

Centrando la atención en la fase de recuperación y considerando diferentes instantes (Figura 19 (a)) entre t_0 y t_1 (tiempo que marca el final de la recuperación), la Figura 19 (b) ilustra cómo las reparaciones estructurales desplazan progresivamente la curva de fragilidad hacia la condición original, que existía antes del instante t_0 , y finalmente se alcanzó en t_1 . Esto requiere una inversión financiera. Además, como muestra la Figura 20, es posible aumentar la funcionalidad por encima de la condición previa al evento, lo que lleva a mejorar la resiliencia al reducir la probabilidad de pérdidas en un futuro excepcional (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

Figura 19.

La investigación, su esencia y arte.

Ingenio y la fase de recuperación en la curva de fragilidad



Fuente: (Solomos & Caverzan, 2014)

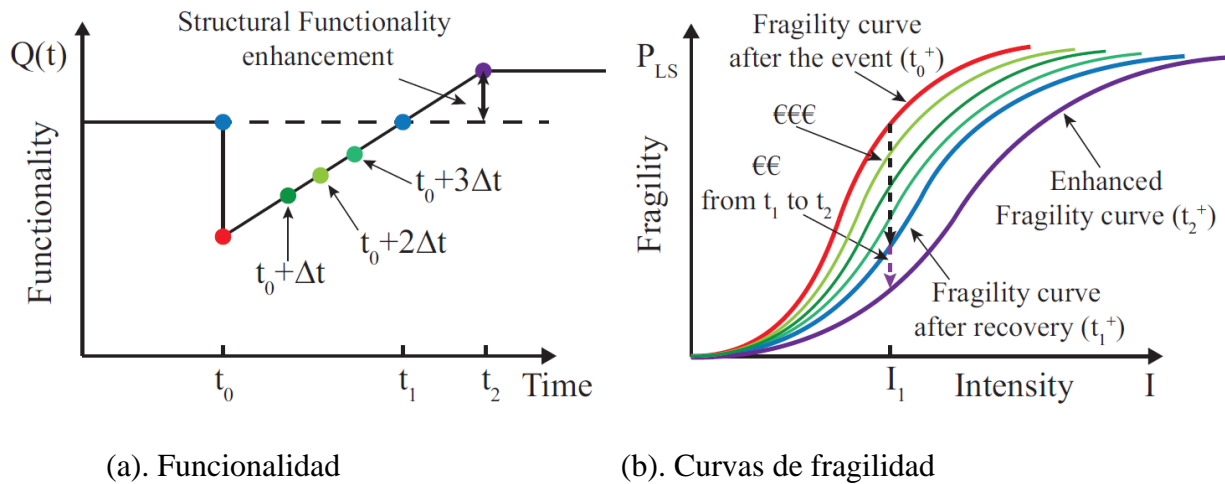
El beneficio de la retroadaptación antes de un evento excepcional se puede evaluar y cuantificar utilizando las curvas de fragilidad y los conceptos de resiliencia presentados en la Figura 18.

Como lo proponen Bruneau & Reinhorn, (2007), se asume que la relatividad de las curvas de fragilidad en la Figura 18 (b) para una estructura dada permanecen iguales, y la modernización antes de un evento es equivalente a deslizar curvas de fragilidad a lo largo del eje horizontal, de modo que se requiere un evento mayor, en términos de intensidad, después de la modernización para producir la misma pérdida probable de estructura. funcionalidad (Figura 21 (b)). Una vez que se ha modernizado la estructura, se ha aumentado la funcionalidad $Q(t)$ (Figura 21 (a)).

Además, cuando un evento excepcional con la misma intensidad (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

Figura 20.

Rendimiento estructural después de la fase de recuperación.



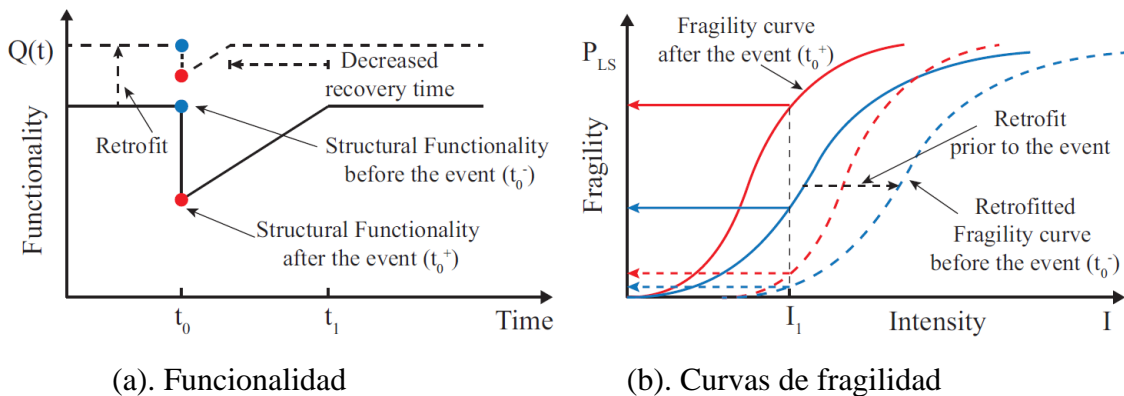
Fuente: (Solomos & Caverzan, 2014)

Si ocurre la probable pérdida de funcionalidad estructural debido al daño también debe reducirse, como se muestra en la caída correspondiente entre el tiempo t_0^- y t_0^+ en la Figura 21 (a).

El beneficio debido a las estrategias de reacondicionamiento se puede subrayar también considerando el tiempo de recuperación que puede reducirse drásticamente dando lugar a un aumento de las propiedades de resiliencia estructural (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

Figura 21.

Retroadaptación sobre la curva de fragilidad.



(a). Funcionalidad

(b). Curvas de fragilidad

Fuente: (Solomos & Caverzan, 2014)

La metodología se desarrollaría de acuerdo con los siguientes pasos mostrados a continuación:

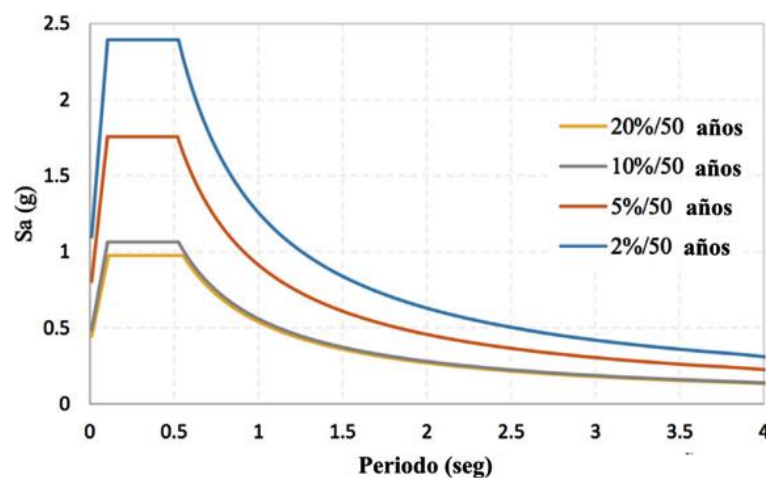
Paso 1. Definir el espectro de diseño.

Primero se debe realizar el análisis sísmico. Por lo tanto, los espectros de diseño se presentan a continuación en la figura 8, el espectro de diseño de Los Ángeles EE. UU. (como ejemplo). Al calcular la aceleración espectral del primer modo de la estructura a diferentes niveles de peligro, es posible obtener la probabilidad de daño y vulnerabilidad de un sistema estructural y usarla para calcular la pérdida de la estructura (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

Figura 22.

La investigación, su esencia y arte.

Los espectros de diseño de Los Ángeles.



Fuente: (Yamín Lacouture, 2016)

Paso 2. Desarrollar el análisis dinámico incremental

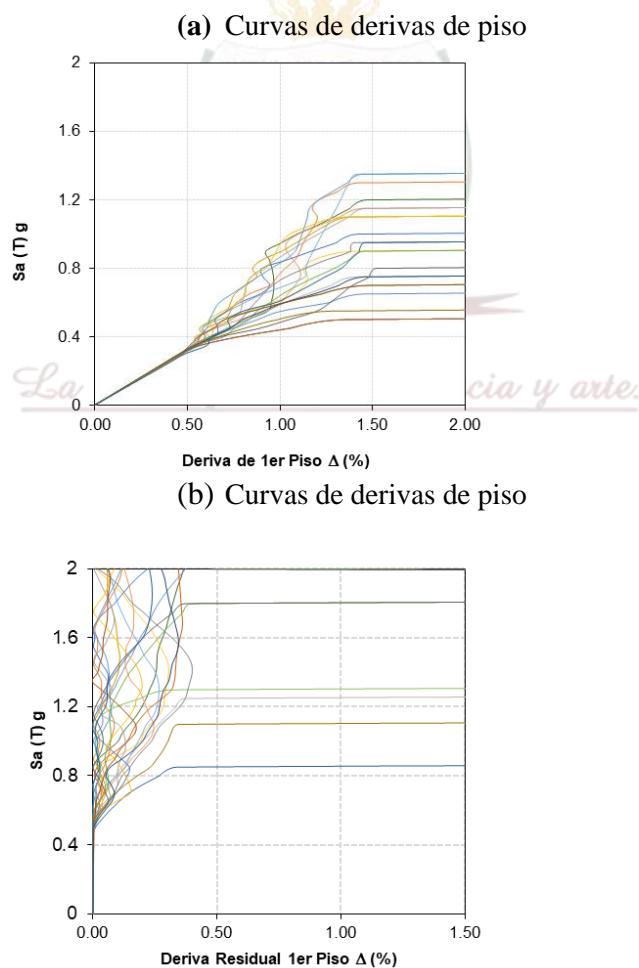
En el segundo paso, para el análisis dinámico incremental, se debe seleccionar registros de FEMA P695, con base en la distancia desde la falla (campo cercano: menos de 10 km y campo lejano: igual o mayor a 10 km) y el tipo de suelo (D).

El componente vertical del movimiento del suelo no se considera de importancia primordial para la evaluación de colapso y no es requerido por la Metodología para el análisis dinámico no lineal, por lo que estos registros no tienen este componente (Council, 2009; Peer n.d, 2020).

Las curvas IDA se enumeran a continuación. Estas curvas muestran que, en los sismos de campo cercano en la aceleración más baja, la estructura ha alcanzado antes la deriva completa del daño (Figuras 9 y 10, y Tablas 22 y 23).

Figura 23.

Curvas de Análisis dinámico Incremental IDA.



Fuente: (Aroquipa, 2019)

Tabla 20.*Especificaciones de los sismos evaluados.*

N°	Sismo			Estación de registro		Datos del Lugar			Tipo de Aceración
	M	año	Nombre	Nombre	Características	NEHRP	$V_s = 30m / s$	$PGA_{Max}(g)$	
1	6.5	1979	Imperial Valley-06	EI Centro Array#6	CDMG	D	203	0.44	
2	6.5	1979	Imperial Valley-06	EI Centro Array#7	USGS	D	211	0.46	
3	6.5	1987	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	USGS	D	349	0.42	
4	6.7	1992	Erzican, Turkey	Erzincan	--	D	275	0.49	
5	6.7	1994	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta	DWP	D	282	0.87	
6	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU065	CWB	D	306	0.82	
7	7.1	1999	Duzce, Turkey	Duzce	ERD	D	276	0.52	
8	6.5	1979	Imperial Valley-06	Bonds Corner	USGS	D	223	0.76	
9	6.5	1979	Imperial Valley-06	Chihuahua	UNAMUCSD	D	275	0.28	
10	6.7	1994	Northridge-01	Northridge - Saticoy	USC	D	281	0.42	
11	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Yarimca	KOERI	D	297	0.31	

Fuente: (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020)

Paso 3. Curvas de fragilidad

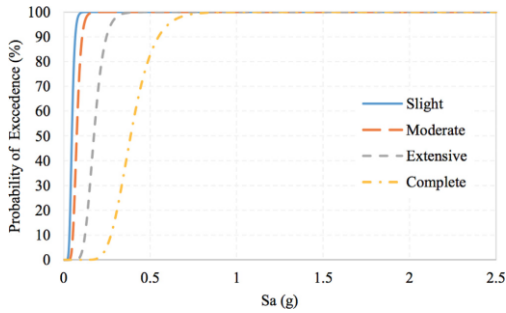
En la tercera etapa, se utiliza un método basado en coeficientes para obtener las curvas de fragilidad. La demanda de la estructura (D) en los análisis de fragilidad generalmente se considera distribuida log-normal, lo que significa que la variable D distribuida logaritmo-normal se correlaciona con una variable X normalmente distribuida por $\ln(D)$. Por lo tanto, esta variable normalmente se estima mediante un modelo de potencia (o modelo de dos parámetros) a través de la Ec. (64) (Ozmen et al., 2010; Y. F. Vargas et al., 2013c; L. Yamin et al., 2017), ver ecuación 64 del Anexo D.

El análisis de regresión es un proceso estadístico para estimar las relaciones entre variables. El análisis de regresión se ha utilizado ampliamente para predecir e identificar la relación entre variables independientes y dependientes y la forma de estas relaciones, ver ecuación 65, 66, 67 y 68 del Anexo D.

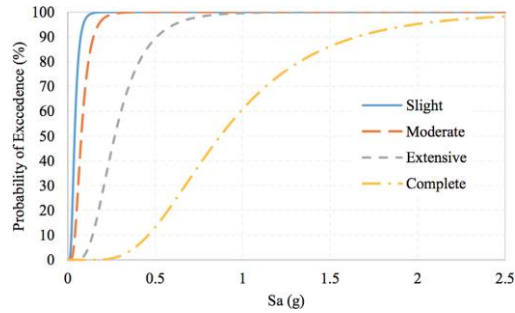
Las curvas de fragilidad en 4 niveles; leve, moderada, extensa y completa, en las que se seleccionan las derivas correspondientes a estos niveles de HAZUS según el tipo de estructura, se presentan en la Tabla 23, para componentes estructurales y no estructurales (FEMA, 2008), (Figura 10 y la Tabla 22).

Figura 24.

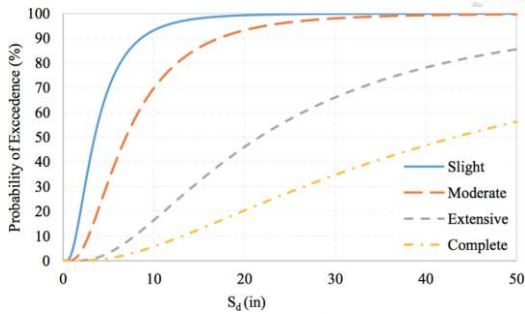
Curvas de fragilidad para diferentes condiciones.



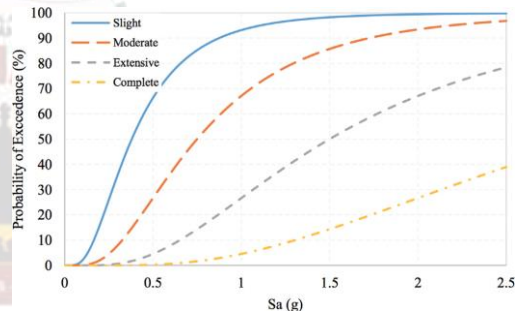
Curvas de fragilidad de 4 niveles de peligro de daño en sismos de campo cercano para componentes estructurales.



Curvas de fragilidad de 4 niveles de peligro de daño en sismos de campo lejano para componentes estructurales.



Curvas de fragilidad de 4 niveles de daño de componentes no estructurales sensibles a derivas.



Curvas de fragilidad de 4 niveles de daño de componentes no estructurales sensibles a la aceleración.

Fuente: (Yamín Lacouture, 2016)

Tabla 21.

Valores de deriva de 4 niveles de daño de componentes estructurales.

Propiedades del Edificio		Derivas entre pisos en los estados de umbral de daño				
Tipo	Altura (Pulgada)	Leve	Moderado	Extenso	Completo	
	Cubierta					Modal
C1H	1440	864	0.0031	0.0054	0.0146	0.0375

Fuente: (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020)

La tabla 23 muestra los valores de deriva de 4 niveles de daño de componentes estructurales para edificios especiales con nivel de diseño sísmico de código moderado de HAZUS.

Tabla 22.

Desviaciones promedio - niveles de daño - no estructural (derivas).

Tipo de Construcción	Media del desplazamiento espectral (pulgadas) y desviación estándar logarítmica (Beta)							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Mediana	Beta	Mediana	Beta	Mediana	Beta	Mediana	Beta
C1H	3.46	0.71	6.91	0.71	21.6	0.79	43.2	0.93

Fuente: (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020)

La tabla 24 muestra valores de desviaciones promedio y estándar de 4 niveles de daño para componentes no estructurales sensibles a la deriva, para edificios específicos con nivel de diseño sísmico moderado de HAZUS (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020).

Tabla 23.

Desviaciones promedio - niveles de daño - no estructural (aceleración).

Tipo de Construcción	Mediana de Aceleración espectral (g) y desviación estándar logarítmica (Beta)							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Mediana	Beta	Mediana	Beta	Mediana	Beta	Mediana	Beta
C1H	0.38	0.65	0.75	0.65	1.5	0.65	3	0.65

Fuente: (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020)

Según esta curva de fragilidad, la estructura en sismos de campo cercano alcanza el 100% de probabilidad en las aceleraciones espectrales de 0,202 g, 0,323 g, 0,744 g y 1,646 g respectivamente en niveles de falla baja, moderada, extensa y completa (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020).

Además, las curvas de fragilidad de los componentes estructurales relacionados con los sismos de campo lejano muestran que la estructura alcanza el 100% de probabilidad de niveles de falla bajos, moderados, extensos y completos en las aceleraciones espectrales de 0.554 g, 1.106 g, 2.487 g y 2.5 g, respectivamente (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020).

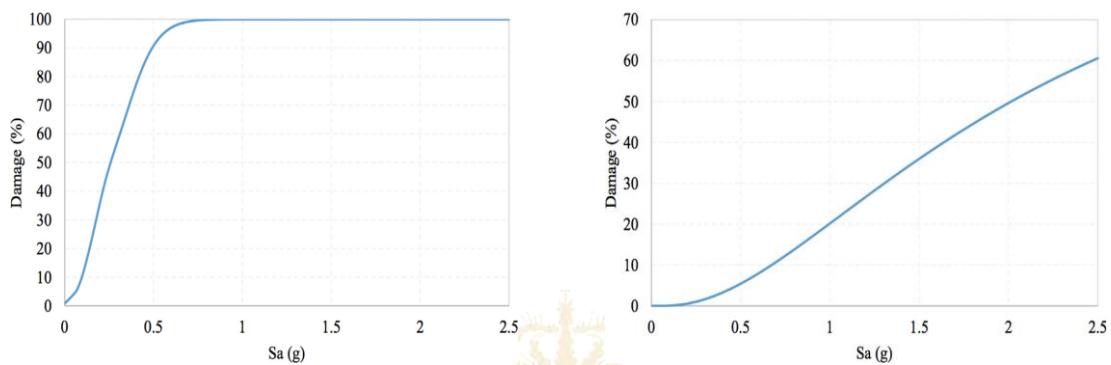
Las curvas de fragilidad de los componentes no estructurales sensibles a la aceleración y la deriva, respectivamente, indican que la estructura alcanza un 56% de falla completa en la

deriva de 50 pulgadas y un 39% de falla completa con una aceleración espectral de 2.5 g (Tablas 23 y 24) (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020).

La tabla 25 muestra valores de desviación estándar y media de 4 niveles de daño de componentes no estructurales sensibles a la aceleración para edificios específicos sísmicos de código moderada

Figura 25.

Curvas de vulnerabilidad para diferentes condiciones.



Curvas de vulnerabilidad estructural derivadas de sismos

Curvas de vulnerabilidad para componentes no estructurales sensibles a la aceleración.

Fuente: (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020)

Tabla 24.

Valores de pérdidas directas para sismos de epicentros cercano.

Descripción	El nivel de peligro sísmico (en términos de porcentaje en 50 años)			
	2%	5%	10%	20%
Perdida (%)	6.875	5.592	2.257	2.006

Fuente: (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020)

Paso 4. Curvas de vulnerabilidad

En este estudio, las curvas de vulnerabilidad se pueden derivar directamente de las curvas de fragilidad. Estas curvas son una herramienta indispensable para evaluar la pérdida estructural antes de un sismo.

Las curvas de vulnerabilidad de los componentes estructurales para sismos de campo cercano y lejano y componentes no estructurales son las siguientes. En este estudio, se utilizaron curvas de vulnerabilidad para obtener la función de pérdida (fig 11).

Paso 5. Definir función de pérdida

En la quinta etapa, se calcula la función de pérdida. Para calcular la función de pérdida, se utilizan las ecuaciones (26) y (27), porque, como se indicó anteriormente en esta sección, el cálculo de las pérdidas indirectas y de las directas es difícil y requiere mucho tiempo, por lo que en este estudio.

Se calcula la pérdida de componentes estructurales y no estructurales (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020). Según las ecuaciones (26) y (28) de la segunda sección, la tasa de inflación (r) es del 4% y la tasa de depreciación (δ) es del 1% (G. P. Cimellaro, 2007).

Tabla 25.

Valores de pérdidas directas para sismos de epicentros lejano.

Descripción	El nivel de peligro sísmico (en términos de porcentaje en 50 años)			
	2%	5%	10%	20%
Perdida (%)	4.338	2.388	0.789	0.725

Fuente: (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020)

Además, las tablas que muestran las relaciones de costo de reparación también se dan a continuación para componentes estructurales y no estructurales que son sensibles a la deriva y aceleración (FEMA, 2008)

Finalmente, los valores de pérdida directa total para cada uno de los niveles de peligro (probabilidad superior a 50 años) se dan en las siguientes tablas (25) y (26):

Paso 6. Definir las curvas de funcionalidad

Al mismo tiempo, el tiempo de recuperación se asume en la siguiente tabla (G. P. Cimellaro, 2007), y en base al año del incidente y los recursos disponibles, se ha utilizado la función de recuperación trigonométrica (Tabla 27).

Tabla 26.

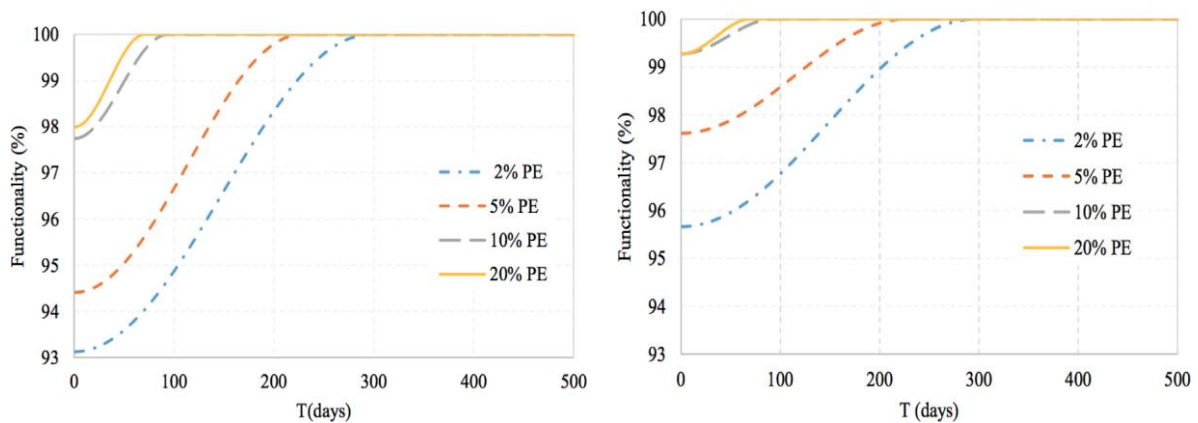
Valores del tiempo de recuperación según diferentes niveles de peligro.

Descripción	El nivel de peligro sísmico (en términos de porcentaje en 50 años)			
	2%	5%	10%	20%
Tiempo de recuperación (día)	297	228	94	71

Fuente: (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020)

Figura 26.

Curvas de funcionalidad para cuatro niveles de peligro sísmico.



Curvas de funcionalidad para cuatro niveles de peligro sísmico (probabilidad superior a 50 años) utilizando la función de recuperación trigonométrica para sismos de epicentros cercanos.

Curvas de funcionalidad para cuatro niveles de peligro sísmico (probabilidad superior a 50 años) utilizando la función de recuperación trigonométrica para sismos de epicentros lejanos.

Fuente: (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020)

Finalmente, las curvas de la funcionalidad de la estructura a diferentes niveles de riesgo representadas por Probabilidad Excedente en 50 años (PE) se obtienen de acuerdo con la Ec. (24) (Fig. 12).

Paso 7. Determinar el Índice de resiliencia sísmica

En el último paso, el índice de resiliencia sísmica se deriva usando la Ec. (23) y sus valores para diferentes niveles de peligro (Probabilidad superior en 50 años) para sismos de fallas lejanas y de campo cercano se presentan en las Tablas 28 y 29.

Tabla 27.

Valores de resiliencia para diferentes niveles de peligro – cercanos.

Probabilidad excedida en 50 años (%)	Tiempo de recuperación (días)	Funcionalidad residual (%)	Resiliencia (%)
2	297	93.1252	96.56
5	228	94.4085	97.2
10	94	97.7432	98.7
20	71	97.9946	99

Fuente: (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020)

Tabla 28.*Valores de resiliencia para diferentes niveles de peligro – Lejano.*

Probabilidad excedida en 50 años (%)	Tiempo de recuperación (días)	Funcionalidad residual (%)	Resiliencia (%)
2	297	95.6623	97.83
5	228	97.6123	98.81
10	94	99.2756	99.61
20	71	99.2757	99.64

Fuente: (Rezaei Ranjbar & Naderpour, 2020)**Base filosófica*****Amenaza Sísmica Probabilista para Resiliencia***

El entendimiento de los eventos sísmicos conlleva a un diseño con un adecuado desempeño, la cual se entiende establecer una estimación confiable. En los últimos años los eventos sísmicos se estudian con mayor énfasis como acción sísmica, que es la fuente que explica el comportamiento de los sistemas estructurales y es por la cual que la ingeniería estructural pasa a un plano secundario respecto a la ingeniería sismorresistente. Por tanto, se convierte en una prioridad de los científicos de la ingeniería sismorresistente en definir modelos con acción sísmica con mayor realismo. (Pinto et al., 2007)

Yamin (2015), en su trabajo de investigación “riesgo sísmico de edificaciones en términos de pérdidas económicas mediante integración de costos de reparación de componentes” fortalece el marco filosófico de la presente investigación, estableciendo que;

“De acuerdo con Bozorgnia & Bertero, 2004; Finn, 2000; Kramer, (1996) la amenaza sísmica en términos probabilistas en un sitio específico puede representarse mediante el valor de algún parámetro de intensidad sísmica determinado (p.e. aceleración pico horizontal del terreno, aceleraciones espectrales, velocidad máxima del sismo o cualquier otra) que puede verse excedido con una probabilidad determinada en un lapso de tiempo dado (p.e. 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años). Esta evaluación se realiza mediante la determinación de distribuciones de probabilidad de las magnitudes en cada una de las fuentes sísmicas, de las posibles ubicaciones de sismos a lo largo de la fuente y de la predicción del parámetro de respuesta de interés (J. H. Lee et al., 2016; Y. Lu et al., 2016). El

proceso se lleva a cabo mediante cuatro etapas: a) Identificar y caracterizar la geometría, la distribución de probabilidad de ocurrencia de rupturas y la recurrencia de magnitudes para cada una de las fuentes sísmicas que pueden generar un movimiento significativo en la zona de interés. b) Desarrollar una distribución de ocurrencias de eventos sísmicos para cada fuente utilizando una relación de recurrencias. La distribución puede ser aleatoria o dependiente del tiempo. c) Utilizando modelos predictivos, determinar el valor de los parámetros de intensidad sísmica en el sitio de interés (incluyendo la incertidumbre) para sismos de cualquier magnitud posible, que ocurran en cualquier ubicación de acuerdo con la geometría de cada una de las fuentes sísmicas identificadas. La estimación de los parámetros de movimiento debe incluir los efectos de sitio (respuesta dinámica local y efectos geométricos) y los eventuales efectos de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura. d) Combinar las incertidumbres en la ubicación de los eventos sísmicos y en la predicción de los parámetros de intensidad sísmica para obtener la probabilidad de que el parámetro de intensidad sísmica de interés sea excedido en un lapso de tiempo determinado. Para establecer modelos de análisis de amenaza probabilista como el empleado por Hazus (FEMA, 2009) o el CRISIS 2007 (M. Ordaz et al., 2007; M. G. Ordaz et al., 2019), permiten la generación de mapas de diferentes parámetros de intensidad sísmica de análisis para un conjunto de eventos estocásticos mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos que, en conjunto, representan todas las posibles ubicaciones y combinaciones de magnitudes en la zona de influencia. Para Mario Ordaz & Cardona, (2019) cada parámetro de intensidad se caracteriza por el valor medio y una medida de dispersión. Cada escenario estocástico tiene asociada una frecuencia anual o probabilidad de ocurrencia, lo descrito establece pautas para la aplicación como un modelo de amenaza para efecto de los análisis de riesgo probabilista.”(p.26)

Vulnerabilidad Sísmica: Estado del arte retrospectiva y prospectiva

Las víctimas humanas y las pérdidas económicas causadas por desastres naturales han aumentado drásticamente en las últimas dos décadas (Glaister & Pinho, 2003). Entre estos desastres naturales, los sismos han sido el fenómeno más catastrófico. Según la base de datos de los sismos dañinos de CATDAT, el sismo de Haití de 2010 provocó un número de muertos que se estimó en el rango de 46.000 a 316.000 víctimas. 12 meses después, en Japón, el sismo de Tohoku en 2011 causó 20.475 muertes y dejó a 1.108 millones de personas sin hogar

(Kassem, Mohamed Nazri, et al., 2020). Además, de las pérdidas de población que ocurrieron en el sismo de Tohoku de 2011, la pérdida económica fue de \$ 140 mil millones. Además, en el frente económico, una pérdida financiera causada en Turquía fue de \$ 2.2 mil millones después de la ocurrencia del sismo de Van en 2011, y se estimó en \$ 1.7 mil millones cuando el sismo de Sikkim azotó la India en 2011 (Daniell & Vervaeck, 2011). El desempeño de la evaluación sísmica de los edificios e infraestructura actuales atrajo una atención considerable de los sismólogos, debido a la susceptibilidad y la falta de desempeño de estas estructuras en el mundo durante la última década (Glaister & Pinho, 2003). Por lo tanto, la especulación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de los edificios se ha convertido en una preocupación importante a través de los procedimientos de evaluación sísmica en evolución (Masi & Vona, 2012). Generalmente, los procedimientos de evaluación de un edificio individual se basan en diferentes parámetros. Estos parámetros se centran en el sistema estructural, la capacidad sísmica, las condiciones del sismo, la regularidad del plano y la elevación y la recopilación limitada de datos de campo. Estos parámetros proporcionan una imagen o una estimación realista del comportamiento del sistema estructural. En otras palabras, los riesgos de un peligro sísmico son las posibilidades de alcanzar algunas pérdidas significativas en un cierto período de intervalo. Estas pérdidas se identifican como un índice económico que debe compensarse con el sistema para la evaluación de la condición antes de que ocurra un evento sísmico. La disparidad en la estructura y la seguridad del edificio debido al deterioro de los sismos se reconoce implícitamente a través de enfoques de etiquetado de la construcción, que se implementan después de las actividades sísmicas más importantes (Baggio et al., 2007). En tales enfoques, la protección posterior a un sismo se analiza comúnmente a través de una inspección visual completa, incluida la evaluación profesional del nivel de daño, la extensión y la usabilidad de la construcción asociada a través de un grupo de especialistas capacitados. La realización de una evaluación e investigación sísmicas son requisitos comunes para cualquier aplicación de gestión de crisis. El examen de peligros permite la posible falla de una amenaza sísmica en una etapa de alivio que se decidirá y marca la diferencia para crear planes de emergencia. Sin embargo, con frecuencia se ha discutido la necesidad de pautas y medidas claras para la reparación después de un temblor sísmico dañino. No obstante, si se tiene en cuenta la vulnerabilidad de amplio espectro dentro de un sistema de marco de evaluación cuantitativa regular, lo más importante y preferible es la modelización analítica de la construcción de la pérdida de rendimiento general (PL) (Baker, 2007; Kircher et al., 1997). Los investigadores propusieron muchos métodos para la evaluación del riesgo sísmico como parte de la predicción de pérdidas, que se clasificó en dos grupos principales; métodos

empíricos y analíticos. En los métodos empíricos de vulnerabilidad, la escala de daño se utilizó como un enfoque de indagación para desarrollar los datos del post-evento que vienen con estudios estadísticos como el contenido de los daños de la edificación, mientras que analíticamente, que se basó en las etapas límite y los atributos mecánicos o calidad de las estructuras. El propósito de este artículo de revisión es investigar los métodos de evaluación de vulnerabilidad sísmica disponibles en la literatura con un enfoque en los índices de vulnerabilidad sísmica empíricos y analíticos.

Resiliencia Sísmica en Sistemas Estructurales

La resiliencia se deriva de la palabra latina *resilio*, que significa “saltar hacia atrás” (Klein et al., 2003). El concepto de resiliencia se aplica en muchos campos y el original aún es controvertido: algunos dicen ecología (Batabyal, 1998), mientras que otros investigadores dicen física (Van der Leeuw & Aschan-Leygonie, 2005) (Van der Leeuw & Aschan-Leygonie, 2005). Sin embargo, la mayor parte de la literatura afirma que el estudio de la resiliencia evolucionó a partir de disciplinas de psicología y psiquiatría en la década de 1940 (Johnson & Wiechelt, 2004; Waller, 2001). Hoy en día, la resiliencia se aplica en muchos campos, especialmente en la gestión de desastres. Diferentes autores han propuesto diversas definiciones, que reflejan la complejidad de la materia, la sociedad y el pensamiento sobre los desastres y la construcción de resiliencia. En la Tabla 29 se enumeran algunas de las definiciones. Lo que se puede señalar es cómo se ha definido la resiliencia de dos maneras: como un resultado deseado o como un proceso que conduce a un resultado deseado (Kaplan, 2002). Al centrar la atención en la Tabla 30, se puede destacar un refinamiento gradual en la definición de resiliencia: de una más orientada a resultados a una más orientada a procesos. En la etapa inicial, los autores pensaban en la resiliencia como un proceso para alcanzar un resultado y el uso de palabras como "hacer frente", "recuperarse", "absorber los impactos negativos" para volver a la normalidad en el menor tiempo posible podría ser más apropiado para objetos capaces de recuperar su forma original después de una deformación (Manyena, 2006). Por otro lado, cuando se considera a las personas, la resiliencia se centra en la recuperación rápida de un shock, una enfermedad o una dificultad (Vickers & Kouzmin, 2001). El objetivo de la resiliencia ante desastres y, más en general, de la gestión del riesgo de desastres es garantizar una pérdida mínima de vidas y medios de vida y permitir que el sistema o el medio ambiente afectado vuelva a la normalidad en el menor tiempo posible. Desde este punto de vista, es importante subrayar que la resiliencia está posiblemente vinculada a la capacidad de las personas mucho más allá del mínimo de poder hacer frente.

Tabla 29.*Definición de resiliencia*

Autor	Definición
Wildavsky, (1988)	La resiliencia es la capacidad de hacer frente a peligros imprevistos después de que se han manifestado, aprendiendo a recuperarse.
Holling, Schindler, Walker, & Roughgarden, (1995)	Es la capacidad de amortiguación o la capacidad de un sistema para absorber perturbaciones, o la magnitud de la perturbación que puede absorberse antes de que un sistema cambie su estructura cambiando las variables.
Home III & Orr, (1997)	La resiliencia es una cualidad fundamental de los individuos, los grupos y las organizaciones, y los sistemas en su conjunto para responder de manera productiva a un cambio significativo que interrumpe el patrón esperado de eventos sin involucrarse en un período prolongado de comportamiento regresivo.
Mallak, (1998)	La resiliencia es la capacidad de un individuo u organización para diseñar e implementar rápidamente comportamientos adaptativos positivos que coincidan con la situación inmediata, mientras soporta un estrés mínimo.
Mileti, (1999)	La resiliencia local con respecto a los desastres significa que un lugar puede resistir un evento natural extremo sin sufrir pérdidas devastadoras, daños, disminución de la productividad o calidad de vida sin una gran cantidad de asistencia externa a la comunidad.
Comfort, (2007)	La capacidad de adaptar los recursos y habilidades existentes a los nuevos sistemas y condiciones operativas.
Paton, Smith, & Violanti, (2000)	La resiliencia describe un proceso activo de autocorrección, ingenio aprendido y crecimiento de la capacidad de funcionar psicológicamente a un nivel mucho mayor de lo esperado dadas las capacidades y experiencias previas del individuo.
Kendra & Wachtendorf, (2003)	La capacidad de responder a eventos únicos y singulares.
Omar D Cardona et al., (2003)	La capacidad del ecosistema o la comunidad dañada para absorber los impactos negativos y recuperarse de ellos.
Pelling, (2003)	La capacidad de un actor para afrontar o adaptarse al estrés por peligro.
(UNISDR, 2005)	La capacidad de un sistema, comunidad o sociedad potencialmente expuesta a peligros para adaptarse, resistiendo o cambiando para alcanzar y mantener un nivel aceptable de funcionamiento y estructura. Esto está determinado por el grado en que el sistema social es capaz de organizarse para aumentar esta capacidad de aprender de desastres pasados para una mejor protección futura y mejorar las medidas de reducción de riesgos.

Fuente: (Manyena, 2006)

Sobre la base de estas primeras observaciones, parece claro que la mera definición de resiliencia basada en estándares mínimos de desarrollo y requisitos puede ser una aplicación conceptual y práctica inadecuada del enfoque. El peligro de ver la resiliencia ante desastres como un resultado es la tendencia a reforzar la práctica tradicional de la gestión de desastres, que adopta una postura reactiva, lo que lleva a una propensión a seguir un modo paternalista que puede conducir a un sesgo de las actividades hacia la oferta en lugar de la demanda, subrayado por Manyena, (2006). Es posible que se descuiden actividades como la creación de capacidad comunitaria, la mitigación y la planificación de la preparación para emergencias, que tienen un gran impacto en las operaciones de respuesta y recuperación (McEntire et al., 2002). Además, estas observaciones se pueden transferir al campo de la ingeniería cuando el concepto de resiliencia se utiliza para edificios, comunidades de edificios e infraestructuras críticas.

En los últimos años los investigadores, ingenieros y especialistas han puesto mucha atención en el concepto de resiliencia, empujados por los eventos catastróficos descritos anteriormente y provocando la reacción de sociedades y políticos (Commission, 2006; McEntire et al., 2002); están tratando de no solo definir y aclarar el concepto de resiliencia, sino también implementar estrategias para mejorarlo en los sistemas de construcción nuevos y antiguos. Sin embargo, estas estrategias no pueden limitarse a la prescripción mínima en estándares y códigos, sino que deben definir nuevos procedimientos de diseño en requisitos como la gestión de desastres, donde se tienen en cuenta muchos aspectos socioeconómicos diferentes e interacciones complejas, como destacan McEntire et al., (2002).

Un marco Filosófico Conceptual para Resiliencia

Debido al alcance de las consecuencias catastróficas que puede tener un sismo, la resiliencia sísmica de las comunidades ha recibido una atención temprana por parte de investigadores, diseñadores, planificadores urbanos y administradores. Por ejemplo, la Ley de Mitigación de Desastres de 2000 en los Estados Unidos, que proporciona la base legal para la planificación de mitigación de FEMA, ha promovido la mitigación, la preparación y el fortalecimiento de las comunidades contra los desastres. Después del sismo de Northridge de 1994, California ha dado pasos adicionales en esta dirección al promulgar la ordenanza SB1953 (Meade & Kulick, 2007). Esta ordenanza requiere que las instalaciones de cuidados intensivos deben ser modernizadas para 2030 (con dos hitos intermedios de 2008 y 2013) al nivel que les permitiría estar en pleno funcionamiento después de un sismo.

a) Dimensiones de la resiliencia

Trabajando en el campo de la mitigación sísmica, Bruneau et al., (2003), han sugerido que la resiliencia se puede conceptualizar en cuatro dimensiones interrelacionadas: técnica, organizacional, social y económica (referidas bajo el acrónimo: TOSE). La resiliencia técnica se refiere a la respuesta y el desempeño de los sistemas físicos cuando están sujetos a fuerzas sísmicas. La resiliencia organizacional se refiere a la capacidad y habilidad de las agencias / organizaciones para responder a emergencias y llevar a cabo funciones críticas. La resiliencia social se refiere a la capacidad de reducir las consecuencias sociales negativas de la pérdida de servicios críticos como consecuencia de eventos catastróficos. La resiliencia económica se refiere a la capacidad de reducir las pérdidas económicas directas e indirectas resultantes de sismos destructivos. Como se argumentó, de estas cuatro dimensiones, las dimensiones técnicas y organizativas son las más pertinentes para el desempeño y la resiliencia de sistemas críticos como energía eléctrica, agua, hospital y respuesta a emergencias. Las dimensiones sociales y económicas son más relevantes para el desempeño y la resiliencia de la comunidad en su conjunto.

b) Propiedades de la resiliencia.

Bruneau et al., (2003), sugieren además que la resiliencia tiene cuatro propiedades principales: robustez, rapidez, redundancia e ingenio (abreviado como: 4 Rs). La robustez se refiere a la resistencia, o la capacidad de elementos, sistemas y otras unidades de análisis para soportar un determinado nivel de estrés o demanda sin sufrir degradación o pérdida de función. Se puede pensar en la rapidez como la capacidad de cumplir con las prioridades y lograr los objetivos de manera oportuna para contener las pérdidas y evitar futuras interrupciones. La redundancia se refiere a la disponibilidad de elementos o sistemas sustituibles que pueden activarse cuando ocurren interrupciones relacionadas con un sismo. Finalmente, el ingenio es la capacidad de movilizar y aplicar recursos materiales y humanos para lograr objetivos en caso de interrupciones. De estas cuatro propiedades, es útil ver la robustez y la rapidez como los fines deseados de las medidas de mejora de la resiliencia, y la redundancia y el ingenio como algunos de los medios para estos fines, respectivamente.

En cuanto a la resiliencia sísmica de las comunidades, de los diversos factores que pueden afectarla, parece lógico comenzar por enfocarse en las organizaciones e instalaciones, cuya función es fundamental para el bienestar de la comunidad luego de los desastres sísmicos. Estas instalaciones críticas incluyen energía eléctrica y líneas de vida de agua, salud pública

(hospitales de cuidados intensivos) y servicios que tienen la responsabilidad de la gestión de emergencias a nivel de la comunidad local. Estas organizaciones forman la "columna vertebral" del funcionamiento de la comunidad. Para estas situaciones, Bruneau, Eeri, et al., (2003), proponen un conjunto de varias medidas ilustrativas de resiliencia, que se relacionan con las cuatro dimensiones y cuatro propiedades anteriores. Las medidas que se refieren al desempeño del sistema "global" se informan en la Tabla 32. Sin embargo, como se indica, tales medidas y matrices de desempeño sirven principalmente para ilustrar las definiciones, y a través de la investigación estas medidas deben refinarse para que sean más consistentes con la noción de resiliencia del sistema y la comunidad. De hecho, dado que la resiliencia es un concepto multidimensional, desarrollar medidas de resiliencia que sean cuantificables, concisas y significativas sigue siendo siempre el principal desafío. En los siguientes capítulos se presenta un intento de lograr tal configuración.

Tabla 30.*Medidas de desempeño global*

Desempeño	Criterios de desempeño			
	Robustez	Redundancia	Inventiva	Rapidez/Ingenio
Técnica	Evitar daños y prestación continua de servicios	Sistemas de copia de seguridad / duplicados, equipo y suministros	Tecnologías y metodologías de diagnóstico y detección de daños	Optimización del tiempo para volver a los niveles funcionales previos al evento
Organización	Capacidad para continua y realizar funciones inmediatas	Recursos de respaldo para mantener las operaciones (por ejemplo, sitios alternativos)	Planes y recursos para hacer frente a los daños y las interrupciones (por ejemplo, ayuda mutua, planes de emergencia, sistemas de apoyo a la toma de decisiones)	Minimice el tiempo necesario para restaurar los servicios y realizar tareas de respuesta clave
Social	Evitación de víctimas y trastornos en la comunidad	Medios alternativos para satisfacer las necesidades de la comunidad	Planes y recursos para satisfacer las necesidades de la comunidad	Optimización del tiempo para volver a los niveles funcionales previos al evento
Económico	Evitar pérdidas económicas directas e indirectas	Capacidad económica sin explotar o en exceso (por ejemplo, inventarios, proveedores)	Medidas de estabilización (por ejemplo, mejora de la capacidad y modificación de la demanda, asistencia externa, optimización de las estrategias de recuperación)	Optimización del tiempo para volver a los niveles funcionales previos al evento

Fuente: Bruneau, Eeri, et al., (2003)

Base conceptual extendida

Métodos de Análisis y Aspectos Conceptuales.

Análisis Estático Lineal.

Moreno et al. (2007) definen el análisis estático lineal como “La estructura es modelada como un sistema equivalente de uno o varios grados de libertad (*GDL*) con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada por una fuerza lateral equivalente, con el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que el sismo que ésta representa. Basados en el primer modo de vibración del edificio (modo predominante), la fuerza lateral es distribuida en la altura del edificio y las correspondientes fuerzas y desplazamientos internos son calculados usando el análisis elástico lineal”.

Análisis Dinámico Lineal.

Moreno et al. (2007) definen el análisis dinámico lineal como, la estructura es modelada como un sistema de uno o varios grados de libertad, con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada usando un análisis modal o bien un análisis de historias en el tiempo (time-history). El análisis modal supone que la respuesta dinámica de un edificio puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibración usando el espectro de respuesta elástico lineal. Solamente se consideran los modos que contribuyen de forma significativa a la respuesta de la estructura. La mayoría de los códigos sísmicos requieren que se incluyan suficientes modos de vibración como para movilizar un 90% de la masa efectiva. El análisis de historias en el tiempo implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio, usando registros reales o acelerogramas artificiales como movimiento de entrada. En ambos casos, tanto las correspondientes fuerzas como los desplazamientos internos se calculan usando un análisis lineal elástico (Moreno et al., 2007).

Análisis Estático No Lineal.

Para Moreno et al. (2007) el análisis estático no lineal se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales (Garrido, 2015). Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis (ver por ejemplo ATC-40, FEMA-273) pero todos ellos tienen en común que las características no lineales (fuerza-deformación) de la estructura, son representadas por una curva de capacidad (pushover) (Garrido, 2015).

El máximo desplazamiento que, probablemente, puede ser experimentado durante un sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelásticos. La gran ventaja de este método con respecto al análisis lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material (mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta de forma aproximada, mediante el factor de comportamiento o de reducción del espectro) y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo (Moreno et al., 2007).

Análisis Dinámico No Lineal.

Para Moreno et al. (2007) manifiesta que el análisis dinámico no lineal que, con este método la estructura es modelada de manera similar al análisis dinámico lineal, pero incorporando directamente la respuesta inelástica del material. La principal diferencia es que el sismo de entrada solo puede ser modelado usando una función de historias en el tiempo, el cual implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio. Es la técnica de análisis más sofisticada disponible. Es posible incluir la participación de los componentes no estructurales y, además, se puede incluir la interacción suelo estructura.

Esta técnica requiere el uso de programas computacionales sofisticados de análisis no lineal en 2D ó 3D y los resultados deben ser utilizados cuidadosamente, debido a las posibles incertidumbres existentes en el modelo, así como también, en la representación de la acción sísmica. La respuesta puede ser muy sensible a las características del sismo de entrada, por lo tanto, se requieren varios análisis de historias en el tiempo usando diferentes registros de acelerogramas. Este tipo de análisis para predecir las fuerzas y desplazamientos bajo un movimiento sísmico es muy costoso. El principal valor de un análisis dinámico no lineal es que constituye una potente herramienta de investigación, que permite simular el comportamiento de una estructura en detalle, es decir, para describir los desplazamientos esperados, así como la distribución y propagación del daño, la distribución de esfuerzos verticales y de cortante y la forma de la curva histerética (Moreno et al., 2007).

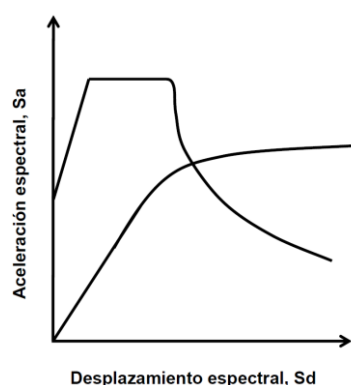
Curvas y Espectro de Capacidad.

La capacidad de una estructura es representada por una curva de capacidad. La curva de capacidad es la relación entre la resistencia de carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico (Kircher et al., 1997). La curva de capacidad es obtenida, típicamente, por medio de un análisis estático no lineal, conocido también como análisis pushover.

Garrido (2015), define que; Para obtener el espectro de capacidad de una estructura, se necesita transformar (punto a punto) la curva de capacidad a coordenadas espectrales. El espectro de capacidad es la representación de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales conocido como ADRS (ADRS: Acceleration – Displacement – Response – Spectra) o como curva AD (aceleración-desplazamiento). Esta curva relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral (figura 27).

Figura 27.

Espectro de capacidad y demanda.



Fuente: (Barbat et al., 2015)

La curva de capacidad (desplazamiento-fuerza) es convertida a aceleración y desplazamiento espectral, dando origen a una nueva curva llamada espectro de capacidad. Esta transformación de la curva de capacidad a coordenadas espectrales es realizada para poder ser comparada con el espectro de demanda. Una forma de transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad, ver ecuación 69 y 70 del Anexo D.

En estas ecuaciones, S_a representa la aceleración que sufre la masa desplazada según el modo fundamental, de igual forma, S_d es el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento de la cubierta es $\Delta_{Cubierta}$ (Moreno et al., 2007).

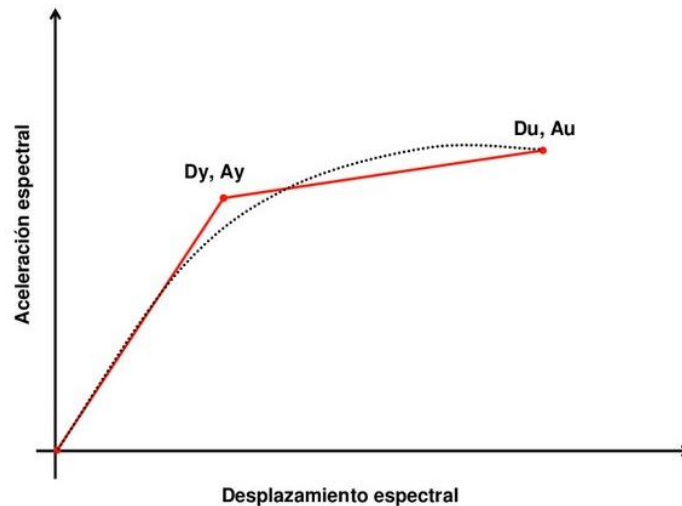
Espectro de Capacidad Bilineal.

Con la finalidad de tener parámetros objetivos y cuantificables respecto al comportamiento de la estructura, el espectro de capacidad se representa por medio de una curva bilineal simplificada definida por dos puntos de control: capacidad de cedencia (D_y, A_y) y capacidad última (D_u, A_u) (ver figura 28). **El punto de cedencia** representa el desplazamiento en el que la respuesta del edificio empieza a ser fundamentalmente no lineal. Este punto viene

definido por (D_y, A_y) , donde D se refiere al desplazamiento, A a la aceleración y el subíndice “y” se refiere a la cedencia (Moreno et al., 2007).

Figura 28.

Representación bilineal de la curva de capacidad.



Fuente: (Moreno González, 2006).

El punto de capacidad última representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso.

Este punto viene definido por (D_u, A_u) , donde el subíndice u se refiere a la capacidad última. Los puntos de capacidad de cedencia y capacidad última son fundamentales ya que se relacionan con la ductilidad global de la estructura (Moreno et al., 2007).

En esta metodología, la representación bilineal de la curva del espectro de capacidad se determinó con un criterio de balance de energía.

Así, se busca una curva bilineal que pueda absorber la misma energía que la curva de capacidad real (área bajo la curva) y que tenga el mismo punto de colapso. Partiendo de la rigidez elástica, el punto de cedencia se define de forma que el área bajo la curva de capacidad y el área bajo su aproximación bilineal coincidan (Moreno et al., 2007).

El punto de desplazamiento último se obtiene cuando la estructura alcanza su capacidad última o cuando alcanza su máxima ductilidad de desplazamiento (μ_d), ver ecuación 71 del Anexo D.

Una estructura tiene ductilidad, cuando es capaz de responder inelásticamente a una acción sísmica prevista en su diseño, sin una degradación significativa de la resistencia.

Respuesta Dinámica de Sistemas Estructurales

Sistemas de un Grado de Libertad.

El sistema más sencillo y fundamental es el de un oscilador simple, el cual está representado por una masa soportada por un elemento estructural vertical (columna).

Este sistema se utiliza para estudiar la respuesta de un sistema de un grado de libertad (SDOF: single-degree-of-freedom). En el sistema idealizado, la masa (m) representa el peso del sistema dividido por la aceleración de la gravedad, y el pilar representa la rigidez (k). La segunda ley de Newton establece que la fuerza de inercia desarrollada en la masa durante un instante de tiempo es proporcional al producto de la masa (m) por su aceleración (\ddot{x}) (Moreno et al., 2007).

La amplitud de vibración libre, en ausencia de fuerzas externas, decae con el tiempo, indicando que existe un mecanismo que disipa la energía. La disipación de energía puede ser explicada por la fricción de los miembros en movimiento, la viscosidad de los materiales, la disipación de la energía histéresis durante la respuesta inelástica, pero realmente, aún hoy en día, la fuente real no está claramente identificada. En cualquier caso, la disipación de la energía dentro de una estructura causa una vibración libre amortiguada y una cantidad de amortiguamiento viscoso equivalente (C) que englobe los anteriores efectos. La ecuación dinámica de equilibrio ver ecuación 72 del Anexo D.

La ecuación (72) indica que el sistema que es excitado en su base por un movimiento sísmico es equivalente a un sistema fijado en la base que tiene unas cargas dinámicas aplicadas en su masa (Moreno et al., 2007). La frecuencia angular propia (ω) de este sistema viene ver ecuación 73 del Anexo D.:

Suponiendo una respuesta elástica lineal, la aceleración pico absoluta y el desplazamiento de respuesta relativo para un movimiento sísmico, puede ser calculado en función del período de vibración ($T = 2\pi/\omega$) y del amortiguamiento viscoso.

Sistemas de Varios Grados de Libertad.

La formulación de equilibrio dinámico para un sistema SDOF (ecuación 72), puede ser extendida a un sistema con múltiples grados de libertad (MDOF: múltiple – degree – of – freedom). Las estructuras típicas en la ingeniería civil no son siempre esquematizadas como SDOF, sino que se necesitan modelar como MDOF. Por ejemplo, los edificios de varios pisos

son analizados como sistemas MDOF. La ecuación dinámica de equilibrio del sistema MDOF, ver ecuación 74 del Anexo D.

En el caso de edificios de varios pisos, con sistemas rígidos, es posible esquematizar la estructura considerando una sola masa concentrada en cada piso, obteniendo así el mínimo número de grados de libertad. En este caso hipotético, un edificio de n plantas, con diafragma horizontal, infinitamente rígido en su plano, y columnas infinitamente rígidas axialmente, puede ser descrito con solo tres grados de libertad por piso (2 traslacionales y 1 rotacional) (Moreno et al., 2007).

Espectros de Respuesta.

Las características de un registro sísmico dado son a menudo representadas por su espectro de respuesta, el cual relaciona un parámetro de respuesta dado con el período natural. El parámetro de respuesta puede ser la aceleración, la velocidad o el desplazamiento. Un espectro de respuesta da la respuesta máxima amortiguada de todos los posibles sistemas de un grado de libertad lineales, usando la frecuencia natural o el período y el amortiguamiento para describir el sistema. La definición del espectro de respuesta de desplazamiento es; ver ecuación 75 del Anexo D.

El valor del desplazamiento del espectro de respuesta (para un período de vibración T y un coeficiente de amortiguamiento ξ) es el máximo desplazamiento relativo u , en valor absoluto, que un sistema SDOF sostenga cuando es sujeto al acelerograma en estudio. El espectro de respuesta de velocidad viene dado por; ver ecuación 76, 77 y 78 del Anexo D.

Riesgo Sísmico

La investigación, su esencia y arte.

El riesgo sísmico es entendido como la probabilidad de que se presenten pérdidas humanas, sociales y/o económicas a causa de eventos sísmicos. Dicho riesgo se debe a la combinación de tres factores: amenaza sísmica, exposición y vulnerabilidad. (Villar-Vega et al., 2017b). El riesgo sísmico físico se define como el grado de pérdidas esperadas debido a un sismo y como una función de la peligrosidad sísmica y de la vulnerabilidad de la estructura. La peligrosidad se puede expresar en función de la aceleración o de la intensidad y la vulnerabilidad en términos de índices, curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.

Debido a que los eventos sísmicos son fenómenos aleatorios, es conveniente usar las probabilidades para caracterizar el riesgo sísmico. El riesgo físico se puede calcular como la pérdida esperada en un período de tiempo y se suele expresar en pérdidas económicas o

humanas. Así como para la amenaza o peligrosidad se pueden crear mapas, para el riesgo también. Los escenarios sísmicos son muy importantes para elaborar planes de emergencia y para planificar el territorio. Estos escenarios reflejan, de acuerdo con el grado de vulnerabilidad del sistema expuesto, la distribución espacial de los efectos que puede causar un sismo de cierta intensidad sobre una zona (Barbat & Pujades, 1998; Salgado-Gálvez et al., 2015).

Exposición Sísmica.

La exposición sísmica, que se refiere a los elementos susceptibles de sufrir daño durante un evento sísmico, por lo tanto, incluye la descripción de la población de un lugar, su infraestructura representada por los diferentes sistemas estructurales existentes, su distribución y su valor económico. Elaborar modelos de exposición detallados de los focos poblacionales del territorio como ciudades, pueblos, municipios, etc., es muy importante, ya que éstos son los centros de la actividad económica y es donde se concentra la mayor parte de la población. El desconocimiento del escenario catastrófico, propio del territorio, genera un reto para la sostenibilidad económica y la integridad física de los habitantes. Consecuentemente, Yamin (2015), La exposición sísmica: corresponde al portafolio de edificaciones de análisis, el cual debe especificar la localización geográfica de cada una de las edificaciones, el valor económico total de reposición y las características y propiedades que permitan asignar a cada edificación una tipología característica con su respectiva función de vulnerabilidad. (L. Yamin et al., 2017).

Amenaza Sísmica.

La amenaza sísmica se refiere a la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico en el lugar bajo estudio. (Acevedo et al., 2017; Aroquipa et al., 2017). La amenaza sísmica, busca capturar los principales rasgos o atributos de la edificación que inciden en su desempeño ante sismos, permitiendo describir su vulnerabilidad ante estos eventos naturales. A su vez consiste en estimar la cantidad de edificaciones con determinados atributos estructurales en un espacio geográfico específico. Asimismo, la amenaza sísmica como la probabilidad de ocurrencia de un temblor de tierra debido a un sismo, o efectos tales como: ruptura de la superficie terrestre, deslizamientos o efectos de licuefacción, causados por dicho temblor; los movimientos telúricos antes descritos, y todos aquellos otros que ocurren a diario en el territorio colombiano, constituyen la amenaza sísmica del país.

Vulnerabilidad Sísmica.

La vulnerabilidad sísmica es la probabilidad de daño que presenta una estructura cuando se somete a un efecto particular de un sismo (Bommer & Boore, 2004; Selley et al.,

2004). Perú, es entonces un país con una alta vulnerabilidad debido a que gran parte de sus construcciones presentarán, probablemente, un comportamiento inadecuado durante la ocurrencia de un movimiento telúrico fuerte, y por ende sufrirán daños considerables y posibles colapsos.

Un análisis de vulnerabilidad es un estudio de la capacidad de un sistema de resistir o absorber el impacto de un suceso que caracteriza una amenaza y, por lo tanto, se diferencia del análisis de riesgo, que es la estimación de pérdidas de acuerdo con el grado de amenaza considerado y con el nivel de vulnerabilidad existente en el sistema expuesto (Barbat et al., 2016; Pujades & Barbat, 2011).

Evaluación del daño sísmico

Daño Sísmico.

El daño sísmico representa el nivel de deterioro de un sistema causado por una acción sísmica. Hoy en día existen muchos modelos para evaluar o cuantificar el daño. Sin embargo, aún no existe un criterio específico para definir los modelos de daño de forma unificada.

En las escalas de intensidad clásicas, la definición del daño se hacía en términos cualitativos. Este tipo de esquemas se basaban en la observación e identificación de daños reales, verificados en las estructuras después de la ocurrencia de un sismo de determinadas características (Bonett Díaz, 2003; Montanaro, 2002; Moreno González, 2006).

Una estructura está compuesta por sistemas estructurales y por sistemas no estructurales. Dependiendo donde la estructura sufra daños, estos pueden ser daños estructurales o no estructurales. El daño estructural es el que se produce en los elementos que conforman el sistema resistente (columnas, vigas y muros de carga); los elementos que no forman parte del sistema estructural resistente como, por ejemplo, los revestimientos, las divisiones con tabiques, son los que se consideran dentro del daño no estructural.

Se describen, a continuación, los daños típicos causados por los grandes sismos tanto en edificios de concreto como de obra de fábrica. En cuanto a los edificios de concreto, en los pilares (columnas) aparecen grietas a 45° y a 90° , las diagonales son a causa de la torsión y del cortante, y las grietas verticales son debidas al desprendimiento del concreto, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales; en las vigas también se producen grietas diagonales debido al cortante (falla del acero transversal) y a la torsión. También existen grietas verticales (rotura del acero longitudinal), aplastamiento del concreto por flexión. Cuando el

diseño de la unión es insuficiente, en los nodos aparecen grietas inclinadas (45°) debidas al cortante. Estas conexiones son las más importantes y se deben diseñar y ejecutar cuidadosamente. En los forjados o losas se pueden producir, alrededor de los pilares, unas grietas debidas al punzonamiento y, a causa de la flexión, se pueden producir también grietas a lo largo de todo el forjado. En cuanto a los daños no estructurales, los más comunes son el agrietamiento de muros divisorios, en los que el cortante produce unas grietas diagonales en forma de X (cruces de San Andrés) y unas grietas verticales, que aparecen en las esquinas y en la zona central y que son debidas a la tendencia al vuelco que tienen los muros, y a la flexión. Otros daños típicos no estructurales son el desprendimiento de acabados, rotura de cristales, de instalaciones. Cuando los pórticos poseen tabiques de relleno al entrar en contacto con ellos se vuelven más rígidos, cambiando las propiedades dinámicas de la estructura. Cuando se tienen ventanas rectangulares en el tope de un muro de relleno formando pilares cortos, se producen daños fuertes ya que el pilar tiende a fallar por los elevados esfuerzos cortantes que se producen al impedir su deformación hasta la altura total de piso.

Como medida representativa de la degradación estructural se define un parámetro indicador del daño, el cual se puede definir a nivel local, que representa el nivel de daño en un elemento individual, y a nivel global, que representa el daño en una estructura entera. Estos índices pueden estar basados en algunos resultados como la respuesta medida de una estructura durante un sismo, en los resultados de un análisis dinámico no lineal o en la comparación de las propiedades físicas estructurales antes y después de un evento sísmico.

Para caracterizar el estado de una estructura después de un evento sísmico, existen muchos índices de daño, como los descritos en el marco teórico, que se basan en el concepto de ductilidad, sin considerar el daño acumulado bajo cargas sísmicas. Otros modelos se basan en la deformación plástica y en la energía absorbida durante un sismo. Algunos estudios relacionados con el daño son Banon, Irvine, & Biggs, (1981); Bracci, Reinhorn, Mander, & Kunnath, (1989); Chung, Meyer, & Shinozuka, (1988); DiPasquale & Cakmak, 1988; Hasselman, Eguchi, & Wiggins, (1980); Kunnath, Reinhorn, & Lobo, (1992); Kunnath et al., (1992); Roufaiel & Meyer, (1987). En cuanto a los índices de daño global, estos se suelen calcular como un promedio ponderado de los índices de daño locales, siendo necesario definir unos factores de ponderación que estén relacionados con la cantidad de energía absorbida a nivel local o que estén relacionados con criterios de importancia. Además, los índices de daño global, se pueden calcular con parámetros modales, tales como el período natural de vibración (Baggio et al., 2007; Bramerini et al., 1995).

Índice de Daños.

a. Índice de Park y Ang

Un índice de daño ampliamente utilizado para estructuras de concreto, es el de Park & Ang, (1985); Park, Ang, & Wen, (1985). Este índice ha sido calibrado usando datos reales de muchas estructuras dañadas por sismos pasados.

Este índice de daño global se usa para representar el comportamiento del sistema estructural y se define como un promedio ponderado de índices de daño local (D_i) usando la energía disipada (E_i) en el elemento correspondiente como coeficiente de ponderación. El índice de daño global (D_T) viene dado por; ver ecuación 79 del Anexo D.

El daño estructural se cuantifica por cinco estados discretos de daño: nulo, leve, moderado, severo y colapso. La Tabla 33, muestra los valores del índice de daño de Y. J. Park, Ang, & Wen, (1987) correspondientes a los distintos estados de daño.

Tabla 31.

Rangos del índice de daño de Park y Ang.

Estado de daño	Rango para el índice
Menor	0.1 - 0.2
Moderado	0.2 - 0.5
Severo	0.5 - 1.0
Colapso	> 1.0

Fuente: (Y. J. Park et al., 1987; L. Yamin, 2015)

Estos estados de daño han sido calibrados con numerosos ensayos de laboratorio y con evaluaciones hechas a edificios de concreto armado después de sismos.

Tabla 32.

Rangos del índice de Bracci para los diferentes estados de daño.

Estado de daño	Rango de variación del índice de daño
No daño < 0.33	< 0.33
Reparable	0.33 - 0.66
Irreparable	0.66 - 1.0
Colapso	> 1.0

Fuente: (Bracci et al., 1989)

b. Índice de Roufaiel y Meyer

Roufaiel y Meyer, (1987) proponen calcular el parámetro de daño global de una estructura por medio de su curva de capacidad; ver ecuación 80 del Anexo D. Donde: dm es el desplazamiento lateral máximo en el último piso del edificio, dy es el desplazamiento de cedencia, du es el desplazamiento ultimo y H es la altura total del edificio (Roufaiel & Meyer, 1987).

c. Índice de Bracci

El índice de daño de Bracci et al., (1989) está basado en el diagrama momento-curvatura. Estos autores han realizado ensayos sobre columnas y sobre pórticos. En la Tabla 34, se muestran los rangos de variación del índice de daño de Bracci para los diferentes estados de daño.

Tabla 33.

Límites del índice de Calvi para los estados de daño - mampostería.

Estado de daño	Intervalos de derivas, δ (%)
Leve (LS1)	< 0.1
Moderado (LS2)	0.1 - 0.3
Severo (LS3)	0.3 - 0.5
Colapso (LS4)	> 0.5

Fuente: (G. M. Calvi, 1999)

d. Índice de Calvi

G. Calvi, (1997; G Michele Calvi, Kingsley, & Magenes, (1996; Gian Michele Calvi, (1999) desarrolló un procedimiento simplificado para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios de mampostería, sujetos a un mecanismo de fallo en el plano. Este procedimiento considera la disipación de energía y la capacidad de desplazamiento de los edificios existentes y, a través de una metodología probabilística muy simple, calcula la probabilidad de ocurrencia de un estado de daño límite para un sismo dado.

La demanda sísmica se define en términos del espectro de respuesta. Los estados límites se definen en términos de la deriva de piso.

La Tabla 34, muestra los intervalos de la deriva de entrepiso para los cuatro estados de daño (G. Calvi, 1997; G. M. Calvi, 1999; G. M. Calvi et al., 1996; Faccioli et al., 1999).

El daño se cuantifica mediante una matriz de probabilidad de daño, que, para un desplazamiento o aceleración espectral dada, define la probabilidad de que se dé un estado de daño. Un parámetro de daño medio (D_M) ponderado definido como; ver ecuación 81 del Anexo D.

Yamin (2015), manifiesta que se han propuesto múltiples versiones de índices de daño (Askan & Yucemen, 2010; Augusti & Ciampoli, 2008; Bonett Díaz, 2003; Dumova-Jovanoska, 2000; Vargas Alzate, 2013), aunque la mayoría de ellas adolecen la misma limitación en relación a que la descripción del daño es cualitativa y sujeta a interpretación y juicio personal y, por lo general, no permiten una evaluación rigurosa de las pérdidas económicas asociadas.

Evaluación del Desempeño Sísmico

La capacidad de una estructura se puede evaluar a partir del análisis estático no lineal de carga incremental, llamado en inglés “pushover análisis” (PA). A continuación, se explica el procedimiento a seguir para estudiar la capacidad de una estructura a partir de este método y, además, se explica cómo se puede obtener un espectro de capacidad desde una curva de capacidad. Para ello, se plantea la hipótesis de que la estructura mueve más masa cuando vibra como un sistema de un grado de libertad, hipótesis que está apoyada en los factores de participación modal y en la masa efectiva. A partir de las curvas de capacidad se desarrolla el método del espectro de capacidad, ampliamente utilizado hoy en día en el diseño y la evaluación sismo-resistente de las estructuras (Chopra & Goel, 2002; Fajfar, 1999; Freeman, 1978; Reyes & Chopra, 2012). Finalmente, se muestra cómo, a partir de una representación bilineal del espectro de capacidad, se pueden obtener curvas de fragilidad que representan la susceptibilidad de una estructura a ser dañada debido a un sismo y curvas de daño que se obtienen después de cruzar la demanda y la capacidad (Y. Vargas, 2013).

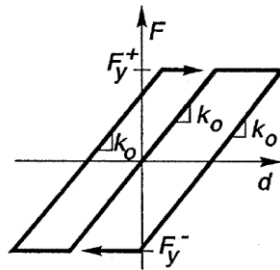
El Análisis Estático no Lineal y la Curva de Capacidad.

Una herramienta frecuentemente usada para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a cargas horizontales es el análisis estático no lineal de carga incremental, el así llamado “pushover análisis” (PA). Esta herramienta numérica consiste en aplicar una carga horizontal a la estructura, de acuerdo a un patrón de fuerzas determinado, e ir incrementando su valor hasta que, de acuerdo con algún criterio prefijado, se considere que la estructura ha colapsado. En este análisis se consideran dos variables de control que son el desplazamiento en el techo de la estructura, δ , y el contante en la base V , que dependen de las fuerzas aplicadas. La relación entre las variables V y δ es la curva de capacidad. El cálculo de dicha curva depende

del modelo constitutivo considerado para los elementos estructurales en el modelo computacional. En el caso de análisis estático incremental es común utilizar un modelo constitutivo elasto-plástico, como el que se muestra en la Figura 29, razón por la cual hay que definir los límites entre los que los materiales tienen un comportamiento lineal y elástico (Y. Vargas, 2013).

Figura 29.

Modelo constitutivo elasto-plástico

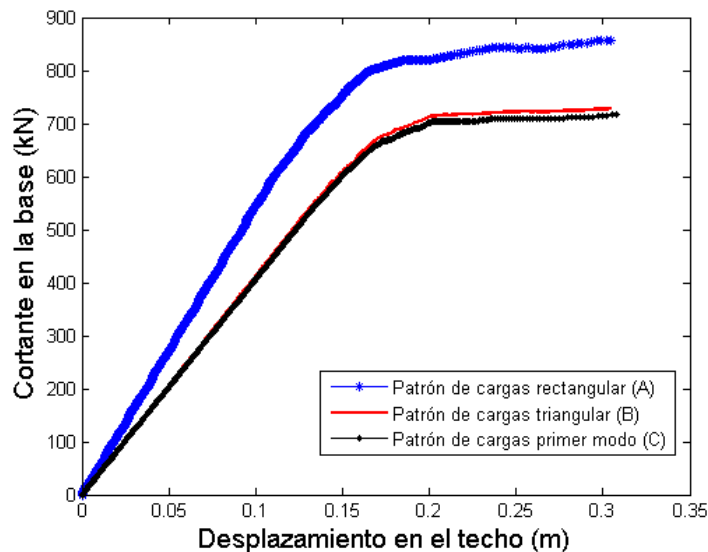


Fuente: (Vargas Alzate, 2013)

Durante el análisis, el amortiguamiento es ignorado y la masa sólo es usada para calcular los incrementos de carga lateral. En la Figura 29 se muestran los resultados obtenidos con este procedimiento, comparados con los resultados obtenidos previamente para diferentes patrones de carga que se muestran en la Figura 30 (Y. Vargas, 2013).

Figura 30.

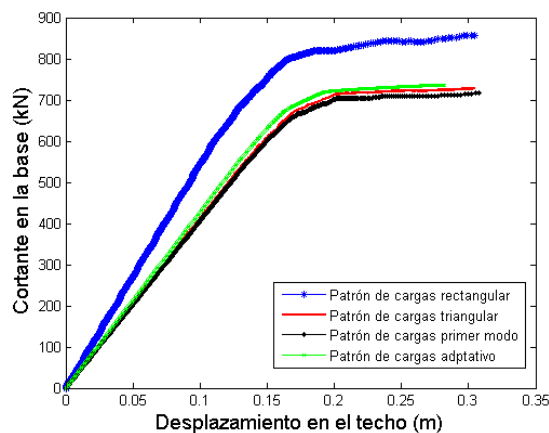
Curvas de capacidad para varios patrones de carga en la altura.



Fuente: (Vargas Alzate, 2013)

Figura 31.

Curvas de capacidad con varios patrones de carga.



Fuente: (Vargas Alzate, 2013)

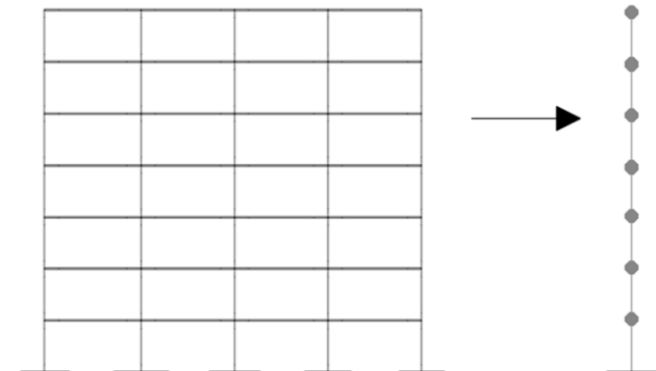
Espectro de Capacidad.

El método de espectro de capacidad es un procedimiento ampliamente utilizado para determinar puntos de desempeño. Dicho método mediante un procedimiento gráfico compara la capacidad de la estructura para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro elástico reducido.

El método del espectro de capacidad fue propuesto por Freeman, (1978), como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico. Posteriormente fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes (ATC, 1996). En la actualidad, el método constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad.

Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido (Freeman, 1978). Asimismo, para Vargas Alzate, (2013) la representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

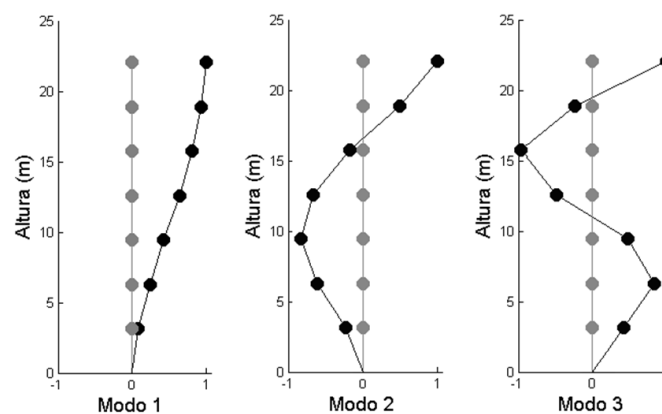
El procedimiento para transformar una curva de capacidad en un espectro de capacidad utiliza ciertos fundamentos de la dinámica de estructuras. La nomenclatura que se emplea a continuación es la del ATC-40 (ATC, 1996). A continuación, se muestra la modelización para el edificio (Y. Vargas, 2013).

Figura 32.*Modelo estructural MDOF**Fuente: (Vargas Alzate, 2013)*

En la Figura 33, muestra los primeros tres modos propios de vibración del modelo dinámico de la Figura 32; el número total de modos es igual al número de masas y el factor de participación de cada modo en la respuesta dinámica global se puede calcular a partir de la Ec. 82, (Y. Vargas, 2013); ver ecuación 82 del Anexo D.

El coeficiente de masa efectiva, es decir, el porcentaje de la masa total que se desplaza en cada modo de vibración se puede calcular a partir de la ecuación 83. Por tanto, el concepto de masa efectiva permite representar cada modo de un modelo dinámico con múltiples grados de libertad mediante un sistema equivalente de un solo grado de libertad que tenga una masa y una rigidez normalizada M^* y K^* , respectivamente (Y. Vargas, 2013). ver ecuación 83 del Anexo D.

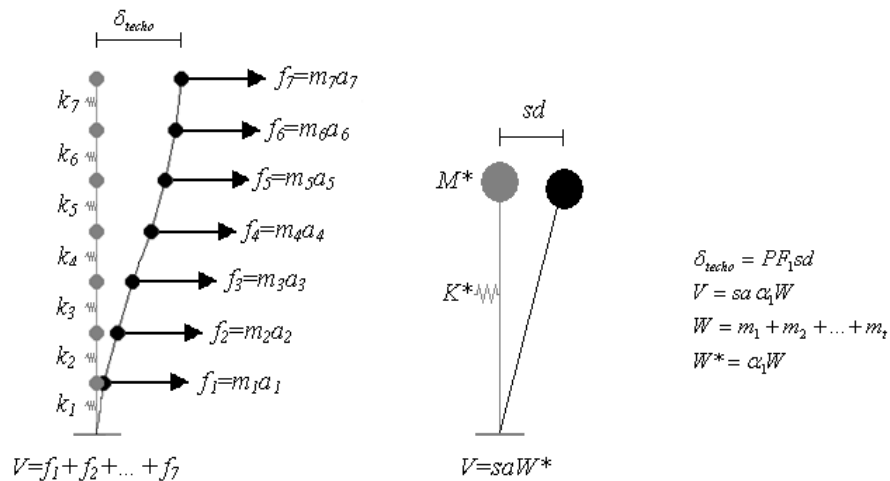
La investigación, su esencia y arte.

Figura 33.*Modos de vibración a partir del modelo estructural.**Fuente: (Vargas Alzate, 2013)*

Esta idea se ilustra en la Figura 34, en donde a_i es la aceleración a la que está sometida la masa m_i que, a su vez, produce la fuerza sísmica f_i , V es el cortante en la base de la estructura, k_i es la rigidez condensada de la planta i , δ es el desplazamiento resultante en el techo de la estructura después de aplicar las fuerzas f_i , S_a y S_d son la aceleración y el desplazamiento espectral respectivamente (Y. Vargas, 2013). El concepto que se pretende sintetizar en la Figura 34, es que el desplazamiento en el techo producido por un patrón de cargas determinado es equivalente al desplazamiento espectral del sistema de vibración de un grado de libertad. Esto permite transformar la curva de capacidad, obtenida a partir del PA, en un espectro de capacidad de un sistema de un grado de libertad (Y. Vargas, 2013).

Figura 34.

Modo fundamental de MDOF a un SDOF.



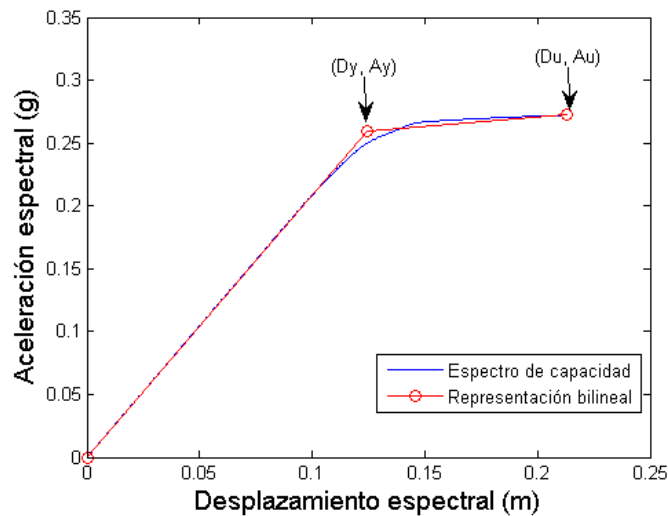
Fuente: (Vargas Alzate, 2013) *Investigación, su esencia y arte.*

De la Figura 34, pueden deducirse fácilmente las ecuaciones que permiten la transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad (ATC-40 1996); ver ecuación 84 y 85 del Anexo D.

El espectro obtenido, puede ser representado en un formato bilineal, lo que es útil para definir los estados de daño. Las hipótesis para construir el espectro de capacidad bilineal son: 1) El área bajo la curva bilineal debe ser igual al área bajo la curva original. 2) Las coordenadas del punto de máximo desplazamiento deben coincidir en las dos curvas. 3) La pendiente del tramo inicial debe ser igual en las dos curvas. En la Figura 35, se muestra también la representación bilineal del espectro de capacidad, que se puede definir completamente mediante los puntos (D_y, A_y) y (D_u, A_u) , mostrados en la misma. Estos puntos corresponden a la plastificación y al colapso de la estructura, respectivamente (Y. Vargas, 2013).

Figura 35.

Espectro de capacidad obtenido a partir de la curva de capacidad.



Fuente: (Vargas Alzate, 2013)

Parámetros de Demanda Sísmica.

Yamin (2015), desarrolla un análisis de “Los parámetros de demanda sísmica”, PDS (EDP por sus siglas en inglés “Engineering demand parameters”), donde establece que:

“Los PDP permiten correlacionar la demanda impuesta en una edificación con el nivel de desempeño de cada uno de los componentes individuales o para la edificación en general. Por ejemplo, la deriva máxima de entrepiso puede utilizarse para estimar el desempeño de los muros divisorios adosados a la estructura y determinar el nivel de daño esperado en los mismos o la aceleración absoluta de entrepiso para estimar el daño en cielo rasos o contenidos en cada uno de los pisos de la edificación (Y. Vargas, 2013). Asimismo, menciona que, varios estudios y ensayos de laboratorio (Baker, 2012; Ning et al., 2019; Ortega, Vasconcelos, Rodrigues, & Correia, 2019; K. Porter et al., 2007; Singhal & Kiremidjian, 1995), han permitido identificar los parámetros que mejor correlación presentan entre la intensidad de la demanda sísmica y el daño esperado en el componente. La Tabla 23, resume los principales PDS utilizados en presente estudio y los elementos y componentes a los que aplican (Y. Vargas, 2013). Para su estudio utilizan diferentes parámetros de demanda sísmica para estimar el daño de los diferentes componentes de la edificación. Adicionalmente

la metodología admite la consideración de diferentes PDS según se requiera para el análisis (Y. Vargas, 2013).”(p.88)

Tabla 34.

Parámetros de demanda, PDS - estructurales y no estructurales

Parámetros de demanda	Unidades	Componente
PDS		
Deriva máxima de entrepiso en cada piso	[%]	Fachadas, muros divisorios
Aceleración absoluta máxima en cada piso	[g]	Cielorrasos, acabados, tuberías, instalaciones
Desplazamiento máximo en cubierta	[cm]	Caracterización analítica
Cortante máximo en la base	[Ton]	Caracterización analítica
Rotación plástica máxima en nudos de vigas y columnas	[rad]	Rótulas plásticas en columnas, vigas, muros estructurales
Fuerzas cortantes máximas en elementos estructurales principales.	[Ton]	Verificación de falla a corte previa a la plastificación
Deriva residual por piso	[%]	Eventual demolición de la edificación no colapsada

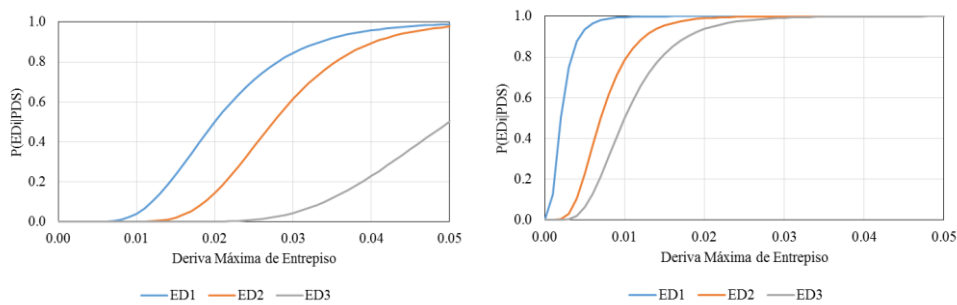
Fuente: Fuente: (Solomos & Caverzan, 2014; L. Yamin, 2015)

Curvas de Fragilidad para Componentes.

Yamin (2015), conceptualiza “las curvas de fragilidad para componentes” en su estudio “Riesgo sísmico de edificaciones en términos de pérdidas económicas mediante integración de costos de reparación de componentes” donde, establece que:

“Cada uno de los tipos de componentes susceptibles a sufrir daño que conforman la edificación debe caracterizarse mediante una especificación completa de fragilidad que incluye: una descripción completa del componente; la caracterización de los posibles estados de daño y los métodos de reparación; la interrelación lógica entre estados de daño; el parámetro de demanda resultante del análisis de respuesta sísmica que mejor puede definir el estado de daño alcanzado; la función de fragilidad de cada estado de daño; las funciones de probabilidad de

los costos y tiempos de reparación/reposición en cada estado y una calificación de la calidad de la información contenida. Asimismo, para cada componente se definen una serie de estados de daño discretos ya que en la práctica resulta imposible definir funciones continuas para la descripción de los daños en elementos característicos. Usualmente se plantean tres estados de daño, “ligero”, “moderado” o “severo”, aunque pueden plantearse más o puede recurrirse en algunos casos a la definición de estados discretos como “daño” o “no daño”. Cada estado de daño tendrá una descripción detallada al igual que el método sugerido de reparación y la interrelación lógica de ocurrencia entre ellos. Usualmente se asume que estos son mutuamente excluyentes y van en orden incremental (sólo un estado de daño probable para cada realización de análisis) aunque puede también asumirse que algunos de ellos ocurren de manera alternativa (un daño o el otro con igual probabilidad para cada realización de análisis). Ante la incertidumbre en la evaluación del estado de daño, se plantean funciones de distribución de probabilidad condicional de ocurrencia de daño para un determinado valor de demanda (usualmente funciones de distribución de probabilidad log-normales). Estas permiten estimar la probabilidad de alcanzar cada estado de daño en función de un parámetro de entrada que corresponde al PDI que mejor correlación presente con el daño y que se obtiene a partir de un análisis dinámico de la edificación y que estaría contenido en la base de datos de parámetros de demanda para cada edificación en particular. La Figura 36 (a), ilustra una función de fragilidad típica en la cual se identifican tres diferentes estados de daño para un nodo viga-columna de concreto reforzado con disipación de energía especial (DES). La Figura 36 (b), ilustra la función de fragilidad típica para muros divisorios internos en mampostería en una edificación aperticada de concreto reforzado en el cual se considera que están vinculados o adosados a la estructura (no se deja aislamiento para las derivas horizontales de la edificación). Estas funciones de fragilidad se han definido con base en la información contenida en el FEMA P-58 (FEMA, 2012), y en información complementaria de (Quiroga, 2013).”(p.91)

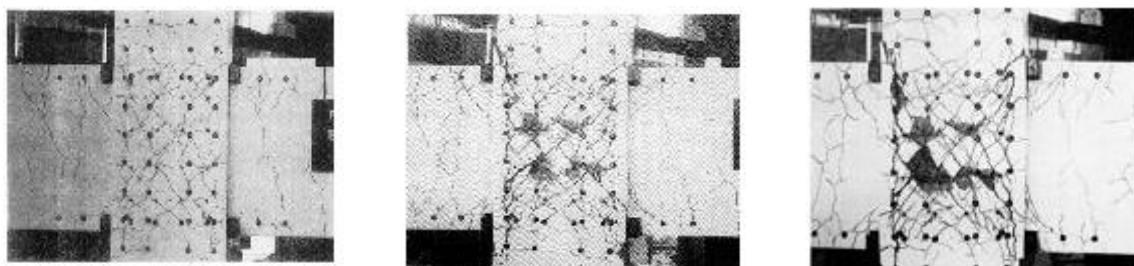
Figura 36.*Función de fragilidad.*

(a) un nodo viga-columna de concreto reforzado (b) un muro divisorio de mampostería

Fuente: (L. Yamin, 2015; Yamín Lacouture, 2016)

Yamin (2015), los estados de daño definidos en el caso del nodo de viga-columna de concreto reforzado (DES) son los siguientes:

- Estado de daño ED1: Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales menores a 1.5mm. No hay desprendimiento significativo. No se presenta fractura o pandeo del refuerzo. Ver Figura 37 (a).
- Estado de daño ED2: Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales mayores a 1.5mm. Desprendimiento de recubrimiento expone viga y refuerzo transversal pero no refuerzo longitudinal. No se presenta fractura o pandeo del refuerzo. Ver Figura 37 (b).
- Estado de daño ED3: Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales mayores a 1.5mm Desprendimiento de recubrimiento expone refuerzo longitudinal. Trituración de núcleo de concreto. Fractura o pandeo de refuerzo; requiere sustitución. Ver Figura 37 (c).

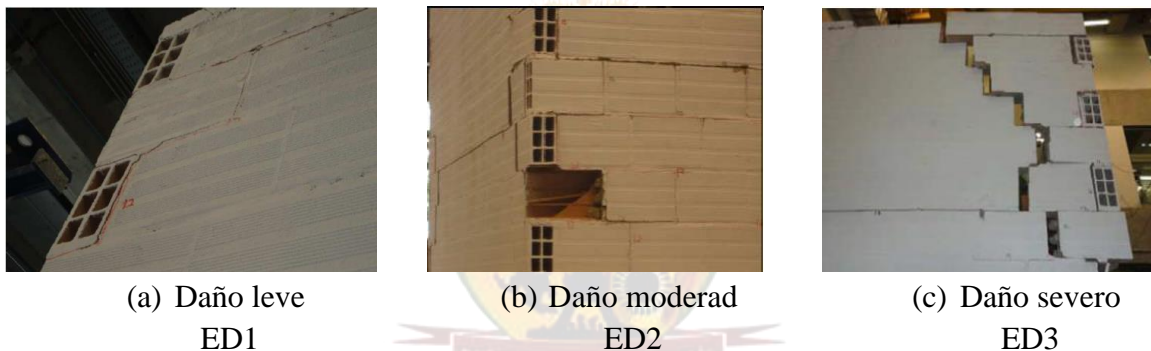
Figura 37.*Estados de daño ilustrativos para nodo de concreto estructural.*(a) Daño leve
ED1(b) Daño moderado
ED2(c) Daño severo
ED3*Fuente: Tomado del PACT elaborado a partir del FEMA P-58 (L. Yamin, 2015; Zeng et al., 2016)*

Yamin (2015), los estados de daño definidos para los muros divisorios en mampostería vinculados a la estructura son los siguientes:

- Estado de daño ED1: daño leve que corresponde a la presencia de fisuras y grietas aisladas con espesores menores de 1 mm o en los contactos con otros elementos y caídas de pañete localizadas. Ver Figura 38 (a).
- Estado de daño ED2: rotura de piezas de mampostería, agrietamientos en diagonal o en la unión con otros elementos claramente definidos con espesores mayores a 1 mm, daño parcial de muro. Ver Figura 38 (b).
- Estado de daño ED3: grietas claramente definidas en diagonal o en las uniones con otros elementos con espesores en el orden de los cm, colapso parcial del muro, inestabilidad del muro. Ver Figura 38 (c).

Figura 38.

Estados de daño ilustrativos para un muro mampostería.



Fuente: Tomado del PACT elaborado a partir del FEMA P-58 (Quiroga, 2013; L. Yamin, 2015; Zeng et al., 2016).

L. Yamin, (2015), “La función de fragilidad para cada estado de daño se define mediante el valor de la mediana del daño, θ , para el cual hay un 50% de chance de que el estado de daño inicie, y una dispersión, β , que indica el nivel de incertidumbre asociado. Para un amplio número de componentes sometidos a un nivel de demanda θ , si el comportamiento de estos componentes no está correlacionado, la mitad de los componentes experimentarán este estado de daño y la otra mitad no. La dispersión está asociada únicamente al nivel de daño del componente y no incluye la incertidumbre en la estimación de la demanda. Está asociada por lo tanto a la variabilidad en la calidad de los materiales y de la construcción, al nivel de conocimiento sobre el daño que puede llegar a sufrir dicho componente al estar sometido a la demanda especificada y a la factibilidad que el nivel de daño del componente pueda predecirse

con un solo parámetro. A medida que el valor de β , aumenta, la forma de la curva se aplanando indicando un mayor rango en la demanda para el cual hay una probabilidad significativa de que el estado de daño se inicie.” (p.105)

Por otro lado, Yamin (2015), advierte limitaciones “para efectos del análisis de eventuales impactos en componentes se establecen las siguientes limitaciones: Solo se considera la afectación física en componentes del edificio. No se analiza el impacto en los ocupantes o el análisis de afectados o víctimas probables.

Tampoco se consideran impactos ambientales o de cualquier otro tipo. Sólo se consideran los impactos directos en la edificación en elementos estructurales, no estructurales y en los contenidos.

El análisis no considera eventuales impactos indirectos como interrupción de la energía, afectación de tuberías en las afueras del edificio y en las acometidas, afectaciones por fuera de la construcción, generación de incendios, problemas con los materiales o elementos almacenados o efectos similares. Sólo se considera un parámetro de demanda para la evaluación de los estados de daño en cada componente. En algunos casos, el estado de daño podría llegar a depender de la combinación de dos o más parámetros.” (p.106)

Niveles de Desempeño

Para Alas Fernández & Grijalva Portal, (2018), El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Por otro lado, representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales (Alas & Grijalva, 2018; ATC, 1996; Fajfar, 1999; González et al., 2010):

- los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales,
- la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y
- la funcionalidad de la edificación posterior al sismo.

A continuación, se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por dos de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el ATC-40 y el comité VISION 2000.

Propuesta del Comité VISION 2000.

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores (Vision, 2000):

- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales.

El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

- **Seguridad:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción.

La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso.

Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

- **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

En el informe presentado por el comité VISION 2000 (Vision, 2000), se incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.).

La Tabla 37, resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.

Tabla 35.

Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño.

Estado de Daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Complejo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: (SEAOC, 1995; Vision, 2000)

Propuesta del ATC-40.

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011), para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).

a) Niveles para los elementos estructurales

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir

criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).

Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura.

Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de “Structural Performance” y n es un número que varía entre 1 y 6) ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).

A continuación, se describen estos 6 niveles de desempeño.

- **Ocupación inmediata, SP-1:** los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).
- **Daño controlado, SP-2:** corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).
- **Seguridad, SP-3:** los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).
- **Seguridad limitada, SP-4:** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).
- **Estabilidad estructural, SP-5:** este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un

colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).

- **No considerado, SP-6:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).

b) Niveles para los elementos no estructurales

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. NP son las siglas de “Nonstructural Performance” y n es una letra que toma valores entre A y E ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).

- **Operacional NP-A:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- **Ocupación inmediata NP-B:** a pesar de que los elementos no estructurales sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- **Seguridad NP-C:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- **Amenaza reducida NP-D:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).
- **No considerado NP-E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).

Tabla 36.*Niveles de desempeño de las estructuras*

Niveles de Desempeño no Estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

NR: combinación No Recomendada

Fuente: (ATC, 1996)

c) Niveles para las estructuras

En la Tabla 38 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales. Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Una descripción detallada de cada una de estas combinaciones puede consultarse en la referencia mencionada. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados en la Tabla 38 y se describen a continuación ATC-40 (FEMA, 2012; Lagaros & Fragiadakis, 2011).

- **Operacional 1-A:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.
- **Ocupación inmediata 1-B:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del

sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

- **Seguridad 3-C:** la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
- **Estabilidad estructural 5-E:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

Fuentes de Incertidumbre

Yamin (2015), La incertidumbre en los análisis de respuesta sísmica se puede caracterizar mediante las incertidumbres asociadas a la aleatoriedad inherente, la cual es irreducible porque está asociada al fenómeno físico mismo, y a la aleatoriedad epistémica, la cual está asociada al desconocimiento general que se tiene del problema y a los errores e imprecisiones en la modelación. Esta naturalmente puede reducirse a medida que se mejora el nivel de conocimiento y comprensión del problema físico que se trata de modelar. En el presente enfoque se consideran las incertidumbres (aleatoriedad inherente y epistémica) para cada una de las fases del análisis incluyendo la evaluación de la amenaza, el análisis de la respuesta dinámica, la determinación de los estados de daño y la estimación de las pérdidas económicas y tiempos de reparación/reposición para diferentes tipologías de edificaciones (Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010; Y. Vargas, 2013; L. Yamin et al., 2017).

Incertidumbre en la amenaza sísmica.

Yamin (2015), en el presente estudio la incertidumbre en la amenaza sísmica se tiene en cuenta mediante el análisis de un conjunto de número de registros que corresponden a diferentes condiciones de estratigrafías de suelos dominantes. De acuerdo con lo presentado en el marco teórico, se consideran cuatro (4) diferentes grupos de señales correspondientes a diferentes tipos de suelos. Se presentan las incertidumbres asociadas a cada uno de los cuatro

grupos de señales y la correspondiente a todo el grupo de señales analizadas conjuntamente, lo cual corresponde al caso en que no se conoce el tipo de suelo en que se ubica una edificación determinada de análisis. Estas incertidumbres varían en función del periodo estructural y del tipo de estratigrafía dominante (Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010; Y. Vargas, 2013; L. Yamin et al., 2017)

Incetidumbre en la modelación de la respuesta dinámica

Yamin (2015), la incertidumbre en la modelación de la respuesta dinámica, β_m , está relacionada con todos los parámetros usados en el desarrollo del modelo que incluyen dimensiones geométricas, propiedades de materiales, evaluación de cargas, suposiciones del análisis (grado de empotramiento en la base, zonas rígidas, nivel de fisuración y otros), precisión numérica del modelo, imprecisiones en la modelación de los componentes, en las suposiciones de amortiguamiento y distribución de masas y en la calidad general de la construcción. Ante la gran dificultad numérica y computacional de considerar estas variables en el análisis de incertidumbre, se utiliza la mejor estimación posible del modelo analítico y se asigna una dispersión aumentada mediante juicio técnico (Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010; Y. Vargas, 2013; L. Yamin et al., 2017).

Para la estimación de la incertidumbre en la modelación, se utilizan las recomendaciones dadas por FEMA 2012. (FEMA, 2012), suponiendo que los parámetros de demanda sísmica, PDS, que resultan del análisis tienen una distribución de probabilidad log-normal con dispersión, β_m ; ver ecuación 86 del Anexo D.

Donde: β_c corresponde a la dispersión esperada en la calidad de la construcción y β_q a la dispersión en la calidad y completitud del modelo analítico de acuerdo con lo siguiente:

- Incertidumbres asociadas a la calidad de la construcción, β_c : tiene en cuenta la posibilidad de que los parámetros usados en el modelo tales como propiedades de los materiales, dimensionamiento general, detalles del refuerzo y otros correspondan con los parámetros reales de la estructura. Para esta incertidumbre se asignan valores entre 0.1 y 0.4, siendo el valor de 0.1 para la mayor calidad y 0.4 para los casos de calidad limitada para los cuales no se tiene información de detalle de la construcción (FEMA, 2012).
- Incertidumbres asociadas a la calidad y completitud del modelo analítico, β_q : incluye aspectos como la representatividad y completitud de los modelos histeréticos para representar el comportamiento real de la estructura en términos de la rigidez inicial y la degradada, deterioro en la rigidez y en la resistencia por cada ciclo y en ciclos sucesivos y

la capacidad para representar los mecanismos de falla. La dispersión se selecciona con base en el entendimiento de qué tan sensitivos son las predicciones en la respuesta a los parámetros de entrada como la rigidez, la resistencia, la capacidad de deformación, la degradación ciclo a ciclo o en el mismo ciclo y el grado de respuesta inelástico. Se recomienda usar valores de dispersión entre 0.1 y 0.4 siendo 0.1 para calidad superior y 0.4 para calidad limitada. Por ejemplo, para componentes del modelo para los cuales se espere una respuesta elástica y para los cuales no se espera daño significativo, ni deterioro, ni respuesta inelástica, se puede esperar un valor cercano a 0.1. Por otro lado, para la simulación de mecanismos de colapso y en la modelación de daños estructurales significativos, casos que difícilmente han sido validados mediante ensayos experimentales a escala natural, un valor de β_q entre 0.3 y 0.5 puede considerarse más apropiado (FEMA, 2012).

En general, no se recomienda utilizar valores de β_m inferiores a 0.2 ni superiores a 0.5 (FEMA, 2012).

En el presente caso, considerando que se trata de modelos de análisis bastante completos y rigurosos que representan edificios prototipo con unas dimensiones y características definidas, y que por lo tanto no están representando el comportamiento de un edificio en particular sino el de una tipología de edificaciones muy específica y definida, se considera adecuado utilizar un valor de dispersión de 0.2 para bajos niveles de intensidad sísmica de análisis (para los cuales se esperen daños menores) y 0.3 para niveles superiores de intensidad sísmica. Con la metodología propuesta es posible estudiar el impacto de la dispersión asignada a la modelación sobre la dispersión global de la vulnerabilidad final de la edificación (Fragiadakis & Vamvatsikos, 2010; Y. Vargas, 2013; L. Yamin et al., 2017).

Incertidumbre en los niveles de daño

Yamin (2015), La incertidumbre en el nivel de daño que se presenta en cada componente, dado un nivel de intensidad determinado, está involucrado directamente en las funciones de fragilidad que se especifican para cada componente y que proviene principalmente de la variabilidad que se ha observado en los resultados de la información utilizada para estimar dichas funciones. Por ejemplo, para el nivel de intensidad en la deriva de entrepiso supuesta del 3%, existe una probabilidad del 4% de que no se presente daño en el elemento, de 56% que el daño sea leve, del 24% que el daño sea intermedio y de 16% que el daño sea severo.

Incertidumbre en los costos de reparación o reconstrucción

Yamin (2015), Para el análisis de los costos de reparación se propone una función de variación de estos para incluir los efectos de economías de escala y eficiencia en los valores unitarios para daños múltiples. El número total de reparaciones para cada tipo de componente permitirá definir un valor unitario de los costos esperados de reparación y su distribución de probabilidad, para cada uno de los estados de daño correspondientes. La información correspondiente está incluida en la especificación de fragilidad asignada a cada componente.

Carga Sísmica

Acción Sísmica.

Un estudio detallado sobre la incertidumbre asociada a la acción sísmica puede encontrarse en G M Calvi et al., (2006). La acción sísmica también se ha considerado aleatoria, y, siendo el objetivo el análisis de daño, se ha preferido usar registros de aceleración de sismos reales. Dado un espectro de respuesta y una base de datos de acelerogramas, se ha expuesto un procedimiento original que permite extraer el número óptimo de acelerogramas de la base de datos cuyos espectros son compatibles con el espectro dado. El método se optimiza además de forma que la media de los espectros de los acelerogramas seleccionados coincida con el espectro objetivo.

El movimiento sísmico es complejo y se puede considerar como un proceso aleatorio, que requiere estudios basados en análisis estocásticos y en la teoría de probabilidades. Sin embargo, en el pasado se han utilizado definiciones deterministas de la acción y aún se siguen usando hoy en día, debido a su sencilla forma de aplicación y a la escasez de acelerogramas.

La poca información que se tiene en determinados emplazamientos de sismicidad baja y moderada, o donde no existe un grupo de registros sísmicos, se puede suplir mediante la generación de acelerogramas artificiales.

Amenaza sísmica y Parámetros Principales.

Yamin (2015), desarrolla un análisis de la “Amenaza sísmica y para metros principales” donde manifiesta que:

“De acuerdo con Bozorgnia & Bertero, (2004); Kramer, (1996), la amenaza sísmica en términos probabilistas en un sitio específico puede representarse mediante el valor de algún parámetro de intensidad sísmica determinado (p.e. aceleración pico horizontal del terreno, aceleraciones espectrales, velocidad

máxima del terreno o cualquier otra) que puede verse excedido con una probabilidad determinada en un lapso de tiempo dado (p.e. 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años). Esta evaluación se realiza mediante la determinación de distribuciones de probabilidad de las magnitudes en cada una de las fuentes sísmicas, de las posibles ubicaciones de sismos a lo largo de la fuente y de la predicción del parámetro de respuesta de interés. El proceso se lleva a cabo mediante cuatro etapas:

- Identificar y caracterizar la geometría, la distribución de probabilidad de ocurrencia de rupturas y la recurrencia de magnitudes para cada una de las fuentes sísmicas que pueden generar un movimiento significativo en la zona de interés.
- Desarrollar una distribución de ocurrencias de eventos sísmicos para cada fuente utilizando una relación de recurrencias. La distribución puede ser aleatoria o dependiente del tiempo.
- Utilizando modelos predictivos, determinar el valor de los parámetros de intensidad sísmica en el sitio de interés (incluyendo la incertidumbre) para sismos de cualquier magnitud posible, que ocurran en cualquier ubicación de acuerdo con la geometría de cada una de las fuentes sísmicas identificadas. La estimación de los parámetros de movimiento debe incluir los efectos de sitio (respuesta dinámica local y efectos geométricos) y los eventuales efectos de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura.
- Combinar las incertidumbres en la ubicación de los eventos sísmicos y en la predicción de los parámetros de intensidad sísmica para obtener la probabilidad de que el parámetro de intensidad sísmica de interés sea excedido en un lapso determinado.

Modelos de análisis de amenaza probabilista como el empleado por Hazus (H. FEMA, 2003) o el CRISIS 2007 (M. Ordaz et al., 2007) permiten la generación de mapas de diferentes parámetros de intensidad sísmica de análisis para un conjunto de eventos estocásticos mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos que, en conjunto, representan todas las posibles ubicaciones y combinaciones de magnitudes en la zona de influencia. Cada parámetro de intensidad se caracteriza por el valor medio y una medida de dispersión. Cada

escenario estocástico tiene asociada una frecuencia anual o probabilidad de ocurrencia.” (p.26)

El Análisis Dinámico Incremental

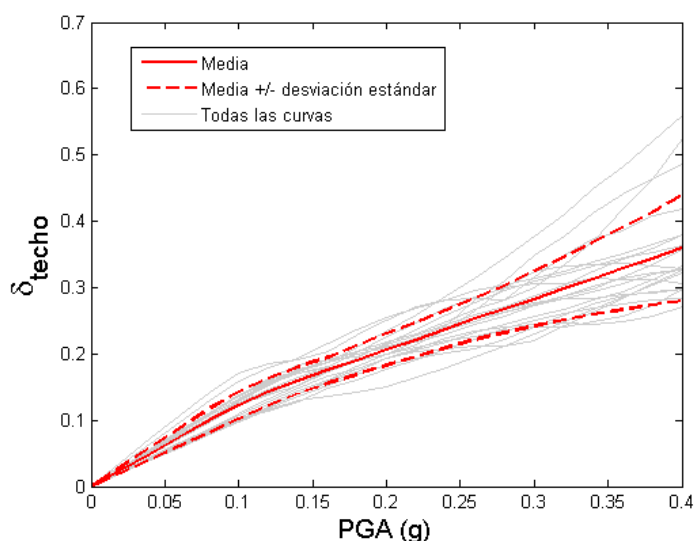
El análisis dinámico incremental IDA (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002) es una herramienta para evaluar el comportamiento de las estructuras ante cargas sísmicas definidas por medio de acelerogramas, adecuadamente escalados a valores crecientes de aceleración pico. El objetivo del IDA es obtener una medida del daño de la estructura incrementando la intensidad de la acción. Dimitrios Vamvatsikos & Cornell, (2002) hacen una interesante analogía entre el PA y el IDA ya que, en ambos procedimientos, se incrementa la carga aplicada a la estructura y se mide la respuesta del sistema en términos de una variable de control que puede ser el desplazamiento en el techo, la deriva máxima de piso etc.

Mediante este procedimiento se calcula la respuesta máxima de una estructura, por ejemplo, su índice de daño global, a medida que se incrementa la acción sísmica. Si se usa una sola señal sísmica en el IDA, el procedimiento se denomina análisis pushover dinámico ya que, análogamente al análisis estático incremental, solo hay un patrón de cargas.

Sin embargo, es recomendable usar varias acciones sísmicas con el objetivo de tener en cuenta las diferentes características que pueden tener los sismos que pueden ocurrir en una zona.

Figura 39.

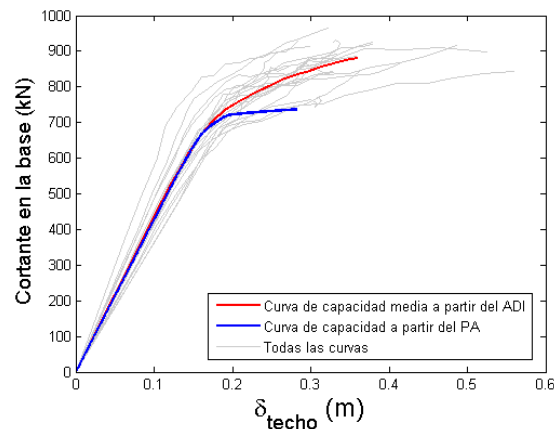
Relación entre el PGA y el desplazamiento en el techo.



Fuente: (Vargas Alzate, 2013)

Figura 40.

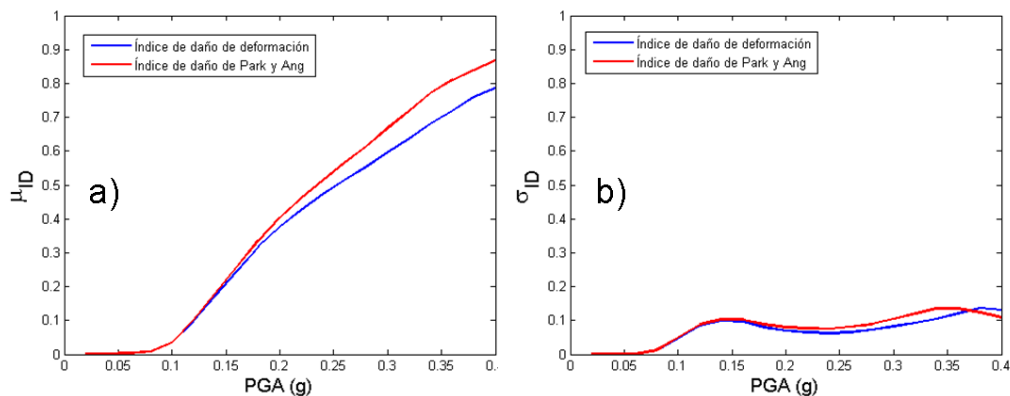
Relación entre el cortante máximo y el desplazamiento máximo.



Fuente: (Vargas Alzate, 2013)

Figura 41.

Ejemplo de índice de daño para diferentes condiciones.



a) Media del índice de daño de deformación y de Park y Ang y b) desviación estándar del índice de daño de deformación y de Park y Ang.

Fuente: (Vargas Alzate, 2013)

Matriz de Probabilidad de Daño

Garrido (2015), la forma más frecuentemente usada para estimar la probabilidad de un estado de daño es por medio de la matriz de probabilidad de daño (MPD); se supone que un grupo de edificios de una misma tipología estructural, tendrán el mismo comportamiento bajo la acción de un mismo sismo, además, el nivel de daño podría ser el mismo para todo el grupo de edificios (Bramerini et al., 1995). Cada elemento de la matriz está expresado de acuerdo con la Ec. 87; ver ecuación 87 del Anexo D.

Donde: DV corresponde a un nivel o estado de daño dado, I es la intensidad sísmica y T es una tipología estructural específica (Restrepo, 2004). Normalmente, la intensidad está descrita por alguna escala macrosísmica.

Esta forma de cuantificar el daño es considerada como un método directo, ya que permite estimar el daño sísmico en un solo paso, considerando el edificio como un miembro dentro de una clase específica. De acuerdo con la ecuación (87), la MPD define la probabilidad de alcanzar un nivel de daño para una intensidad sísmica y una tipología dadas. La ventaja de este método es la posibilidad de utilizar las MPD calibradas en una zona dada, para evaluar el daño en otra zona en la cual los edificios tengan características similares.

En los primeros estudios de riesgo sísmico, la acción se define para valores discretos de, por ejemplo, intensidad, y los tipos de edificio se incluyen en unas pocas clases, por ejemplo, A, B, C. Las probabilidades de que un tipo de edificio sufriera un estado de daño dado al sufrir una intensidad (I), se obtienen mediante el análisis de datos de daño causados por sismos. El ATC-13 (1985) desarrolla este tipo de matrices a partir de un estudio sofisticado basado, no en daños observados, sino en la opinión y el juicio de expertos.

Resiliencia Sísmica de Sistemas Estructurales

Los conceptos de resiliencia podrían aplicarse a diferentes niveles estructurales. El término resiliencia se usa comúnmente para materiales y pueden aplicarse a elementos estructurales, no estructuras y todo el sistema estructural. Para la finalidad del presente documento solo se considerarán las estructuras y la infraestructura construida, en particular esta sección está dedicada a las aplicaciones de resiliencia en sistemas estructurales.

Aplicar las definiciones presentadas anteriormente en el campo estructural sin ninguna modificación o adaptación es una tarea muy difícil.

Se deben introducir algunas variables formales y cuantitativas para cuantificar la resiliencia de una estructura crítica. En este sentido G. P. Cimellaro et al., (2006) y posteriormente Gian P. Cimellaro et al., (2010), han introducido una definición útil de resiliencia:

La resiliencia (R) se define como una función que indica la capacidad para mantener un nivel de funcionalidad o rendimiento para un edificio, puente, redes de línea de vida o comunidad determinados, durante un período definido como el tiempo de control (T_{LC}) que generalmente deciden los propietarios o sociedad.

Por tanto, la resiliencia es una función que puede variar en el tiempo debido a eventos externos como sismo o explosión que pueden reducirla o por acciones enfocadas a la mejora del desempeño. Debido a esta variabilidad temporal y al marco considerado es importante introducir una nueva variable denominada tiempo de recuperación (G. P. Cimellaro et al., 2006, 2008, 2010; K. Porter et al., 2007).

El tiempo de recuperación (T_{RE}) es el período necesario para restaurar la funcionalidad de una estructura y un sistema de infraestructura a un nivel deseado que pueda operar o funcionar igual, cerca o mejor que el original.

Base tecnológica.

La presente investigación se desarrollará con software del CSI en su mayoría, así como también software programado por el suscrito, entonces, Computers and Structures, Inc. (CSI), fundada en 1975, es reconocido mundialmente como el líder pionero en herramientas de software para la ingeniería estructural y sismo. El Software de CSI es utilizado por miles de empresas de ingeniería en más de 160 países para el diseño de proyectos importantes, incluyendo la torre Taipei 101 en Taiwán, One World Trade Center en Nueva York, el 2008 Juegos Olímpicos de Birds Nest Stadium de Beijing y el atirantado Puente Centenario sobre el Canal de Panamá. El software de CSI está respaldado por más de tres décadas de investigación y desarrollo, por lo que es la elección de confianza de los profesionales del diseño sofisticados en todas partes. Cada uno de estos programas ofrece capacidades y herramientas que se adaptan a los diferentes tipos de sistemas estructurales y problemas específicos, lo que permite a los usuarios encontrar la solución adecuada para su trabajo. SAP2000 es para uso en estructuras civiles, como las presas, torres de comunicación, estadios, instalaciones industriales y edificios. CSiBridge ofrece diseño paramétrico poderosa de puentes de concreto y acero. ETABS ha sido desarrollado específicamente para la construcción de estructuras comerciales y residenciales de varios pisos, como torres de oficinas, apartamentos y hospitales. El sistema SAFE ofrece un programa eficiente y de gran alcance para el análisis y diseño de losas de concreto y fundaciones, con o sin post-tensado. PERFORM-3D es una herramienta no lineal altamente enfocado que ofrece capacidades de diseño basados en un potente rendimiento.

Yamin (2015), diferentes programas de computador permiten llevar a cabo el análisis dinámico no lineal de estructuras aporticadas y duales mediante modelos tridimensionales con la posibilidad de incluir diferentes tipos de elementos no lineales. Algunos de los programas más utilizados en la práctica ingenieril son SAP2000, PERFORM 3D, RUAMOKO,

OPENSEES y versiones un poco anteriores como el DRAIN-2DX y el IDARC-2D, entre otros. Información detallada complementaria sobre los métodos de análisis dinámicos no lineales se puede encontrar en NIST (2010), ATC (2010), FEMA (2009a) y ASCE (2014).

La selección de señales se desarrollará con el software Matlab; MATLAB es el nombre abreviado de “MATriz LABoratory”. Es un programa para realizar cálculos numéricos con vectores y matrices, y por tanto se puede trabajar también con números escalares (tanto reales como complejos), con cadenas de caracteres y con otras estructuras de información más complejas. Para el desarrollo de la presente investigación, se sigue el siguiente procedimiento de análisis, establecido por L. Yamin, (2015), donde en cada paso se desarrolla con la aplicación de un software.

“H-Paso 1. Definición del grupo de señales representativas para el análisis dinámico no lineal: se definen las señales sísmicas para el análisis dinámico no-lineal de las edificaciones prototipo. Las señales sísmicas corresponden a registros acelerográficos que permitan tipificar la respuesta sísmica con tipos de suelo pre-establecidos. El conjunto de señales seleccionadas debe representar el nivel de incertidumbre en la amenaza sísmica. Una vez definidas las señales sísmicas, el parámetro para el escalamiento de cada una de las señales es la aceleración espectral elástica para el periodo fundamental en la dirección de análisis, $S_a(T_1)$. La selección de las señales se desarrolla a partir de la base de datos del PEER Berkeley <https://ngawest2.berkeley.edu/>. H-Paso 2. Definición y diseño de las edificaciones prototipo de análisis para un conjunto de parámetros predefinidos: se diseñan una serie de edificaciones prototipo utilizando una normativa de referencia y se calculan las propiedades de los parámetros inelásticos de los componentes estructurales principales. Se desarrolla en el software ETABs v20 y Sap2000 v22. H-Paso 3. Análisis de respuesta dinámica no lineal para obtención de los parámetros de demanda sísmica para diferentes intensidades de análisis: se realiza el análisis de respuesta dinámica no-lineal en software libre o comercial de cada tipología de edificación con el fin de obtener los parámetros de demanda sísmica, PDS, como son las derivas máximas de entrepisos, las aceleraciones absolutas máximas en cada piso, las rotaciones inelásticas máximas en los puntos probables de plastificación, las derivas residuales máximas de entrepiso, las fuerzas cortantes máximas en elementos estructurales representativos y cualquier otra. Para el manejo de información se genera una base de datos de PDS asociados a la respuesta dinámica no-lineal de la edificación. software ETABs v20 y Sap2000 v22. H-

Paso 4. Construcción del modelo de costos, cantidades y tiempos de reparación para la edificación: se construye un modelo que incluye los componentes susceptibles a sufrir daño en cada uno de los pisos de la edificación. Se incluyen componentes estructurales, no estructurales y contenidos. Se realiza una estimación de los costos de la edificación que incluye tanto una valoración económica a nuevo del edificio (análisis tipo “top-down”) como la valoración económica de las reparaciones para los diferentes niveles de daño posibles (análisis tipo “bottom-up”) para cada uno de los componentes que conforman la edificación. El análisis se realiza para cada uno de los pisos de la edificación. También se estiman los tiempos de reparación para los diferentes niveles de daño planteados. Se desarrolla en el software S10 contos y presupuestos y Excel 2016.

H-Paso 5. Definición de las especificaciones de fragilidad para cada componente de la construcción: se integran las especificaciones de fragilidad para cada uno de los componentes que conforman la edificación incluyendo elementos estructurales, no estructurales y contenidos. Las especificaciones de fragilidad incluyen una descripción del componente, la descripción de los posibles estados de daño, la interrelación lógica entre estados de daño, el parámetro de demanda utilizado para establecer la ocurrencia de un determinado estado de daño, las funciones de fragilidad de costos y tiempos de reparación/reposición para cada estado de daño y una calificación de la calidad de la información contenida. Se desarrolla en el software H-ED, desarrollado en Matlab.

H-Paso 6. Integración de pérdidas considerando las incertidumbres: se realiza la integración de las pérdidas de cada uno de los componentes para los diferentes niveles de intensidad en cada una de las señales. El análisis utiliza una simulación tipo Monte Carlo que permite obtener la distribución de las pérdidas para cada nivel de intensidad considerando las incertidumbres en todas las fases del análisis. Se desarrolla en el software H-ED, desarrollado en Matlab.

H-Paso 7. Funciones de distribución de pérdidas y desagregación de resultados: con base en los resultados de los análisis para un gran número de realizaciones se evalúan los parámetros que mejor representan las funciones de distribución de pérdidas para el rango completo de intensidades sísmicas de análisis. Las funciones de vulnerabilidad se expresan mediante dichos parámetros (valores medios y la dispersión) en términos de las pérdidas económicas directas, de los tiempos de interrupción del funcionamiento de la edificación y de las pérdidas económicas totales (las directas más las debidas a la interrupción del funcionamiento). Se desarrolla en el software Capra, Matlab y Excel.

H-Paso 8. Obtención del índice de resiliencia, en programa H-ED Matlab y Excel.” (p.62)

Tipo de investigación

Tipo

- De acuerdo con la orientación: Básica.
- De acuerdo con la técnica de contrastación: Explicativa.
- De acuerdo con la direccionalidad: Prospectiva.
- De acuerdo con el tipo de fuente de recolección: Retro-lectiva.
- De acuerdo con la evolución del fenómeno estudiado: Transversal.
- De acuerdo con la comparación de las poblaciones: Comparativa.

Nivel

El presente trabajo de investigación es de nivel IV, de tipo predictivo II, (Córdova, M., & Monsalve, 2013; Medina, 2014; Rinc, 2011; Soto, 2011).

Tomando como referencia la naturaleza de las variables, esta será una investigación del nivel *Predictivo – descriptivo – explicativo – correlacional*; es **predictivo** porque identifica la probabilidad futura de los daños que logre determinar las máximas pérdidas probables y las pérdidas esperadas en edificaciones según los escenarios de los eventos sísmicos y sitios de riesgo con finalidad de establecer el índice de resiliencia, asimismo, *describe* el comportamiento y las incertidumbres en las diferentes etapas de análisis mediante el método de simulación de Monte Carlo, donde, la simulación integra, considerando las diferentes variables aleatorias definidas y establecidas en la metodología, los daños para diferentes estados de intensidad sísmica y a todo ello integra las incertidumbres.

Luego, *Explica* como determina los índices de resiliencia, donde, la metodología aplicada permite la cuantificación de los costos en términos de reparación de los daños las cuales son estimadas del sistema estructural que lo compone (estructural, no estructural y contenidos del sistema estructural) para los diferentes estados de intensidad sísmica que permitan cuantificar el índice de resiliencia.

Y **correlaciona** las variables en cada etapa de la aplicación de la metodología que permite estudiar la relación entre variables sin necesidad de manipularlas ofreciendo información basada en valores comparables, también permite conocer la correlación existente entre dos variables.

Es decir, cómo varia una al modificarse otra. Además, informa de la dirección de dichas variaciones. (Hernández-Sampieri et al., 2010; Medina, 2014; Rinc, 2011).

Códigos y Nomenclaturas UNESCO

- 1206. Análisis Numérico
120603. Análisis de Errores
- 1208. Probabilidad
120808. Procesos estocásticos
- 1209. Estadística
120903. Análisis de Datos
- 2205. Mecánica
220501. Mecánica Analítica
- 2507. Geofísica
250705. Sismología y Prospección Sísmica.
- 3305. Tecnología de la Construcción
330506. Ingeniería Civil
330532. Ingeniería Estructural
330533. Resistencia de Estructuras
- 6307. Cambio y Desarrollo Social
630706. Desarrollo Socioeconómico
630707. Tecnología y cambio social.
- 7201. Filosofía del conocimiento
720105. Teoría de la Percepción

Diseño de la investigación

La investigación, su esencia y arte.

Según Hernández-Sampieri, Fernández, & Batista, (2010), el diseño es el plan o estrategia que se desarrollará para obtener la información que requiere la investigación.

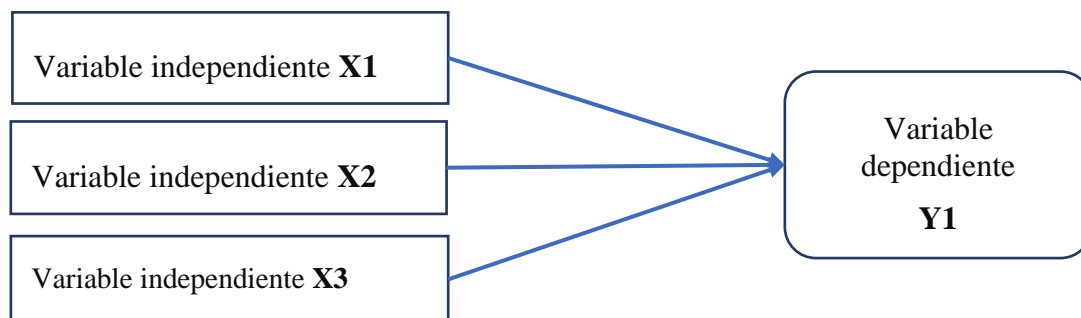
El diseño que se aplicará es el No Experimental, Transeccional o transversal, Descriptivo, Correlacional – causal.

- ***El diseño No Experimental*** se define como la investigación que se realizará sin manipular deliberadamente variables. En este diseño se observarán los fenómenos tal y como se dan en su contexto natural, para después analizarlos.
- ***El diseño de investigación Transeccional o transversal*** consistirá en la recolección de datos. Su propósito es describir las variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado.

- *El diseño transeccional descriptivo* tendrá como objetivo indagar la incidencia y los valores en que se manifestaran las variables de la investigación.
- *El diseño de investigación Transeccional correlativo – causal* servirá para relacionar entre dos o más categorías, conceptos o variables en un momento determinado. Se tratará también de descripciones, pero no de categorías, conceptos, objetos ni variables individuales, sino de sus relaciones, puramente correlacionales o relaciones causales.

Figura 42.

Diseño Específico E Integral De La Investigación.



Fuente: Elaboración propia.

Población y muestra

Población

Considerando que la población es el conjunto de todas las unidades de estudio, cuyas características observables pueden expresar la investigación, entonces, tomando en cuenta sus características de contenido, lugar y tiempo. Asimismo, la población motivo de esta investigación está conformado por: Sistemas estructurales (Edificios) que dependen de la amenaza sísmica, todo ellos evaluados a través de parámetro de intensidad (*PI*), Parámetro de demanda sísmica (*PDS*), Estados de daño (*ED*), Pérdida económica o costo de reparación (*P*), tomando muy en cuenta que como investigador elegiré una serie de conceptos a considerar, que también se denominan variables, los resultados servirán para describir el fenómeno de interés. (Hernández-Sampieri et al., 2010; Viteri, 2012).

Tamaño de la Muestra

La muestra será no probabilística y muestreo intencional. Según Hernández-Sampieri et al., (2010) “Este tipo de muestra no utiliza la probabilidad ni fórmula matemática, dentro del

muestreo no probabilístico se encuentran las muestras intencionadas, las que están realizadas a juicio propio del investigador”.

Muestreo

Los prototipos de edificios son 03, y estarán conformados por modelos de 3, 6, y 9 niveles según lo recomendado por FEMA 2003.

Así mismo, lo que hace que tengan un comportamiento diferenciado son las señales sísmicas aplicados al edificio, según el ASCE 41-13 establece que debe trabajarse con 11 pares de señales (FEMA, 2000). Cabe aclarar que lo recomendable por la ASCE es de 11 señales en sus dos direcciones.

Operacionalización de variables

Estrategia de Prueba de Hipótesis

Las pruebas de hipótesis son con la finalidad de efectuar un juicio con respecto a la diferencia entre estadístico de muestra y un valor planteado del parámetro, que conduzca a una decisión sobre las hipótesis planteadas en el presente trabajo de investigación, el cual dependerá del empleo de la información contenida en la muestra.

La prueba efectuada es de dos colas y de una cola, según si se está probando si dos medias de población son sólo diferentes o si una media es mayor que la otra media.

$$H_0: \mu_1 = \mu_2 \quad \text{Ec. 1}$$

$$H_1: \mu_1 < \mu_2; \quad H_1: \mu_1 > \mu_2; \quad H_1: \mu_1 \neq \mu_2$$

Donde:

H_0 : Hipótesis nula

H_1 : Hipótesis alternativa

μ_1 = media de la población 1

μ_2 = media de la población 2

Estrategias de la Prueba de Hipótesis Nula Principal

Los sistemas estructurales experimentan resiliencia sísmica mediante su grado de vulnerabilidad, permitiendo evaluar su continuidad funcional mediante la PML y PAE

Estrategias de la Prueba de Hipótesis Nula Secundaria

Hipótesis Secundaria 1.

H_0 : La vulnerabilidad de los sistemas estructurales determina la resiliencia sísmica y las pérdidas económicas caracterizado por la PML y PAE.

H_1 : La vulnerabilidad de los sistemas estructurales **no** determina la resiliencia sísmica y las pérdidas económicas caracterizado por la PML y PAE.

Hipótesis Secundaria 2.

H_0 : El grado de fisura como daño físico en los elementos estructurales y no estructurales, caracterizan de mejor manera las PML y la PAE.

H_1 : El grado de fisura como daño físico en los elementos estructurales y no estructurales, **no** caracterizan de mejor manera las PML y la PAE.

Hipótesis Secundaria 3.

H_0 : Los parámetros de demanda sísmica, como resultado del análisis de respuesta dinámico simplificado, proporcionan valores para evaluar el grado de vulnerabilidad de los sistemas estructurales.

H_1 : Los parámetros de demanda sísmica, como resultado del análisis de respuesta dinámico simplificado, **no** proporcionan valores para evaluar el grado de vulnerabilidad de los sistemas estructurales.

Procedimiento para Demostrar la Hipótesis Nula.

El procedimiento sistemático que seguir constará básicamente de diez (10) pasos de manera secuencial: *La investigación, su esencia y arte.*

- Paso 1. plantear las hipótesis nulas.
- Paso 2. plantear las hipótesis alternativas.
- Paso 3. Especificar el nivel de significancia.
- Paso 4. determinar la muestra.
- Paso 5. establecer los valores críticos que establecen las regiones de rechazo de las de no rechazo.
- Paso 6. determinar la prueba estadística.
- Paso 7. Almacenar los datos, para proceder luego al cálculo del valor de las muestras de la prueba estadística apropiada.
- Paso 8. formar la regla de decisión.
- Paso 9. determinar la decisión estadística.

- No se rechazarán las hipótesis nulas.
 - Se rechazarán las hipótesis nulas y se aceptarán las hipótesis alternativas.
- Paso 10. expresar la decisión estadística en términos de los problemas.

Modelo Estadístico para la Prueba de la Hipótesis

El modelo estadístico utilizado es:

$$Z = \frac{\hat{p}_1 - \hat{p}_2}{\sqrt{\hat{p}(1-\hat{p})\left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}\right)}} \quad T = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{S_p \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}}} \quad T = \frac{\bar{D}}{S_D/\sqrt{n}}$$

Variables e Indicadores

Proceso a través del cual se transformó la variable de conceptos abstractos a términos concretos, observables y medibles; es decir, en dimensiones e indicadores. Asimismo, está constituido por una serie de procedimientos o indicaciones para realizar la medición de las variables definidas conceptualmente, para obtener la mayor información posible, a modo de captar su sentido y adecuación al contexto del presente trabajo de investigación

Tabla 37.

Variables e indicadores – Operacionalización de variables

Hipótesis	Variable	Indicadores	Descripción	Dimensión tipo de función	Escala Nivel
H1 - Principal	Resiliencia sísmica	<ul style="list-style-type: none"> - Funcionalidad - Costo de reposición y reparación - Tiempos de reposición y reparación 	Log-normal o Beta	Continua y creciente con el estado de daño relación Intensidad	Baja Medial Moderada Alta
H1 – Secundaria	Vulnerabilidad	<ul style="list-style-type: none"> - Intensidad sísmica (parámetros de intensidad) - Desempeño sísmico (Rigidez, Resistencia y ductilidad) - Incertidumbres en las señales sísmica 	Log-normal o Beta	Continua y creciente con el estado de daño relación Intensidad - IDA	Baja Medial Moderada Alta Colapso
H2 – Secundaria	Estado de Daño	<ul style="list-style-type: none"> - Grado de fisuración - Función de fragilidad - Incertidumbre en la función de fragilidad 	Log-normal	Discreta ente estados de daño Condiciones constructivas	Leve Moderado Severo Completo
H3 – Secundaria	Parámetros de Demanda sísmica	<ul style="list-style-type: none"> - Derivas máximas de entepiso. - Aceleración absoluta máxima en pisos. - Rotaciones inelásticas en rótulas plásticas. - Fuerzas cortantes máximas en elementos - Deriva residual - Incertidumbres de PDS 	Log-normal	Continua y creciente con la intensidad sísmica IDA	Espectro de capacidad Espectro de demanda Parámetros sismos

Fuente: adaptado de (L. Yamin, 2015).

Técnicas e Instrumentos

Técnicas de Procesamiento de Datos.

Para el procesamiento de datos uso las técnicas de Batch, Streaming y Lambda; **Batch**: este tipo de procesamiento también es conocido como procesamiento por lotes. Podemos decir que está basado en la famosa frase, lo que hace es dividir en lotes (partes más pequeñas) el gran volumen de datos del que se dispone y los va procesando. (Kiran et al., 2015).

Lambda: esta arquitectura es una mezcla que aúna lo mejor de los procesos batch o por bloques y lo mejor del procesamiento en tiempo real; es la tecnología más reciente en aparecer en el proceso de grandes volúmenes de datos. (Gribaudo et al., 2018; Kiran et al., 2015; Kroß et al., 2015a, 2015b; Martínez et al., 2015)

Dentro del proceso de investigación será necesario las siguientes etapas básicas para cada una de las técnicas de *Batch, Streaming y Lambda*:

- Etapa 1: Recolección de información.
- Etapa 2: Procesamiento de datos.
- Etapa 3: Análisis y presentación de resultados.

Para efectuar el procesamiento de datos se seguirán los siguientes pasos:

- ⇒ Paso 1: Recopilación de data en instrumentos definidos.
- ⇒ Paso 2: Selección de data en función de las variables del estudio.
- ⇒ Paso 3: Uso del Software SPSS.V25, Funvul, Capra, Performance 3D, entre otros para procesamiento de datos.
- ⇒ Paso 4: Obtención de reportes para análisis.
- ⇒ Paso 5: Retro alimentación de data para validar resultados.
- ⇒ Paso 6: Preparación de tablas y figuras para presentar resultados.

Técnicas de Análisis e Interpretación de la Información.

La técnica de análisis e interpretación de la información obedece el procedimiento establecido por L. Yamin, (2015), dado que expresa de mejor manera la “técnica de análisis e interpretación de la información” respecto a otros procedimientos siguiente:

- a) Para cada señal de análisis y para cada nivel de intensidad sísmica por encima del nivel de umbral de daño especificado:

- ⇒ Generar aleatoriamente, NPDS realizaciones de los parámetros de demanda sísmica, PDS.
- ⇒ En cada realización de análisis verificar el valor de deriva residual y establecer si esta supera el valor de deriva residual admisible especificada en los Parámetros Generales de Análisis. Si la estructura no es reparable asignar el valor total de reposición a nueva y el tiempo máximo de reposición de la edificación y seguir con el siguiente grupo de valores de demanda.
- ⇒ Recorrer la lista de componentes que conforman la edificación piso a piso.
- ⇒ Para cada componente seleccionar el PDS correspondiente según lo indique la especificación de fragilidad asignada.
- ⇒ Generar aleatoriamente NED realizaciones del estado de daño en que se encuentra cada componente o grupo de componentes. Para grupos de componentes con estados de daño correlacionado, cada componente en el grupo se supone con el mismo nivel de daño, y el análisis se realiza únicamente una vez para todo el grupo. Para componentes con estado de daño no correlacionado, cada componente en el grupo puede tener un estado de daño diferente.
- ⇒ Para cada realización sub-totalizar el número de componentes con algún grado de afectación (desde leve hasta completa) para cada tipo de componente. Con base en el número de componente a intervenir en la edificación se definirá el valor unitario de reparación para cada estado de daño en cada tipo de componente (economía de escala y eficiencia en las reparaciones).
- ⇒ Generar aleatoriamente NC realizaciones del costo de reparación utilizando para el efecto la función de distribución de costos de reparación para cada estado de daño, según el número de intervenciones a realizar para cada tipo de componente en cada realización.
- ⇒ Generar aleatoriamente NT realizaciones de tiempos probables de reparación utilizando para el efecto la función de distribución de tiempos de reparación para cada estado de daño, según el número de intervenciones a realizar para cada tipo de componente en cada realización.
- ⇒ Totalizar el valor de las reparaciones/reposiciones.
- ⇒ Si el costo de reparación/reposición total expresado como porcentaje del valor total de reposición del edificio es superior al porcentaje indicado para reconstrucción completa

en los Parámetros Generales de Análisis se asigna el valor económico de reposición del edificio.

⇒ Totalizar el tiempo estimado de reparación en cada realización.

⇒ Si el tiempo es superior al tiempo límite establecido en los Parámetros Generales de Análisis, a partir de dicha intensidad se considera este valor para efectos de estimar los costos totales máximos por interrupción del funcionamiento.

- b) Para cada nivel de intensidad sísmica, representar los resultados de todas las realizaciones para todo el conjunto de señales sísmicas y todas las variaciones en los niveles de demanda. Con base en esto, obtener los momentos de primero y segundo orden para la distribución de probabilidad seleccionada en cada nivel de intensidad.
- c) Generar la función de vulnerabilidad de pérdidas económicas directas mediante la representación de los valores medios y las varianzas de los costos totales para cada uno de los niveles de intensidad sísmica.
- d) Generar la función de vulnerabilidad de tiempos de reparación mediante la representación de los valores medios y las varianzas en los tiempos para cada uno de los niveles de intensidad sísmica.
- e) Generar la función de vulnerabilidad de pérdidas económicas totales como la suma de las pérdidas económicas directas y las pérdidas económicas debidas a la interrupción del funcionamiento para cada realización.

Los costos debidos a la interrupción del funcionamiento se estiman como el tiempo probable de interrupción de funcionamiento para cada realización multiplicado por el costo por unidad de tiempo especificado en los Parámetros Generales de Análisis.

Representar de nuevo los valores medios y las varianzas de los costos totales para cada uno de los niveles de intensidad sísmica.

- f) Los valores de pérdidas totales para cada intensidad de análisis (tanto las pérdidas directas como las debidas a interrupción del funcionamiento o las totales sumadas) se expresan en valores absolutos o porcentuales con respecto al valor económico de reposición de la edificación de las cuales se determina el índice de resiliencia.

Instrumentos de Recolección de Datos según la Metodología.

Se utilizo medios destinados a recoger información para la interpretación de resultados de los análisis según el siguiente procedimiento establecido por L. Yamin, (2015), ver Anexo C.

En el Anexo C, denominado: Instrumento de recolección de datos formato de parámetros básicos de cada prototipo de análisis que permite recolectar la información de los análisis según el procedimiento descrito.

Validación de los Instrumentos

Para la presente investigación, se utilizó como instrumento de recolección de datos lo establecido en anexo 03 y fueron adecuados a los objetivos de la investigación.

La técnica de validación se realizó por juicio de expertos, es decir, validaron la recolección de datos, resultados numéricos, en cada etapa fueron revisados y reprocesados por expertos de la UNAM – México, como parte de asesores de la presente investigación.

Análisis de datos

El análisis de datos consistió en la realización de las operaciones a las que somete los datos, con la finalidad de alcanzar los objetivos del estudio, siguiendo el procedimiento que muestro a continuación:

- Describir y resumir los datos.
- Identificar la relación entre variables.
- Comparar variables.
- Identificar la diferencia entre variables.
- Pronosticar resultados. PROYECTAR



Consideraciones éticas

La investigación, su esencia y arte.

Los aspectos éticos del proyecto de investigación se detallan a continuación:

- El plan de tesis cumple con la estructura del plan de tesis de la Universidad Nacional Federico Villarreal.
- El objetivo fundamental del desarrollo del presente trabajo es la generación de conocimiento en el campo de la ingeniería civil.
- El plan de tesis es original, donde plantea el desarrollo de nuevos conocimiento y herramientas para la gestión de riesgos sísmicos.

La información utilizada en la investigación esta citada y referenciada, respetando la autoría.

Resultados

En la presente investigación se desarrolló según la metodología de la investigación planteada con una evaluación y análisis riguroso de los resultados en el orden siguiente: Selección de las señales sísmicas, Espectros de respuesta, Análisis y diseño de los Edificios, Análisis del desempeño de los edificios, Obtención de los costos y tiempos de reparación, determinación de los parámetros de demanda sísmica, y obtención de las funciones de vulnerabilidad; consecuentemente, se obtuvieron los escenarios de amenaza sísmica, se caracterizó la mano de obra calificada y no calificada a nivel nacional y finalmente se obtuvo los índices de resiliencia.

Introducción.

El estudio se basa en el procedimiento riguroso para la obtención de los índices de resiliencia para una serie de edificios prototipos, estos edificios se considera son representativas según los usos en Perú, asimismo, la estructura es de pórticos resistente a momentos. El procedimiento se describe conforme se mostrarán los resultados.

Selección de las señales sísmicas

La selección de las señales sísmicas, obedecen a lo descrito en el marco teórico, las cuales se obtuvieron de las bases de datos del PEER (2020), de las cuales se obtuvieron 8 pares de señales y el CISMID (2020) y 3 pares. Para la selección se consideró los criterios siguientes:

- ✓ Aceleración pico efectiva ($> 0.2g$) y velocidad pico efectiva ($> 15 \text{ cm/seg}$).
- ✓ Magnitud (> 6.5).
- ✓ Frecuencia máxima útil ($< 0.25 \text{ Hz}$) que considere la inclusión del contenido de frecuencias bajas.
- ✓ Sismos generados en falla de rumbo, normales o inversas.

Definida los criterios, se procedió a determinar los grupos más representativos según la normatividad sismorresistente peruana E-30, de las cuales se obtiene 02 grupos de perfiles Tipo S2 suelos Intermedios y Tipo S3 Suelos Blandos, con velocidades de propagación de ondas de corte entre $V_s = 180 \text{ m/s}$ y 500 m/s para S2 y $V_s = 180 \text{ m/s}$ para S3 respectivamente.

En el Anexo C se describe las características de las señales sísmicas seleccionadas. Son representativas dado que son compatibles a nivel de la superficie que representan eventos sísmicos ocurridos y según la geología del lugar; así como Ica 2007, Moquegua 2003 y otros.

La selección de las señales corresponde a la agrupación de acuerdo con el tipo de suelo en que se registraron, de modo que se cuenta con 22 señales para el tipo de suelo S2 y 22 señales para el tipo S3

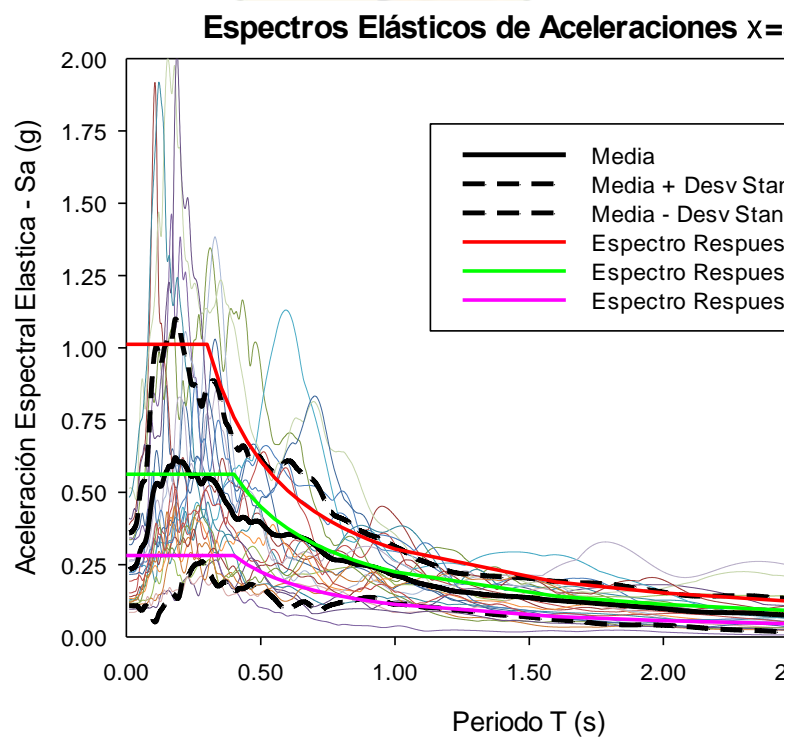
Espectros de Respuesta.

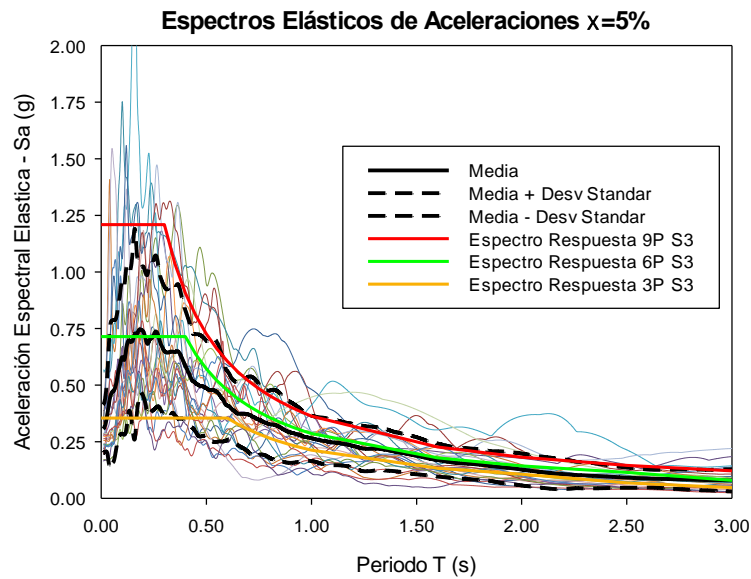
Para la obtención de los espectros de respuesta se procesó en el software Degtra (M. Ordaz & Montoya, 2013), que para cada señal seleccionada se determinaron sus respectivos espectros de respuesta elásticos con un coeficiente de amortiguamiento del 5% respecto al crítico.

La figura 43 muestra los espectros de respuesta determinados para los diferentes tipos de suelos, especificados según la norma sismorresistente E-030. La figura presente los resultados equivalentes normalizados en sus amplitudes espectrales debido a la aceleración máxima de cada registro. Asimismo, se presenta el promedio y su desviación estándar de cada grupo de señal.

Figura 43.

Espectro de respuesta elástico $\xi = 5\%$, (a) Grupo 1 para el tipo S2 del suelo y (b) Grupo 2 para el tipo S3 del suelo.





Fuente: Elaboración propia.

Las incertidumbres de la amenaza sísmica se tienen en cuenta tomando una gran cantidad de registros sísmos que corresponden a las condiciones geotectónicas del suelo dominante. Para el presente estudio se considera 02 grupos según los tipos de suelos, donde los registros sísmicos fueron determinados considerando sus características de estos suelos.

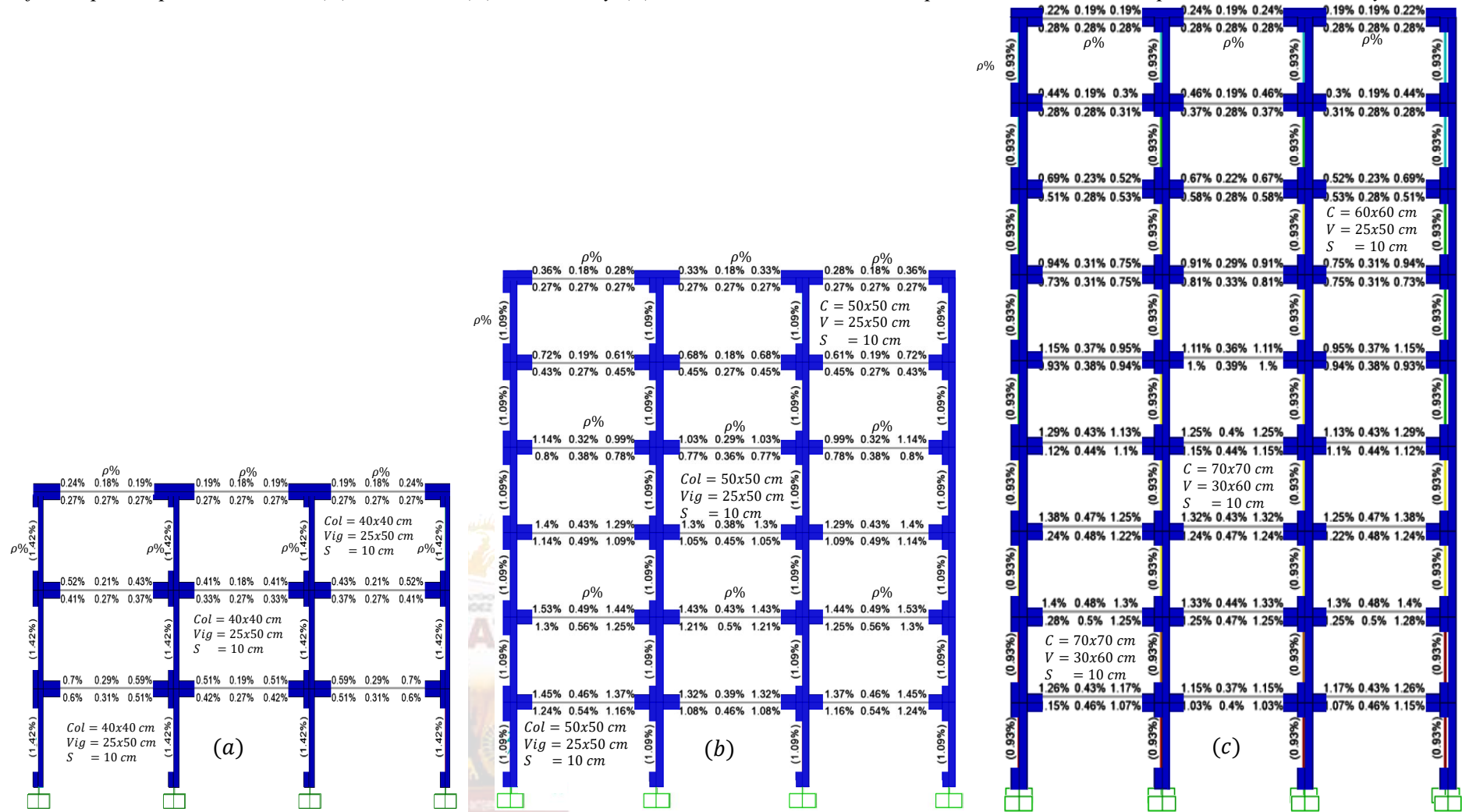
Análisis y diseño de los edificios prototipo.

Para el presente estudio y poder ilustrar la metodología de determinación del índice de resiliencia, se procedió con 03 tipos de edificios de pórticos especial resistentes a momentos de concreto armado, de 03, 06 y 09 niveles respectivamente.

Con niveles de amenaza sísmico alta de $A_a = 0.25$ g. la estructura planteada tipo, representa una composición convencional de viviendas multifamiliares.

Figura 44.

Edificios prototipo de análisis, (a) 3 niveles, (b) 6 niveles y (c) 9 niveles, características para el adecuado comportamiento sísmico y DES.



Fuente: Elaboración propia.

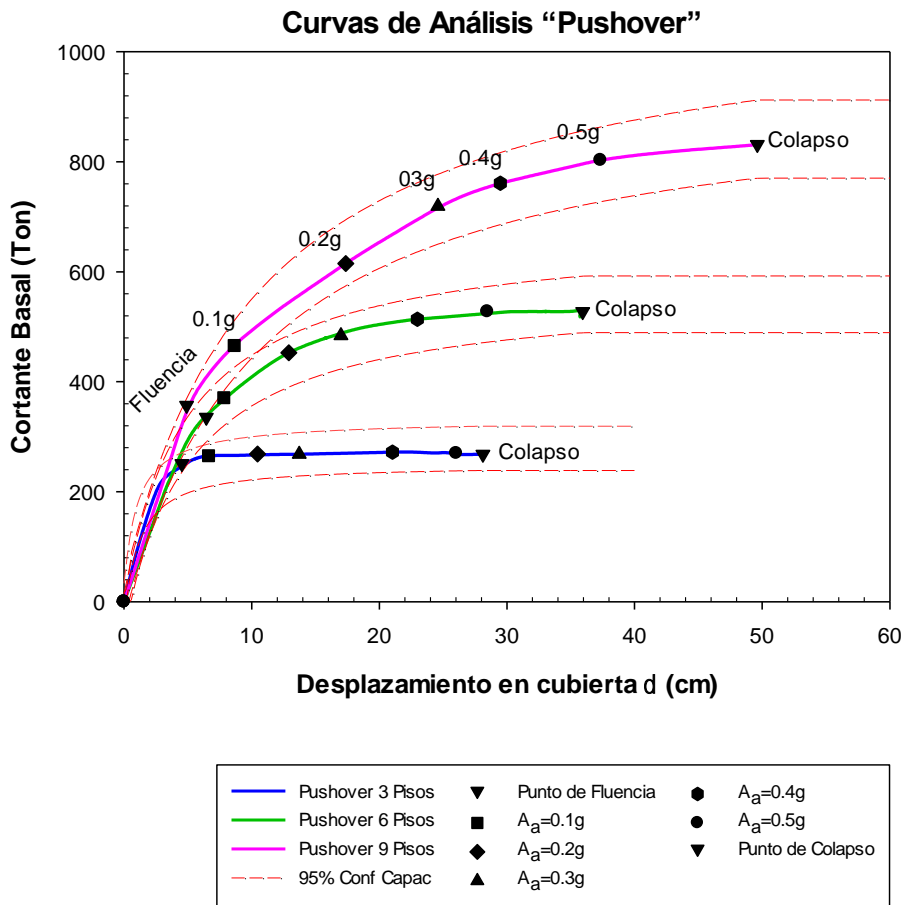
La investigación, su esencia y arte.

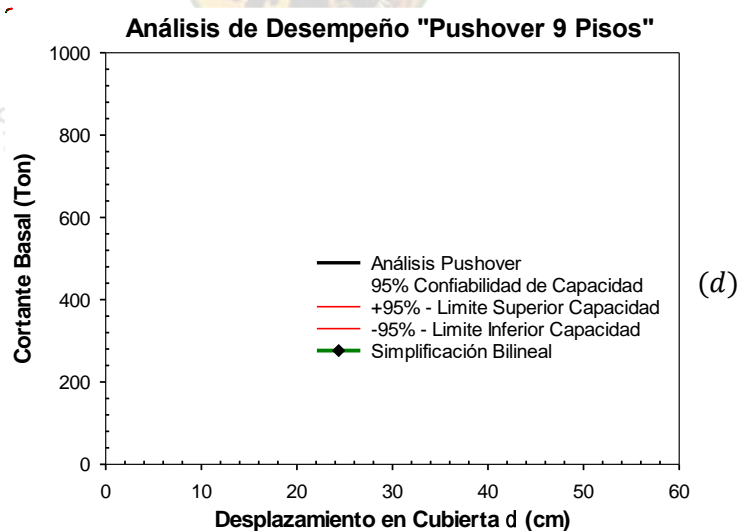
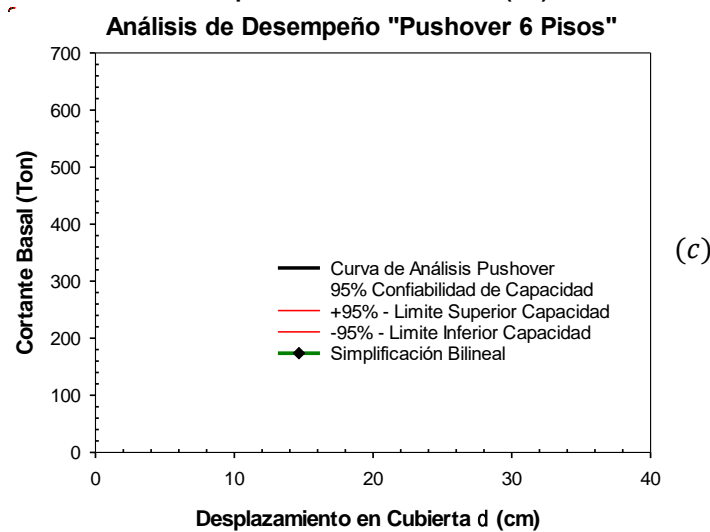
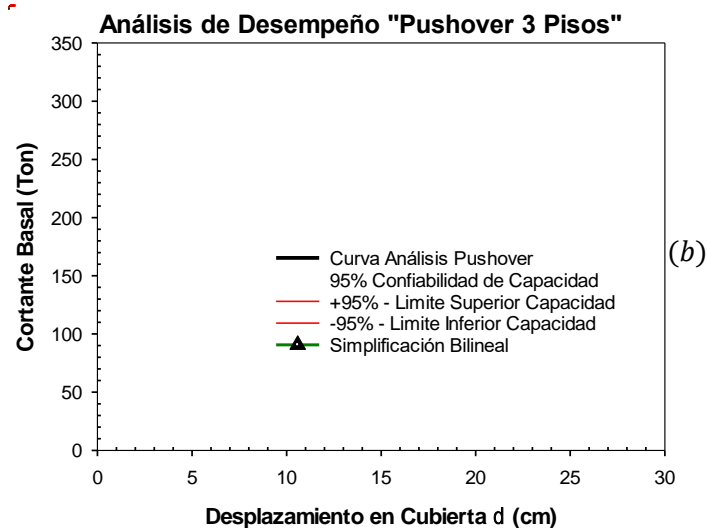
Análisis de desempeño de los edificios.

Los edificios prototipos son analizados y diseñados conforme la normativa sismorresistente y concreto armado E-30 y E60 respectivamente. Los resultados demuestran el comportamiento de los sistemas estructurales que se encuentran dentro de lo esperado, como comportamiento básico. La figura 45, muestra el resultado del análisis no lineal “Pushover”, calculadas mediante un proceso de rotulas plásticas simplificadas para cada sistema estructural. El análisis no lineal simplificado (ATC, 1996), nos permite determina los puntos de comportamiento o desempeño de los sistemas estructurales, entonces, se evalúa para 06 niveles de aceleración máxima del terreno ($A_a=0.1\text{ g}$, 0.2g , 0.3g , 0.4g , 0.5g y 0.6g)

Figura 45.

Curvas de análisis Pushover y puntos de comportamiento no lineales





(a) Pushover y puntos de comportamiento no lineales, (b) Edificio de 3 Pisos, (c) Edificio de 6 pisos y (d) Edificio de 9 pisos, con ϵ_l % de confiabilidad de desempeño.

Fuente: Elaboración propia.

Las curvas de capacidad muestran los diferentes parámetros de los sistemas estructurales; tales como rigidez, resistencia y ductilidad, debido a la aplicación de cargas horizontales; resistencia al corte en la base y la capacidad de desplazamiento respectivamente. Asimismo, se observa que los sistemas estructurales tienen límites mayores de deriva a mayor altura del edificio, entendiéndose como la rigidez horizontal que son contralados por las dimensiones mínimas de las secciones transversales. Por otro lado, las especificaciones de las normas para cumplir con la rigidez están asociadas a los periodos fundamentales generadas por la fuerza sísmica en la base de sistema estructural que por la cual requiere menor rigidez horizontal. La ductilidad debido al desplazamiento horizontal es evidenciada que son mayores para edificios más altos, dado que estas tienen mayor periodo de vibración del modo fundamental. También se determinó, el % de confiabilidad de la curva de capacidad para cada edificio, que está referido al proceso constructivo, errores en los procesos de concepción para el análisis y diseño e incertidumbres en los procesos constructivos. La representación bilineal de la curva de capacidad es parte de la metodología planteada para simplificar el proceso de determinación de la vulnerabilidad y consecuentemente los índices de resiliencia. Para lo cual se determinó en punto en el que la curva lineal pasa a ser no lineal, donde en un análisis no lineal la formación de la primera rotula plástica da inicio al comportamiento no lineal del sistema estructural, sin embargo, este hecho no está relacionado con un cambio brusco de la linealidad de la curva – Pendiente, que es la que representa la rigidez de la estructura. Es por la cual se determinó el punto de fluencia de la curva y sus puntos de comportamiento.



La investigación, su esencia y arte.

Tabla 38.*Parámetros de fragilidad de cada componente según el daño*

Código	Tipo de Estados de Daño	Jerarquía Estados de Daño	ED 1, Descripción	ED 2, Descripción	ED 3, Descripción
B1041.001a B1041.001b B1041.002a	Secuencial	Secuencia (ED1,ED2,ED3)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales menores a 1.5mm. ✓ No hay desprendimiento significativo. ✓ No se presenta pandeo del refuerzo 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales mayores a 1.5mm. ✓ Desprendimiento expone refuerzo. ✓ No se presenta pandeo del refuerzo 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Vigas o articulaciones presentan anchos de fisura residuales mayores a 1.5mm. ✓ Desprendimiento expone refuerzo. ✓ Se presenta pandeo del refuerzo
C1011.004a C1011.004b C1011.004c	Secuencial	Secuencia (ED1,ED2,ED3)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ daño leve que corresponde a la presencia de fisuras y grietas aisladas con espesores menores de 1 mm o en los contactos con otros elementos y caídas de pañete localizadas 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ rotura de piezas de mampostería, agrietamientos en diagonal o en la unión con otros elementos claramente definidos con espesores mayores a 1 mm, daño parcial de muro 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ grietas claramente definidas en diagonal o en las uniones con otros elementos con espesores en el orden de los cm, colapso parcial del muro, inestabilidad del muro.

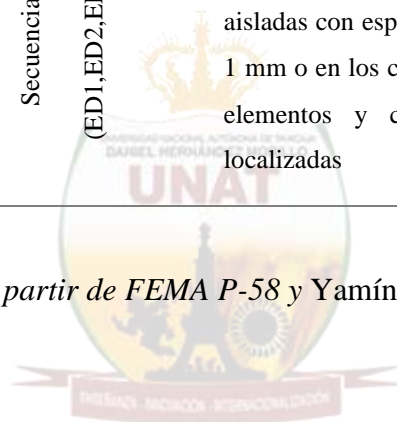
Fuente: *Elaboración propia a partir de FEMA P-58 y Yamín Lacouture, (2016) y L. Yamin, (2015)**La investigación, su esencia y arte.*

Tabla 39.*Parámetros de fragilidad de cada componente según alternativa de reparación*

Código	ED 1, Reparación	ED 2, Reparación	ED 3, Reparación
B1041.001a B1041.001b B1041.002a	✓ Demolición y desmante	✓ Demolición y desmante.	✓ Demolición y desmante.
	✓ Reparar grietas con inyección epóxica y concreto con grout.	✓ Remover 1" de concreto y reemplazarlo.	✓ Reemplazo completo de elemento estructural.
	✓ Reemplazo de acabados.	✓ Reemplazo de acabados y tuberías.	✓ Reemplazo de acabados y tuberías.
C1011.004a C1011.004b C1011.004c	✓ Reparación grietas menores.	✓ Retiro de piezas falladas, reemplazo parcial mampostería,	✓ Demolición completa del muro, reconstrucción,
	✓ Pañete,	✓ pañete completo,	✓ pañete,
	✓ pintura	✓ pintura	✓ pintura

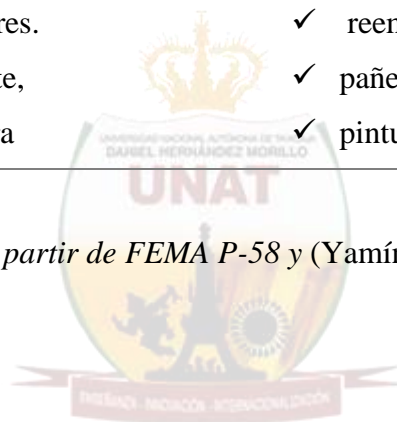
Fuente: *Elaboración propia a partir de FEMA P-58 y (Yamín Lacouture, 2016) y L. Yamin, (2015)**La investigación, su esencia y arte.*

Tabla 40.

Costos de reparación por parámetros de fragilidad de cada componente según alternativa de reparación

CÓDIGO	Componente	Descripción			
		DS 1	DS2	DS 3	DS 4
B1041.001a	Cantidad costo máximo	5	5	5	
	Costo máximo	\$ 1,325.00	\$ 510.00	\$1,650.00	
	LIMITE SUPERIOR - COSTO (días)	5	6	12	
	Cantidad costo mínimo	20	20	20	
	Costo mínimo	\$ 850.00	\$ 465.00	\$1,350.00	
B1041.001b	Cantidad costo máximo	5	5	5	
	Costo maximo	\$ 485.00	\$ 537.00	\$1,850.00	
	LIMITE SUPERIOR - COSTO (días)	7	8	18	
	Cantidad costo minimo	20	20	20	
	Costo minimo	\$ 430.00	\$ 495.00	\$1,325.00	
B1041.002a	Cantidad costo maximo	5	5	5	5
	Costo maximo	\$ 485.00	\$ 537.00	\$1,850.00	\$ 2,500.00
	LIMITE SUPERIOR - COSTO (días)	7	8	18	30
	Cantidad costo minimo	20	20	20	20
	Costo minimo	\$ 430.00	\$ 495.00	\$1,325.00	\$ 2,150.00
C1011.004a	Cantidad costo maximo	1	1	1	
	Costo maximo	\$ 155.00	\$ 184.00	\$1,141.00	
	LIMITE SUPERIOR - COSTO (días)	5	6	20	
	Cantidad costo minimo	10	10	10	
	Costo minimo	\$ 126.00	\$ 144.00	\$ 823.00	
C1011.004b	Cantidad costo maximo	1	1	1	
	Costo máximo	\$ 141.00	\$ 431.00	\$ 935.00	
	LIMITE SUPERIOR - COSTO (días)	4	8	12	
	Cantidad costo mínimo	10	10	10	
	Costo mínimo	\$ 95.30	\$ 416.00	\$ 835.00	
C1011.004c	Cantidad costo máximo	0.5			
	Costo máximo	\$ 3,260.00			
	LIMITE SUPERIOR - COSTO (días)	12			
	Cantidad costo mínimo	5.5			
	Costo mínimo	\$ 2,840.00			
E2022.010a	Cantidad costo máximo	1			
	Costo máximo	\$ 365.00			
	LIMITE SUPERIOR - COSTO (días)	5			
	Cantidad costo mínimo	10			
	Costo mínimo	\$ 342.00			
	LIMITE INFERIOR - COSTO (días)	4			

Fuente: Elaboración propia.

Costos de reparación y reposición

Se determino el presupuesto de los 03 edificios prototipo considerando el uso, que es residencial, por lo tanto, se cuantifico todos los costos de construcción y acabados para los 03 edificios propuestos, en el cuadro 42 se detalla los costos según su función estructural y no estructural.

Asimismo, estos costos representan la mano de obras, materiales e insumos de reparación.

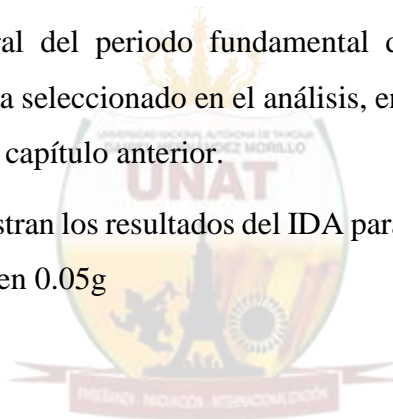
Respuesta del análisis dinámico no lineal

Resultado del IDA

Para el análisis dinámico incremental (IDA), por edificio se desarrollaron 40 incrementos por cada señal, cada grupo de análisis según el tipo de suelo se consideró 22 señales sísmicas, donde se procesaron un total de 2640 análisis.

La aceleración espectral del periodo fundamental de la edificación $S_a(T_1)$, es el parámetro de intensidad sísmica seleccionado en el análisis, entonces, los resultados obedecen al procedimiento descrito en el capítulo anterior.

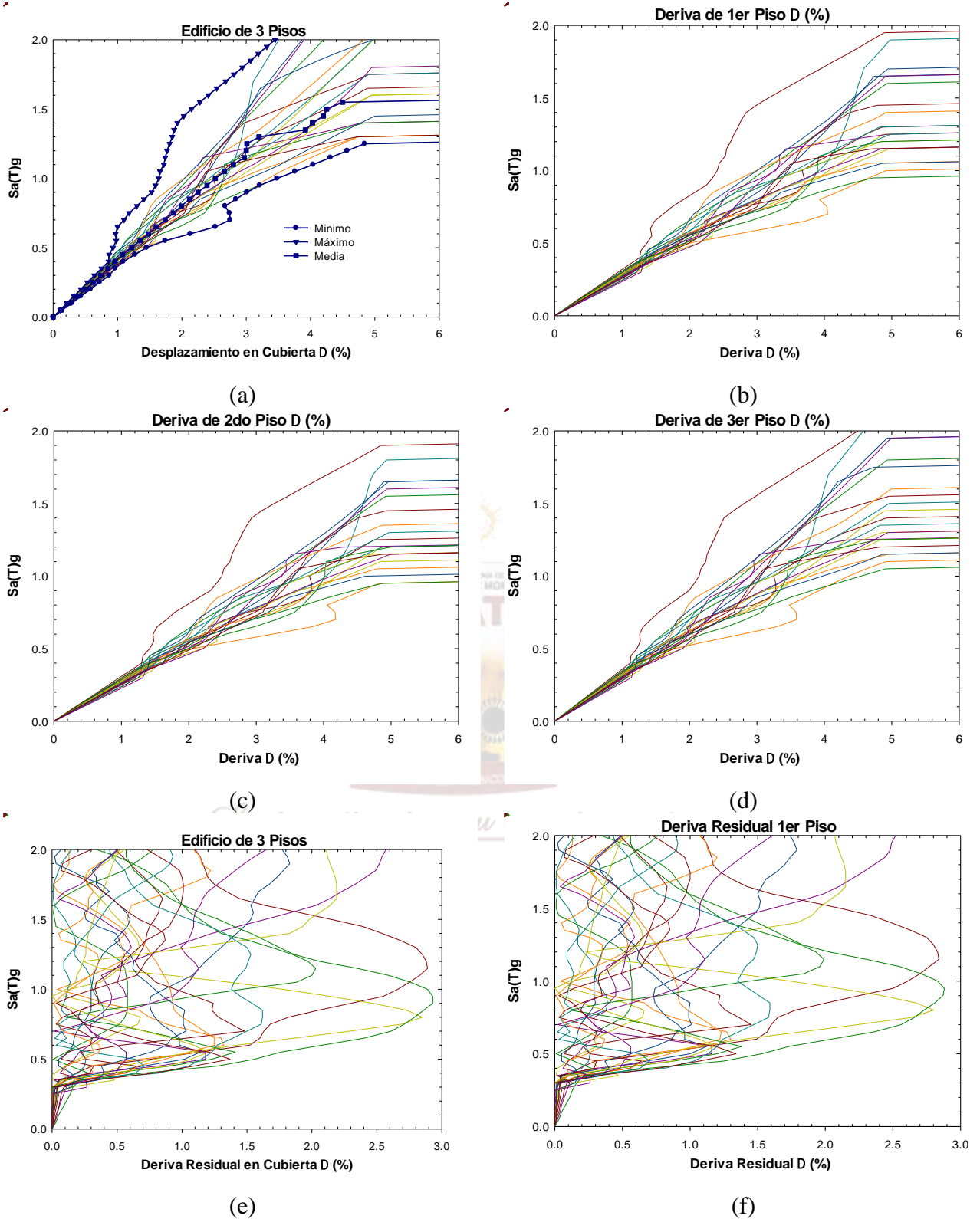
A continuación se muestran los resultados del IDA para los edificios de 3, 6 y 9 niveles, para cada incremento de señal en 0.05g



La investigación, su esencia y arte.

Figura 46.

Curvas de IDA aplicado al edificio de 3 pisos,

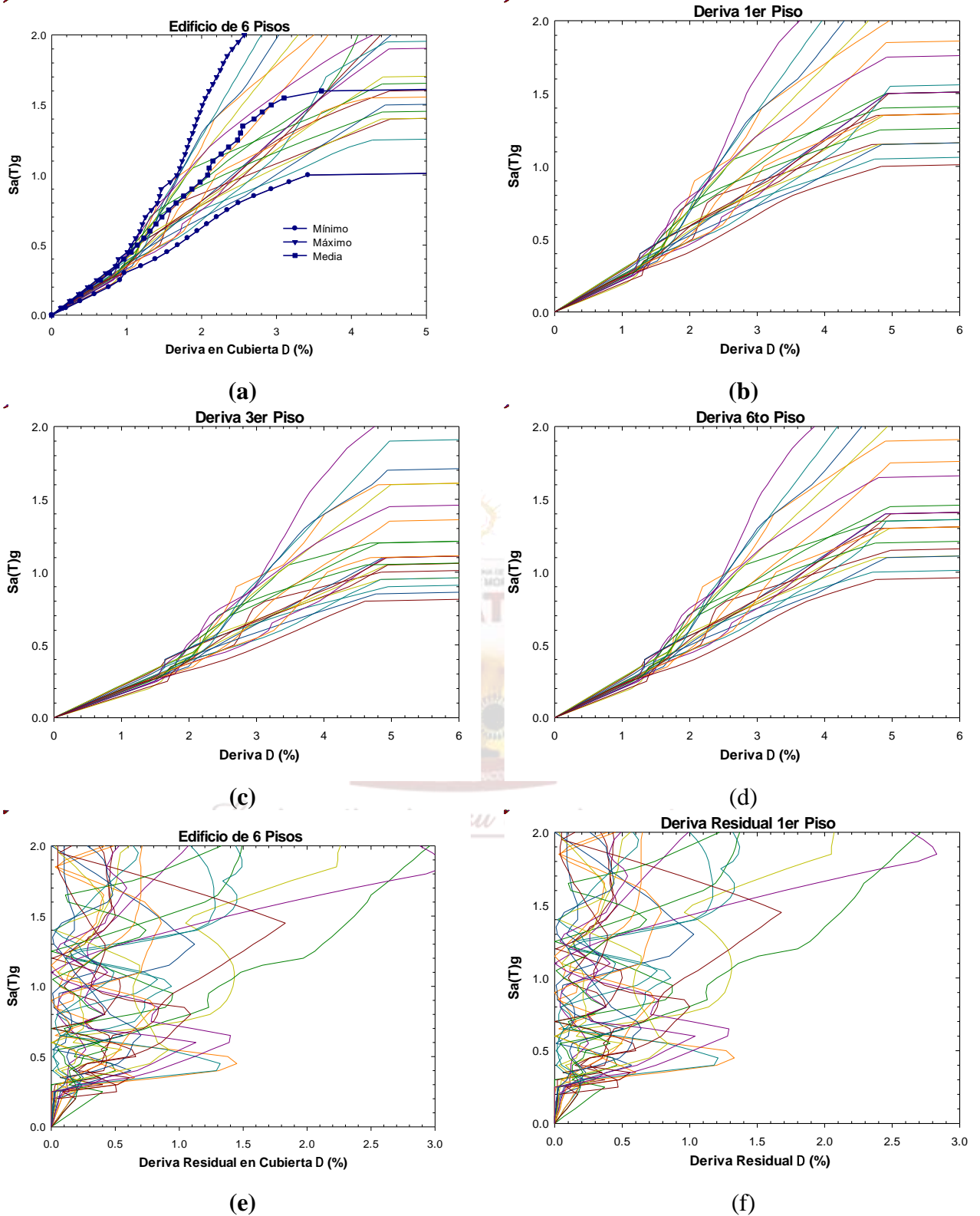


(a) Deriva máxima de cubierta $\Delta\%$ vs Intensidad Sísmica ($Sa = T(g)$), (b, c y d) Deriva de entrepiso y (e y f) Derivas residuales de entrepiso.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 47.

Curvas de IDA aplicado al edificio de 6 pisos

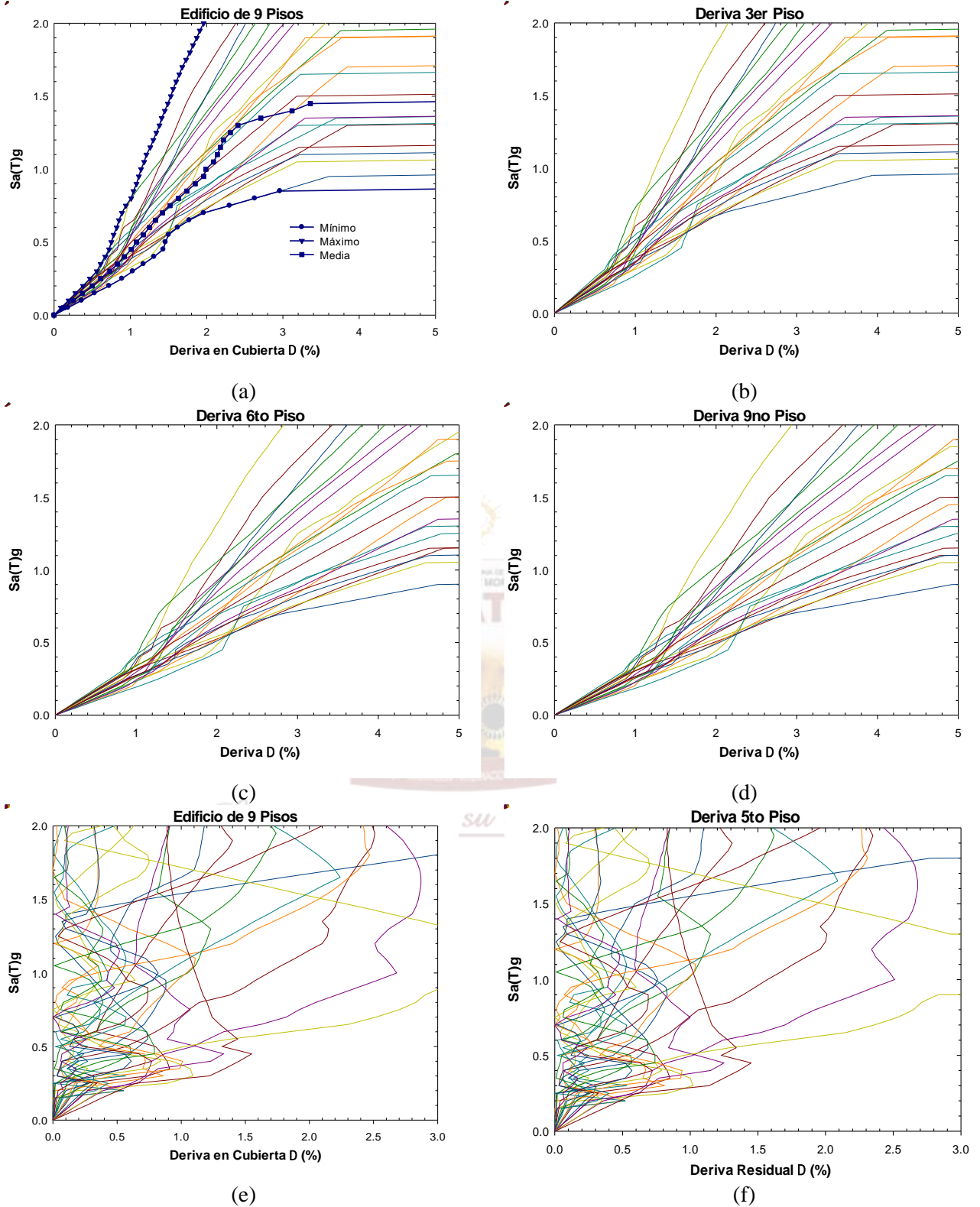


(a) Deriva máxima de cubierta $\Delta\%$ vs Intensidad Sísmica ($Sa = T(g)$), (b, c y d) Deriva de entrepiso y (e y f) Derivas residuales de entrepiso.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 48.

Curvas de IDA aplicado al edificio de 9 pisos



(a) Deriva máxima de cubierta $\Delta\%$ vs Intensidad Sísmica ($Sa = T(g)$), (b, c y d) Deriva de entrepiso y (e y f) Derivas residuales de entrepiso.

Fuente: Elaboración propia.

Análisis del resultado del IDA

El análisis dinámico incremental IDA, es una herramienta muy confiable para determinar el daño global de los sistemas estructurales para diferentes intensidades y representar los resultados por medio de curvas de daño. Entonces, se comparó las intensidades sísmicas máximas versus la deriva máxima en cubierta de los sistemas en análisis.

De las Figuras 45, 46 y 47 se puede observar que presentan inestabilidad frente a cargas horizontales, asimismo, las incertidumbres de los resultados son considerados al considerar y someter a diversas señales sísmicas que obliga a mostrar todo el comportamiento para un adecuado desempeño.

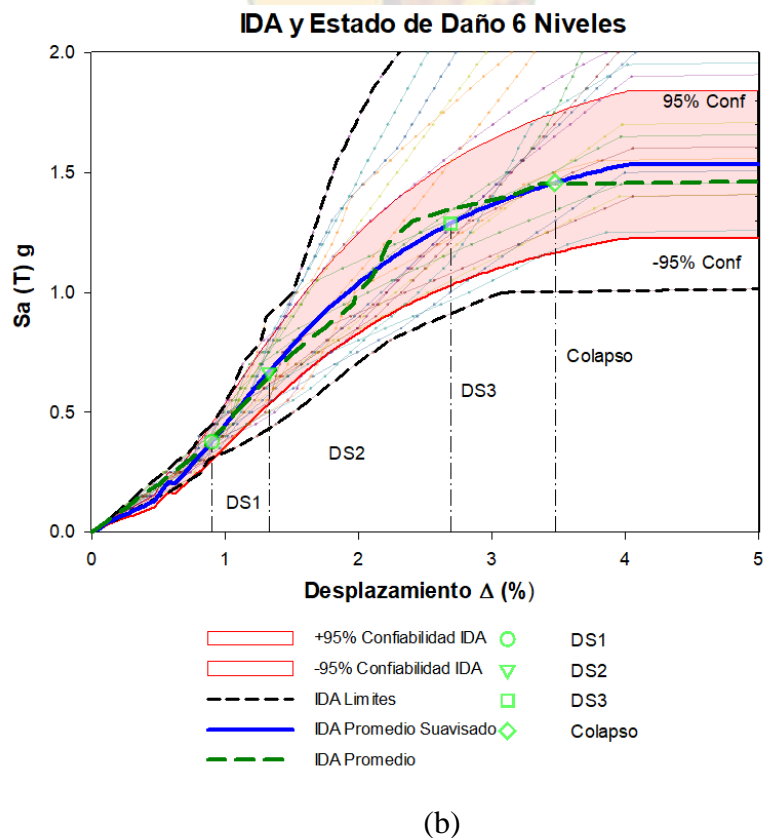
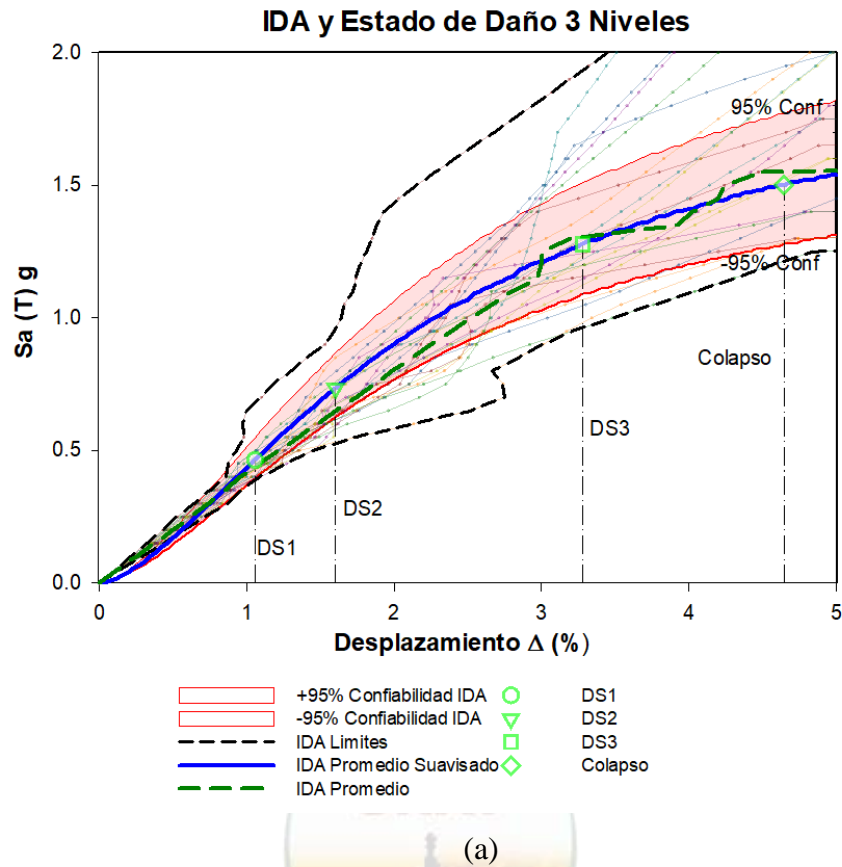
Los puntos de colapso se presentan, según los resultados del IDA, cuando llegan a una inestabilidad máxima y se presenta una deformación horizontal significativa. Entonces, a partir de este punto de colapso se entiende una pérdida total de la edificación. Por lo tanto, cabe aclarar que, el punto de colapso puede en algunos casos ser subestimado que dependerá siempre del análisis con mayor expertiz y conocimiento y generar resultados no representativos en las funciones de vulnerabilidad.

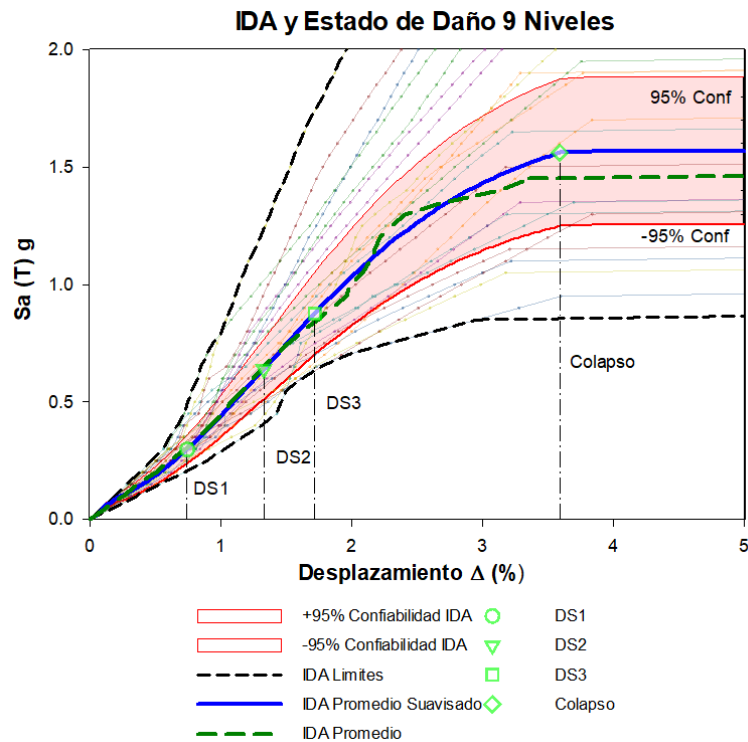
El IDA, proporciona un historial de la respuesta temporal del sistema estructural, de donde se obtiene las características de respuesta de la estructura, así como el índice de daño y desplazamientos en cobertura. Entonces, la curva de daño es la curva que relaciona la media de intensidad del sismo con un índice de daño global.

Consecuentemente, la incertidumbre en los resultados del IDA se acoge al haber considerado señales sísmicas representativas según la geotectónica de la zona de estudio, entonces, en el proceso simulación probabilista como parte del IDA que describe la acción sísmica como una variable aleatoria. Por lo tanto, se consideró 22 señales sísmicas para cada grupo de análisis.

El resultado del IDA, también muestra que el comportamiento es similar en todos los niveles en estructuras menores a 6 pisos. Para pisos mayores y para el caso de estudio de 9 pisos las máximas derivas corresponden a los pisos intermedios

Análisis del mecanismo de colapso.

Figura 49.*Curvas de IDA aplicado al edificio*



(c)

(a) 3 pisos, (b) 6 pisos y (c) 9 Pisos, se determina el IDA promedio real y suavizado con los estados de daño que consideran puntos de reparación.

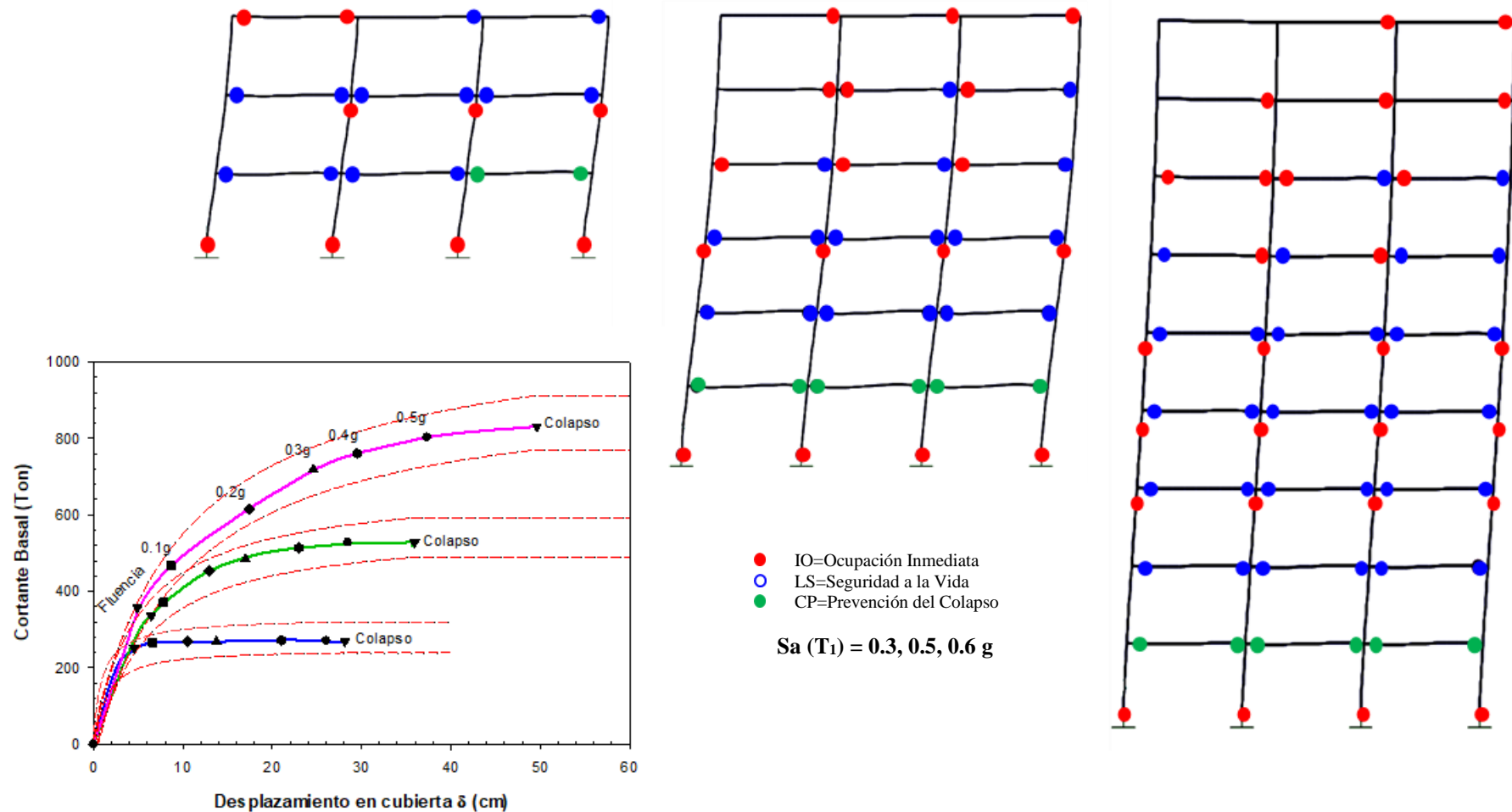
Fuente: Elaboración propia.

Los estados de daño se determinaron para caracterizar la extensión del daño físico en el sistema estructural, considerando el promedio la curva suavizada de desempeño. Entonces, la respuesta estructural de los estados de daño mostrados en la Figura 49, donde son puntos para considerar desarrollar las reparaciones asociadas a los umbrales de los PDS asociados a cada uno de los estados de daño.

Por otro lado, los mecanismos de colapso son expresado de manera adecuada por el análisis dinámico no lineal, siendo estas un procedimiento típico para los sistemas estructurales por grupos de señales. Entonces, para los mecanismos de colapso se establecen las rotulas plásticas de los elementos estructurales según ASCE (2007) y se determina los mecanismos de colapso según lo recomendado por Haselton & Deierlein, (2008).

Figura 50.

Mecanismo de colapso típico controlado por el sistema de falla de piso



(a) 3 pisos, (b) 6 pisos y (c) 9 Pisos, para una variación de intensidad $S_a(T)$.

Fuente: Elaboración propia. *investigación, su esencia y arte.*

Funciones de vulnerabilidad

Resultados de las funciones de vulnerabilidad

Existen metodologías detalladas (L. Yamin et al., 2017; Yépez et al., 1996b) que permiten evaluar la sensibilidad de los costos y tiempos de reparación mediante la identificación y definición de zonas de reparación, elaboración y estimación de cronogramas de intervención de acuerdo a los niveles de daños alcanzados para cada uno de los componentes. Este nivel de detalle no se considera práctico para la evaluación del riesgo sísmico a nivel de portafolios o tipologías de edificaciones. Razón por la cual se plantea una metodología simplificada para la estimación de estos parámetros a nivel de vulnerabilidad sísmica de tipologías de edificaciones.

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones se realizó siguiendo la recomendación de la metodología propuesta por Yamín Lacouture, (2016). Para esto se consideraron los siguientes aspectos:

Selección de los componentes estructurales y no estructurales susceptibles de daño. En este caso los componentes considerados son:

1) Componentes estructurales:

- Nodos viga-columna para las condiciones de conformidad y no conformidad con los requisitos sísmicos

2) Componentes no-estructurales:

- Muros de fachada conformados por mampostería simple y confinada.
- Muros divisorios conformados por particiones livianas.
- Contenidos frágiles.

Una vez identificados los componentes susceptibles de daño se seleccionaron las funciones de fragilidad de la base de datos del FEMA P58 (Zeng et al., 2016). Los valores correspondientes a costos y tiempos de reparación se ajustaron para los diferentes niveles de daño definidos en cada una de estas para representar la economía de escala de Perú, debido a que los valores originales corresponden al entorno de economía de EEUU.

La valoración de costos y tiempos fue realizada por encuesta y promediada según el criterio del investigador.

Los componentes susceptibles de daño se definen en la base de datos de componentes para definir las condiciones de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la edificación. La siguiente tabla presenta la definición de los componentes para un piso tipo.

Group	SubGroup	Fragility Function	Description	Demand Parameter	Quantity	EDP file	Column Index	Correlation
S	C1	B1041.001a	ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side	Story Drift Ratio	4	Drift	1	0
S	C2	B1041.001b	ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides	Story Drift Ratio	8	Drift	1	0
S	C3	B1041.002a	ACI 318 SMF , Conc Col & Bm = 24" x 36", Beam one side	Story Drift Ratio	4	Drift	1	0
F	M1	C1011.004b	Wall Partition, Type: UR masonry Full Height, Fixed Below, restrained Above, confining RC elements (DES Fragil)	Story Drift Ratio	4	Drift	1	1
F	M2	C1011.006b	Facade, Type: Conf. masonry Full Height, Fixed Below, restrained Above, confining RC elements + glass (Fragil DES)	Story Drift Ratio	7	Drift	1	1
F	OT	C3011.001a	Wall Partition, Type: Gypsum + Wallpaper, Full Height, Fixed Below, Fixed Above	Story Drift Ratio	3	Drift	1	1
F	OT	E2022.010a	Fragile Contents, doors, windows, unknown restraint (Drift)	Story Drift Ratio	11	Drift	1	1

La siguiente tabla presenta los costos máximos de reparación que se podrían obtener en caso de que todos los componentes definidos alcancen el último estado de fragilidad de daño.

Tabla 41.

Costos de reparación por componentes.

COSTO REPARACION POR COMPONENTES			
GRUPO	3P	6P	9P
<i>S</i>	\$ 449,700	\$ 899,400	\$ 1,349,100
<i>F</i>	\$ 77,708	\$ 155,417	\$ 233,125
<i>C</i>	\$ -	\$ -	\$ -
TOTAL	\$ 527,408	\$ 1,054,817	\$ 1,582,225

Fuente: Elaboracion propia.

De forma conjunta se realizó un análisis simplificado para la evaluación de los costos de reemplazo a nuevo y pérdidas consecuenciales por interrupción para cada una de las edificaciones. Los costos de reemplazo a nuevo se establecieron con base a un valor por m² representativo del tipo de edificaciones bajo consideración. Por otra parte, la evaluación de las pérdidas consecuenciales se realiza con base en los tiempos de reparación y se dividió en dos aspectos.

El primero corresponde a los costos de alquiler de un edificio en condiciones similares para mantener la operación mientras se realiza el proceso de reparación, este valor se obtuvo de una encuesta desarrollada para los niveles B y C. El segundo aspecto obedece al costo de la mano de obra para la reparación de la edificación mediante el número de cuadrillas para la ejecución de las labores de intervención en elementos estructurales y no estructurales, en el cual se definieron cuatro escenarios. El primer escenario indica un escenario de una sola cuadrilla para el desarrollo de las labores de reparación. El segundo escenario representa una

cuadrilla por piso para el desarrollo de las labores de reparación. El tercer escenario corresponde a dos cuadrillas por piso y el cuarto escenario corresponde a tres cuadrillas por piso. Esto permite de forma simplificada realizar una evaluación de la distribución de recursos para los tiempos de reparación de las edificaciones siendo analizadas. La siguiente tabla resume los costos asociados para cada uno de los escenarios mencionados anteriormente.

Tabla 42.

Costos de reemplazo a nuevo.

		<i>Reemplazo a nuevo</i>	<i>Arriendo nuevo edificio</i>
Apiso	[m2]	272	272
Costo	[USD \$ /m2]	\$ 700	26
Costo	[USD \$ /piso]	\$ 190,400	\$ 7,072

Fuente: Elaboracion propia.

Tabla 43.

Costos de perdidas consecuenciales.

<i>Edificio</i>	<i>Número de pisos</i>	<i>Reemplazo a nuevo</i>	<i>Alquiler nuevo edificio</i>	<i>Escenario 0</i>	<i>Escenario 1</i>	<i>Escenario 2</i>	<i>Escenario 3</i>
	[-]	[USD \$]	[USD \$ /día]	[USD \$ /día]	[USD \$ /día]	[USD \$ /día]	[USD \$ /día]
3P	3	\$ 571,200	\$ 707	\$ 850	\$ 1,135	\$ 1,562	\$ 1,989
6P	6	\$ 1,142,400	\$ 1,414	\$ 1,557	\$ 2,269	\$ 3,124	\$ 3,978
9P	9	\$ 1,713,600	\$ 2,122	\$ 2,264	\$ 3,404	\$ 4,685	\$ 5,967

Fuente: Elaboracion propia.

Al comparar los costos de reparación máximos esperados de la base de componentes y los costos de reemplazo máximo se observa que los valores presentan diferencias del 20% por lo cual se establece que los valores definidos están dentro de los rangos aceptables. Se aclara que estas cifras no incluyen los costos asociados con valores del terreno, procesos administrativos y diseños técnicos de la intervención.

En resumen, se tiene que para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en términos de tiempos y costos de reparación se consideran cuatro escenarios con base al número de cuadrillas para la intervención de los daños en componentes estructurales y no estructurales.

- El primer escenario “**Escenario 0**” indica de una sola cuadrilla para el desarrollo de las labores de reparación de la edificación.

- El segundo escenario “**Escenario 1**” representa una (1) cuadrilla por piso para el desarrollo de las labores de reparación de la edificación.
- El tercer escenario “**Escenario 2**” corresponde a dos (2) cuadrillas por piso para el desarrollo de las labores de reparación de la edificación.
- El cuarto escenario “**Escenario 4**” corresponde a tres (3) cuadrillas por piso para el desarrollo de las labores de reparación de la edificación.

El análisis y obtención de las funciones de vulnerabilidad se realiza usando la metodología propuesta por L. Yamin et al., (2017) y el programa FUNVUL Components V2.0.

Evaluación de la sensibilidad de las funciones de vulnerabilidad

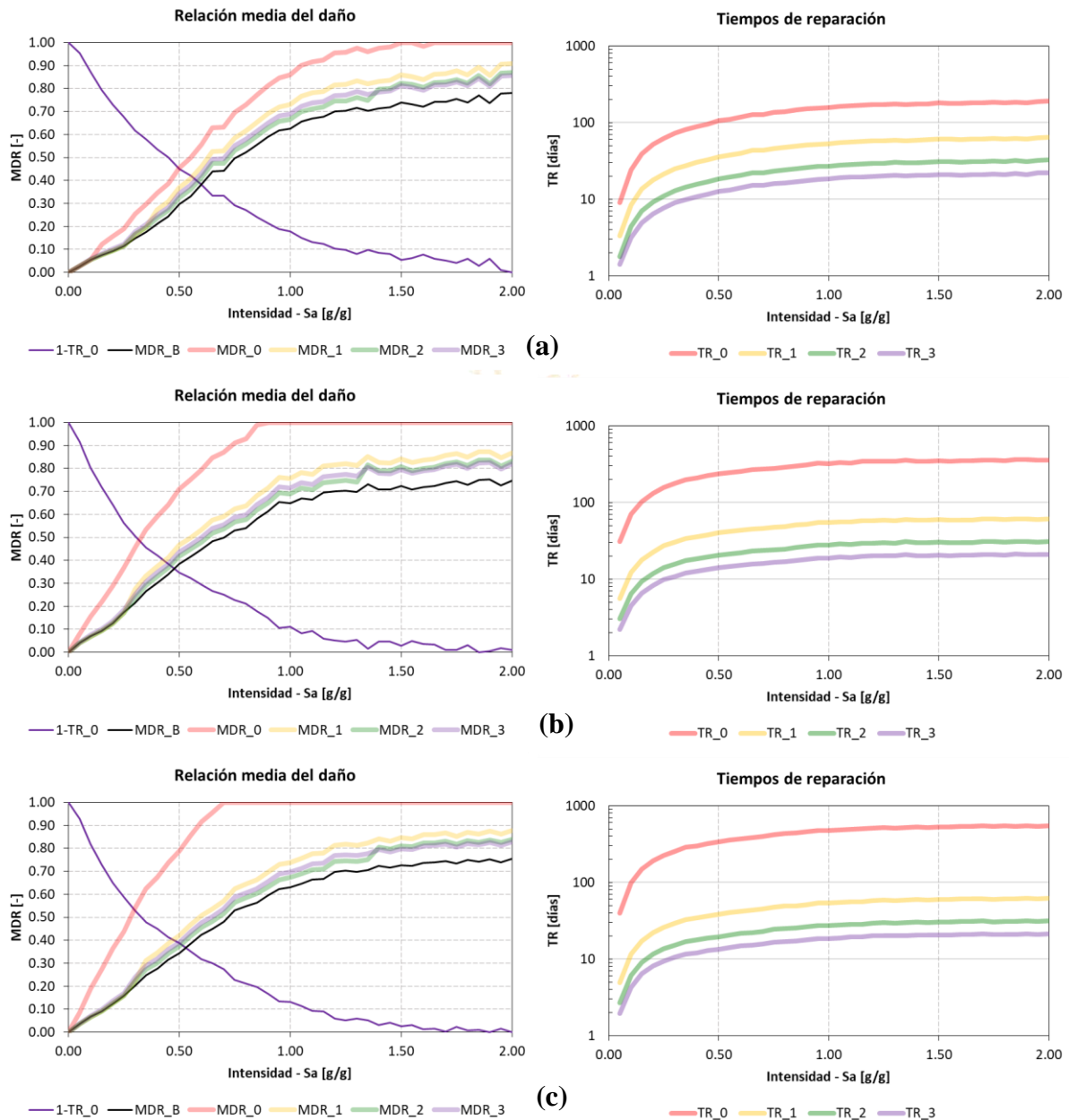
Con base a los resultados obtenidos se realiza una evaluación de la eficiencia en los tiempos y costos de reparación a nivel de función de vulnerabilidad para identificar los niveles recomendados. Para esto se desarrolla:

- ⇒ La evaluación de la eficiencia en los costos de reparación. Para estos se considera el escenario 0 como el de referencia. El cálculo de la eficiencia se toma como el costo normalizado de reparación esperado para el escenario 1, 2 y 3 dividido entre el costo normalizado de reparación esperado para el escenario 0.
- ⇒ Definición del umbral de tiempos de reparación máximos para estas edificaciones en este caso se consideran 30 y 100 días como valores de referencia.
- ⇒ Identificación de las intensidades sísmicas que representan los puntos de quiebre y control. Se consideran 4 puntos.
 - El primer punto obedece al punto donde para el escenario 0 el tiempo de reparación es igual a 100 días.
 - El segundo punto es donde se intercepta la curva de vulnerabilidad sísmica en términos de relación media del daño de reparación (*RMDR*) y la curva de la relación media de tiempos de reparación normalizados del escenario 0 (*calculada como $1 - RMTR$*).
 - El tercer punto indica la intensidad en la cual se alcanza un tiempo de reparación de 30 días para el escenario 2.

- El cuarto punto se toma como la intensidad máxima a partir de la cual no se recomienda realizar intervenciones en la edificación, en este caso se toma como $Sa = 1.2g$.

Figura 51.

Evaluación de la eficiencia en los tiempos y costos de reparación a nivel de función de vulnerabilidad



(a) 3 pisos, (b) 6 pisos y (c) 9 Pisos, que identifica los niveles recomendados.

Fuente: Elaboración propia.

⇒ La evaluación del índice de resiliencia. El cálculo del índice se realiza como el área bajo la curva de resiliencia, donde esta curva se calcula como el valor mínimo entre la curva de eficiencia y la curva modificada de la relación media del tiempo de reparación. La curva de eficiencia se calcula como la relación entre la RMDR para el escenario bajo consideración dividida entre el RMDR del escenario 0. La curva modificada de tiempo se calcula como la unidad menos la RMTR del escenario bajo consideración.

En las figuras 52, 53 y 54 presenta un resumen de los análisis mencionadas anteriormente.

Evaluación de la resiliencia

Evaluación de la resiliencia sísmica

Para Determinar la resiliencia sísmica y las pérdidas económicas considerando la PML y PAE, a partir de la vulnerabilidad de los sistemas estructurales. Se caracteriza y de los cuales los indicadores de riesgo sísmico como el PMP y PAE se usan para determinar la resiliencia de los sistemas. En este caso se introduce un nuevo término que indica el tiempo de reparación anual esperado TRAE. Para su implementación dentro del análisis de riesgo se ajusta el módulo de vulnerabilidad como sigue:

- 1) **Módulo de amenaza:** permanece igual.
- 2) **Módulo de exposición:** Se modifica el valor expuesto de cada elemento donde se toma el tiempo máximo de reparación según la función de vulnerabilidad que mejor caracteriza la edificación. Este valor se obtiene del análisis de vulnerabilidad sísmica presentado anteriormente. Para este caso se define como el tiempo máximo de reparación para el escenario 0.
- 3) **Módulo de vulnerabilidad:** La función de vulnerabilidad sísmica se define en términos de la relación media de los tiempos de reparación. Esta se obtiene como el tiempo de reparación del escenario bajo consideración dividido entre el tiempo máximo de reparación para el escenario 0.
- 4) **Módulo de riesgo:** permanece igual.

Con base a este procedimiento se obtiene un indicador similar a la *PAE* pero en términos de tiempo de reparación llamado tiempos de reparación anual esperada, *TRAE*. Este nuevo indicador de riesgo se toma como base para la evaluación de la resiliencia.

La evaluación de la resiliencia sísmica a través del PMP, PAE y TRAE para un portafolio de edificaciones se establece de la siguiente manera:

- 1) Obtención del PMP y PAE del portafolio usando funciones de vulnerabilidad que solo consideran los costos directos, es decir no incluyen los costos asociados a pérdidas consecuenciales.
- 2) Definición simplificada de los escenarios base y comparativos en términos de costos para considerar las pérdidas por interrupción de las edificaciones. Estos valores deben ser costos por día. Para este caso se usan los valores previamente definidos en el análisis de la vulnerabilidad sísmica. Se toma el escenario 0 como el escenario base y el escenario 2 como el comparativo.
- 3) Obtención del TRAE del portafolio usando las funciones de vulnerabilidad en términos de la relación media de los tiempos de reparación para el escenario base y el/los comparativo(s).
- 4) Obtención de la resiliencia la cual requiere el cálculo de los siguientes indicadores de eficiencia:

- a. **Índice de eficiencia por mano de obra** del escenario i , $IEMO|escenarioi$.
Calculado como la $1 - (demanda / capacidad)$. $[1, 0]$
 - i. El cálculo de la capacidad de la mano obra disponible se puede obtener de datos censales.
 - ii. El cálculo de la demanda se puede determinar como la sumatoria del número de cuadrillas consideradas por el escenario multiplicada por el número de personas que conforman la cuadrilla multiplicada por el número de edificaciones de la tipología.
- b. **Índice de eficiencia del PAE** del escenario i , $IPEAE|escenarioi$ incluyendo las pérdidas consecuenciales para cada uno de los escenarios definidos.
Calculada como la $(PAEm|escenarioi / PAE|costos directos) - 1$. $[0, > 2]$
 - i. Determinación de las pérdidas consecuenciales anuales esperadas, $PCAE$; para esto se tomará el TRAE máximo por tipología de edificación multiplicado por el costo de pérdida consecencial para el escenario.
 - ii. Donde la PAE modificada ($PAEm|escenarioi$) incluye las pérdidas consecuenciales. Calculada como la suma de la $PAE|costos directos$ y $PCAE|escenarioi$.

c. **Índice de eficiencia del PMP** del escenario i , $IEPMP|escenarioi$. Para esto se debe:

- i. Estimar de la intensidad sísmica máxima por tipología de edificación del $PAE|escenarioi$, $IMPAE|escenarioi$ de acuerdo con los resultados de la $PAE|costos directos$.
- ii. Estimación de la relación entre el $PMP|costos directos$ y la $PAE|costos directos$. El $PMP|costos directos$ se obtendrá para los periodos de retorno de 500 y 2,500 años.
- iii. Cálculo de la PMP modificada ($PMPm|escenarioi$). Esta se calcula como:

H-Paso 1. Determinar la intensidad máxima del $PMP|costos directos$, $IMPMP|escenarioi$. Calculada como el $IMPMP|escenarioi * PMP|costos directos / PAE|costos directos$.

H-Paso 2. Determinar el tiempo máximo de reparación del $PMP|costos directos$, $TRPMP|escenarioi$ usando la intensidad $IMPMP|escenarioi$.

H-Paso 3. Calcular la pérdida máxima consecencial para el PMP como la suma del $TRPMP|escenarioi * costo$ pérdida consecencial por edificación.

H-Paso 4. Obtener el índice de eficiencia de la $PMPm|escenarioi$ incluyendo las pérdidas consecenciales. Calculado como:

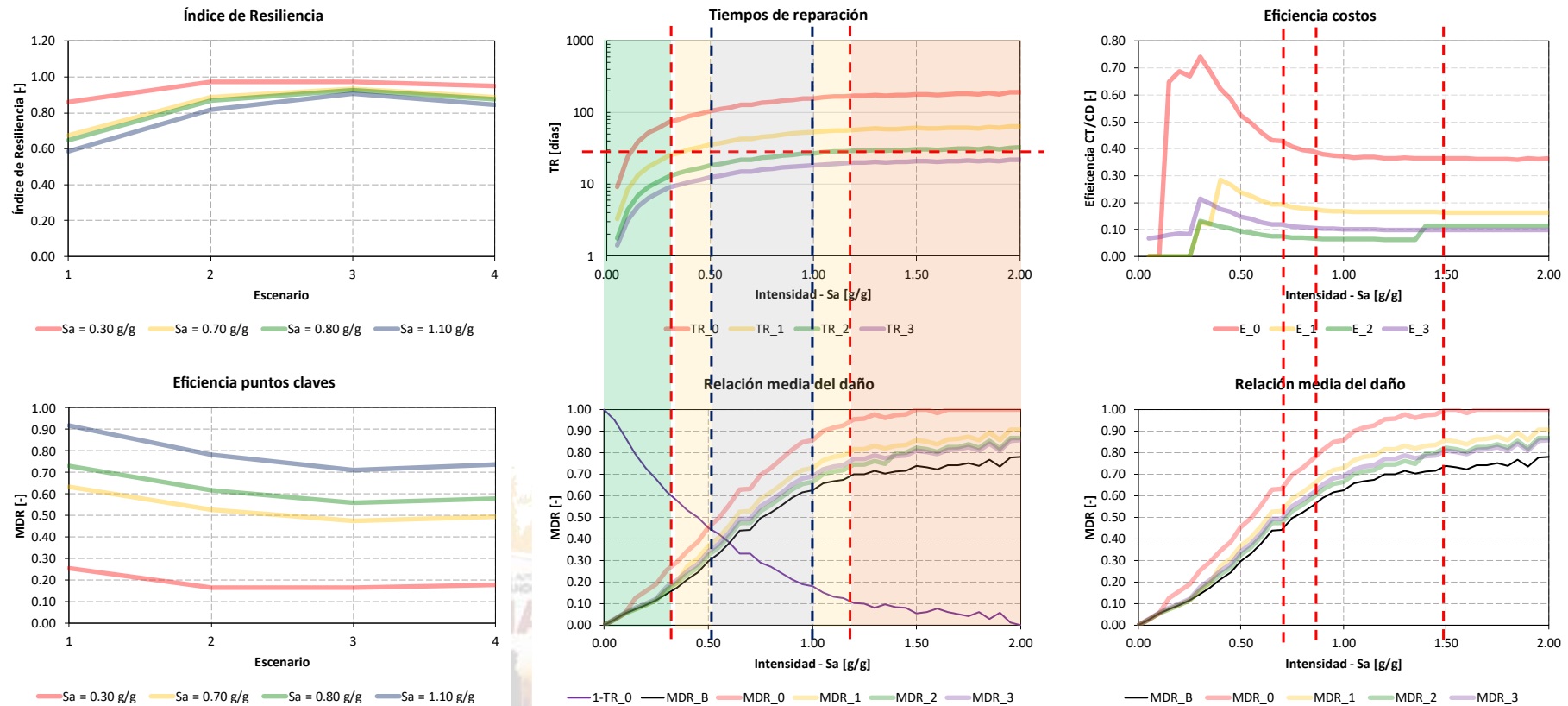
$$(PMPm|escenarioi / PMP|costos directos) - 1. [0, > 2)$$

d. **Determinación de la resiliencia sísmica en términos de PMP y PAE** del escenario i $[1,0]$. Esta se calcula como el valor promedio ponderado de los índices de eficiencia; $IEMO|escenarioi$, $IEPAE|escenarioi$ e $IEPMP|escenarioi$. Para esto se debe definir un peso a cada uno de los tres indicadores los cuales quedan a criterio del decisor.

e. **Ajuste del IRS por los tiempos de recuperación máximos esperados**, esta opción permite considerar de forma directa los tiempos de reparación máximos esperados del portafolio, ya sea definido a nivel del PAE o PMP. Este factor $faTr$ se calcula como el (tiempo máximo esperado de reparación del $escenario i / tiempo de reparación$ definido por el usuario) – 1. Finalmente, el IRS modificado se obtiene como $IRSm = faTr \times IRS$.

Figura 52.

Evaluación del índice de resiliencia y eficiencia de los tiempos y costos de reparación a partir del umbral de tiempos de reparación y la función de vulnerabilidad como relación media de daño para el edificio de 3 pisos.

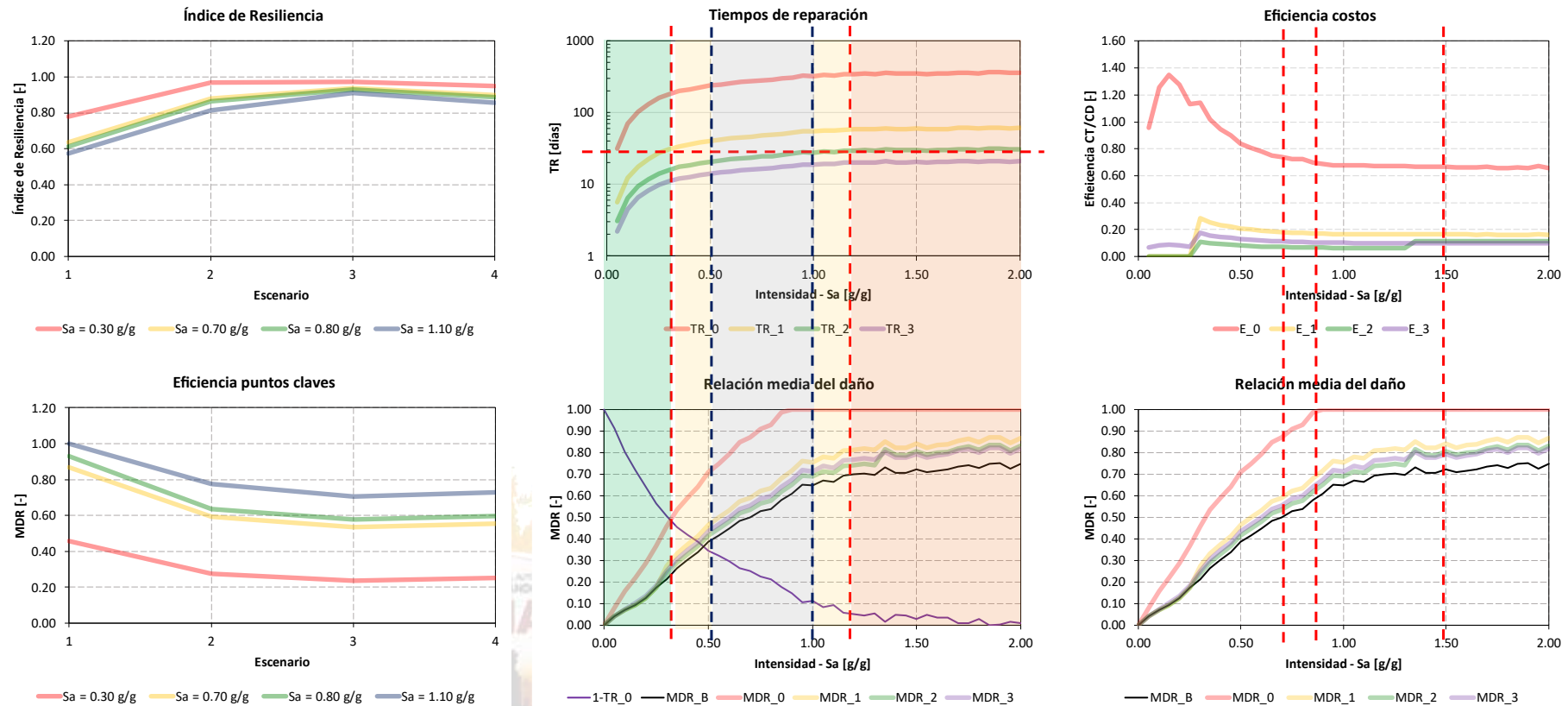


Fuente: Elaboración propia.

La investigación, su esencia y arte.

Figura 53.

Evaluación del índice de resiliencia y eficiencia de los tiempos y costos de reparación a partir del umbral de tiempos de reparación y la función de vulnerabilidad como relación media de daño para el edificio de 6 pisos.

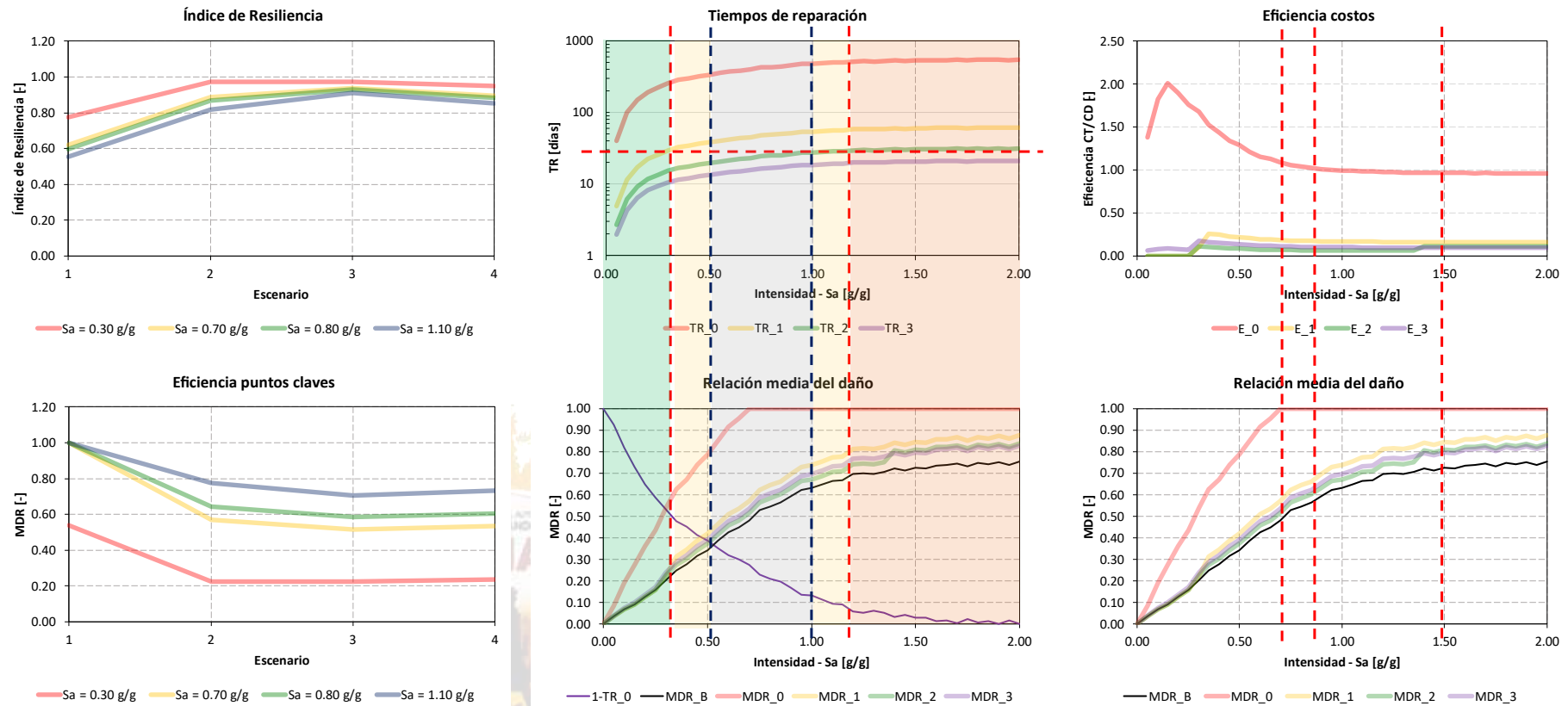


Fuente: Elaboración propia.

La investigación, su esencia y arte.

Figura 54.

Evaluación del índice de resiliencia y eficiencia de los tiempos y costos de reparación a partir del umbral de tiempos de reparación y la función de vulnerabilidad como relación media de daño para el edificio de 9 pisos.



Fuente: Elaboración propia.

La investigación, su esencia y arte.

Análisis de resultados

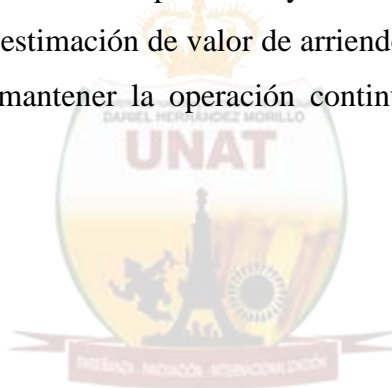
Con base a los resultados obtenidos se observa:

- Los escenarios 1 y 2 presentan las mayores eficiencias, mientras que para el escenario 3 ya la eficiencia no es tan alta en costos y tiempos de reparación. En el caso de la eficiencia de costos se observa un patrón independiente de la tipología de la edificación, marcado por una relación inversamente proporcional entre los costos de pérdidas consecuenciales y el tiempo de reparación, que se acentúa entre el escenario 0 y escenario 1. Para los escenarios subsecuentes la diferencia no es tan marcada. Esto obedece a que el escenario 0 identifica los tiempos de reparación considerando una cuadrilla para reparar la totalidad de la edificación. Por otra parte, el escenario 1 establece una cuadrilla por piso, esperando obtener un decrecimiento en los tiempos de reparación de manera aproximada en el orden del número de pisos.
- Los índices de resiliencia para cada una de las cuatro intensidades definidas como clave alcanzan su máximo valor en el escenario 2, este presenta un número máximo de dos cuadrillas por piso. Este valor representa una ocupación de 20 m² de piso/persona, valor similar al rango de ocupación definido por normativas internacionales para edificaciones con uso residencial (18 m² de piso / persona). La distribución del número de cuadrillas por piso se realiza de manera simplificada sin llegar al detalle de otras metodologías más detalladas que consideran la distribución de los recursos humanos mediante zonas de afectación para cada piso. Esta condición no se tuvo en cuenta dado que la intención es realizar una evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica.
- Las tres tipologías de edificaciones analizadas presentan el mismo comportamiento en los puntos de quiebre de las intensidades sísmicas. Esto obedece a que presentan la misma configuración de piso. Se aclara que para la edificación 3P estos valores difieren en un 20 – 40% respecto a los valores de las tipologías 6P y 9P, lo cual se identifica desde los PDS, parámetros de demanda sísmica que tienen un comportamiento similar. Lo cual justifica la importancia de los PDS en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.
- La eficiencia máxima se presenta en intensidades menores que es donde mayor variabilidad se tiene y obedece a la baja dispersión y comportamiento en el

rango elástico de las edificaciones, como se puede observar en el comportamiento de los PDS.

- Los puntos de quiebre pueden definirse de forma aproximada o pueden ajustarse a criterio del decisor para la evaluación aproximada del riesgo de manera indirecta sin desarrollar un análisis detallado.

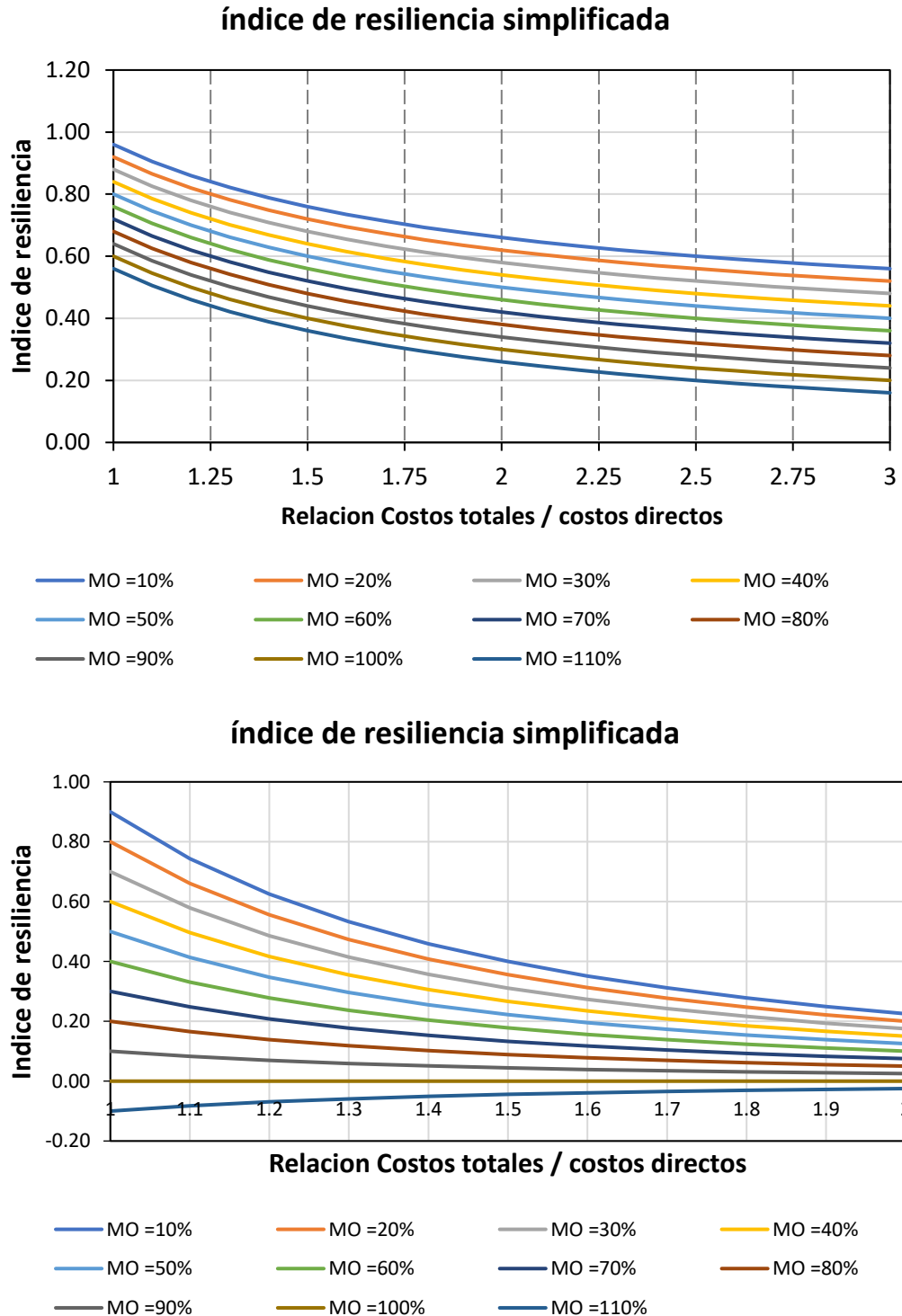
La evaluación realizada para la validación de la presente hipótesis permite establecer la alta sensibilidad en el análisis de vulnerabilidad sísmica de tipologías de edificaciones de uso escolar respecto a los parámetros de los tiempos y costos de reparación. Estos parámetros se ven afectados por los componentes susceptibles de daño y las condiciones de evaluación de pérdidas consecuenciales. A nivel de componentes susceptibles de daño se debe realizar un ajuste y validación de los costos y tiempos asociados a cada nivel de daño definido del componente bajo análisis, estos modifican los tiempos de reparación finales después de obtenida la función de vulnerabilidad sísmica. Por otra parte, las pérdidas consecuenciales se consideran haciendo uso de los costos operativos y mano de obra. El primero se puede considerar usando mediante la estimación de valor de arriendo por día de una edificación con características similares para mantener la operación continua de la actividad desarrollada dentro de la misma.



La investigación, su esencia y arte.

Figura 55.

Índice de resiliencia simplificada para comparar diversos escenarios entre tiempos y costos de reparación en base a la mano de obra disponible.



Fuente: Elaboración propia.

La segunda, se centra en la definición de múltiples escenarios considerando el número de trabajadores agrupados mediante cuadrillas discretizada a nivel de componentes

estructurales y acabados. Cada escenario tendrá un costo asociado por día de la mano de obra y la cantidad de cuadrillas asignadas para la reparación según la tipología de la edificación. La definición de la cantidad de cuadrillas se debe realizar de manera simplificada usando índices de ocupación de área de piso en metros cuadrados por trabajador. Los costos asociados con las pérdidas consecuenciales y tiempos de reparación presentan un comportamiento directamente proporcional no lineal. Entre mayor sea el tiempo de reparación mayor será el valor de la pérdida consecencial, esta condición presenta una eficiencia máxima para el escenario 2, donde se establece una cantidad de 2 cuadrillas por piso (índice de ocupación de 20 m² / trabajador).

El índice de resiliencia simplificada permite realizar la comparación de diversos escenarios que modifiquen los tiempos de reparación y con base a la mano de obra disponible en la zona bajo consideración para un mismo portafolio. Los diferentes escenarios permiten identificar escenarios donde se presente déficit de mano de obra disponible. Esta condición ocurre para escenarios que presenten un valor negativo en el índice de eficiencia de mano de obra, que es el único valor dentro de la ecuación que puede tomar valores negativos.

Tabla 44.

Costos de perdidas consecuenciales.

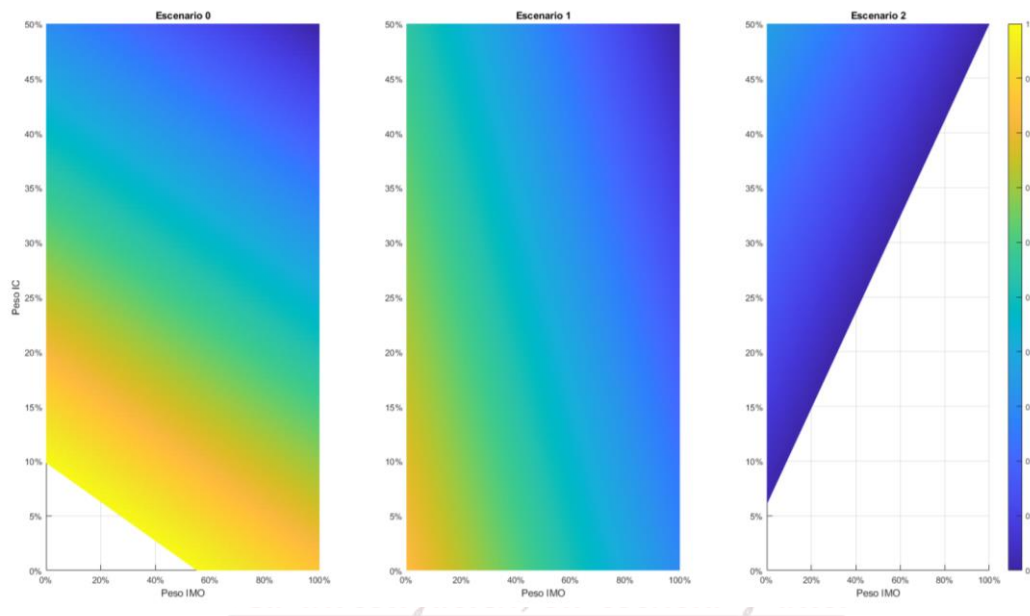
	<i>Escenario</i>		
	<i>0</i>	<i>1</i>	<i>2</i>
TRAE PAE	209	67	12
PAE costos directos	\$ 2,336,650,598	\$ 2,336,650,598	\$ 2,336,650,598
PAE costos indirectos	\$ 717,197,662	\$ 1,628,503,450	\$ 577,259,812
PAEm	\$ 3,053,848,260	\$ 3,965,154,048	\$ 2,913,910,410
PMP 2500 Años			
TRAE PMP	615	113	67
PMP costos directos	\$ 6,865,628,531	\$ 6,865,628,531	\$ 6,865,628,531
PMP costos indirectos	\$ 2,111,652,395	\$ 2,741,373,504	\$ 3,256,791,204
PMPm	\$ 8,977,280,926	\$ 9,607,002,035	\$ 10,122,419,735
IEMO	86.2%	29.5%	-41.0%
IEPAE	30.7%	69.7%	24.7%
IEPMP	30.8%	39.9%	47.4%
Eficiencia PAE			
TRAE PAE	0.0%	67.9%	94.3%
PAE costos directos	0.0%	0.0%	0.0%
PAE costos indirectos	0.0%	-127.1%	19.5%
PAEm	0.0%	-29.8%	4.6%
Eficiencia PMP			
TRAE PMP	0.0%	81.6%	89.1%
PMP costos directos	0.0%	0.0%	0.0%
PMP costos indirectos	0.0%	-29.8%	-54.2%
PMPm	0.0%	-7.0%	-12.8%

Fuente: Elaboración propia.

La sensibilidad en los parámetros de ponderación para considerar los tres índices para la obtención del índice de resiliencia simplificada se presenta en la siguiente figura 56. Para esto se considera que los índices de eficiencia de PAE y PMP tengan el mismo peso, mientras que el IEMO tendría un valor diferente. En este caso se recomienda elegir un valor entre 0% - 100% para el porcentaje de ponderación del IEMO, y calcular el porcentaje de ponderación del *IEPAE* e *IEPMP* como $0.5 * (100 \% - \text{porcentaje ponderación IEMO})$. Con base a esto se obtiene el siguiente comportamiento en la variabilidad del IR.

Figura 56.

Variabilidad y Sensibilidad del IR en los parámetros de ponderación considerando los tres índices para la obtención del índice de resiliencia simplificada en tres escenarios.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 45.

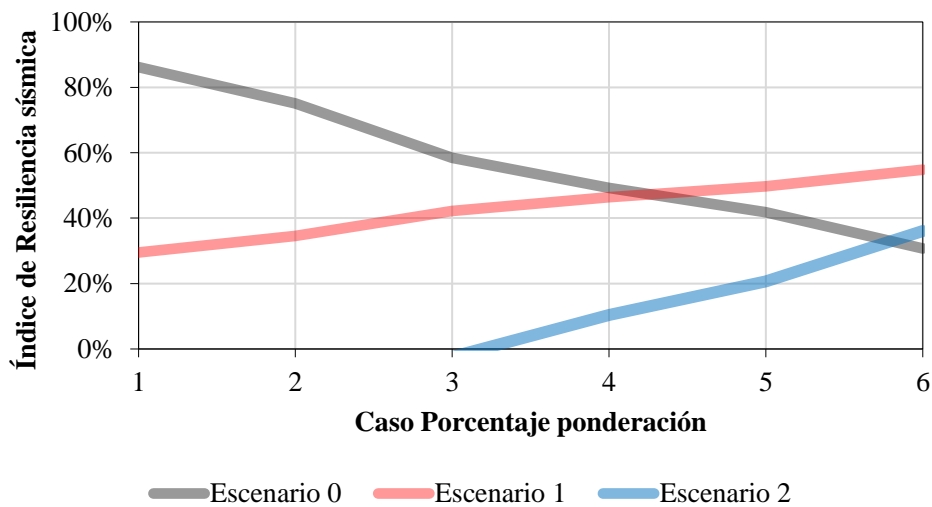
Recomendación de los porcentajes como valores de ponderación

Caso	Porcentaje ponderación			IR		
	IEMO	IEPAE	IEPMP	Escenario 0	Escenario 1	Escenario 2
1	100.00%	0.00%	0.00%	86.2%	29.5%	-41.0%
2	80.00%	10.00%	10.00%	75.1%	34.6%	-25.6%
3	50.00%	25.00%	25.00%	58.5%	42.2%	-2.5%
4	33.33%	33.33%	33.33%	49.2%	46.4%	10.4%
5	20.00%	40.00%	40.00%	41.8%	49.8%	20.7%
6	0.00%	50.00%	50.00%	30.7%	54.8%	36.1%

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 57.

Índice de resiliencia sísmica IRS, para diferentes ponderaciones.



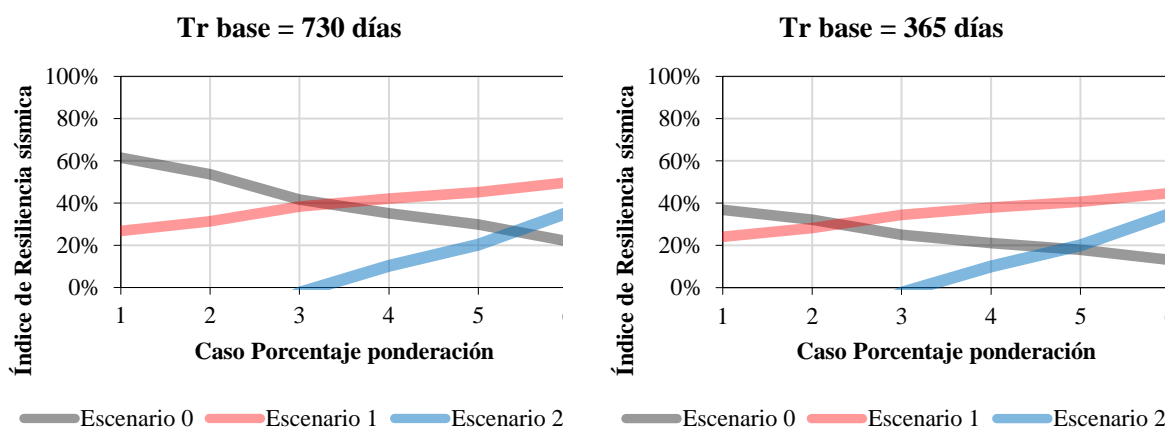
Fuente: Elaboración propia.

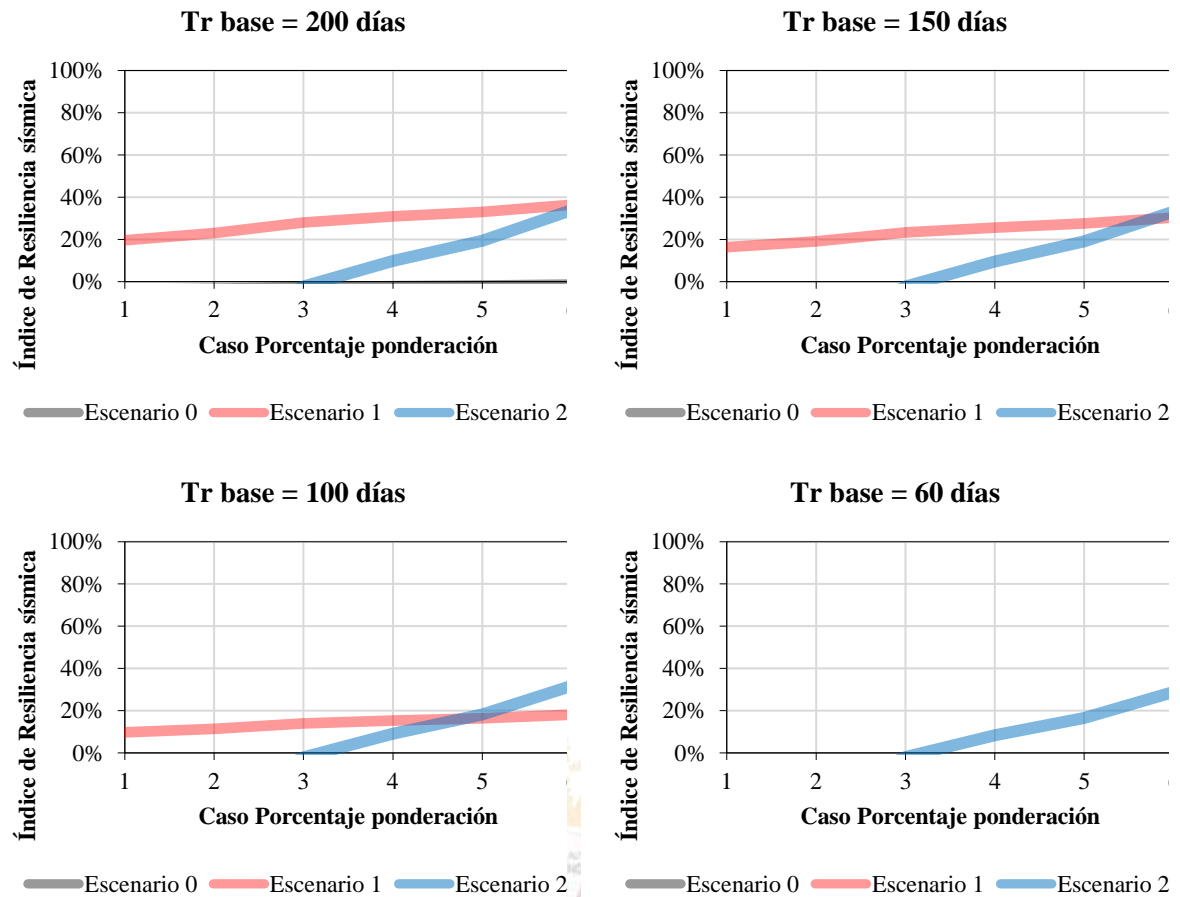
De la figura 57, se observa que el IRS presenta un comportamiento estable para el caso del escenario 1, donde el IRS sufre cambios menores independientemente del porcentaje de ponderación. Los otros escenarios presentan una alta sensibilidad en la definición del porcentaje de ponderación. Es importante aclarar que los tiempos de reparación máximos entre el escenario 0, 1 y 2 son de 209, 67 y 12 días respectivamente, y al incluir el índice de eficiencia de tiempo con base al tiempo máximo de reparación se modifica el IRS_m como sigue Tr máximo para la PAE 730, 365, 200, 150, 100, 50 días.

Figura 58.

La investigación, su esencia y arte.

Índice de resiliencia sísmica IRS, para diferentes ponderaciones con base al tiempo máximo de reparación para la PAE 730, 365, 200, 150, 100, 50 días





Fuente: Elaboración propia.

De lo anterior se observa nuevamente el comportamiento casi invariante en el índice de resiliencia para el escenario 1, esto indica que la asignación de una cuadrilla por piso genera una variabilidad mínima respecto al $IRSm$.

Esta condición puede tenerse en cuenta para análisis simplificados de portafolios donde los costos asociados por pérdidas consecuenciales no modifiquen los resultados de la resiliencia. Por otra parte, se observa que el escenario 0 presenta una variación en el IRS del 50% entre los casos de porcentajes porcentuales.

Finalmente, el $IRSm$ para el escenario 2, presenta un incremento en $IRSm$ hasta del 40% y es inversamente proporcional con el porcentaje de ponderación del IEMO. Lo cual se explica por el alto número de trabajadores requeridos.

Prueba de hipótesis

$$H_0: \mu_1 = \mu_2$$

Ec. 2

$$H_1: \mu_1 < \mu_2; \quad H_1: \mu_1 > \mu_2; \quad H_1: \mu_1 \neq \mu_2$$

Donde: H_0 : Hipótesis nula, H_1 : Hipótesis alternativa, μ_1 = media de la población 1 y μ_2 = media de la población 2

Estrategias de la Prueba de Hipótesis Nula Principal

Los sistemas estructurales experimentan resiliencia sísmica mediante su grado de vulnerabilidad, permitiendo evaluar su continuidad funcional mediante la PML y PAE

Estrategias de la Prueba de Hipótesis Nula Secundaria

Hipótesis Secundaria 1.

H_0 : La vulnerabilidad de los sistemas estructurales determina la resiliencia sísmica y las pérdidas económicas caracterizado por la PML y PAE.

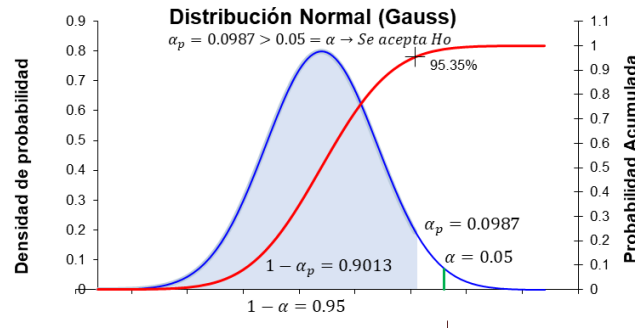
H_1 : La vulnerabilidad de los sistemas estructurales **no** determina la resiliencia sísmica y las pérdidas económicas caracterizado por la PML y PAE.

Figura 59.

Prueba de hipótesis H_1 , para un nivel de significancia del $\alpha = 0.05$ el valor de p – valor $\alpha_p = 0.0987 > 0.05 = \alpha$ entonces se acepta la hipótesis nula H_0 .

R	Rsqr	Adj Rsqr	Standard Error of Estimate	
0.9788	0.9581	0.9559	0.1257	
	Coefficient	Std. Error	t	P
a	1.8375	0.0824	22.3019	0.0987
b	-1.5742	0.1966	-8.0085	<0.0001
x0	2.2341	0.1941	11.5079	<0.0001
Analysis of Variance:				
	DF	SS	MS	
Regression	3	54.7493	18.2498	
Residual	38	0.6007	0.0158	
Total	41	55.3500	1.3500	
Corrected for the mean of the observations:				
	DF	SS	MS	
Regression	2	13.7493	6.8746	
Residual	38	0.6007	0.0158	
Total	40	14.3500	0.3588	
Statistical Tests:				
Normality Test (Shapiro-Wilk) Failed (P = 0.0022)				
W Statistic=0.9040 Significance Level = 0.0500				
Constant Variance Test (Spearman Rank Correlation) Failed (P = <0.0987)				

si $\alpha_p > \alpha$, se acepta la hipótesis nula $H_0 = \mu_0$



Fuente: Elaboración propia.

Para un nivel de significancia del $\alpha = 0.05$ el valor de p – valor $\alpha_p = 0.0987 > 0.05 = \alpha$ entonces se acepta la hipótesis nula H_0 .

Con una confiabilidad del 95% se acepta la hipótesis nula que “La vulnerabilidad de los sistemas estructurales determina la resiliencia sísmica y las pérdidas económicas caracterizado por la PML y PAE”. Por la cual, todos los resultados proporcionados para el paso siguiente del análisis de la determinación del índice de resiliencia son adecuados.

Hipótesis Secundaria 2.

H_0 : El grado de fisura como daño físico en los elementos estructurales y no estructurales, caracterizan de mejor manera las PML y la PAE.

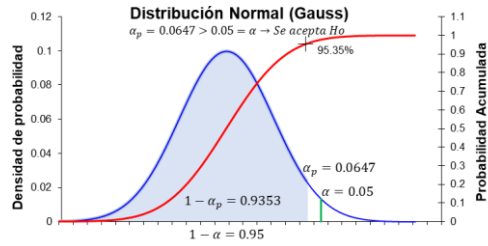
H_1 : El grado de fisura como daño físico en los elementos estructurales y no estructurales, **no** caracterizan de mejor manera las PML y la PAE.

Figura 60.

Prueba de hipótesis H_2 , para un nivel de significancia del $\alpha = 0.05$ el valor de p – valor $\alpha_p = 0.0647 > 0.05 = \alpha$ entonces se acepta la hipótesis nula H_0 .

R	Rsqr	Adj Rsqr	Standard Error of Estimate	
0.9986	0.9972	0.9969	12.9772	
	Coefficient	Std. Error	t	P
y0	-0.6527	11.3280	-0.0576	0.0647
a	1019.5625	12.8256	79.4941	<0.0001
b	10.5644	0.5593	18.8890	<0.0001
Analysis of Variance:				
	DF	SS	MS	
Regression	3	9863564.6310	3287854.8770	
Residual	19	3199.7366	168.4072	
Total	22	9866764.3676	448489.2894	
Corrected for the mean of the observations:				
	DF	SS	MS	
Regression	2	1147461.5801	573730.7901	
Residual	19	3199.7366	168.4072	
Total	21	1150661.3167	54793.3960	
Statistical Tests:				
Normality Test (Shapiro-Wilk) Passed (P=0.1624)				

si $\alpha_p > \alpha$, se acepta la hipótesis nula $H_0 = \mu_0$



Fuente: Elaboración propia.

Para un nivel de significancia del $\alpha = 0.05$ el *valor de p – valor* $\alpha_p = 0.0647 > 0.05 = \alpha$ entonces se acepta la hipótesis nula H_0 .

Con una confiabilidad del 95% se acepta la hipótesis nula que “El grado de fisura como daño físico en los elementos estructurales y no estructurales, caracterizan de mejor manera las PML y la PAE”. Por la cual, todos los resultados proporcionados para el paso siguiente del análisis de vulnerabilidad y determinación del índice de resiliencia son adecuados.

Hipótesis Secundaria 3.

$H_0 = \mu_0$: Los parámetros de demanda sísmica, como resultado del análisis de respuesta dinámico simplificado, proporcionan valores para evaluar el grado de vulnerabilidad de los sistemas estructurales.

$H_1 = \mu_0$: Los parámetros de demanda sísmica, como resultado del análisis de respuesta dinámico simplificado, **no** proporcionan valores para evaluar el grado de vulnerabilidad de los sistemas estructurales.

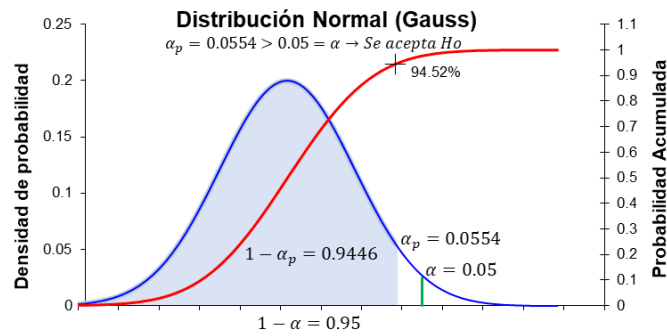
Figura 61.

La investigación, su esencia y arte.

Prueba de hipótesis H_3 , para un nivel de significancia del $\alpha = 0.05$ el *valor de p – valor* $\alpha_p = 0.0554 > 0.05 = \alpha$ entonces se acepta la hipótesis nula H_0 .

R	Rsqr	Adj Rsqr	Standard Error of Estimate	
0.9954	0.9908	0.9901	14.1791	
	Coefficient	Std. Error	t	P
y0	-25.5952	12.8061	-1.9987	0.0554
a	646.5857	12.0606	53.6114	<0.0001
b	5.1563	0.3832	13.4558	<0.0001
Analysis of Variance:				
	DF	SS	MS	
Regression	3	6698070.1079	2232690.0360	
Residual	28	5629.2950	201.0462	
Total	31	6703699.4028	216248.3678	
Corrected for the mean of the observations:				
	DF	SS	MS	
Regression	2	605165.9370	302582.9685	
Residual	28	5629.2950	201.0462	
Total	30	610795.2319	20359.8411	
Statistical Tests:				
Normality Test (Shapiro-Wilk)		Passed (P = 0.6172)		
W Statistic = 0.9734		Significance Level = 0.0500		
Constant Variance Test (Spearman Rank Correlation)		Passed (P = 0.1060)		

si $\alpha_p > \alpha$, se acepta la hipótesis nula $H_0 = \mu_0$



Fuente: Elaboración propia.

Con una confiabilidad del 95% se acepta la hipótesis nula que “los parámetros de demanda sísmica, como resultado del análisis de respuesta dinámico simplificado, proporcionan valores para evaluar el grado de vulnerabilidad de los sistemas estructurales”. Por la cual, todos los resultados proporcionados para el paso siguiente del análisis de vulnerabilidad y determinación del índice de resiliencia son adecuados.



La investigación, su esencia y arte.

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La resiliencia, por los resultados obtenidos, es un proceso dinámico donde la funcionalidad tiene una variación en dominio del tiempo para un sistema de ingeniería por evento sísmico. Entonces, la interrupción de la funcionalidad se producirá como resultado de los daños de los componentes estructurales durante los eventos sísmicos. La funcionalidad de los sistemas estructurales se reducirá a medida que los elementos estructurales y no estructurales se reparen, y estas reparaciones dependen del grado de pérdidas consecuenciales, que son los costos operativos y mano de obra.

Por consiguiente, la funcionalidad alcanza 1, cuando el nivel de rendimiento del sistema antes del sismo es alto, ósea, cuando todos los elementos estructurales y no estructurales son reparados. El camino de la reparación puede ser compleja según las estrategias y necesidad de urgencia de puesta en marcha, que dependen de la mano de obra en los diferentes escenarios propuesto. En el presente estudio se simplifica el proceso de aplicación de la propuesta de reparación donde el manejo de la mano de obra (asignación de personal del nivel operativo) demarca el grado de resiliencia. En el sismo de Ica del 2007, el tiempo de interrupción en promedio fue de 68 días, para los edificios que fueron reparados de inmediato, este mismo edificio fue analizado con la metodología simplificada de resiliencia donde se obtuvo 76 días de interrupción. Donde, la variación de 8 días está directamente relacionado con la adecuada caracterización del edificio en análisis. La aproximación de los resultados obtenidos mediante el presente estudio fortalecerá la gestión de riesgo para un sistema estructural o un portafolio, dado que, se requiere instrumentos que demuestren así mismo explique la relación directa de la vulnerabilidad de los sistemas estructurales con la mano de obra que se tiene en la zona de estudio. hoy en día, la falta de exploración en el tema planteado no permite realizar una comparación de los indicadores de resiliencia.

CONCLUSIONES

El índice de resiliencia simplificada permite comparar el análisis de riesgo ante amenazas sísmicas de un portafolio de forma directa tomando como base los costos directos y costos asociados a las pérdidas consecuenciales tomando los tiempos de reparación. Esta aproximación, solo requiere la definición de las funciones de vulnerabilidad sísmica en términos de tiempos de reparación y los costos por pérdidas consecuenciales en valor monetario por día.

Los costos por pérdidas consecuenciales se pueden incluir en el análisis mediante la definición de los gastos para la recuperación de la edificación a su estado de servicio original antes del evento en función a PML y PAE. Los ítems asociados con las labores de intervención para la restauración de la edificación pueden ser los siguientes, pero sin limitarse a estos:

- Costos operativos: valor de arriendo de un edificio con características similares para darle continuidad al desarrollo de la actividad del edificio afectado. El costo debe estar estimado en términos monetarios por día.
- Costos de mano de obra: valor de mano de obra de las cuadrillas base según el tipo de componente. Para este caso se consideran dos tipos de cuadrillas, estructural y no estructural. Se debe definir el número de personas que conforman una cuadrilla. El costo debe estar estimado en términos monetarios por día.
- Análisis de riesgo: definición de múltiples escenarios. Cada escenario establece un número de cuadrillas destinadas por tipo de componentes; estructurales y no estructurales. El número de cuadrillas modifica de forma directa los tiempos de reparación requeridos. Para su estimación se recomienda contemplar el número máximo de personas que pueden trabajar de forma simultánea en un mismo piso, usando como referencia el índice de ocupación de personas por unidad de área en planta y demás variables que permitan considerar la eficiencia de manera simplificada.

El escenario de dos cuadrillas por piso para cada uno de los componentes presenta el mejor desempeño en términos de índice de eficiencia económica, resiliencia a nivel de vulnerabilidad y riesgo sísmico. Este escenario representa aproximadamente el 10% de las pérdidas para la evaluación de los costos directos.

Por la conclusión anterior, la vulnerabilidad sísmica de los sistemas estructurales se expresa también mediante la PML y PAE, según los resultados obtenidos y la prueba de hipótesis establecida. Entonces, el grado de vulnerabilidad de un sistema estructural determina la pérdida

asociada a ella, caracterizados por los daños físicos para elementos estructurales y no estructurales según el parámetro de demanda sísmica en estudio, para el caso del estudio se consideró las derivas y desplazamientos en cubierta. Asimismo, estos daños son asociados a los tiempos y costos de reparación e interrupción que también se cuantifican como pérdidas directas e indirectas. Todo lo vertido forma parte de la metodología descrita para determinar el índice de resiliencia cuantitativa a partir de un análisis detallado.



La investigación, su esencia y arte.

RECOMENDACIONES

La metodología propuesta tiene una aplicación para la gestión de riesgos, donde a un no se ha explorado en la obtención del índice de resiliencia a partir de las pérdidas consecuenciales tomando los tiempos de reparación, a partir de la asignación de mano de obras en su proceso de reparación de los sistemas estructurales.

Por lo tanto, se recomienda explorar con más investigaciones desde el punto de vista del manejo de riesgo para un portafolio y establecer las necesidades de resiliencia de estas, asimismo, estas deberán establecer los tiempos de recuperación de una comunidad según la magnitud e intensidad del evento sísmico y según la disponibilidad de la mano de obra en el nivel operativo.

Asimismo, como herramienta de gestión de riesgo mediante la determinación de los índices de resiliencia, se debe de relacionar la vulnerabilidad al tiempo, costo según la mano de obra disponible en el portafolio estudiado. Considerando que es la única manera que permitirá brindar datos reales de resiliencia pos-evento sísmico.



La investigación, su esencia y arte.

REFERENCIAS

- Ã, A. Y. (2004). *Preliminary seismic performance assessment procedure for existing RC buildings*. 26, 1447–1461. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.05.011>
- Access, O. (2018). *Incremental Dynamic Analysis of Koyna Dam under Repeated Ground Motions*. *Incremental Dynamic Analysis of Koyna Dam under Repeated Ground Motions*. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/318/1/012021>
- Acevedo, A. B., María, H. S., & Hube, M. A. (2017). *Uso de encuestas digitales remotas para el desarrollo de modelos de exposición sísmica*. *Use of remote digital surveys in the development of seismic exposure models*. May.
- Agency, F. E. M. (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. *Reporte FEMA 273*.
- Agency, F. E. M. (2006). *Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings*. FEMA.
- Ahmad, N., Crowley, H., & Pinho, R. (2011). Analytical fragility functions for reinforced concrete and masonry buildings and building aggregates of Euro-Mediterranean regions. *Department of Structural Mechanics, University of Pavia. WP3-Task, 3*.
- Ahmad, N., Ibrahim, A., & Alam, S. (2019). Analytical Seismic Fragility Curves for Reinforced Concrete Wall pier using Shape Memory Alloys considering maximum drift. *MATEC Web of Conferences*, 258, 04001. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201925804001>
- Akansel, V. H., Yakut, A., & Gülkan, P. (2012). Fragility of shear wall buildings with torsional irregularity. *15th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Alas, R., & Grijalva, S. (2018). *Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica , Por Medio De Curvas De Fragilidad , Utilizando El Análisis Dinámico no Lineal incremental*.
- Albuquerque, P. (n.d.). *Seismic vulnerability assessment of medium-rise buildings using the Index Method : the case of block # 22 of Santa Maria Hospital*. 1–19.
- Alessandri, S., Giannini, R., & Paolacci, F. (2011). A new method for probabilistic aftershock risk evaluation of damaged bridge. *ECCOMAS Thematic Conference - COMPDYN 2011: 3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering: An IACM Special Interest Conference, Programme, May, 25–28*.
- Allen, D. E., & Rainer, J. H. (1995). Guidelines for the seismic evaluation of existing buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(3), 500–505. <https://doi.org/10.1139/l95-058>

- AmiriHormozaki, E., Pekcan, G., & Itani, A. (2015a). Analytical fragility functions for horizontally curved steel I-girder highway bridges. *Earthquake Spectra*, 31(4), 2235–2254. <https://doi.org/10.1193/022213EQS049M>
- AmiriHormozaki, E., Pekcan, G., & Itani, A. (2015b). Analytical fragility functions for horizontally curved steel I-girder highway bridges. *Earthquake Spectra*, 31(4), 2235–2254.
- Andrić, J. M., & Lu, D. G. (2017). Fuzzy methods for prediction of seismic resilience of bridges. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 22, 458–468. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2017.01.001>
- Ansal, A., Akinci, A., Cultrera, G., Erdik, M., Pessina, V., Tönük, G., & Ameri, G. (2009). Loss estimation in Istanbul based on deterministic earthquake scenarios of the Marmara Sea region (Turkey). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(4), 699–709.
- Antoniou, S., & Pinho, R. (2004). Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(5), 643–661. <https://doi.org/10.1080/13632460409350504>
- Anvarsamarin, A., Rofooei, F. R., & Nekooei, M. (2018). Soil-structure interaction effect on fragility curve of 3D models of concrete moment-resisting buildings. *Shock and Vibration*, 2018.
- Aroquipa, H. (2019). Evaluación de alternativas de reforzamiento sísmico incremental para edificaciones escolares características en el Perú Evaluation of alternatives of incremental seismic reinforcement for school buildings characteristics in Perú . *XV CONGRESO INTERNACIONAL DE PATOLOGÍA Y RECUPERACIÓN DE ESTRUCTURAS*.
- Aroquipa, H. (2022). Resiliencia de los sistemas estructurales ante eventos sísmicos evaluados mediante las PML y PAE [Universidad Nacional Federico Villarreal]. In *Universidad Nacional Federico Villarreal*. <http://repositorio.unfv.edu.pe/handle/20.500.13084/6147>
- Aroquipa, H., & Hurtado, A. (2022a). Seismic resilience assessment of buildings: A simplified methodological approach through conventional seismic risk assessment. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 77(February), 103047. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2022.103047>
- Aroquipa, H., Hurtado, A., Angel, C., Aroquipa, A., Gamarra, A., & Almeida Del Savio, A. (2023). A cost-benefit analysis for the appraisal of social and market prices in the probabilistic seismic risk assessment of building portfolios: A methodology for the evaluation of disaster risk reduction programs. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 90(October 2022), 103637. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2023.103637>

- Aroquipa, H., & Hurtado, A. I. (2022b). Incremental seismic retrofitting for essential facilities using performance objectives: A case study of the 780-PRE school buildings in Peru. *Journal of Building Engineering*, 62, 105387. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.105387>
- Aroquipa, H., Hurtado, A., Leon, F., Gamarra, A., Angel, C., Olivera, A., Massa, L. A., & Paz, R. (2023). Simplified methodological approach for estimating the mean repair time of building portfolios directed to the development of seismic resilience policies, based on the distribution of resources. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 8(2), 72. <https://doi.org/10.1007/s41024-023-00321-2>
- Aroquipa, H., Rincon, R., & Fernandez, R. (2017). Evaluación de alternativas de reforzamiento sísmico incremental para edificaciones escolares características en el Perú. *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 1.
- Aroquipa, H., & Yamin, L. (2016). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en concreto reforzado mediante análisis dinámico no lineal simplificado* [Uniandes]. <http://hdl.handle.net/1992/13900>
- Aroquipa, H., Yamín, L. E., Reyes, J. C., & Rincón, J. R. (2016). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en concreto reforzado mediante análisis dinámico no lineal simplificado LK* - <https://univdelosandes.on.worldcat.org/oclc/1027979102> [Uniandes]. <https://biblioteca.uniandes.edu.co/acepto201699.php?id=11197.pdf.bk>
- Asgarian, B., Sadrinezhad, A., & Alanjari, P. (2010). Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2), 178–190. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.09.001>
- Askan, A., & Yucemen, M. S. (2010). Probabilistic methods for the estimation of potential seismic damage: Application to reinforced concrete buildings in Turkey. *Structural Safety*, 32(4), 262–271. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2010.04.001>
- ATC, S. (1996). Evaluation and retrofit of concrete buildings, Rep. *ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California*.
- Athmani, A. E., Gouasmia, A., Ferreira, T. M., Vicente, R., & Khemis, A. (2015). Seismic vulnerability assessment of historical masonry buildings located in Annaba city (Algeria) using non ad-hoc data survey. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(8), 2283–2307.
- Athmani, A., Ferreira, T. M., & Vicente, R. (2018). Seismic risk assessment of the historical urban areas of Annaba city, Algeria. *International Journal of Architectural Heritage*, 12(1), 47–62.

- Augusti, G., & Ciampoli, M. (2008). Performance-based design in risk assessment and reduction. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 23(4), 496–508.
- Azizan, N. Z. N., Majid, T. A., Nazri, F. M., Maity, D., & Abdullah, J. (2018). Incremental Dynamic Analysis of Koyna Dam under Repeated Ground Motions. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 12021.
- Azizi-Bondarabadi, H., Mendes, N., Lourenço, P. B., & Sadeghi, N. H. (2016). Empirical seismic vulnerability analysis for masonry buildings based on school buildings survey in Iran. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(11), 3195–3229.
- Babič, A., & Dolšek, M. (2016). Seismic fragility functions of industrial precast building classes. *Engineering Structures*, 118, 357–370. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.03.069>
- Baggio, C., Bernardini, A., Colozza, R., Corazza, L., Bella, M., Di Pasquale, G., Dolce, M., Goretti, A., Martinelli, A., Orsini, G., Papa, F., & Zuccaro, G. (2007). Field Manual for post-earthquake damage and safety assessment and short term countermeasures (AeDES). In *JRC Scientific and Technical Reports*.
- Baker, J. W. (2007). Measuring bias in structural response caused by ground motion scaling. *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, 056, 1–6. <https://doi.org/10.1002/eqe>
- Baker, J. W. (2012). Measuring bias in structural response caused by ground motion scaling. *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, 056, 1–6. <https://doi.org/10.1002/eqe>
- Bakhshi, A., & Asadi, P. (2013). Probabilistic evaluation of seismic design parameters of RC frames based on fragility curves. *Scientia Iranica*, 20(2), 231–241. <https://doi.org/10.1016/j.scient.2012.11.012>
- Bal, İ. E., Gülay, F. G., & Tezcan, S. S. (2008). *A New Approach for the Preliminary Seismic Assessment of RC Buildings: P25 Scoring Method*.
- Banazadeh, M., Ghanbari, A., & Ghanbari, R. (2017). Seismic performance assessment of steel moment-resisting frames equipped with linear and nonlinear fluid viscous dampers with the same damping ratio. *Journal of Constructional Steel Research*, 136(November 2016), 215–228. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.05.022>
- Banerjee, A. K., Pramanik, D., & Roy, R. (2016). Seismic structural fragilities: Proposals for improved methodology per spectral matching of accelerogram. *Engineering Structures*, 111, 538–551. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.002>
- Banon, H., Irvine, H. M., & Biggs, J. M. (1981). Seismic damage in reinforced concrete frames. *Journal of the Structural Division*, 107(9), 1713–1729.
- Barbat, A. H., & Pujades, L. (1998). Evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en

- zonas urbanas. Aplicación a Barcelona. *Calidad Siderúrgica*, 1977.
- Barbat, A. H., Vargas, Y. F., Pujades, L. G., & Hurtado, J. E. (2015). Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2014.11.001>
- Barbat, A. H., Vargas, Y. F., Pujades, L. G., & Hurtado, J. E. (2016). Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez. *Revista Internacional de Metodos Numericos Para Calculo y Diseno En Ingenieria*, 32(1), 39–47. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2014.11.001>
- Basaglia, A., Aprile, A., Pilla, F., & Spacone, E. (2016a). Computer-aided risk assessment at urban scale. Model definition and validation on a case study. *Proceedings of ECCOMAS Congress 2016*, 5977–5986.
- Basaglia, A., Aprile, A., Pilla, F., & Spacone, E. (2016b). *COMPUTER-AIDED RISK ASSESSMENT AT URBAN SCALE . MODEL DEFINITION AND VALIDATION ON A CASE STUDY*. June, 5–10.
- Batabyal, A. A. (1998). The concept of resilience: retrospect and prospect. *Environment and Development Economics*, 3(2), 235–239.
- Batalha, N., Rodrigues, H., & Varum, H. (2019). Seismic performance of RC precast industrial buildings—learning with the past earthquakes. *Innovative Infrastructure Solutions*, 4(1). <https://doi.org/10.1007/s41062-018-0191-y>
- Bazzurro, P., & Cornell, C. A. (1994). Seismic hazard analysis of nonlinear structures. I: Methodology. *Journal of Structural Engineering*, 120(11), 3320–3344.
- Bazzurro, P., Cornell, C. A., Shome, N., & Carballo, J. E. (1998). Three Proposals for Characterizing MDOF Nonlinear Seismic Response. *Journal of Structural Engineering*, 124(11), 1281–1289. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1998\)124:11\(1281\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1998)124:11(1281))
- Bedoya-Ruiz, D., Ortiz, G. A., Álvarez, D. A., & Hurtado, J. E. (2015). Modelo dinámico no lineal para evaluar el comportamiento sísmico de viviendas de ferrocemento. *Revista Internacional de Metodos Numericos Para Calculo y Diseno En Ingenieria*, 31(3), 139–145. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2014.04.001>
- Beilic, D., Casotto, C., Nascimbene, R., Cicola, D., & Rodrigues, D. (2017). Seismic fragility curves of single storey RC precast structures by comparing different Italian codes. *Earthquake and Structures*, 12(3), 359–374. <https://doi.org/10.12989/eas.2017.12.3.359>
- Belejo, A., & Bento, R. (2016). Improved Modal Pushover Analysis in seismic assessment of asymmetric plan buildings under the influence of one and two horizontal components of

- ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 87, 1–15.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.04.011>
- Benedetti, D., Benzoni, G., & Parisi, M. A. (1988). Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 16(2), 183–201.
- Benedetti, D., & Petrini, V. (1984). On seismic vulnerability of masonry buildings: proposal of an evaluation procedure. *L'industria Delle Costruzioni*, 18(149), 66–78.
- Bernardini, A., Giovinazzi, S., Lagomarsino, S., & Parodi, S. (2007a). Vulnerabilità e previsione di danno a scala territoriale secondo una metodologia macrosismica coerente con la scala EMS-98. *ANIDIS, XII Convegno Nazionale l'ingegneria Sismica in Italia, 10 a 14 Giugno, Pisa, November 2015*. <http://ir.canterbury.ac.nz/handle/10092/4060>
- Bernardini, A., Giovinazzi, S., Lagomarsino, S., & Parodi, S. (2007b). *Vulnerabilità e previsione di danno a scala territoriale secondo una metodologia macrosismica coerente con la scala EMS-98*.
- Bertero, V. V. (1977). Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments. *Structural Engineering and Structural Mechanics*, 53(1), 29–79.
- Bilgin, H. (2013). Fragility-based assessment of public buildings in Turkey. *Engineering Structures*, 56, 1283–1294. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.002>
- Billah, A., & Alam, M. S. (2015). *Seismic fragility assessment of highway bridges: a state-of-the-art review*. *Struct Infrastruct Eng 11*: 804–832.
- Biondini, F., Camnasio, E., & Titi, A. (2015). Seismic resilience of concrete structures under corrosion. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(14), 2445–2466.
- Bommer, J. J., & Boore, D. M. (2004). Engineering seismology. *Encyclopaedia of Geology*, 499–514.
- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universitat Politècnica de Catalunya. <http://www.tdx.cat/handle/10803/6230>
- Borzi, B., Crowley, H., & Pinho, R. (2008). Simplified pushover-based earthquake loss assessment (SP-BELA) method for masonry buildings. *International Journal of Architectural Heritage*, 2(4), 353–376.
- Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (2004). *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*. CRC press.
- Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., Mander, J. B., & Kunnath, S. K. (1989). Deterministic model for seismic damage evaluation of RC structures. *Rep. NCEER-89*, 33.
- Bramerini, F., Di Pasquale, G., Orsini, A., Pugliese, A., Romeo, R., & Sabetta, F. (1995).

Rischio sismico del territorio italiano. Proposta per una metodologia e risultati preliminari. Rapporto tecnico del Servizio Sismico Nazionale SSN. SSN/RT/95/01, Roma (in Italian).

- Brozovič, M., & Dolšek, M. (2014). Envelope-based pushover analysis procedure for the approximate seismic response analysis of buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(1), 77–96.
- Bruneau, M., Chang, S. E., Eguchi, R. T., Lee, G. C., O'Rourke, T. D., Reinhorn, A. M., Shinozuka, M., Tierney, K., Wallace, W. A., & Von Winterfeldt, D. (2003a). A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities. *Earthquake Spectra*, 19(4), 733–752.
- Bruneau, M., Chang, S. E., Eguchi, R. T., Lee, G. C., O'Rourke, T. D., Reinhorn, A. M., Shinozuka, M., Tierney, K., Wallace, W. A., & Von Winterfeldt, D. (2003b). A Framework to Quantitatively Assess and Enhance the Seismic Resilience of Communities. In *Earthquake Spectra* (Vol. 19, Issue 4, pp. 733–752). <https://doi.org/10.1193/1.1623497>
- Bruneau, M., Eeri, M., Chang, S. E., Eeri, M., Ronald, T., Eeri, M., Lee, G. C., Eeri, M., Rourke, T. D. O., Eeri, M., Reinhorn, A. M., Eeri, M., Shinozuka, M., Eeri, M., Wallace, W. A., & Winterfeldt, D. Von. (2003). *A Framework to Quantitatively Assess and Enhance the Seismic Resilience of Communities*. 19(4), 733–752. <https://doi.org/10.1193/1.1623497>
- Bruneau, M., & Reinhorn, A. (2007). Exploring the concept of seismic resilience for acute care facilities. *Earthquake Spectra*, 23(1), 41–62.
- Calvi, G. (1997). Un metodo agli spostamenti per la valutazione della vulnerabilità di classi di edifici. *Atti Dell'8° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, 1317–1327.
- Calvi, G. M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 3(03), 411–438.
- Calvi, G. M., Kingsley, G. R., & Magenes, G. (1996). Testing of masonry structures for seismic assessment. *Earthquake Spectra*, 12(1), 145–162.
- Calvi, G. M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J. J., Restrepo-Vélez, L. F., & Crowley, H. (2006). Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 43(3), 75–104.
- Cardona, O. D., Hurtado, J. E., Duque, G., Moreno, A., Chardon, A. C., Velasquez, L. S., & Prieto, S. D. (2003). The notions of disaster risk: conceptual framework for integrated management. *Information and Indicators Program for Disaster Risk Management. Inter-*

American Development Bank, Manizales.

- Cardona, O. D., Ordaz, M. G., Mora, M. G., Salgado-Gálvez, M. A., Bernal, G. A., Zuloaga-Romero, D., Marulanda Fraume, M. C., Yamín, L., & González, D. (2014). Global risk assessment: A fully probabilistic seismic and tropical cyclone wind risk assessment. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 10(PB), 461–476. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2014.05.006>
- Casotto, C., Silva, V., Crowley, H., Nascimbene, R., & Pinho, R. (2015). Seismic fragility of Italian RC precast industrial structures. *Engineering Structures*, 94, 122–136. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.02.034>
- Caverzan, A., & Solomos, G. (2014). Review on resilience in literature and standards for critical built-infrastructure. *EC JRC*, 90900.
- Ceran, H. B. (2010). *Seismic vulnerability of masonry structures in Turkey*.
- Cheung, M., Foo, S., & Granadino, J. (2000). Seismic retrofit of existing buildings: innovative alternatives. *Public Works and Government ...*, 1–10. http://www.ironwarrior.org/ARE/Lateral_Forces/Cheung-M Seismic Retrofits.pdf
- Chieffo, N., Mosoarca, M., Formisano, A., & Apostol, I. (2019). Seismic vulnerability assessment and loss estimation of an urban district of Timisoara. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 471(10), 102070.
- Choi, E., DesRoches, R., & Nielson, B. (2004). Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. *Engineering Structures*, 26(2), 187–199.
- Chopra, A. K., & Chintanapakdee, C. (2004). Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: Vertically “regular” and irregular generic frames. *Earthquake Spectra*, 20(1), 255–271.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 561–582. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- Chung, Y. S., Meyer, C., & Shinozuka, M. (1988). *SARCF User’s Guide: Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames*. National Center for Earthquake Engineering Research.
- Cimellaro, G. P. (2007). *Improving seismic resilience of structural systems through integrated design of smart structures*. State University of New York at Buffalo.
- Cimellaro, G. P., Reinhorn, A., & Bruneau, M. (2008). *Quantification of Seismic Resilience of Health care facilities*.
- Cimellaro, G. P., Reinhorn, A. M., & Bruneau, M. (2010). Seismic resilience of a hospital system. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1–2), 127–144.

<https://doi.org/10.1080/15732470802663847>

- Cimellaro, G. P., Reinhorn, A. M., & M. Bruneau. (2006). QUANTIFICATION OF SEISMIC RESILIENCE G. P. CIMELLARO 1 A. M. REINHORN 2 and M. BRUNEAU 3. *Engineering*, 1094, 10.
- Cimellaro, P. G., Reinhorn, A. M., & Bruneau, M. (2010a). Framework for analytical quantification of disaster resilience. *Engineering Structures*, 32(11), 3639–3649. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.008>
- Cimellaro, P. G., Reinhorn, A. M., & Bruneau, M. (2010b). Framework for analytical quantification of disaster resilience. *Engineering Structures*, 32(11), 3639–3649. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.008>
- Colapietro, D., Netti, A., Fiore, A., Fatiguso, F., & Marano, G. C. (2014). *interventions in r. c . buildings by non-linear static and incremental dynamic analyses*. 8(January 2014), 216–222.
- Comfort, L. K. (2007). *Shared risk: Complex systems in seismic response*. Emerald Group Publishing.
- Commission, E. U. (2006). Communication from the commission on a european programme for critical infrastructure protection. *COM (2006)*, 786.
- Córdova, M., & Monsalve, C. (2013). *Niveles de investigación: Predictiva, proyectiva, interactiva, confirmatoria y evaluativa*.
- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., & Foutch, D. A. (2002). Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(April 2002), 526–533. <http://www.ascelibrary.org>
- Corotis, R. B. (2011). Conceptual and analytical differences between resiliency and reliability for seismic hazards. *Structures Congress 2011 - Proceedings of the 2011 Structures Congress*, 2010–2020. [https://doi.org/10.1061/41171\(401\)175](https://doi.org/10.1061/41171(401)175)
- Council, A. T. (1985). *Earthquake damage evaluation data for California*. Applied Technology Council.
- Council, A. T. (2009). *Quantification of building seismic performance factors*. US Department of Homeland Security, FEMA.
- Culture, M. D. E. L. A., Et, S., & Recherche, D. E. L. A. (2019). *SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE CONSEIL DE L ' EUROPE Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie Volume 32 Scala Macrosismica Europea 1998 European Macro seismic Scale 1998 Scala Macrosismica Europea 1998*. 15, 101. <http://lib.riskreductionafrica.org/bitstream/handle/123456789/1193/1281.European>

Macroseismic Scale 1998.pdf?sequence=1

- D'Amico, M., & Buratti, N. (2019). Observational seismic fragility curves for steel cylindrical tanks. *Journal of Pressure Vessel Technology*, *141*(1).
- D'Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., Crowley, H., & Silva, V. (2013). Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment - Low/Mid-Rise. *GEM Technical Report*, *08*, 162. <https://doi.org/10.13117/GEM.VULN-MOD.TR2014.12>
- Dabaghi, M., Saad, G., & Allhassania, N. (2019). Seismic collapse fragility analysis of reinforced concrete shear wall buildings. *Earthquake Spectra*, *35*(1), 383–404.
- Daniell, J. E., & Vervaeck, A. (2011). The CATDAT Damaging Earthquakes Database–2010–Year in Review. *CEDIM Earthquake Loss Estimation Series*, 2001–2011.
- Decò, A., Bocchini, P., & Frangopol, D. M. (2013). A probabilistic approach for the prediction of seismic resilience of bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *42*(10), 1469–1487.
- Del Gaudio, C., Ricci, P., Verderame, G. M., & Manfredi, G. (2015). Development and urban-scale application of a simplified method for seismic fragility assessment of RC buildings. *Engineering Structures*, *91*, 40–57. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.031>
- DiPasquale, E., & Cakmak, A. S. (1988). *Identification of the serviceability limit state and detection of seismic structural damage*. National Center for Earthquake Engineering Research New York, NY, USA.
- Dolce, M., Marino, M., Masi, A., & Vona, M. (2000). Seismic vulnerability analysis and damage scenarios of Potenza. *International Workshop on Seismic Risk and Earthquake Scenarios of Potenza*, *13*.
- Dumova-Jovanoska, E. (2000). Fragility curves for reinforced concrete structures in Skopje (Macedonia) region. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *19*(6), 455–466.
- Dumova Jovanoska, E. (2000). Fragility curves for reinforced concrete structures in Skopje (Macedonia) region. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *19*(6), 455–466.
- Eleftheriadou, A. K., Baltzopoulou, A. D., & Karabinis, A. I. (2014). Seismic Risk Assessment of Buildings in the Extended Urban Region of Athens and Comparison with the Repair Cost. *Open Journal of Earthquake Research*, *3*(August), 115–134. <https://doi.org/10.4236/ojer.2014.33012>
- Engineering, N. Z. S. for E. (2014). *Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes: Prioritisation, Initial Evaluation, Detailed Assessment, Improvement Measures: Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings*. New Zealand Society for Earthquake Engineering.

- Faccioli, E., Pessina, V., Calvi, G. M., & Borzi, B. (1999). A study on damage scenarios for residential buildings in Catania city. *Journal of Seismology*, 3(3), 327–343.
- Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28(9), 979–993. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199909\)28:9<979::AID-EQE850>3.0.CO;2-1](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199909)28:9<979::AID-EQE850>3.0.CO;2-1)
- Fajfar, P. (2004). PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN CONCEPTS AND IMPLEMENTATION. *PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL WORKSHOP*, 550.
- Fajfar, P., & Krawinkler, H. (2004). *PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN CONCEPTS AND IMPLEMENTATION*.
- Fanaie, N., & Ezzatshoar, S. (2014). Studying the seismic behavior of gate braced frames by incremental dynamic analysis (IDA). *JCSR*, 99, 111–120. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.04.008>
- Fardis, M. N., Papailia, A., & Tsionis, G. (2012). Seismic fragility of RC framed and wall-frame buildings designed to the EN-Eurocodes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(6), 1767–1793.
- Farsangi, E. N., Rezvani, F. H., & Talebi, M. (2014). *Seismic Risk Analysis of Steel-MRFs by Means of Fragility Curves in High Seismic Zones*. September. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.17.9.1227>
- Farsangi, E. N., & Tasnimi, A. A. (2016). The influence of coupled horizontal–vertical ground excitations on the collapse margins of modern RC-MRFs. *International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE)*, 8(2), 169–192.
- Farsangi, E. N., Yang, T. Y., & Tasnimi, A. A. (2016). Influence of concurrent horizontal and vertical ground excitations on the collapse margins of non-ductile RC frame buildings. *Structural Engineering and Mechanics*, 59(4), 653–669.
- Fathieh, A., & Mercan, O. (2016). Seismic evaluation of modular steel buildings. *Engineering Structures*, 122, 83–92. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.04.054>
- FEMA. (2008). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake: Hazus -MH MR5. *Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency*.
- FEMA. (2009). Multihazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS. *Federal Emergency Management Agency*, 718.
- FEMA. (2012). *Next-Generation Methodology for Seismic Performance Assessment of Buildings*. Report No. FEMA P-58. Prepared by the Applied Technology Council (ATC) for the Federal Emergency Management Agency.
- FEMA, & ASCE. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of*

- Buildings. FEMA (Series). Federal Emergency Management Agency. Washington, DC.*
- FEMA, F. E. M. A. (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-273)*.
- FEMA, H. (2003). Multi-hazard loss estimation methodology, earthquake model. *Washington, DC, USA: Federal Emergency Management Agency.*
- FEMA, P. (2000). commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356). *Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7.*
- FEMA, P. (2015). 154: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook. *Federal Emergency Management Agency Report, FEMA. P, 154.*
- Feng, M. Q., Member, A., Kim, H., & Kim, S. (2000). *N s p f c d. December, 1287–1295.*
- Ferreira, T. M., Maio, R., & Vicente, R. (2017a). Seismic vulnerability assessment of the old city centre of Horta, Azores: calibration and application of a seismic vulnerability index method. *Bulletin of Earthquake Engineering, 15(7), 2879–2899.* <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0071-9>
- Ferreira, T. M., Maio, R., & Vicente, R. (2017b). Seismic vulnerability assessment of the old city centre of Horta, Azores: calibration and application of a seismic vulnerability index method. *Bulletin of Earthquake Engineering, 15(7), 2879–2899.*
- Finn, W. D. L. (2000). State-of-the-art of geotechnical earthquake engineering practice. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 20(1–4), 1–15.* [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(00\)00033-6](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00033-6)
- Fiore, A., Spagnoletti, G., & Greco, R. (2016). On the prediction of shear brittle collapse mechanisms due to the infill-frame interaction in RC buildings under pushover analysis. *Engineering Structures, 121, 147–159.* <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.04.044>
- Fragiadakis, M., & Vamvatsikos, D. (2010). Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 39(6), 683–703.* <https://doi.org/10.1002/eqe.965>
- Frangopol, D. M., & Curley, J. P. (1987). Effects of damage and redundancy on structural reliability. *Journal of Structural Engineering, 113(7), 1533–1549.*
- Freeman, S. A. (1978). Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion. *Special Publication, 55, 589–606.*
- Garrido, R. D. U. (2015). *Vulnerabilidad sísmica en edificaciones porticadas compuestas de acero y hormigón armado.* UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA.
- Giovinazzi, S., & Lagomarsino, S. (2002). A methodology for the vulnerability analysis of built-up areas. *Proceedings of the International Conference on Earthquake Loss*

Estimation and Risk Reduction, Bucharest, DVD-Rom.

- Giovinazzi, S., & Lagomarsino, S. (2004). A macroseismic method for the vulnerability assessment of buildings. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 896, 1–6.
- Glaister, S., & Pinho, R. (2003). Development of a simplified deformation-based method for seismic vulnerability assessment. *Journal of Earthquake Engineering*, 7(December 2014), 107–140. <https://doi.org/10.1080/13632460309350475>
- Goel, R. K., & Chopra, A. K. (2004a). Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings. *Earthquake Spectra*, 20(1), 225–254.
- Goel, R. K., & Chopra, A. K. (2004b). Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings. In *Earthquake Spectra* (Vol. 20, Issue 1, pp. 225–254). <https://doi.org/10.1193/1.1646390>
- Gonzalez-Drigo, R., Avila-Haro, J., Pujades, L. G., & Barbat, A. H. (2017). Non-linear static procedures applied to high-rise residential URM buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(1), 149–174.
- Gonzalez, J. L., Roca, P., & Centro Internacional de Metodos Numericos en Ingenieria-CIMNE, B. (Spain); (1998). *Structural analysis of historical construction 2. Possibilities of numerical and experimental techniques.*
- González, V., Alarcón, L. F., Maturana, S., Mundaca, F., & Bustamante, J. (2010). Improving Planning Reliability and Project Performance Using the Reliable Commitment Model. *Journal of Construction Engineering and Management*, 136(10), 1129–1139. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CO.1943-7862.0000215](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0000215)
- Gribaudo, M., Iacono, M., & Kiran, M. (2018). A performance modeling framework for lambda architecture based applications. *Future Generation Computer Systems*, 86, 1032–1041.
- Guagenti, E., & Petrini, V. (1989). Il caso delle vecchie costruzioni: verso una nuova legge danni-intensità. *Proceedings of the 4th Italian National Conference on Earthquake Engineering*, 1, 145–153.
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (1999). *Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures.* Stanford University.
- Gupta, B., & Kunnath, S. K. (2000). Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*, 16(2), 367–392.
- Hajimehrabi, H., Behnamfar, F., Samani, A. K., & Goudarzi, M. A. (2019). Fragility curves for baffled concrete cylindrical liquid-storage tanks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119(January), 187–195. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.01.015>

- Hancilar, U., & Caktı, E. (2015). Fragility functions for code complying RC frames via best correlated IM–EDP pairs. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(11), 3381–3400.
- Haselton, C. B., & Deierlein, G. G. (2008). Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings. In *Civil Engineering* (Vol. 137, Issue February).
- http://myweb.csuchico.edu/~chaselton/Website_Files/Publications/Pub_Dissertation_PEEERReport_Haselton.pdf
- Hassan, A. F., & Sozen, M. A. (1997). Seismic vulnerability assessment of low-rise buildings in regions with infrequent earthquakes. *ACI Structural Journal*, 94(1), 31–39.
- Hasselman, T. K., Eguchi, R. T., & Wiggins, J. H. (1980). Assessment of damageability for existing buildings in a natural hazards environment. Volume 1: Methodology. *Adeb*, 1.
- HAZUS. (1999). *Earthquake Loss Estimation Methodology Earthquake* (F. E. M. A. (FEMA) (ed.); Technical).
- Hernández-Sampieri, R., Fernández, C., & Batista, P. (2010). Metodología de la Investigación.(5ta. Edición). México: Editorial Mc Graw Hill. Campos, W.(2010). *Apuntes de Metodología de La Investigación Científica*.
- Holling, C. S., Schindler, D. W., Walker, B. W., & Roughgarden, J. (1995). Biodiversity in the functioning of ecosystems: an ecological synthesis. *Biodiversity Loss: Economic and Ecological Issues*, 44, 83.
- Holmes, W. T. (2010). Progress of Seismic Rehabilitation of Buildings in the US. In *Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures* (pp. 17–31).
- Home III, J. F., & Orr, J. E. (1997). Assessing behaviors that create resilient organizations. *Employment Relations Today*, 24(4), 29–39.
- Hosseinzadeh, S., & Galal, K. (2020). System-level seismic resilience assessment of reinforced masonry shear wall buildings with masonry boundary elements. *Structures*, 26(December 2019), 686–702. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.04.050>
- Hoult, R., Goldsworthy, H., & Lumantarna, E. (2019). Fragility functions for RC shear wall buildings in Australia. *Earthquake Spectra*, 35(1), 333–360.
- Hwang, H. H. M., & Huo, J. R. (1994). Generation of hazard-consistent fragility curves for seismic loss estimation studies. In *Technical Report NCEER* (Vol. 94). US National Center for Earthquake Engineering Research.
- Ibrahim, Y. E., & El-Shami, M. M. (2011). Seismic fragility curves for mid-rise reinforced concrete frames in Kingdom of Saudi Arabia. *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 4(4), 213–223.

- Jalayer, F., De Risi, R., & Manfredi, G. (2015). Bayesian Cloud Analysis: Efficient structural fragility assessment using linear regression. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(4), 1183–1203. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9692-z>
- Jan, T. S., Liu, M. W., & Kao, Y. C. (2004). An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings. *Engineering Structures*, 26(1), 117–128. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2003.09.003>
- Johnson, J. L., & Wiechelt, S. A. (2004). Introduction to the special issue on resilience. *Substance Use & Misuse*, 39(5), 657–670.
- Joyner, M. D., & Sasani, M. (2020). Building performance for earthquake resilience. *Engineering Structures*, 210(April 2019), 110371. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110371>
- Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2006). Adaptive Modal Combination Procedure for Nonlinear Static Analysis of Building Structures. *Journal of Structural Engineering*, 132(11), 1721–1731. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2006\)132:11\(1721\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2006)132:11(1721))
- Kaplan, H. B. (2002). Toward an understanding of resilience. In *Resilience and development* (pp. 17–83). Springer.
- Karantoni, F., Tsionis, G., Lyrantzaki, F., & Fardis, M. N. (2014). Seismic fragility of regular masonry buildings for in-plane and out-of-plane failure. *Earthquakes and Structures*, 6(6), 689–713.
- Karapetrou, S. T., Fotopoulou, S. D., & Ptilakis, K. D. (2017). Seismic Vulnerability of RC Buildings under the Effect of Aging. *Procedia Environmental Sciences*, 38, 461–468. <https://doi.org/10.1016/j.proenv.2017.03.137>
- Kassem, M. M., Mohamed Nazri, F., & Noroozinejad Farsangi, E. (2020). The seismic vulnerability assessment methodologies: A state-of-the-art review. In *Ain Shams Engineering Journal* (Issue xxxx). THE AUTHORS. <https://doi.org/10.1016/j.asej.2020.04.001>
- Kassem, M. M., Nazri, F. M., & Farsangi, E. N. (2020). The seismic vulnerability assessment methodologies: A state-of-the-art review. *Ain Shams Engineering Journal*.
- Kendra, J. M., & Wachtendorf, T. (2003). Elements of resilience after the world trade center disaster: reconstituting New York City's Emergency Operations Centre. *Disasters*, 27(1), 37–53.
- Khoshnoudian, F., & Kiani, M. (2012). Modified consecutive modal pushover procedure for seismic investigation of one-way asymmetric-plan tall buildings. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 11(2), 221–232. <https://doi.org/10.1007/s11803->

- Kildashti, K., Mirzadeh, N., & Samali, B. (2018). Thin-Walled Structures Seismic vulnerability assessment of a case study anchored liquid storage tank by considering fixed and flexible base restraints. *Thin Walled Structures*, 123(October 2017), 382–394. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.11.041>
- Kiran, M., Murphy, P., Monga, I., Dugan, J., & Baveja, S. S. (2015). Lambda architecture for cost-effective batch and speed big data processing. *2015 IEEE International Conference on Big Data (Big Data)*, 2785–2792.
- Kircher, C. A., Nassar, A. A., Kustu, O., & Holmes, W. T. (1997). Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake Spectra*, 13(4), 663–682.
- Kırçıl, M. S., & Polat, Z. (2006). Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings. *Engineering Structures*, 28(9), 1335–1345.
- Klein, R. J. T., Nicholls, R. J., & Thomalla, F. (2003). Resilience to natural hazards: How useful is this concept? *Environmental Hazards*, 5(1), 35–45. <https://doi.org/10.1016/j.hazards.2004.02.001>
- ATC-20-3 Case Studies in Rapid Postearthquake Safety Evaluation of Buildings ATC-20-3 Case Studies in Rapid Postearthquake Safety Evaluation of Buildings, (2015). <https://www.researchgate.net/publication/268058748%0AATC-20-3>
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering* (Pearson Ed). Englewood Cliffs.
- Krawinkler, H. (2002). A general approach to seismic performance assessment. *Proceedings, International Conference on Advances and New Challenges in Earthquake Engineering Research*, 19–20.
- Krawinkler, H., Medina, R., & Alavi, B. (2003). Seismic drift and ductility demands and their dependence on ground motions. *Engineering Structures*, 25(5), 637–653. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00174-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00174-8)
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4–6), 452–464. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00092-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00092-8)
- Kreslin, M., & Fajfar, P. (2012). The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(2), 695–715.
- Kroß, J., Brunnert, A., Prehofer, C., Runkler, T. A., & Krcmar, H. (2015a). Stream processing on demand for lambda architectures. *Lecture Notes in Computer Science (Including Subseries Lecture Notes in Artificial Intelligence and Lecture Notes in Bioinformatics)*, 9272, 243–257. https://doi.org/10.1007/978-3-319-23267-6_16

- Kroß, J., Brunnert, A., Prehofer, C., Runkler, T. A., & Krcmar, H. (2015b). Stream processing on demand for lambda architectures. *European Workshop on Performance Engineering*, 243–257.
- Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., & Lobo, R. F. (1992). *IDARC Version 3.0: A program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures*. National Center for Earthquake Engineering Research Buffalo, NY.
- Lagaros, N. D., & Fragiadakis, M. (2011). Evaluation of ASCE-41, ATC-40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(1), 77–90. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.08.007>
- Lagomarsino, S., & Giovinazzi, S. (2006). Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 415–443. <https://doi.org/10.1007/s10518-006-9024-z>
- Lantada, N., Irizarry, J., Barbat, A. H., Goula, X., Roca, A., Susagna, T., & Pujades, L. G. (2010a). Seismic hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(2), 201–229. <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9148-z>
- Lantada, N., Irizarry, J., Barbat, A. H., Goula, X., Roca, A., Susagna, T., & Pujades, L. G. (2010b). Seismic hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(2), 201–229.
- Latina, E. de R. N. A. (2009). ERN-AL. *Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-5. Vulnerabilidad de Edificaciones e Infraestructura*.
- Lee, J. H., Kim, J. H., & Kim, J. K. (2016). Perfectly matched discrete layers for three-dimensional nonlinear soil-structure interaction analysis. *Computers and Structures*, 165, 34–47. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.12.004>
- Lee, K., & Foutch, D. A. (2002). Seismic performance evaluation of pre-Northridge steel frame buildings with brittle connections. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), 546–555.
- Lin, T., & Baker, J. W. (2013). Introducing adaptive incremental dynamic analysis: A new tool for linking ground motion selection and structural response assessment. *Safety, Reliability, Risk and Life-Cycle Performance of Structures and Infrastructures - Proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR 2013, Icosar*, 805–811.
- Liu, Y., & Kuang, J. S. (2017). Spectrum-based pushover analysis for estimating seismic demand of tall buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(10), 4193–4214.
- Long, X. H., Xie, Z. Y., Fan, J., & Miao, Y. (2018). Convex model-based calculation of robust

- seismic fragility curves of isolated continuous girder bridge. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(1), 155–182.
- Lovon, H., Tarque, N., Silva, V., & Yepes-Estrada, C. (2018). Development of fragility curves for confined masonry buildings in Lima, Peru. *Earthquake Spectra*, 34(3), 1339–1361.
- Lu, X., McKenna, F., Cheng, Q., Xu, Z., Zeng, X., & Mahin, S. A. (2020). An open-source framework for regional earthquake loss estimation using the city-scale nonlinear time history analysis. *Earthquake Spectra*, 8755293019891724.
- Lu, Y., Hajirasouliha, I., & Marshall, A. M. (2016). Performance-based seismic design of flexible-base multi-storey buildings considering soil-structure interaction. *Engineering Structures*, 108, 90–103. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.031>
- Mahini, S. S., Hadigheh, S. A., & Setunge, S. (2016). *Seismic resilience of retrofitted reinforced concrete buildings*. November, 222–230. <https://doi.org/10.14264/uql.2016.870>
- Maio, R., Ferreira, T. M., Vicente, R., & Estêvão, J. (2016). Seismic vulnerability assessment of historical urban centres: Case study of the old city centre of Faro, Portugal. *Journal of Risk Research*, 19(5), 551–580. <https://doi.org/10.1080/13669877.2014.988285>
- Maio, R., Vicente, R., Formisano, A., & Varum, H. (2015). Seismic vulnerability of building aggregates through hybrid and indirect assessment techniques. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(10), 2995–3014. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9747-9>
- Maison, B., & McDonald, B. (2018). Fragility curves for residential masonry chimneys. *Earthquake Spectra*, 34(3), 1001–1023.
- Mallak, L. A. (1998). Measuring resilience in health care provider organizations. *Health Manpower Management*.
- Manyena, S. B. (2006). The concept of resilience revisited. *Disasters*, 30(4), 434–450.
- Martínez, A. V., Unanue, R. M., & Yuste, Á. R. (2015). *Arquitectura lambda aplicada a clustering de documentos en contextos Big Data*.
- Masi, A., & Vona, M. (2012). Vulnerability assessment of gravity-load designed RC buildings: Evaluation of seismic capacity through non-linear dynamic analyses. *Engineering Structures*, 45, 257–269. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.06.043>
- McCrum, D. P., Amato, G., & Suhail, R. (2016). Development of seismic fragility functions for a moment resisting reinforced concrete framed structure. *The Open Construction & Building Technology Journal*, 10(1).
- McEntire, D. A., Fuller, C., Johnston, C. W., & Weber, R. (2002). A comparison of disaster paradigms: The search for a holistic policy guide. *Public Administration Review*, 62(3),

267–281.

- Meade, C., & Kulick, J. (2007). *SB1953 and the challenge of hospital seismic safety in California*. California HealthCare Foundation Oakland.
- Medina, A. B. C. (2014). Investigación holística y Desarrollo Instruccional en la comprensión del discurso escrito en estudiantes de educación media de la UEN José Félix Blanco. Caracas. *Revista de Investigación*, 38(81), 69–88.
- Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., & Rossetto, T. (2015). *Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low / Mid-Rise Buildings*. FEBRUARY.
- Mileti, D. (1999). *Disasters by design: A reassessment of natural hazards in the United States*. Joseph Henry Press.
- Milutinovic, Z. V, & Trendafiloski, G. S. (2003). Risk-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. *Contract: EVK4-CT-2000-00014, WP4: Vulnerability of Current Buildings*, 1–111.
- Miranda, E. (1999). Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *Journal of Structural Engineering*, 125(4), 417–425.
- Miranda, E. (2001). Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems. *Journal of Structural Engineering*, 127(9), 1005–1012.
- Moazam, A. M., Hasani, N., & Yazdani, M. (2018). Incremental dynamic analysis of small to medium spans plain concrete arch bridges. *Engineering Failure Analysis*, 91, 12–27.
- Montanaro, M. I. (2002). Sistemas de control de vibraciones en estructuras de gran altura. *Vibration Control System in Very High Structures.*, 53(477), 31–39. <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/view/640/722>
- Moreno González, R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona [Universitat Politècnica de Catalunya]. In *TDX (Tesis Doctorals en Xarxa)*. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93559#.X3j0e05cgQc.mendeley>
- Moreno, R., Pujades, L., Aparicio, A. C., & Barbat, A. H. (2007). Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios. *Monografías de Ingeniería Sísmica, October*, 112. <https://doi.org/10.13140/2.1.1030.6881>
- Moretti, S., Trozzo, A., Terzic, V., Cimellaro, G. P., & Mahin, S. (2014). Utilizing Base-isolation Systems to Increase Earthquake Resiliency of Healthcare and School Buildings. *Procedia Economics and Finance*, 18(September), 969–976. [https://doi.org/10.1016/s2212-5671\(14\)01024-7](https://doi.org/10.1016/s2212-5671(14)01024-7)

- Mosoarca, M., Onescu, I., Onescu, E., Azap, B., & Chie, N. (2019). *Seismic vulnerability assessment for the historical areas of the Timisoara city, Romania*. 101(March), 86–112. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2019.03.013>
- Nazari, Y. R., & Saatcioglu, M. (2017). Seismic vulnerability assessment of concrete shear wall buildings through fragility analysis. *Journal of Building Engineering*, 12, 202–209. <https://doi.org/10.1016/j.job.2017.06.006>
- Nazri, F. M., & Curves, F. F. (2018). *Seismic fragility assessment for buildings due to earthquake excitation*. Springer.
- Nazri, F. M., Miari, M. A., Kassem, M. M., Tan, C.-G., & Farsangi, E. N. (2019). Probabilistic evaluation of structural pounding between adjacent buildings subjected to repeated seismic excitations. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 44(5), 4931–4945.
- Nazri, F. M., & Saruddin, S. N. A. (2015). Seismic fragility curves for steel and reinforced concrete frames based on near-field and far-field ground motion records. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 40(8), 2301–2307.
- Negulescu, C., Baills, A., Survey, F. G., & Seyed, D. (2014). Fragility curves for masonry structures submitted to permanent ground displacements and earthquakes. *Nat Hazards*, January 2018. <https://doi.org/10.1007/s11069-014-1253-x>
- Negulescu, C., Ulrich, T., Baills, A., & Seyed, D. M. (2014). Fragility curves for masonry structures submitted to permanent ground displacements and earthquakes. *Natural Hazards*, 74(3), 1461–1474.
- Ning, X., Qi, J., Wu, C., & Wang, W. (2019). Reducing noise pollution by planning construction site layout via a multi-objective optimization model. *Journal of Cleaner Production*, 222, 218–230. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.03.018>
- Nur, S., Saruddin, A., & Mohamed, F. (2015). Fragility curves for low- and mid-rise buildings in Malaysia. *Procedia Engineering*, 125, 873–878. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.056>
- Ordaz, M., Aguilar, A., & Arboleda, J. (2007). CRISIS, Program for computing seismic hazard. *Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México*.
- Ordaz, M. G., Salgado-Gálvez, M. A., Cardona, O. D., & Contreras, M. (2019). R-CRISIS: 30 años de desarrollos y mejoras continuas encaminadas a una mejor evaluación probabilista del peligro sísmico. *Congreso Nacional de Ingeniería Sísmicas, May*.
- Ordaz, M., & Montoya, C. (2013). Programa de cómputo DEGTRA, V9. 3. *Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México*.
- Oropeza, M., Michel, C., Bigler, M., & Lestuzzi, P. (2010). New analytical fragility curves for

- existing URM buildings in regions with moderate seismicity. *8th International Masonry Conference, February 2016*, 1491–1499.
- Ortega, J., Vasconcelos, G., Rodrigues, H., & Correia, M. (2019). A vulnerability index formulation for the seismic vulnerability assessment of vernacular architecture. *Engineering Structures*, *197*(July), 109381. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109381>
- Ortega, J., Vasconcelos, G., Rodrigues, H., Correia, M., Ferreira, T. M., & Vicente, R. (2019). Use of post-earthquake damage data to calibrate, validate and compare two seismic vulnerability assessment methods for vernacular architecture. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, *39*, 101242.
- Otani, S. (2000). Seismic Vulnerability Assessment Methods for Buildings in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, *2*(2), 47–56.
- Özel, A. E., & Güneyisi, E. M. (2011). Effects of eccentric steel bracing systems on seismic fragility curves of mid-rise R/C buildings: A case study. *Structural Safety*, *33*(1), 82–95. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2010.09.001>
- Ozmen, H. B., Inel, M., Meral, E., & Bucakli, M. (2010). Vulnerability of Low and Mid-Rise Reinforced Concrete Buildings In Turkey. *14Ecee, April 2016*, 1998.
- Pagnini, L. C., Vicente, R., Lagomarsino, S., & Varum, H. (2011). A mechanical model for the seismic vulnerability assessment of old masonry buildings. *Earthquakes and Structures*, *2*(1), 25–42.
- Palacios, S. M. (2004). *State of the art in seismic vulnerability*. <http://rua.ua.es/dspace/handle/10045/2626>
- Park, Y.-J., & Ang, A. H.-S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, *111*(4), 722–739.
- Park, Y.-J., Ang, A. H.-S., & Wen, Y. K. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, *111*(4), 740–757.
- Park, Y. J., Ang, A. H. S., & Wen, Y. K. (1987). Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake Spectra*, *3*(1), 1–26.
- Paton, D., Smith, L., & Violanti, J. (2000). Disaster response: risk, vulnerability and resilience. *Disaster Prevention and Management: An International Journal*.
- Paulo, B. (2014). A seismic vulnerability index method for masonry schools in the province of Yazd , Iran . *9th International Masonry Conference 2014 in Guimarães*, 1–12.
- Peer n.d. (2020). *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*. <https://peer.berkeley.edu/>

- Pejovic, J., & Jankovic, S. (2016). Seismic fragility assessment for reinforced concrete high-rise buildings in Southern Euro-Mediterranean zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(1), 185–212.
- Pekelnicky, R., & Poland, C. (2012). ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings. *SEAOC 2012 Convention Proceedings*, 1–12.
- Pelling, M. (2003). *The vulnerability of cities: natural disasters and social resilience*. Earthscan.
- Peralta Álvarez, M. G., & others. (2012). *Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del Hospital de Vielha*.
- Perrone, D., Aiello, M. A., Pecce, M., & Rossi, F. (2015). Rapid visual screening for seismic evaluation of RC hospital buildings. *Structures*, 3, 57–70. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2015.03.002>
- Pinto, P. E., Giannini, R., & Franchin, P. (2007). Seismic Reliability Analysis of Structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 2081–2081. <https://doi.org/10.1002/eqe.742>
- Pitilakis, K. (2011). Systemic seismic vulnerability and risk analysis for buildings, lifeline networks and infrastructures safety gain. *Deliverable D2*, 12.
- Pitilakis, K., Crowley, H., & Kaynia, A. M. (2014). SYNER-G: typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk. *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, 27, 1–28.
- Pnevmatikos, N. G., Papagiannopoulos, G. A., & Papavasileiou, G. S. (2019). Fragility curves for mixed concrete/steel frames subjected to seismic excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116(September 2018), 709–713. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.09.037>
- Polese, M., Verderame, G. M., Mariniello, C., Iervolino, I., & Manfredi, G. (2008). Vulnerability analysis for gravity load designed RC buildings in Naples - Italy. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(SUPPL. 2), 234–245. <https://doi.org/10.1080/13632460802014147>
- Porter, K. A., & Kiremidjian, A. S. (2000). *Assembly-based vulnerability of buildings and its uses in seismic performance evaluation and risk-management decision-making*. SPA Risk LLC.
- Porter, K., Kennedy, R., & Bachman, R. (2007). Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 23(2), 471–489. <https://doi.org/10.1193/1.2720892>

- Poursha, M., Khoshnoudian, F., & Moghadam, A. S. (2009). A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. *Engineering Structures*, 31(2), 591–599. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.10.009>
- Poursha, M., Khoshnoudian, F., & Moghadam, A. S. (2011). A consecutive modal pushover procedure for nonlinear static analysis of one-way unsymmetric-plan tall building structures. *Engineering Structures*, 33(9), 2417–2434. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.04.013>
- Poursha, M., & Samarin, E. T. (2015). The modified and extended upper-bound (UB) pushover method for the multi-mode pushover analysis of unsymmetric-plan tall buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 71, 114–127. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.01.012>
- Pujades, L. G., & Barbat, A. H. (2011). *Non-linear static procedures applied to high-rise residential URM buildings. 1*, 1–28.
- Quiroga, R. J. (2013). *Vulnerabilidad sísmica de viviendas de mampostería simple en estratos bajos de la ciudad de Bogotá*. Universidad de los Andes, Bogotá D.C., Colombia.
- Rahmani, A. Y., Bourahla, N., Bento, R., & Badaoui, M. (2018). An improved upper-bound pushover procedure for seismic assessment of high-rise moment resisting steel frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(1), 315–339.
- Ramirez, C. M., & Miranda, E. (2012). Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(11), 1477–1493. <https://doi.org/10.1002/eqe.2217>
- Reinhorn, A. M., Barron-Corverra, R., & Ayala, A. G. (2001a). Spectral evaluation of seismic fragility of structures. *Proceedings ICOSSAR, 2001*.
- Reinhorn, A. M., Barron-Corverra, R., & Ayala, A. G. (2001b). Spectral evaluation of seismic fragility of structures. *8th International Conference on Structural Safety and Reliability, 2001(ICOSSAR)*, 1–8. <http://civil.eng.buffalo.edu>
- Restrepo, L. (2004). *Seismic risk of unreinforced masonry buildings*. Ph. D. Thesis, Rose School, Università degli Studi di Pavia, Italia.
- Reyes, J. C., & Chopra, A. K. (2012). Modal pushover-based scaling of two components of ground motion records for nonlinear RHA of structures. *Earthquake Spectra*, 28(3), 1243–1267.
- Rezaei Ranjbar, P., & Naderpour, H. (2020). Probabilistic evaluation of seismic resilience for typical vital buildings in terms of vulnerability curves. *Structures*, 23(August 2019), 314–323. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.10.017>

- Rinc, I. B. (2011). *Investigación científica e investigación tecnológica como componentes para la innovación: consideraciones técnicas y metodológicas*. 220–255.
- Rojahn, C., & Sharpe, R. L. (1985). *Earthquake damage evaluation data for California*. Applied technology council.
- Rossetto, T., & Elnashai, A. (2003). Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering Structures*, 25(10), 1241–1263. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00060-9](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00060-9)
- Rossetto, T., & Elnashai, A. (2005). A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering Structures*, 27(3), 397–409. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.11.002>
- Rota, M., Penna, A., & Magenes, G. (2010). A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Engineering Structures*, 32(5), 1312–1323. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.01.009>
- Roufaiel, M. S. L., & Meyer, C. (1987). Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames. *Journal of Structural Engineering*, 113(3), 429–444.
- Saatcioglu, M., Shooshtari, M., & Foo, S. (2013). Seismic screening of buildings based on the 2010 National Building Code of Canada1. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(5), 483–498. <https://doi.org/10.1139/cjce-2012-0055>
- Sadeghi, M., Ghafory-Ashtiany, M., & Pakdel-Lahiji, N. (2015). Developing seismic vulnerability curves for typical Iranian buildings. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part O: Journal of Risk and Reliability*, 229(6), 627–640.
- Salgado-Gálvez, M. A., Carreño, M. L., Barbat, A. H., & Cardona, O. D. (2015). Evaluación probabilista del riesgo sísmico en Lorca mediante simulaciones de escenarios. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2014.12.001>
- Saloustros, S., Pelà, L., Contrafatto, F. R., Roca, P., & Petromichelakis, I. (2019). Vulnerability Assessment of Monumental Masonry Structures Including Uncertainty. In *RILEM Bookseries* (Vol. 18, pp. 1219–1228). https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3_131
- SEAOC, V. (1995). Vision 2000 Committee. *Perform Ance-Based Seism Ic Engi Neering OfBuildings*, 4.
- Segura, R., Bernier, C., Monteiro, R., & Paultre, P. (2019a). On the seismic fragility assessment of concrete gravity dams in eastern Canada. *Earthquake Spectra*, 55(1), 211–231. <https://doi.org/10.1193/012418EQS024M>
- Segura, R., Bernier, C., Monteiro, R., & Paultre, P. (2019b). On the seismic fragility assessment

- of concrete gravity dams in eastern Canada. *Earthquake Spectra*, 35(1), 211–231.
- Segura, R., Monteiro, R., & Paultre, P. (2018). *Improved seismic fragility assessment of concrete gravity dams in Eastern Canada*.
- Selley, R. C., Cocks, R., & Plimer, I. (2004). *Encyclopedia of geology*. Academic Press.
- Senel, S. M., & Kayhan, A. H. (2010). Fragility based damage assesment in existing precast industrial buildings: A case study for Turkey. *Structural Engineering and Mechanics*, 34(1), 39–60. <https://doi.org/10.12989/sem.2010.34.1.039>
- Serdar Kirçil, M., & Polat, Z. (2006). Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings. *Engineering Structures*, 28(9), 1335–1345. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.01.004>
- Shafei, B., Zareian, F., & Lignos, D. G. (2011). A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems. *Engineering Structures*, 33(4), 1107–1116. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.028>
- Shahidi, S. G., Pakzad, S. N., Ricles, J. M., & Martin, J. R. (2016). Assessment of the 2011 Virginia earthquake damage and seismic fragility analysis of the Washington Monument. *Earthquake Spectra*, 32(4), 2399–2423.
- Shamsoddini Motlagh, Z., Raissi Dehkordi, M., Eghbali, M., & Samadian, D. (2020). Evaluation of seismic resilience index for typical RC school buildings considering carbonate corrosion effects. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 46(April 2019), 101511. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2020.101511>
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H.-K., & Kim, S.-H. (2000). Nonlinear static procedure for fragility curve development. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1287–1295.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., & Naganuma, T. (2000). Statistical analysis of fragility curves. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1224–1231.
- Shome, N. (1999). *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*.
- Silva, V., Crowley, H., Varum, H., & Pinho, R. (2015). Seismic risk assessment for mainland Portugal. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(2), 429–457.
- Simões, A., Milošević, J., Meireles, H., Bento, R., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2015). Fragility curves for old masonry building types in Lisbon. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(10), 3083–3105.
- Singhal, A., & Kiremidjian, A. S. (1996). *Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage* (pp. 122(12), 1459–1467). *Journal of Structural Engineering*. https://doi.org/10.1163/_q3_SIM_00374
- Singhal, A., & Kiremidjian, A. S. (1995). Method for developing motion damage relationships

- for reinforced concrete frames. In *Technical Report NCEER* (Issues 95–0008). US National Center Earthquake Engineering Research.
- Siqueira, G. H., Sanda, A. S., Paultre, P., & Padgett, J. E. (2014). Fragility curves for isolated bridges in eastern Canada using experimental results. *Engineering Structures*, *74*, 311–324. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.053>
- Sobhan, M. S., Rofooei, F. R., & Attari, N. K. A. (2017). Buckling behavior of the anchored steel tanks under horizontal and vertical ground motions using static pushover and incremental dynamic analyses. *Thin Walled Structures*, *112*(December 2016), 173–183. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.12.022>
- Solomos, G., & Caverzan, A. (2014). *Review on resilience in literature and standards for critical built-infrastructure*. <https://doi.org/10.2788/872668>
- Soto, I. B. R. (2011). Investigación científica e investigación tecnológica como componentes para la innovación: consideraciones técnicas y metodológicas. *Contribuciones a Las Ciencias Sociales*, *8*.
- Su, R. K. L., & Lee, C. L. (2013). Development of seismic fragility curves for low-rise masonry infilled reinforced concrete buildings by a coefficient-based method. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, *12*(2), 319–332. <https://doi.org/10.1007/s11803-013-0174-0>
- Taboada, D., Chiroque, J., Crisanto, L., Acuña, E., & Gonzales, I. (2018a). *ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN HOSPITAL AISLADO SÍSMICAMENTE EMPLEANDO MÉTODOS DE RESILIENCIA SÍSMICA* (C. de I. del P. C. N. 12° S. I. en G. del R. de D. 12th I. S. in D. R. Management (ed.); pp. 114–116). CIP - Lima. <http://www.cip.org.pe/publicaciones/2019/memorias-simposio-grd-2018-detalle.pdf>
- Taboada, D., Chiroque, J., Crisanto, L., Acuña, E., & Gonzales, I. (2018b). *ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN HOSPITAL AISLADO SÍSMICAMENTE EMPLEANDO MÉTODOS DE RESILIENCIA SÍSMICA* (C. de I. del P. C. N. 12° S. I. en G. del R. de D. 12th I. S. in D. R. Management (ed.); pp. 114–116). CIP - Lima.
- Tajammolian, H., Khoshnoudian, F., Rad, A. R., & Loghman, V. (2018). Seismic fragility assessment of asymmetric structures supported on TCFP bearings subjected to near-field earthquakes. *Structures*, *13*, 66–78.
- Tang, W. H., Ang, A. (2007). *Probability Concepts in Engineering: Emphasis on Applications to Civil & Environmental Engineering*. Wiley.
- Terremoti, C. N. R. G. N. D. (1993). *Rischio sismico di edifici pubblici Parte II Risultati per la regione Emilia-Romagna*. CNR Gruppo Nazionale Difesa Terremoti, Roma.

- Tirca, L., Serban, O., Lin, L., Wang, M., & Lin, N. (2016). Improving the Seismic Resilience of Existing Braced-Frame Office Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 142(8), 1–14. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001302](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001302)
- Tsionis, G., & Fardis, M. N. (2014). Seismic fragility curves for reinforced concrete buildings and bridges in Thessaloniki. *The 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey*.
- UNISDR, U. (2005). Hyogo framework for action 2005–2015: Building the resilience of nations and communities to disasters. *Extract from the Final Report of the World Conference on Disaster Reduction (A/CONF. 206/6)*, 380.
- Vamvatsikos, D., & Allin Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, A. (2006). Incremental dynamic analysis with two components of motion for a 3D steel structure. *Proceedings of the 8th US National Conference on Earthquake Engineering*.
- Van der Leeuw, S. E., & Aschan-Leygonie, C. (2005). A long-term perspective on resilience in socio-natural systems. *Micro-Meso-Macro: Addressing Complex Systems Couplings, London, World Scientific*, 227–264.
- Vargas Alzate, Y. F. (2013). *Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño*.
- Vargas, Y. (2013). *Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado*. 203.
- Vargas, Y. F., Pujades, L. G., Barbat, A. H., & Hurtado, J. E. (2013a). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Metodos Numericos Para Calculo y Diseno En Ingenieria*, 29(2), 63–78. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2013.04.003>
- Vargas, Y. F., Pujades, L. G., Barbat, A. H., & Hurtado, J. E. (2013b). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Metodos Numericos Para Calculo y Diseno En Ingenieria*, 29(2), 63–78. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2013.04.003>
- Vargas, Y. F., Pujades, L. G., Barbat, A. H., & Hurtado, J. E. (2013c). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 29(2), 63–78. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2013.04.003>
- Vicente, R., Ferreira, T., & Maio, R. (2014). Seismic Risk at the Urban Scale: Assessment,

- Mapping and Planning. *Procedia Economics and Finance*, 18(September), 71–80. [https://doi.org/10.1016/s2212-5671\(14\)00915-0](https://doi.org/10.1016/s2212-5671(14)00915-0)
- Vicente, R., Parodi, S., Lagomarsino, S., Varum, H., & Mendes da Silva, J. A. R. (2008). Seismic vulnerability assessment, damage scenarios and loss estimation. Case study of the old city centre of Coimbra, Portugal. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China*, 12–17.
- Vicente, R., Parodi, S., Lagomarsino, S., Varum, H., & Silva, J. A. R. M. (2011a). Seismic vulnerability and risk assessment: case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(4), 1067–1096. <https://doi.org/DOI 10.1007/s10518-010-9233-3>
- Vicente, R., Parodi, S., Lagomarsino, S., Varum, H., & Silva, J. A. R. M. (2011b). Seismic vulnerability and risk assessment: case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(4), 1067–1096.
- Vickers, M. H., & Kouzmin, A. (2001). ‘Resilience’ in organizational actors and rearticulating ‘voice’: towards a humanistic critique of new public management. *Public Management Review*, 3(1), 95–119.
- Villar-Vega, M., Silva, V., Crowley, H., Yepes, C., Tarque, N., Acevedo, A. B., Hube, M. A., Gustavo, C. D., & María, H. S. (2017a). Development of a fragility model for the residential building stock in South America. *Earthquake Spectra*, 33(2), 581–604. <https://doi.org/10.1193/010716EQS005M>
- Villar-Vega, M., Silva, V., Crowley, H., Yepes, C., Tarque, N., Acevedo, A. B., Hube, M. A., Gustavo, C. D., & María, H. S. (2017b). Development of a fragility model for the residential building stock in South America. *Earthquake Spectra*, 33(2), 581–604.
- Vision, S. (2000). Committee 1995. *Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Part, 2*.
- Viteri, N. C. (2012). LA INVESTIGACIÓN MIXTA, ESTRATEGIA ANDRAGÓGICA FUNDAMENTAL PARA FORTALECER LAS CAPACIDADES INTELECTUALES SUPERIORES. *REVISTA CIENTÍFICA VOL 2, NÚMERO 2, AGOSTO DE 2012*.
- Vona, M. (2014). Fragility curves of existing RC buildings based on specific structural performance levels. *Open Journal of Civil Engineering*, 4(02), 120.
- Wallace, N. M., & Miller, T. H. (2008). Seismic screening of public facilities in Oregon’s western counties. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 13(4), 189–197.
- Waller, M. A. (2001). Resilience in ecosystemic context: Evolution of the concept. *American*

Journal of Orthopsychiatry, 71(3), 290–297.

- Whitman, R. V., Anagnos, T., Kircher, C. A., Lagorio, H. J., Lawson, R. S., & Schneider, P. (1997a). Development of a national earthquake loss estimation methodology. *Earthquake Spectra*, 13(4), 643–661. <https://doi.org/10.1193/1.1585973>
- Whitman, R. V., Anagnos, T., Kircher, C. A., Lagorio, H. J., Lawson, R. S., & Schneider, P. (1997b). Development of a national earthquake loss estimation methodology. *Earthquake Spectra*, 13(4), 643–661.
- Wijayanti, E., Kristiawan, S., Purwanto, E. D. Y., & Sangadji, S. (2016a). Seismic vulnerability of reinforced concrete building based on the development of fragility curve: a case study. *Applied Mechanics and Materials*, 845, 252–258.
- Wijayanti, E., Kristiawan, S., Purwanto, E., & Sangadji, S. (2016b). Seismic Vulnerability of Reinforced Concrete Building Based on the Development of Fragility Curve: A Case Study. *Applied Mechanics and Materials*, 845(July), 252–258. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.845.252>
- Wildavsky, A. B. (1988). *Searching for safety* (Vol. 10). Transaction publishers.
- Yamin, L. (2015). *Building Seismic Risk in Terms of Economic Losses By Integration of Components Repair Costs*. 176.
- Yamin, L. E., Hurtado, A. I., Barbat, A. H., & Cardona, O. D. (2014a). Seismic and wind vulnerability assessment for the GAR-13 global risk assessment. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 10(PB), 452–460. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2014.05.007>
- Yamin, L. E., Hurtado, A. I., Barbat, A. H., & Cardona, O. D. (2014b). Seismic and wind vulnerability assessment for the GAR-13 global risk assessment. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 10, 452–460.
- Yamin, L., Hurtado, A., Rincon, R., Barbat, A. H., & Reyes, J. (2014). Use of Non-Linear Dynamic Analysis in the Assessment of Seismic Vulnerability of Buildings. *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 1–9.
- Yamin, L., Hurtado, A., Rincon, R., Dorado, J., & Reyes, J. (2017). Probabilistic seismic vulnerability assessment of buildings in terms of economic losses. *Engineering Structures*, 138, 308–323. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.013>
- Yamín Lacouture, L. E. (2016). Riesgo sísmico de edificaciones en términos de pérdidas económicas mediante integración de costos de reparación de componentes [Universitat Politècnica de Catalunya]. In *TDX (Tesis Doctorals en Xarxa)*. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/96210#.X3j02iq6JR0.mendeley>
- Yépez, F., Barbat, H. A., & Canas, J. A. (1996a). *Evaluación probabilista de la vulnerabilidad*

- y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación [Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)].
<https://upcommons.upc.edu/handle/2117/27736#.X3kFqQdIDVo.mendeley>
- Yépez, F., Barbat, H. A., & Canas, J. A. (1996b). *Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación* [Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)].
<http://upcommons.upc.edu/handle/2117/27736>
- Yun, S., Hamburger, R. O., Cornell, C. A., & Foutch, D. A. (2002). Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), 534–545. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2002\)128:4\(534\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:4(534))
- Zacharenaki, A. E., Fragiadakis, M., & Papadrakakis, M. (2013). Reliability-based optimum seismic design of structures using simplified performance estimation methods. *Engineering Structures*, 52, 707–717. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.03.007>
- Zameeruddin, M., & Sangle, K. K. (2016). Review on Recent developments in the performance-based seismic design of reinforced concrete structures. In *Structures* (Vol. 6, pp. 119–133). Elsevier B.V. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.03.001>
- Zeng, X., Lu, X., Yang, T. Y., & Xu, Z. (2016). Application of the FEMA-P58 methodology for regional earthquake loss prediction. *Natural Hazards*, 83(1), 177–192.
- Zhang, J. Z., Jiang, J., & Li, G. Q. (2017). An improved consecutive modal pushover procedure for estimating seismic demands of multi-storey framed buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(4). <https://doi.org/10.1002/tal.1336>

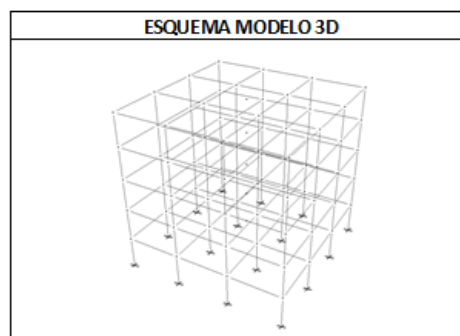
Anexo C.

Formato de parámetros básicos de cada prototipo de análisis

NOMBRE	P5-DES	HOJA	
CODIGO		FECHA	
DESCRIPCION	PORTICO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS - USO: RESIDENCIAL	AUTOR	LY/AIH/RRG/JFD

GEOMETRÍA	
Número de Pisos	5
Altura Entrepiso	3 m
Altura Total	15 m
Número de Bahías en X	3
Número de Bahías en Y	3
Luz típica bahías en X	5 m
Luz típica bahías en Y	5 m
Longitud	15 m
Ancho	15 m
Número de tipos de losa	1
Número de tipos de fachadas	1

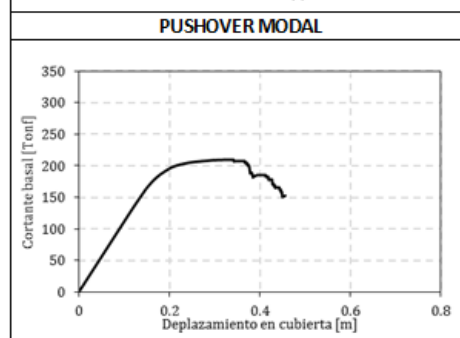
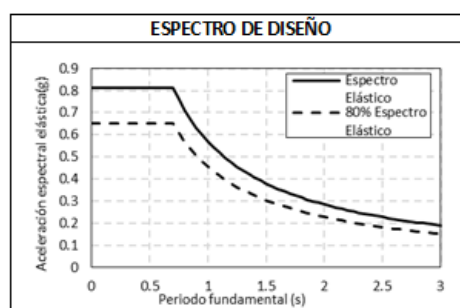
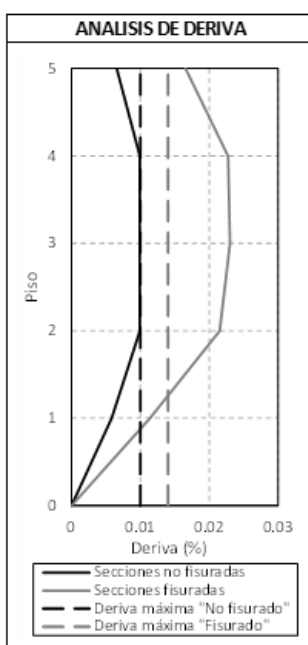
PARAMETROS DE DISEÑO	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	α_c 0.002
$E_c = 209165 \text{ kg/cm}^2$	ϵ_{cu} 0.004
$f_{yl} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	E_s 2000000 kg/cm^2
$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	ϵ_{st} 0.012
$f_{yu} = 5250 \text{ kg/cm}^2$	ϵ_{su} 0.1
CARGAS DE DISEÑO	
Carga Muerta	547 kg/m^2
Carga Viva	180 kg/m^2
Tipos de Losa	Alig-1-D-Y
Peso por piso	184 Ton
Peso Total	921 Ton



PARAMETROS SISMICOS			
Nivel Codigo	DES	Grupo Uso	I
A_w	0.25	R	7
A_v	0.25	l_{eff} Columna	0.7
Tipo Suelo	D	l_{eff} Viga	0.35

ANALISIS DE F.H.E.		
PARAMETRO	NSR-10	SAP 2000
$T_{fundamental} NF$	0.5 s	0.8 s
$T_{fundamental} F$	-	1.1 s
S_b	0.81	0.50
V_s	748 Ton	703 Ton
$V_{sfinal} (0.8Vs)$	599 Ton	599 Ton
C_s	0.81	0.65
$\Sigma M_c / \Sigma M_v$	2.48	

ANALISIS NO-LINEAL SIMPLIFICADO	
V_y	Δ_y
V_{max}	Δ_{max}
V_u	Δ_u
H_{max}	H_u
SNLA - ●	ASCE - Coeficientes ■
$V_{comportamiento}$	$V_{comportamiento}$
$\Delta_{comportamiento}$	$\Delta_{comportamiento}$
$H_{demanda}$	$H_{demanda}$



ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACCELERACION PARA SEÑALES DE ANALISIS				
GRUPOS DE ANALISIS				REFERENCIA
GRUPO	CANTIDAD	Sa min (g)	Sa max (g)	
1	-	-	-	Roca - Tipo B
2	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo C
3	18	0.02	1.5	Distancias y suelos intermedios - Tipo D
4	-	-	-	Suelos blandos - Tipos F*
5	35	0.02	1.5	Suelos blandos especificos
6	-	-	-	Campo cercano
7	-	-	-	No clasificado
8	-	-	-	Hasel ton
TOTAL	71			
Archivo:		BdificioSDES_ST.xls		

Espectros Elásticos para $\zeta = 5\%$
(Promedios de Señales Originales sin Escalar)

Procedimiento para la recolección de datos.

- a) Curva de empuje horizontal (“*pushover*”): cortante máximo en la base, $V(Ton)$, vs. desplazamiento máximo de cubierta $\Delta_{cubierta}$ cm.
- b) Curva de empuje horizontal normalizada (“*pushover*”): cortante máximo en la base normalizada con el peso del edificio, V/W , vs. deriva máxima de cubierta, $\Delta_{cubierta}$ (%).
- c) Curva de análisis dinámico incremental, *ADI* (*IDA* de las siglas en inglés de “dynamic incremental análisis”): deriva máxima de cubierta en %, $\Delta_{cubierta}$ (%) vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g).
- d) Deriva de entrepiso, Δ_p (%) vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g).
- e) Índices de sobreesfuerzo a cortante en columnas y vigas en nudos i y j , I_{sc} vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g). El índice de sobreesfuerzo a cortante se calcula como el esfuerzo cortante máximo actuante en cada elemento y en cada análisis dividido por la capacidad a cortante de la sección (para estructuras tipo *DES* se considera únicamente la participación del acero de refuerzo y se desprecia en su totalidad la participación del concreto) y tiene como propósito verificar si ocurre o no falla de corte en los elementos previamente a que la sección alcance la capacidad máxima por rotación.
- f) Deriva residual máxima, Δ_r (%) vs. intensidad sísmica, $Sa(T_1)$ (g). La deriva residual máxima corresponde a la mayor de las derivas residuales de los diferentes entrepisos una vez se completa la duración de la señal de análisis y solo se registra cuando la edificación sale del rango elástico para cada los diferentes incrementos en la intensidad sísmica considerados.

Anexo D

Ecuaciones que fundamenta la teoría.

$$BSH = -\log_{10}[P(colap)] \quad Ec. 3$$

$$S = BSH \pm SM_S \quad Ec. 4$$

$$SPI = SI + NSI \quad Ec. 5$$

Donde: **SI** es el índice estructural desarrollado en base al producto de cinco parámetros. Estos parámetros son; (A), índice de sismicidad; (B), efecto de la condición del suelo; (C), tipo de estructura; (D), Irregularidades en la construcción; (E), Importancia de la construcción. El **NSI** es el índice no estructural, que es el producto de tres parámetros (B), (E) y (F). Dónde; F

es el valor máximo entre F1 para peligros de caída para la vida y F2 para peligros para operaciones vitales.

$$I_S = E_O \times SD \times T \quad \text{Ec. 6}$$

$$I_{SO} = E_S \times Z \times G \times U \quad \text{Ec. 7}$$

Donde: (E_S) se tomó como 0,8 para el primer nivel de evaluación y 0,6 para el segundo y tercer nivel; (Z) es el índice de zonificación que corresponde a la ubicación del edificio; (G) se simboliza con el índice de suelo y (U) con el índice de uso.

$$I_v = \sum_{i=1}^{i=11} \frac{K_i \times W_i}{382.5} \quad \text{Ec. 8}$$

$$Y_i = \alpha_i \times \exp[-\beta_i(I_v + 25)] \quad \text{Ec. 9}$$

$$Y_c = [\alpha_c + \beta_c(I_v + 25)^\gamma]^{-1} \quad \text{Ec. 10}$$

Dónde: $\alpha_i = 0.155$, $\beta_i = 0.0207$, $\alpha_c = 0,625$, $\beta_c = 0,00029$ y $\gamma = 2,145$. Estos valores fueron determinados para estructuras de mampostería y RC, que fueron utilizados en el estudio de riesgo sísmico en el “Proyecto Catania”, Italia por Faccioli, Pessina, Calvi, & Borzi, (1999) . Además, la siguiente ecuación se puede utilizar para aplicar una relación logarítmica entre las intensidades del movimiento del suelo (PGA) o (y) y el MCS (I_{MCS}) (Guagenti & Petrini, 1989):

$$\log_e(y) = a \times I_{MCS} - b; \text{ Cuando } a = 0.605, \text{ y } b = 7.073 \quad \text{Ec. 11}$$

$$\text{Si } I_v^* > -6.5 \rightarrow I_v = -10.07I_v^* + 2.5175 \quad \text{Ec. 12}$$

$$I_v^* < -6.5 \rightarrow I_v = -1.731I_v^* + 2.5175 \quad \text{Ec. 13}$$

$$\Delta V_m = \sum V_m \quad \text{Ec. 14}$$

$$V_I = V_I^* + \Delta V_m + \Delta V_R \quad \text{Ec. 15}$$

$$f(V, I) = \begin{cases} 1 & \rightarrow I > 7 \\ \frac{v^{(1-7)}}{e^2} & \rightarrow I \leq 7 \end{cases} \quad \text{Ec. 16}$$

Donde: (I) representa el sismo, peligro asociado con la intensidad macrosísmica, (V) es el índice de vulnerabilidad, (Q) identifica la ductilidad de una construcción en particular, que va de 1 a 4.

$$\mu_D = 4 \times d_e^{0.45} \quad \text{Ec. 17}$$

$$\mu_D = 2.838 \times \left[1 + \tanh\left(\frac{I + 10.79 \times V - 11.60}{q}\right) \right] \quad \text{Ec. 18}$$

$$V = 0.8568 - 0.0083 \times I_v - 0.000039 \times I_v^2 \quad \text{Ec. 19}$$

$$D_T = \sum \lambda_i D_i \quad \text{Ec. 20}$$

Donde: D_T Índice de daño global de la edificación, $\lambda_i = \frac{E_i}{\sum E_i}$; E_i Energía disipada en punto i , D_i , Desplazamiento en el punto i .”

$$F_i(s) = \Pr(DS \geq ds_i | S = s) \quad \text{Ec. 21}$$

Donde: DS es una variable aleatoria en el vector de estados de daño (ds_1, ds_2, \dots, ds_N). para $i = 1, 2, \dots, ND$. Las funciones de fragilidad toman usualmente la forma de una distribución de probabilidad log-normal, $F_i(s)$, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_i(s) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds_i}} \ln \left(\frac{s}{\bar{s}_{ds_i}} \right) \right] \quad \text{Ec. 22}$$

Donde: \bar{s}_{ds_i} es la mediana del parámetro de intensidad sísmica en el cual el componente alcanza el umbral para el estado de daño ds_i . La media y la mediana del logaritmo natural de s tienen el mismo valor, igual a $\overline{\ln s_{ds_i}}$; β_{ds_i} es la desviación estándar del logaritmo natural del parámetro de intensidad sísmica, $\sigma_{\ln s}$, para el estado de daño ds_i , y se conoce como la dispersión de la función; y Φ es la distribución normal estándar acumulada. La dispersión β_{ds_i} representa la incertidumbre en el valor real de la demanda s para la cual el estado de daño es probable que inicie. Cuando la dispersión es pequeña, el valor de β_{ds_i} es aproximadamente igual al coeficiente de variación de s .

Cuando hay información de datos disponibles de ensayos o pruebas, la mediana del parámetro de intensidad, \bar{s}_{ds_i} , en la cual puede iniciar el estado de daño, está dado por la siguiente ecuación:

$$\bar{s}_{ds_i} = e^{\frac{1}{M} \sum_{i=1}^M \ln d_i} \quad \text{Ec. 23}$$

Donde: M es el número total de datos disponibles y d_i es el valor de la demanda en el ensayo i para el cual el estado de daño se observa por primera vez.

El valor de la dispersión aleatoria, β_{ds_i} , está dado por:

$$\beta_{ds_i} = \sqrt{\left(\frac{1}{M-1} \sum \left(\ln \left(\frac{d_i}{\bar{s}} \right) \right)^2 \right)^2} \quad \text{Ec. 24}$$

Donde: M , d_i y \bar{s} se definieron arriba.

La incertidumbre representada en el parámetro β_{ds_i} es el resultado de la variabilidad en la calidad de la construcción y en la instalación de los componentes en la edificación, al igual que en la variabilidad en la historia de carga que el componente puede experimentar antes de fallar. La incertidumbre debe considerar la variabilidad aleatoria que se observa en los resultados de los ensayos de laboratorio, con base en los cuales se determinan los parámetros de la fragilidad, y en la incertidumbre asociada a que los ensayos que se realizan representen efectivamente las condiciones reales de instalación y de carga, o que la cantidad de datos

realmente represente la variabilidad real. Usualmente, los valores de la incertidumbre en los resultados de los ensayos se toman en el orden de 0.25, mientras que la incertidumbre total usualmente se toma por encima de 0.3.

De acuerdo con D'Ayala et al., (2013); Porter et al., (2007), las funciones de fragilidad $F_i(s)$ para un componente específico pueden ordenarse en estados de daño secuenciales, de manera que $ds_i + 1 > ds_i$ para $i=1, 2, \dots, N_D-1$. Para cada una de las N_D funciones de fragilidad existen N_D+1 estados de daño mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos, en los cuales una estructura debe caer luego de la ocurrencia de un evento sísmico de intensidad s . La función de distribución de probabilidad para el estado de daño ds_i está dado por:

$$P[(DS = ds_i | S = s)] = \begin{cases} 1 - F_1(S) \rightarrow ds_i = 0 \\ F_d(S) - F_{d+1}(S) \rightarrow 1 < ds_i < N_D \\ F_{N_D}(S) \rightarrow ds_i = N_D \end{cases} \quad \text{Ec. 25}$$

Las funciones de fragilidad pueden estimarse usualmente mediante diferentes métodos, entre los cuales se proponen los métodos estadísticos (métodos empíricos, es decir, que utilizan datos de información histórica), opinión de expertos (muy versátil, pero ausente de bases científicas) y métodos analíticos que usualmente incluyen tres etapas: análisis estructural, análisis de daño y análisis de pérdidas económicas o humanas. Porter et al., (2007), describe en detalle los métodos anteriores y presenta ejemplos ilustrativos de funciones de fragilidad de componentes estructurales, no estructurales y de contenidos”.

$$\text{Fragilidad} = P[(LS | IM = y)] \quad \text{Ec. 26}$$

Donde: LS se refiere al estado límite de daño, IM es la medida de intensidad del movimiento del suelo e Y es la intensidad del movimiento del suelo.

$$P(x) = \Phi \left[\frac{\ln X - \lambda}{\zeta} \right] \quad \text{Ec. 27}$$

Donde: Φ es la función de distribución acumulada, λ es el valor medio y ζ es la desviación estándar.

$$P[PI > pi] = P[PI > pi | X] \times P[X] = \int P[PI > pi | X] f_x(x) dX \quad \text{Ec. 28}$$

Donde: X es un vector de variables aleatorias que influyen el valor de PI.

$$P[PI > pi] = \int \int P[PI > pi | m, r] f_M(m) f_R(r) dM dR \quad \text{Ec. 29}$$

Donde: $P[PI > pi, m, r]$ se obtiene a partir de una relación predictiva del parámetro de intensidad sísmica deseado que está en función de la distancia y la

magnitud, y que incluye la propagación desde las fuentes hasta el sitio, los efectos de respuesta sísmica local en el sitio, los efectos topográficos y los efectos de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura cuando estos sean relevantes. $fM(m)$ y $fR(r)$ son las funciones de distribución de probabilidad para la magnitud y distancia respectivamente.

En el análisis deben entonces considerarse las diferentes fuentes sísmicas cada una de las cuales se caracteriza con la siguiente ecuación:

$$v_i = \exp(\alpha_i - \beta_i m_0) \quad \text{Ec. 30}$$

Donde:

- v_i = tasa anual de excedencia de magnitudes mayores a m_0 para cada una de las fuentes sísmicas
- α_i = coeficiente que representa el corte con las ordenadas en la correlación lineal entre el logaritmo de la tasa anual de excedencia y la magnitud
- β_i = coeficiente que representa la pendiente en la correlación lineal entre el logaritmo de la tasa anual de excedencia y la magnitud
- m_0 = magnitud mínima de análisis (p.103)

$$f_p(p|Evento_i) = \int_0^{\infty} f_P(p|PI) f_{PI}(pi|Evento_i) dPI \quad \text{Ec. 31}$$

$$P_T = P_D + P_I \quad \text{Ec. 32}$$

Donde: P_D = corresponde a las pérdidas directas que se calculan con base en los costos estimados de reparación-reposición de los diferentes componentes afectados, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$P_D = \sum_{n=1}^{N_c} P_n \quad \text{Ec. 33}$$

- P_n = es una variable aleatoria que representan el costo directo de reparación o reposición en el componente n
- N_c = es el número total de componentes con posible afectación en la edificación (estructurales, no estructurales y contenidos).

$$- F_p(p|PI_i) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{PI}} \ln \left(\frac{p}{\beta_{PI}} \right) \right] \quad \text{Ec. 34}$$

Donde: p_{PI} es la mediana de la pérdida para cada nivel del parámetro de intensidad sísmica, β_{PI} es la dispersión de la función y Φ es la distribución normal estándar acumulada. La función de vulnerabilidad queda representada entonces, en el caso de la función log-normal, por el conjunto de valores medios y de dispersión para la función de distribución de pérdidas para las diferentes intensidades sísmicas.

$$f_{p|PI_i}(p) = \frac{\Gamma(a+b)}{\Gamma(a)\Gamma(b)} p^{a-1} (1-p)^{b-1} \quad \text{Ec. 35}$$

Donde: a y b son parámetros que pueden calcularse a partir de la media y el coeficiente de variación del daño, $C(p)$, de la siguiente manera:

$$a = \frac{1 - E(p|PI_i) - E(p|PI_i)C^2(p)}{C^2(p)} \quad \text{Ec. 36}$$

$$b = a \left[\frac{1 - E(p|PI_i)}{E(p|PI_i)} \right] \quad \text{Ec. 37}$$

Donde: $C^2(p)$ se calcula como:

$$C^2(p) = \frac{\sigma_p^2(p|PI_i)}{E^2(p|PI_i)} \quad \text{Ec. 38}$$

Donde: $\sigma_p^2(p|PI_i)$ es la varianza de la pérdida.

$$\nu(p) = \sum_{i=1}^{\text{Eventos}} \Pr(P > p|Evento_i) F_A(Evento_i) \quad \text{Ec. 39}$$

Donde: $\nu(p)$ es la tasa anual de excedencia de la pérdida p y $F_A(Evento_i)$ es la frecuencia anual de ocurrencia del evento i , mientras que $\Pr(P > p|Evento_i)$ es la probabilidad de que la pérdida sea superior a p , dado que ocurrió el i – ésimo evento y se determina usando la función de probabilidad de la pérdida para la intensidad del evento i . La suma en la ecuación anterior se hace para todos los eventos potencialmente dañinos. El inverso de $\nu(p)$ es el periodo de retorno de la pé

$$P_{AE} = \sum_{i=1}^{\text{Eventos}} E(P|Evento_i) F_A(Evento_i) \quad \text{Ec. 40}$$

Donde: $E(P|Evento_i)$ es el valor esperado de la pérdida en el evento y Corresponde a la suma de valores esperados de pérdida de todas las edificaciones del portafolio.

Perdida

$$Pe(p, t) = 1 - e^{-\nu(p)t} \quad \text{Ec. 41}$$

donde: $Pe(p, t)$ es la probabilidad de que la pérdida p sea excedida en los próximos t años.

$$\mathbf{Fragility} = F_y = P\{R \geq r_{lim}|I\} \quad \mathbf{Ec. 42}$$

donde R es el parámetro de respuesta (deformación, desplazamiento, fuerza, velocidad, aceleración, etc.); r_{lim} es el parámetro de umbral de respuesta que está relacionado con el daño I es la intensidad del evento.

$$\begin{aligned} P[ds = \mathbf{Completo}] &= P[ds \geq \mathbf{Completo}] \\ P[ds = \mathbf{Extenso}] &= P[ds \geq \mathbf{Extenso}] - P[ds \geq \mathbf{Completo}] \\ P[ds = \mathbf{Moderado}] &= P[ds \geq \mathbf{Moderado}] - P[ds \geq \mathbf{Extenso}] \\ P[ds = \mathbf{Leve}] &= P[ds \geq \mathbf{Leve}] - P[ds \geq \mathbf{Moderado}] \end{aligned} \quad \mathbf{Ec. 43}$$

En el que ds es el estado de daño previsto. Finalmente, las curvas de vulnerabilidad se definen mediante la combinación de todos los estados límite.

$$\mathbf{Vulnerabilidad} = \sum_{ds=1}^n \{P[ds = DS] \times MDF_{ds}\} \quad \mathbf{Ec. 44}$$

En el cual, MDF_{ds} es el factor de daño central del rango de factor de daño. Generalmente, MDF_{ds} denota la probabilidad condicional de ocurrencia de un nivel de daño para una severidad de sismo en particular.

$$R = \int_{t_{OE}}^{t_{OE}+T_{RE}} \frac{Q(t)}{T_{RE}} \quad \mathbf{Ec. 45}$$

El índice de resiliencia es gráficamente el área sombreada debajo de la curva de funcionalidad $Q(t)$ (Fig. 8). La funcionalidad es una función variable y se define a continuación (Solomos & Caverzan, 2014):

$$Q(t) = 1 - L(I, T_{RE}) \cdot [H(t - t_{OE}) - H(t_{OE} + T_{RE})] \cdot f_{REC}(t, t_{OE}, T_{RE}) \quad \mathbf{Ec. 46}$$

Donde: $L(I, T_{RE})$ es la función de pérdida, $f_{REC}(t, t_{OE}, T_{RE})$ es la función de recuperación, $H()$ es la función escalón Heaviside, t_{OE} es el tiempo del incidente e I es la gravedad del sismo. El valor de $Q(t)$ en la ecuación antes mencionada es menor o igual a 1 = 100% (1 se considera la funcionalidad óptima) (Caverzan & Solomos, 2014; P. G. Cimellaro et al., 2010b).

$$\theta = \frac{dQ(t)}{dt} \quad \mathbf{Ec. 47}$$

Donde: d/dt es el operador diferencial, $Q(t)$ es la función de funcionalidad. Una estimación promedio de la rapidez se puede definir como en la Ec. 46 cuando se conocen las pérdidas totales L y el tiempo de recuperación T_{RE} :

$$\theta = \frac{L}{T_{RE}} \quad \text{Ec. 48}$$

$$\text{Solidez} = 1 - \tilde{L}(m_L, \sigma_L) \quad \text{Ec. 49}$$

Donde: \tilde{L} es una variable aleatoria expresada en función de la media en m_L y la desviación estándar L . Una forma más directa de calcular la robustez es considerar la dispersión de pérdidas expresada directamente de la siguiente manera:

$$\text{Solidez} = 1 - \tilde{L}(m_L + a \times \sigma_L) \quad \text{Ec. 50}$$

Donde: a es un parámetro de ponderación de la desviación estándar correspondiente a un nivel específico de pérdidas; en esta definición, la solidez puede considerarse también la capacidad de mantener la variabilidad de las pérdidas dentro de una banda estrecha (Figura 12).

$$L(I, T_{RE}) = L_D + \alpha_I L_I \quad \text{Ec. 51}$$

La pérdida directa L_D ocurre instantáneamente durante el incidente, mientras que la pérdida indirecta L_I ocurre temporalmente.

$$L_{DE,K}(I) = \int_{j=1}^n \left[\frac{C_{s,j}}{I_s} \prod_{i=1}^{t_i} \frac{(1 + \delta_i)}{(1 + r_i)} \right] P_j \left\{ \bigcup_{i=1}^n (R_i \geq r_{limi}) | I \right\} \quad \text{Ec. 52}$$

Donde: P_j es la probabilidad condicional que excede un estado extremo de funcionalidad j cuando ocurre un incidente con intensidad I que se toma de las curvas de vulnerabilidad. $C_{s,j}$ son los costos de reparación de un estado de daño j . I_s son los costos de reconstrucción de una estructura, r_i es la tasa de descuento anual en t_i entre los años de inversión inicial y el incidente, y δ_i es la tasa de depreciación anual. Se

$$L_{DE}(I) = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \times L_{DE,K}(I))}{N} \quad \text{Ec. 53}$$

Donde: W_k es el factor ponderado relacionado con cada componente estructural y no estructural del edificio y N es el número total de componentes estructurales y no estructurales como ascensores, equipos mecánicos y electrónicos, tabiques, vidrios, etc.

$$L_{DC} = \frac{N_{in}}{N_{tot}} \quad \text{Ec. 54}$$

Donde: N_{in} es el número de víctimas relacionadas con el tipo de estructura, el momento del incidente, etc. y crea problemas para calcular con precisión las pérdidas por hechos fortuitos.

$$L_{IC} = \frac{N_{in}}{N_{tot}} \quad \text{Ec. 55}$$

Finalmente, L_I y L_D se calculan mediante las siguientes ecuaciones: (P. G. Cimellaro et al., 2010b):

$$L_D = L_{DE}^{\alpha_{DE}} \times (1 + \alpha_{DC} L_{DC}) \quad \text{Ec. 56}$$

$$L_I = L_{IE}^{\alpha_{IE}} \times (1 - \alpha_{IC} L_{IC}) \quad \text{Ec. 57}$$

$$f_{rec} = a \left[\frac{t - t_{OE}}{T_{RE}} \right] + b \quad \text{Lineal} \quad \text{Ec. 58}$$

$$f_{rec} = a \times EXP \left[-b \frac{t - t_{OE}}{T_{RE}} \right] \quad \text{Exponencial} \quad \text{Ec. 59}$$

$$f_{rec} = \frac{a}{2} \left[1 - \cos \left[\frac{\pi b (t - t_{OE})}{T_{RE}} \right] \right] \quad \text{Trigonometrico} \quad \text{Ec. 60}$$

$$\text{Fragility} = F_y = P\{R \geq r_{lim} | I\} \quad \text{Ec. 61}$$

Donde: R es el parámetro de respuesta (deformación, desplazamiento, fuerza, velocidad, aceleración, etc.); r_{lim} es el parámetro de umbral de respuesta que está relacionado con el daño e I es la intensidad del evento.

$$\text{Fragility} = F_y = P\{R_1 \geq r_{lim1} \cup R_2 \geq r_{lim2} \dots \cup R_N \geq r_{limN} | I\}$$

$$F_y = P \left\{ \bigcup_{i=1}^n R_i \geq r_{lim,i} | I \right\} \quad \text{Ec. 62}$$

Donde: R_i es el parámetro de respuesta relacionado con una determinada cantidad (fuerza, desplazamiento, aceleración, etc.) y $r_{lim,i}$ es el parámetro de umbral correspondiente correlacionado con el daño. Por ejemplo, en un caso bidimensional considerando Δ y Ω como parámetros de control, la fragilidad se puede escribir de la siguiente manera:

$$\text{Fragility} = F_y = P\{\Delta \geq D_{lim} \cup \Omega \geq O_{lim} | I\} \quad \text{Ec. 63}$$

$$L(R_1, \dots, R_n) = \left(\frac{R_1}{r_{lim1}} \right)^{N_1} + \left(\frac{R_2}{r_{lim2}} \right)^{N_2} + \dots + \left(\frac{R_n}{r_{lim,n}} \right)^{N_n} - 1 = 0 \quad \text{Ec. 64}$$

La ec. 62 se puede escribir en una forma más compacta:

$$L(R_1, \dots, R_n) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{R_i}{r_{lim,i}} \right)^{N_i} - 1 \quad \text{Ec. 65}$$

$$D = a(IM)^b \quad \text{Ec. 66}$$

Donde: a y b son coeficientes de regresión desconocidos que se obtienen del análisis de regresión de los parámetros de demanda a través del IDA o el método basado en coeficientes.

$$X = \ln(D) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad \text{Ec. 67}$$

Las desviaciones media y estándar se calculan mediante las siguientes ecuaciones.

$$m_x(IM) = \ln(a(IM)^b) \quad \text{Ec. 68}$$

$$\sigma_x = \sigma_{\ln(D)} = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n \left[\ln\left(\frac{\delta_i}{aIM_i^b}\right) \right]^2} \quad \text{Ec. 69}$$

Donde: δ_i es el valor de la demanda. Para el parámetro D , la probabilidad de exceder D del umbral o parámetro de capacidad C en la condición del evento IM , es de acuerdo con la siguiente ecuación (Baker, 2007; Cornell et al., 2002; Su & Lee, 2013).

$$P_f = P(D > C|IM) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln C - m_x(IM)}{\sigma_x}\right) \quad \text{Ec. 70}$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad \text{Ec. 71}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{cubierta}}{PF_1 \times \phi_{1,cubierta}} \quad \text{Ec. 72}$$

Donde: S_a , S_d son la aceleración y el desplazamiento espectral, respectivamente, V es el cortante basal, W es el peso total, α_1 es la masa efectiva del primer modo de vibración, $\Delta_{cubierta}$ es el desplazamiento en el último piso, PF_1 es el factor de participación modal y $\phi_{1,cubierta}$ es el desplazamiento modal en la última planta o cubierta del edificio.

$$\mu_d = \frac{D_u}{D_y} \quad \text{Ec. 73}$$

$$m(\ddot{u}) + C(\dot{u}) + ku = -m(\ddot{x}_0) \quad \text{Ec. 74}$$

Donde: \ddot{x}_0 es la aceleración del terreno correspondiente al registro obtenido por un acelerómetro durante un sismo, (\ddot{u}) , (\dot{u}) , (u) , son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento relativos al movimiento del terreno.

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{rad/seg}) \quad \text{Ec. 75}$$

$$[m](\ddot{u}) + [C](\dot{u}) + [K](u) = -[M][\gamma](\ddot{x}_0) \quad \text{Ec. 76}$$

Donde: $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son, respectivamente, las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema, \ddot{x}_0 es el vector que contiene la aceleración sísmica en la base de la estructura y $[\gamma]$ es una matriz auxiliar usada para distribuir la aceleración basal en los grados de libertad correspondientes.

$$S_d(T, \xi) = |u|_{m\acute{a}x} \quad \text{Ec. 77}$$

$$S_v(T, \xi) = |\dot{u}|_{m\acute{a}x} \quad \text{Ec. 78}$$

y el espectro de respuesta de aceleración por:

$$S_a(T, \xi) = |\ddot{u} + \ddot{x}_o|_{m\acute{a}x} \quad \text{Ec. 79}$$

Para amortiguamientos pequeños, vale la siguiente relación entre los diferentes espectros de respuesta:

$$S_d(T, \xi) = \frac{S_v(T, \xi)}{\omega} = \frac{S_a(T, \xi)}{\omega^2} \quad \text{Ec. 80}$$

$$D_T = \sum \lambda_i D_i \quad \lambda_i = \frac{E_i}{\sum E_i} \quad \text{Ec. 81}$$

$$ID_G = \frac{dm - dy}{du - dy} \quad du = 0.06H \quad \text{Ec. 82}$$

$$D_M = \sum i \cdot P(i) \quad \text{Ec. 83}$$

Donde: $i = 0, 1, 2, 3, 4$, respectivamente, para los estados de daño nulo, leve, moderado, severo y completo y $P(i)$ define la probabilidad de ocurrencia del estado de daño i , permite definir el daño esperado mediante un sólo parámetro.

$$PF_m = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_{im}}{g}}{\sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_{im}^2}{g}} \quad \text{Ec. 84}$$

Donde: ϕ_{im} es la componente i del modo de vibración m y w_i es el peso del nivel i de la estructura.

$$\alpha_m = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i \phi_{im}}{g} \right)^2}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i}{g} \right) \sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i \phi_{im}^2}{g} \right)} \quad \text{Ec. 85}$$

$$s_{dj} = \frac{\delta_j}{PF_1} \quad \text{Ec. 86}$$

$$s_{aj} = \frac{V_j/W}{PF_1} \quad \text{Ec. 87}$$

$$\beta_m = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_q^2} \quad \text{Ec. 88}$$

$$MPD \left(\frac{DV}{I}, T \right) = P \left(\frac{DV}{I}, T \right) \quad \text{Ec. 89}$$