

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA

COLEGIO DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

Facultad de Ingeniería Culiacán

Programa de Doctorado en Ciencias de la Ingeniería



***“DESARROLLO Y VALIDACIÓN DE NUEVOS FACTORES ÓPTIMOS
DE CARGA PARA EL DISEÑO SÍSMICO”***

TESIS

Que como requisito para obtener el grado de
DOCTOR EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

Presenta

M.C. Henry Emmanuel Reyes Heredia

Directores de tesis

Dr. Juan Bojórquez Mora

Dr. Edén Bojórquez Mora

Culiacán, Sinaloa, México, noviembre del 2024



Dirección General de Bibliotecas
Ciudad Universitaria
Av. de las Américas y Blvd. Universitarios
C. P. 80010 Culiacán, Sinaloa, México.
Tel. (667) 713 78 32 y 712 50 57
dgbuas@uas.edu.mx

UAS-Dirección General de Bibliotecas

Repositorio Institucional Buelna

Restricciones de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Atribución-No Comercial
Compartir Igual, 4.0 Internacional



AGRADECIMIENTOS

En este espacio quiero externar mi profunda gratitud a todas las personas y asociaciones que contribuyeron apoyando a mi persona para realizar este trabajo de investigación.

Primeramente, agradezco a Dios por otorgarme salud y bienestar para culminar este proceso, por la sabiduría e inteligencia necesaria para realizar mis estudios.

Quiero dar reconocimiento a mis directores de tesis, el Dr. Juan Bojórquez Mora y Dr. Edén Bojórquez Mora, por su tiempo y paciencia brindados al orientarme, sus valiosas aportaciones han hecho posible la culminación de esta tesis.

Asimismo, agradezco a mis asesores, la Dra. Juana Luz Rivera Salas, el Dr. Manuel Antonio Barraza Guerrero y el Dr. Herian Leyva Madrigal por sus aportaciones hechas semestre con semestre para la mejora de este trabajo. También a los doctores Federico, Victor, Daniel Tizoc, Robespierre y Joel, agradezco su disponibilidad para ayudar y orientarme durante mi estancia en la escuela, así como sus muestras de amistad.

Agradezco a mis compañeros, amigos y hermanos en la fe; a Juan Daniel, por brindarme su apoyo y compañerismo durante mi estadía. A Fernando Velarde y su esposa Diana, con quienes estoy inmensamente agradecido por abrirme las puertas de su casa y fomentar una amistad que llevaré siempre en mi corazón.

Se agradece al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencia y Tecnología (CONAHCYT) por su apoyo a través del programa Ciencia Básica 287103 y Ciencia de Frontera CF-2023-1636, así como por la beca otorgada para realizar estudios de posgrado. Se agradece el apoyo financiero brindado por la Universidad Autónoma de Sinaloa mediante el programa PROFAPI.

Agradezco infinitamente a mi familia, mi Padre y mi Madre por su amor, que sin su soporte incondicional no podría haber alcanzado mis sueños y metas.

Finalmente, quiero agradecer a toda la gente que me apoyó participando en mi formación académica, además de hacerme sentir como en casa estando yo lejos de mi hogar. A cada uno de ustedes, mi más sincero y enorme agradecimiento.

ATTE: Henry Emmanuel Reyes Heredia.

DEDICATORIA

Este trabajo y todo el esfuerzo que he realizado se lo dedico a mis padres, a mi padre **Manuel Enrique Reyes Alvarado**, por su ejemplo de trabajo y esfuerzo que me han servido de ejemplo para querer superarme cada día y mejorar como persona. Agradezco todo su esfuerzo y todo lo que me han dado para poder cumplir mis sueños y mis metas. A mi madre, **Bertha Alicia Heredia Rodríguez**, por su amor incondicional hacia mí, su apoyo y protección constante como cual águila que cuida a sus polluelos bajo sus alas, me he sentido cubierto de su amor.

Nunca tendré palabras suficientes, ni podré realizar acciones para agradecer todo lo que han hecho por mí, pero puedo honrarlos con mi amor y mi testimonio. Todo lo bueno que haga en esta vida sea para glorificar a Dios y honrar a ustedes, mis padres.

Con todo amor, respeto y gran agradecimiento, dedico mis logros a ustedes. Los ama su hijo Henry.

Deuteronomio 5:16; **“Honra a tu padre y a tu madre, como Jehová tu Dios te ha mandado, para que sean prolongados tus días, y para que te vaya bien sobre la tierra que Jehová tu Dios te da”**. (Biblia Reina Valera V1960).

RESUMEN

En este trabajo se obtienen nuevos factores óptimos de carga para ser implementados en el diseño de edificaciones de estructuras de concreto reforzado (C/R) ante sismos, considerando la influencia que pueden tener los diversos tipos de suelo presentes en la Ciudad de México (CDMX). El propósito de este trabajo es plantear una combinación de carga óptima que no solo mejore el comportamiento de los edificios frente a eventos sísmicos, sino que también reduzca los costos a lo largo de la vida útil de las estructuras que se sitúan sobre los diferentes tipos de suelo. Para cumplir con los objetivos, varios edificios de concreto reforzado (C/R) fueron analizados y diseñados utilizando combinaciones de carga sísmica propuestas, distintas a la combinación establecida en la normativa. Estos edificios además fueron sometidos a análisis sísmicos probabilísticos con registros sísmicos representativos de cada tipo de suelo para obtener la capacidad estructural. Se propuso el uso de un método de vanguardia de la inteligencia artificial (IA) para optimizar el proceso de análisis. El método de las redes neuronales artificiales (RNA) fue empleado en este trabajo con el fin de reducir el tiempo en los análisis estructurales de los edificios y de la confiabilidad. En el paso final de la metodología se estimaron los costos totales de los edificios integrados por los costos de construcción y los costos relacionados con los daños sísmicos simulados que podrían ocurrir en la vida útil de las estructuras. En los análisis se encontró que las estructuras analizadas con las distintas combinaciones presentaron una confiabilidad estructural y costos totales distintos a esos edificios analizados con la combinación reglamentaria. Como resultados finales, se propusieron combinaciones para el diseño sísmico que mejoran la confiabilidad estructural y reducen los costos totales en los edificios diseñados en la CDMX.

Palabras Clave: factores de carga, análisis sísmico probabilístico, redes neuronales artificiales, costos del ciclo de vida, edificios de concreto reforzado.

ABSTRACT

In this work, new optimal load factors are obtained to be implemented in the design of reinforced concrete structures (R/C) under seismic loads, considering the influence that the various soil types present in Mexico City can have (CDMX). The purpose of this work is to propose an optimal load combination that not only improves the behavior of buildings in the face of seismic events, but also reduces the lifetime costs of structures that are located on different types of soil. To meet the objectives, several reinforced concrete (C/R) buildings were analyzed and designed using proposed seismic load combinations, different from the combination set out in the regulation. These buildings were also subjected to probabilistic seismic analyses with representative earthquake records of each soil type to obtain structure capacity. The use of an advanced artificial intelligence (AI) method was proposed to optimize the analysis process. The method of artificial neural networks (RNA) was employed in this work in order to reduce time in structural analyses of buildings and reliability. At the final stage of the methodology, the total cost of buildings was estimated by building costs and costs related to simulated seismic damage that could occur during the lifetime of the structures. The analyses revealed that structures designed with different combinations present different structural reliability and total cost to those buildings analyzed with the code combination. As final results, combinations for seismic design were proposed that improve structural reliability and reduce total costs in CDMX-designed buildings.

Keywords: load factors, probabilistic seismic analysis, artificial neural networks, life cycle costs, reinforced concrete buildings.

OBJETIVOS

Objetivo General

Proponer nuevos factores de carga adecuados que dependan del periodo del suelo, tomando en cuenta el comportamiento dinámico de las estructuras y los costos de los edificios durante la vida útil; además, proponer el uso de herramientas informáticas avanzadas como la inteligencia artificial para optimizar el diseño estructural y estimar la confiabilidad estructural considerando diferentes estados límites de daño.

Objetivos Específicos

1. Proponer una nueva formulación para estimar factores de carga sísmica que puedan ser aplicados en el diseño.
2. Modelar los edificios de concreto reforzado.
3. Realizar análisis dinámicos de los modelos estructurales.
4. Determinar las curvas de fragilidad.
5. Desarrollar modelos de inteligencia artificial para estimar de forma eficiente las curvas de peligro de demanda estructural.
6. Estimar los costos de las estructuras en el periodo de su vida útil.
7. Hacer una comparación de la confiabilidad estructural y costos obtenidos de los edificios diseñados con las combinaciones de carga propuestas.
8. Proponer los factores de carga para su utilización en los códigos de diseño, tomando en cuenta la confiabilidad y los costos esperados.

ÍNDICE

Carta Repositorio Institucional.....	¡Error! Marcador no definido.
Carta Cesión de derechos	¡Error! Marcador no definido.
Aprobación tema y comité.....	¡Error! Marcador no definido.
Aprobación examen de grado.....	¡Error! Marcador no definido.
AGRADECIMIENTOS.....	iii
DEDICATORIA.....	iv
RESUMEN	v
ABSTRACT	vi
OBJETIVOS.....	vii
ÍNDICE.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xiv
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Planteamiento del problema.....	2
1.3 Justificación 2	
1.4 Antecedentes	2
2 ASPECTOS TEÓRICOS.....	6
2.1 Análisis dinámico incremental.....	6
2.2 Confiabilidad estructural.....	7
2.2.1 Curvas de fragilidad.....	7
2.2.2 Curvas de peligro sísmico	8
2.2.3 Curvas de peligro de demanda	9
2.3 Redes neuronales artificiales.....	10
2.4 Índice de daño estructural	13
2.5 Funciones de costos para la vida útil de las estructuras	13
2.5.1 Función asociada a los costos iniciales	14

2.5.2	Funciones de costos relacionadas al daño de la estructura.....	15
3	METODOLOGÍA.....	21
3.1	Área de estudio y selección de parámetros.....	22
3.1.1	Parámetros de suelo con periodo de 0.75s.....	23
3.1.2	Parámetros de suelo con periodo de 1.0s.....	24
3.1.3	Parámetros de suelo con periodo de 1.5s.....	26
3.1.4	Parámetros de suelo con periodo de 2.0s.....	28
3.1.5	Parámetros de suelo con periodo de 2.5s.....	29
3.1.6	Parámetros de suelo con periodo de 3.0s.....	31
3.2	Selección de modelos estructurales.....	33
3.3	Selección de combinaciones de carga sísmica.....	34
3.4	Diseño estructural de los edificios.....	35
3.4.1	Criterios generales para el diseño estructural.....	36
3.4.2	Cargas aplicadas.....	37
3.4.3	Selección de parámetros para el diseño.....	38
3.4.4	Edificios diseñados.....	40
3.5	Escalamiento de registros sísmicos.....	44
3.6	Curvas del análisis dinámico incremental.....	46
3.7	Fragilidad sísmica.....	48
3.8	Evaluación de las tasas anuales de excedencia.....	50
3.9	Aplicación de las redes neuronales artificiales.....	52
3.9.1	Aplicación de las RNA en el diseño estructural.....	53
3.9.2	Aplicación de las RNA en la obtención de la confiabilidad estructural	
	56	
3.10	Capacidad de los edificios.....	59

3.11	Demandas sísmicas simuladas y Daño estructural.....	63
3.12	Costos en lo largo de vida útil.....	67
3.12.1	Costos iniciales de construcción.....	68
3.12.2	Costos por daño en los edificios.....	72
3.12.3	Costos totales de los edificios diseñados.....	77
4	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	81
4.1	Confiabilidad estructural.....	81
4.1.1	Curvas de fragilidad.....	81
4.1.2	Tasas de excedencias.....	85
4.2	Análisis de las combinaciones de carga.....	88
4.2.1	Suelo con periodo $T_s=0.75s$	89
4.2.2	Suelo con periodo $T_s=1.0s$	90
4.2.3	Suelo con periodo $T_s=1.5s$	91
4.2.4	Suelo con periodo $T_s=2.0s$	92
4.2.5	Suelo con periodo $T_s=2.5s$	93
4.2.6	Suelo con periodo $T_s=3.0s$	94
4.2.7	Combinaciones óptimas generales.....	95
5	CONCLUSIONES.....	98
6	BIBLIOGRAFÍA.....	100
7	ANEXOS.....	111
7.1	Artículos publicados.....	111
7.2	Tablas complementarias.....	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Intensidad del daño en función de I_D de Park y Ang.	13
Tabla 3.1 Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_s=0.75s$	23
Tabla 3.2 Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_s=1.0s$	25
Tabla 3.3. Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_s=1.5s$	27
Tabla 3.4. Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_s=2.0s$	28
Tabla 3.5. Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_s=2.5s$	30
Tabla 3.6. Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_s=3.0s$	32
Tabla 3.7. Distribución geométrica de los edificios.	34
Tabla 3.8. Combinaciones de cargas sísmicas propuestas.	35
Tabla 3.9. Propiedades mecánicas de los materiales.	36
Tabla 3.10. Análisis de cargas muertas en los edificios.	37
Tabla 3.11. Cargas vivas reglamentarias.	37
Tabla 3.12. Lista de parámetros buscados de los elementos vigas.	38
Tabla 3.13. Lista de parámetros buscados de los elementos columnas.	39
Tabla 3.14. División de elementos estructurales por entrepiso.	39
Tabla 3.15. Parámetros de los edificios diseñados situados en suelo $T_s=0.75s$ y $T_s=1.0s$	41
Tabla 3.16. Parámetros de los edificios diseñados situados en suelo $T_s=1.5s$ y $T_s=2.0s$	42
Tabla 3.17. Parámetros de los edificios diseñados situados en suelo $T_s=2.5s$ y $T_s=3.0s$	43
Tabla 3.18. Vector de datos de entrada para RNA de diseño de edificios.....	55
Tabla 3.19. Resultados de validación de RNA para el diseño estructural.	55
Tabla 3.20. Vector de datos de entrada para RNA en la obtención de la confiabilidad	57
Tabla 3.21. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=0.75s$	60
Tabla 3.22. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=1.0s$	61
Tabla 3.23. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=1.5s$	61
Tabla 3.24. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=2.0s$	62

Tabla 3.25. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=2.5$.	62
Tabla 3.26. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=3.0s$.	63
Tabla 3.27. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=0.75s$.	69
Tabla 3.28. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=1.0s$.	69
Tabla 3.29. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=1.5s$.	70
Tabla 3.30. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=2.0s$.	70
Tabla 3.31. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=2.5s$.	71
Tabla 3.32. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=3.0s$.	71
Tabla 3.33. Escenario de costos por daño del edificio de 8 niveles situado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.	73
Tabla 3.34. Escenario de costos por daño del edificio de 10 niveles situado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.	73
Tabla 3.35. Escenario de costos por daño del edificio de 12 niveles situado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.	74
Tabla 3.36. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=0.75s$.	74
Tabla 3.37. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=1.0s$.	75
Tabla 3.38. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=1.5s$.	75
Tabla 3.39. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=2.0s$.	76
Tabla 3.40. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=2.5s$.	76
Tabla 3.41. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=3.0s$.	77
Tabla 3.42. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=0.75s$.	78
Tabla 3.43. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=1.0s$.	78
Tabla 3.44. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=1.5s$.	79
Tabla 3.45. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=2.0s$.	79
Tabla 3.46. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=2.5s$.	80
Tabla 3.47. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=3.0s$.	80
Tabla 4.1. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=0.75s$.	90
Tabla 4.2. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=1.0s$.	91
Tabla 4.3. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=1.5s$.	92

Tabla 4.4. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=2.0s$.	93
Tabla 4.5. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=2.5s$.	94
Tabla 4.6. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=3.0s$.	95
Tabla 7.1 T_1 correspondiente a las estructuras situadas en suelo $T_s=0.75s$ y $T_s=1.0s$.	114
Tabla 7.2 T_1 correspondiente a las estructuras situadas en suelo $T_s=1.5s$ y $T_s=2.0s$.	114
Tabla 7.3 T_1 correspondiente a las estructuras situadas en suelo $T_s=2.5s$ y $T_s=3.0s$.	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Esquema de neurona artificial.	11
Figura 2.2. Tipología de una RNA.	12
Figura 3.1. Metodología aplicada.	21
Figura 3.2. Espectros reducidos para diseño sísmico.	22
Figura 3.3. ERS correspondientes al suelo $T_S=0.75s$	24
Figura 3.4. CPS correspondientes al suelo $T_S=0.75s$	24
Figura 3.5. ERS correspondientes al suelo $T_S=1.0s$	25
Figura 3.6. CPS correspondientes al suelo $T_S=1.0s$	26
Figura 3.7. ERS correspondientes al suelo $T_S=1.5s$	27
Figura 3.8. CPS correspondientes al suelo $T_S=1.5s$	28
Figura 3.9. ERS correspondientes al suelo $T_S=2.0s$	29
Figura 3.10. CPS correspondientes al suelo $T_S=2.0s$	29
Figura 3.11. ERS correspondientes al suelo $T_S=2.5s$	30
Figura 3.12. CPS correspondientes al suelo $T_S=2.5s$	31
Figura 3.13. ERS correspondientes al suelo $T_S=3.0s$	32
Figura 3.14. CPS correspondientes al suelo $T_S=3.0s$	33
Figura 3.15. a) Esquema de planta tipo b) Diagrama de elevación tipo.	34
Figura 3.16. Representación gráfica de los Parámetros de diseño buscados.	38
Figura 3.17. Espectro de respuesta escalado a 100 gales para suelo $T_S=0.75$	45
Figura 3.18. Espectro de respuesta escalado a 100 gales para suelo $T_S=2.0$	46
Figura 3.19 Curvas ADI del edificio de 12 niveles diseñado con la combinación #11 situado en suelo $T_S=1.0s$	47
Figura 3.20. Curvas ADI del edificio de 12 niveles diseñado con la combinación #11 situado en suelo $T_S=2.0s$	47
Figura 3.21. Curvas ADI del edificio de 12 niveles diseñado con la combinación #11 situado en suelo $T_S=3.0s$	48
Figura 3.22. CF correspondientes al edificio de 12 niveles, situado en suelo $T_S=1.0s$	49
Figura 3.23. CF correspondientes al edificio de 12 niveles, situado en suelo $T_S=2.0s$	50
Figura 3.24. CF correspondientes al edificio de 12 niveles, situado en suelo $T_S=3.0s$	50

Figura 3.25. Tasas de excedencia para el edificio de 12 niveles situado en suelo Ts=1.0s.....	51
Figura 3.26. Tasas de excedencia para el edificio de 12 niveles situado en suelo Ts=2.0s.....	52
Figura 3.27. Tasas de excedencia para el edificio de 12 niveles situado en suelo Ts=3.0s.....	52
Figura 3.28. Arquitectura de la RNA para el diseño de edificios.....	54
Figura 3.29. Arquitectura de la RNA para la obtención de la confiabilidad.....	57
Figura 3.30. Validación de resultados de la RNA para un edificio de 12 niveles ubicado en suelo Ts=0.75s.....	58
Figura 3.31. Validación de resultados de la RNA para un edificio de 8 niveles ubicado en suelo Ts=3.0s.....	59
Figura 3.32. Escenario de DME Simuladas para el edificio de 8 niveles situado en suelo Ts=2.0s, diseñado con la combinación reglamentaria.....	65
Figura 3.33. Escenario de daños para el edificio de 8 niveles situado en suelo Ts=2.0s, diseñado con la combinación reglamentaria.....	65
Figura 3.34. Escenario de DME Simuladas para el edificio de 10 niveles situado en suelo Ts=2.0s, diseñado con la combinación reglamentaria.....	66
Figura 3.35. Escenario de daños para el edificio de 10 niveles ubicado en suelo Ts=2.0s, diseñado con la combinación reglamentaria.....	66
Figura 3.36. Escenario de DME Simuladas para el edificio de 12 niveles ubicado en suelo Ts=2.0s, diseñado con la combinación reglamentaria.....	67
Figura 3.37. Escenario de daños para el edificio de 12 niveles ubicado en suelo Ts=2.0s, diseñado con la combinación reglamentaria.....	67
Figura 4.1. Evaluación de la vulnerabilidad para el edificio de 6 niveles situado en suelo Ts=1.0s.....	83
Figura 4.2. Evaluación de la vulnerabilidad para el edificio de 8 pisos situado en suelo Ts=1.0s.....	84
Figura 4.3. Evaluación de la vulnerabilidad para el edificio de 10 pisos situado en suelo Ts=1.5s.....	84
Figura 4.4. Evaluación de la vulnerabilidad para el edificio de 12 pisos situado en suelo Ts=1.5s.....	85
Figura 4.5. CPDE del edificio de 6 pisos situado en suelo Ts=1.0s.....	87
Figura 4.6. CPDE del edificio de 8 pisos situado en suelo Ts=1.0s.....	87
Figura 4.7. CPDE del edificio de 10 pisos situado en suelo Ts=1.5s.....	88
Figura 4.8. CPDE del edificio de 12 pisos situado en suelo Ts=1.5s.....	88

Figura 4.9 Combinaciones óptimas. 97

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

A lo largo de la historia, los códigos de diseño en todo el mundo han experimentado una evolución continua, impulsada por la imperiosa necesidad de optimizar el rendimiento de las estructuras frente a las cambiantes exigencias impuestas por las fuerzas impredecibles de la naturaleza. Las acciones de eventos sísmicos que han impactado a México han causado daños a estructuras y han causado un impacto económico importante. Los terremotos que sacudieron a la CDMX durante las últimas décadas han desencadenado el colapso de numerosas estructuras, resultando en una devastadora pérdida tanto de vidas humanas como económicas. Recientemente, el evento del 19 de septiembre del 2017 causó daños a construcciones nuevas, así como a estructuras antiguas, incluyendo el colapso de algunas edificaciones. Estos sucesos evidencian la necesidad de seguir mejorando los códigos de construcción en el área del diseño sísmico ante la falta de seguridad de las estructuras diseñadas con los códigos vigentes.

Cuando se diseñan nuevas estructuras en la Ciudad de México, las normativas técnicas complementarias para el diseño sísmico [1], dictan el empleo de factores de carga propuestos que mayoran las cargas de las acciones que actúan en el diseño (cargas muertas, vivas y sísmicas). Estos elementos influyen significativamente en la configuración final de los edificios, asegurando obtener una mayor capacidad y resistencia ante las demandas de cargas sísmicas ante eventos telúricos. Los resultados en los diseños cuando se emplean los factores de carga reglamentarios pueden no ser consistentes en los resultados finales esperados del diseño debido a que la reglamentación omite la influencia de parámetros como el material utilizado en las estructuras, la clasificación del suelo, la confiabilidad final del diseño, los costos totales de construcción, entre otros.

El presente estudio se enfoca en examinar el impacto que tendrá sobre los edificios de (C/R) de diferentes niveles la aplicación de una variedad de factores de carga en el diseño de las estructuras. En estos análisis realizados, se tomó en cuenta el impacto que tienen los diferentes tipos de suelos en el comportamiento final de los edificios, el cual se cuantifica realizando análisis sísmicos probabilísticos en los que se obtienen las tasas de excedencias

para diferentes niveles de daño estructurales, empleando técnicas de la inteligencia artificial para disminuir y optimizar los análisis realizados. Además, se hace una evaluación económica de los edificios analizados, calculando los costos durante su ciclo de vida.

1.2 Planteamiento del problema

El reglamento de construcción en su normativa de diseño sísmico se utilizan factores de carga constantes que forman una combinación que no hace distinción sobre el tipo de suelo donde están ubicados los edificios, además se omiten ciertos aspectos como el periodo fundamental del suelo y el riesgo sísmico al cual están expuestas las estructuras.

El método actualmente empleado para actualizar los reglamentos de diseño sísmico se caracteriza por tener procesos ineficaces y poco precisos, que además ignoran aspectos importantes que pueden condicionar las decisiones tomadas en los proyectos, como el tema del impacto económico. Debido a esto, las estructuras que se diseñan con los factores de carga de estos reglamentos tienden a presentar mayores costos durante su vida útil; además, de que su comportamiento y funcionalidad pueden variar durante su tiempo de operación.

1.3 Justificación

El uso de los factores de carga definidos en las normativas de edificación puede tener consecuencias significativas en el comportamiento de las estructuras durante su vida útil, impactando directamente en la economía debido a la posibilidad de daños estructurales no previstos. Es por ello que resulta vital proponer nuevos factores de carga que tomen en consideración aspectos más específicos de cada estructura, como las características del suelo, un nivel mínimo de confiabilidad y costos mínimos tomando en consideración la vida útil.

Los factores de carga que toman en cuenta estas consideraciones pueden ser difíciles de obtener, por lo que destaca la necesidad de implementar nuevas técnicas para simplificar su obtención y poder realizar la aplicación a los reglamentos.

1.4 Antecedentes

Durante los últimos años, distintos investigadores han propuesto diferentes enfoques para mejorar y establecer reglamentos de diseño. Estos estudios han tenido como fin mejorar diversos aspectos del diseño y lograr un comportamiento estructural más previsible. Los

estudios se han centrado en predecir una confiabilidad uniforme en las estructuras, en minimizar los daños esperados por un evento sísmico, y en reducir a valores aceptables los costos esperados durante el ciclo de vida de la estructura. Comúnmente se describen métodos en la literatura para tratar de establecer códigos de diseño basados en confiabilidad estructural; Santiago et al. [2] abordaron la modificación de las normas brasileñas para el diseño estructural, teniendo como objetivo garantizar un nivel óptimo de confiabilidad en las estructuras; una investigación realizada por Fahrni et al. [3] proporciono una comparativa de las diferencias entre el enfoque de basar los códigos de diseño en confiabilidad y en el diseño estocástico, teniendo como objetivo mejorar la seguridad y eficacia de las estructuras; Dobrusky [4] calibró códigos basados en confiabilidad donde se utilizaron elementos delgados de concreto, el cual tenía como objetivo garantizar un nivel óptimo de confiabilidad en los elementos; una propuesta para verificar el rendimiento de estructuras ante dos niveles de daño, daño incipiente y colapso, dentro de un marco basado en confiabilidad fue propuesto por Wen [5], con el objetivo de llegar a una confiabilidad óptima para los diseños basados en el rendimiento bajo múltiples peligros naturales. En general, el enfoque para obtener la confiabilidad de estructuras ha sido aplicado por diversos investigadores [6-14] para tratar de mejorar el comportamiento de las estructuras.

En otros estudios, investigadores han trabajado en disminuir los costos en las estructuras, cuando se consideran los costos de construcción, así como los gastos de operación durante la vida útil, los cuales han ayudado a constructores y desarrolladoras a tomar decisiones importantes de inversión, esto al mismo tiempo que se toma en cuenta el comportamiento global de las estructuras. Noureldin y Kim [15] propusieron una metodología para evaluar los costos de edificios de bajo y mediana altura sujetos a movimiento sísmico durante su vida útil, basándose en la respuesta estructural obtenida; los investigadores Reddy Chykka, Natrayan y Mammo [16] analizaron edificios de concreto reforzado con amortiguadores, en los cuales realizaron análisis de fragilidad y compararon los costos durante el ciclo de vida tomando en cuenta diferentes límites de daño de las estructuras; un estudio realizado por Lee et al [17] estimó el costo durante el ciclo de vida de instalaciones marinas sujetas a cargas ambientales, con el fin de encontrar la confiabilidad objetivo en la que el costo de vida fuera mínimo. En la literatura se han observado diferentes

metodologías para evaluar los costos durante el ciclo de vida de diversas estructuras, que han tenido como objetivo la optimización de los diseños [18-19].

Convencionalmente, tales estudios en confiabilidad y costos se enfocan en un conjunto limitado de estructuras que se han analizado mediante modelos estructurales simples que no consideran el comportamiento global de las estructuras en su totalidad. La incorporación de parámetros como el tipo de suelo, los costos, análisis de estructuras en tres dimensiones, periodo del suelo, entre otros, resulta complejo incorporar al análisis de las estructuras. Por lo anterior, en los últimos años diversos autores han implementado el uso de herramientas computacionales innovadoras como la inteligencia artificial para realizar análisis más complejos que de forma convencional resultarían muy complicados y tardados de realizar. Las redes neuronales artificiales (RNA) tienen un gran potencial para resolver problemas complejos por su habilidad de reconocer patrones y predecir resultados, minimizando los errores y tiempo de trabajo. Vazirizade et al. [20] evaluaron la confiabilidad sísmica de estructuras mediante el uso de redes neuronales artificiales, con la finalidad de verificar la confiabilidad estructural, proporcionando resultados precisos y confiables; Las RNA fueron aplicadas por Dey et al. [21] para estimar la vida útil de estructuras de manera precisa y confiable, las cuales están sujetas a diversos factores de deterioro de la durabilidad, estableciendo esta técnica como un método confiable para obtener la resistencia de estructuras de concreto reforzado; De Lautour y Omenzetter [22] se centraron en predecir el daño estructural inducido por sismos utilizando las RNA, en los cuales utilizaron datos de registros sísmicos históricos, teniendo como resultado predicciones precisas sobre la severidad y ubicación del daño en las estructuras, demostrando la eficacia de las RNA. Gracias a la gran capacidad para resolver problemas de las redes neuronales artificiales, investigadores en el área de la ingeniería estructural [23-29] han propuesto el uso de esta técnica computacional para ayudar a tener estructuras más seguras y eficientes, minimizando el tiempo necesario para realizar los diseños.

La incorporación de todos los parámetros que son necesarios analizar para obtener factores de carga óptimos puede ser una tarea poco práctica por la cantidad de análisis complejos que son necesarios realizar. Es por eso que en trabajos previos se ha presentado la dificultad de integrar la confiabilidad estructural, análisis de costos, características del suelo

y otros parámetros. Esto evidencia que la metodología aplicada en investigaciones pasadas para la obtención de factores de carga es ineficiente e imprecisa. Por lo descrito anteriormente, este trabajo propone implementar una metodología más eficiente que incorpore más parámetros importantes en la obtención de los factores de carga en los que se aproveche la implementación de las redes neuronales artificiales.

2 ASPECTOS TEÓRICOS

En esta sección se desarrollan los conceptos teóricos esenciales que facilitan una comprensión más clara del procedimiento implementado en este estudio.

2.1 Análisis dinámico incremental

En la ingeniería estructural se tiene como objetivo analizar la respuesta y el comportamiento de las estructuras cuando se les aplican cargas que cambian con el tiempo. En este trabajo se presenta uno de los métodos más utilizados para ayudar a comprender el comportamiento sísmico de las estructuras, el análisis dinámico incremental (ADI). El enfoque de este método implica excitar la estructura ante pequeños incrementos de carga y calcular la respuesta estructural para cada uno de esos incrementos. Los autores de este método, Vanvatsikos y Cornell [30], sometieron un edificio de acero a análisis no lineales utilizando un conjunto de acelerogramas, escalado a niveles de intensidad crecientes, teniendo como resultado una curva (gráfica) de la respuesta contra la intensidad sísmica de cada registro sísmico. Otros autores [31-33] han utilizado el ADI para obtener la capacidad y el comportamiento de estructuras como presas, puentes y estructuras de concreto.

Las gráficas ADI nos permiten reconocer el comportamiento ante las demandas impuestas a las estructuras. Todas las estructuras presentarán en la etapa inicial de las gráficas un segmento de incremento lineal llamado rigidez elástica, el cual describe gráficamente el comportamiento elástico lineal presentado en la estructura. Cuando en la gráfica se llega al final de este segmento, se dice que ha alcanzado su límite elástico y comienza el comportamiento inelástico. Al analizar las curvas ADI nos permite tener una mejor noción del comportamiento estructural al revelar de forma estadística los límites de fuerza y rigidez, los patrones de deformación y el límite de colapso.

En este trabajo se presenta como objetivo determinar el comportamiento de las estructuras seleccionadas para análisis. Para ello, se llevó a cabo una evaluación de los estados límites de daño esenciales, específicamente el estado límite de fluencia (δ_y) que es el punto crítico en el que la estructura comienza a experimentar deformaciones significativas, y el estado límite de colapso (δ_u) que es el punto donde se puede llegar al fallo total. Los estados de daño de interés se definen utilizando un parámetro de daño físico junto con una

medida de intensidad del movimiento sísmico (MIS). En este trabajo, se ha propuesto emplear la distorsión máxima de entrepiso (DME) como la medida de daño, ya que revela de forma clara las deformaciones estructurales. Además, se utiliza como MIS la pseudoaceleración en el primer modo de vibración de la estructura, $S_a(T_1)$, ya que esta medida permite evaluar de forma precisa el comportamiento ante diversas magnitudes.

En la literatura [30] el estado límite de fluencia (δ_y) es definido a partir de un análisis estadístico de la pérdida de rigidez con respecto al estado de rigidez elástica inicial. Este límite se establece cuando existe una diferencia del diez por ciento entre dos secciones de la pendiente elástica en la curva ADI. El estado límite de colapso (δ_u) se define mediante el cumplimiento de algunas de las siguientes reglas: 1) cuando un estado límite de daño último previamente establecido por algún reglamento, código o estudio es excedido: 2) La agencia federal para el manejo de emergencias (“FEMA”) [34] define el punto de capacidad máxima (colapso) cuando el punto en el que la pendiente de la tangente en una curva ADI alcanza o supera el 20% de la pendiente elástica: 3) la FEMA 356 [35] establece que cuando se excede el valor límite de rotación (Θ_{max}) en los nodos de las estructuras de marcos, se pierde la capacidad de cargas verticales y se define que existe un colapso.

2.2 Confiabilidad estructural

La confiabilidad estructural es una filosofía de diseño de la ingeniería estructural en la que se verifica que la capacidad estructural cumpla con su función durante el ciclo de vida útil. Para ello, se cuantifica y evalúa la probabilidad de exceder diversos niveles de daño ante múltiples tipos de carga y esfuerzos. En esta valoración se incluyen modelos probabilísticos que ayudan a garantizar que la estructura cumplirá con la seguridad deseada.

2.2.1 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad (CF) son una herramienta utilizada en el campo de la ingeniería sísmica, las cuales muestran la probabilidad condicional de que una estructura sufra o alcance ciertos niveles de daño o colapso en función de la intensidad sísmica [36].

En la literatura se han hecho varias propuestas por diversos investigadores [37-42] con la finalidad de elaborar las curvas de fragilidad de estructuras como puentes, presas,

estructuras de mampostería, edificios de concreto y acero. En esos estudios se evalúa la vulnerabilidad de las estructuras frente a cargas sísmicas, proporcionando una comprensión cuantitativa de la probabilidad de daño ante esas acciones, esto con el fin de comprender y mitigar los riesgos asociados al daño de esas estructuras sujetas a eventos sísmicos.

En este trabajo se determinó utilizar la hipótesis de Shome [43] para obtener las curvas de fragilidad, donde fue propuesto que las demandas en los edificios se ajustan a una distribución probabilística log-normal. Al obtener la mediana de las demandas y una medida de dispersión de los datos como desviación estándar, se puede obtener la probabilidad de excedencia asociada a una DME dada, mediante la ecuación 2.1:

$$P(D > d|MIS) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d) - \hat{\mu}_{\ln D}}{\hat{\sigma}_{\ln D}}\right) \quad (2.1)$$

Donde: $P(D > d|Sa(T_1))$ representa la probabilidad de exceder un nivel de daño (d) obtenidas las demandas sísmicas (D); MIS representa la medida de intensidad del movimiento sísmico que fue seleccionada; Φ representa la función de probabilidad acumulada (FDA); $\mu_{\ln D}$ representa la mediana del logaritmo natural de las demandas; $\delta_{\ln D}$ representa la desviación estándar del logaritmo natural de las demandas.

2.2.2 Curvas de peligro sísmico

Las curvas de peligro sísmico (CPS) se derivan de la aplicación de un análisis de peligro sísmico probabilístico (APSP). Las CPS se emplean para evaluar el peligro sísmico, dado que indican la probabilidad de que en una ubicación ocurra un nivel particular de intensidad sísmica.

La teoría de APSP se basa en los trabajos de los investigadores Cornell y Esteva [44-45], los cuales fundaron las bases teóricas probabilísticas sobre los parámetros que afectan a los fenómenos en la ingeniería, además de que estudiaron los sismos y la relación que tienen la distancia y magnitud con la frecuencia que tiene una intensidad sísmica en un sitio dado. Esto se tomó como fundamento para dar lugar a lo que hoy se conoce como análisis de peligro sísmico probabilístico.

Las CPS son obtenidas para cada zona o sitio estudiado, utilizando la ecuación 2.2;

$$v(a) = \sum_{n=1}^N \lambda_i \int_{Mo_i}^{Mu_i} \int_{Ro_i}^{Ru_i} Pr(Y > y|M, R) f_{Mi}(M) f_{Ri}(R) dM dR \quad (2.2)$$

Donde: v representa la tasa de excedencia; N son el número de fuentes sísmicas; $Pr(Y > y|M, R)$ representa la probabilidad de excedencia de cierto valor y ; f_{Mi} es la función probabilística de la magnitud; f_{Ri} es la función probabilística de la distancia.

2.2.3 Curvas de peligro de demanda

Los ingenieros emplean frecuentemente las curvas de peligro de demandas estructurales (CPDE) como una de las herramientas principales para evaluar el riesgo sísmico en las construcciones. Estas se obtienen de los análisis de demanda sísmica probabilística (ADSP). Estos análisis integran la vulnerabilidad sísmica a la cual está expuesta la estructura con el peligro sísmico inherente a la ubicación de la estructura analizada, teniendo como resultado tasas de excedencia asociadas a distintas magnitudes de demanda estructural (distorsión máxima de entrepiso, distorsión de azotea, ductilidad, cortante basal, rotación de nodos, índices de daño, etc.).

En la literatura, diversos investigadores [46-50] han utilizado este tipo de análisis probabilístico en la ingeniería sísmica para cuantificar los posibles riesgos sísmicos, realizar diseños estructurales que puedan soportar las futuras demandas sísmicas, evaluar de forma eficiente el riesgo sísmico para realizar planes de mitigación de daños, esto para diferentes tipos de estructuras como edificios de C/R, edificios de acero, presas de concreto, muros de contención, y puentes. En los estudios mencionados se muestra la efectividad del método para comprender con mejor precisión la demanda sísmica a la que pueden estar sujetas las estructuras. Las CPDE se pueden obtener mediante la ecuación 2.3;

$$v_D(d) = \int \left| \frac{d\lambda(MIS)}{d(MIS)} \right| P(D > d|MIS) d(MIS) \quad (2.3)$$

Donde: v_D representa la tasa media anual de excedencia; $\lambda(MIS)$ es la curva de peligro sísmico; $P(D > d|MIS)$ representa la curva de fragilidad sísmica del límite de daño analizado; d es un nivel de daño analizado; MIS representa medida de intensidad sísmica seleccionada.

2.3 Redes neuronales artificiales

Con el avance del poder computacional, cada vez más herramientas digitales son utilizadas en todos los ámbitos de la investigación y la ingeniería. Un método con mucha aceptación entre los investigadores es la inteligencia artificial (IA), el cual tiene como objetivo imitar la inteligencia humana para resolver problemas complejos. Dentro de la IA, una de las ramas en más uso por su relación directa con el poder computacional es el aprendizaje automático, o “machine learning” (ML) (por su nombre en inglés). Este campo de la inteligencia artificial se encarga de resolver problemas a través de operaciones repetitivas que permitan al modelo aprender a partir de la experiencia propia. Con el avance de la tecnología, los investigadores McCulloch et al. [51] fueron desarrollando la base de un método que simula las funciones neuronales del cerebro, permitiendo la realización de operaciones lógicas complejas. Este enfoque, conocido como redes neuronales artificiales (RNA), es capaz de emular la capacidad del cerebro para realizar tareas de procesamiento de información.

En la literatura, varios investigadores [52-57] han empleado redes neuronales artificiales dentro del ámbito de la ingeniería estructural con diversos propósitos, tales como: estimar la resistencia al esfuerzo de corte en trabes de concreto reforzado, evaluar el deterioro de estructuras compuestas por marcos, optimizar el diseño de estructuras para el paso vehicular, anticipar el daño en las estructuras provocado por eventos sísmicos y mejorar la fiabilidad estructural.

El elemento más simple de una red neuronal es una neurona individual (Figura 2.1), la cual es la unidad de procesamiento de señales de entrada. Estas señales pueden ser modificadas por la sinapsis, lo que permite que los elementos de procesamiento sumen las entradas en el cuerpo, las cuales son modificadas por un umbral (“bias”). Esta señal, por último, es procesada por una función de activación (f_{am}) que dirige el resultado a la salida de la neurona. La expresión matemática del procesamiento de la neurona artificial está dada por la ecuación 2.4.

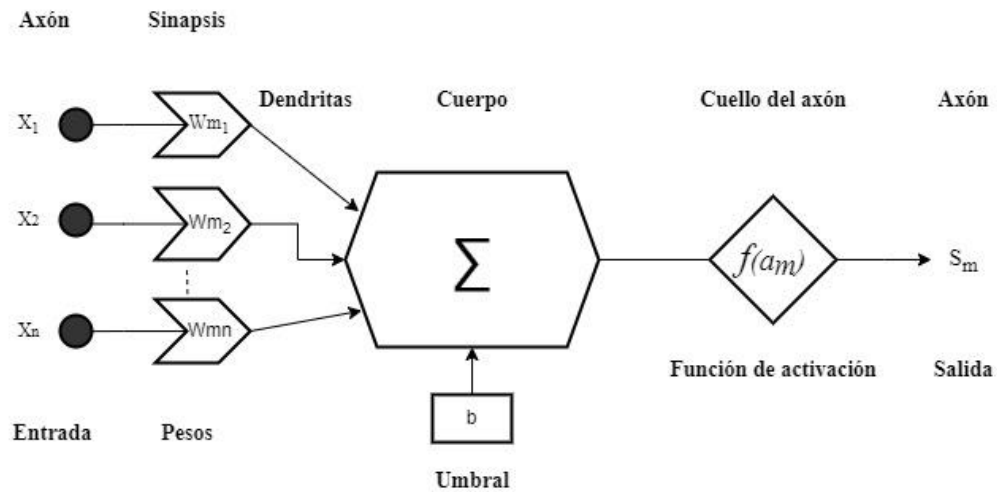


Figura 2.1. Esquema de neurona artificial.

$$a_m = f(x) = f\left(\sum_{k=1}^n w_{mk} * x_k + b_m\right) \quad (2.4)$$

Donde: a_m es la activación de la neurona; X son los elementos de entrada; W son los pesos; b es el umbral; f es la función de activación.

La Figura 2.2 muestra la composición de la estructura esquemática de una red neuronal artificial, mostrando como sus diferentes capas están interconectadas entre sí. La alimentación de datos se inicia dentro del vector o capa de entrada, luego atraviesan la capa oculta y finalmente se dirige hacia la capa de salida. Cabe destacar que la capa oculta puede estar compuesta por múltiples niveles. Dentro de esta red, los elementos de procesamiento están altamente interconectados por las neuronas individuales. La clasificación de las RNA se basa en la tipografía de su arquitectura, donde una red monocapa tiene una estructura simple con una capa de entrada, la capa oculta y la capa de salida. Por otro lado, una red multicapa puede contener varias capas ocultas en su capa oculta, permitiendo una mayor complejidad y profundidad.

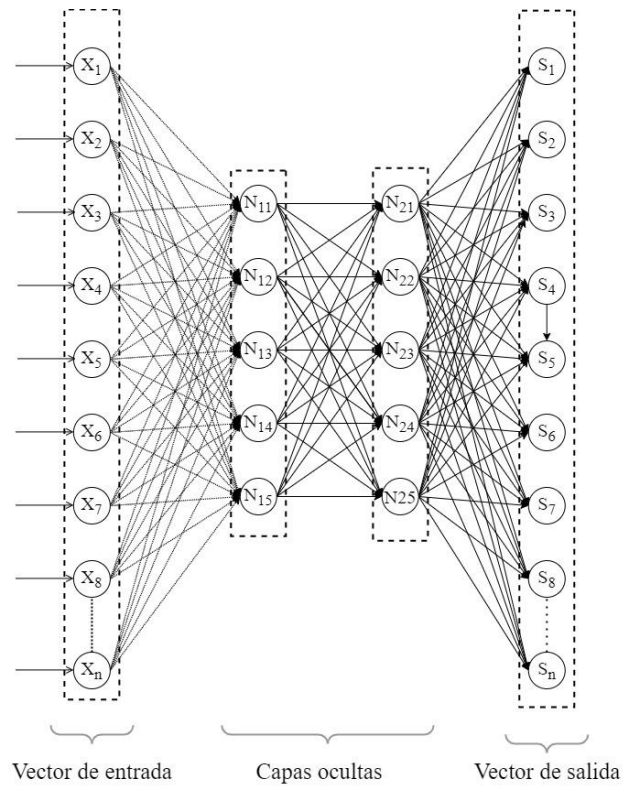


Figura 2.2. Tipología de una RNA.

Para desarrollar RNA con múltiples capas es necesario establecer el proceso con el cual la red aprenderá a resolver los problemas. Este proceso iterativo es esencial para obtener una solución óptima que permita cumplir los objetivos deseados. El objetivo primordial es establecer una transformación matemática precisa que relacione la excitación de entrada con la salida deseada de la red [58]. Generalmente, los métodos de aprendizaje aplicados en las RNA están basados en el enfoque de alimentación hacia adelante ("feedforward"), el cual implica propagar la información hacia adelante dentro de la red y calcular una función de pérdidas (error) que mide la diferencia entre el resultado pronosticado y el resultado deseado, lo que permite ajustar los pesos de la red. Existen varias técnicas que los programadores utilizan para entrenar redes neuronales artificiales; entre las más comunes se encuentran el método hebbiano, el estocástico, el evolutivo y la retropropagación ("Back-propagation") [59].

2.4 Índice de daño estructural

En la ingeniería estructural, una forma de evaluar y cuantificar el nivel de daño de una estructura expuesta a diferentes acciones, es a través del uso de un índice de daño (I_D). Los I_D tienen como propósito ofrecer una escala cuantificable de daño durante un evento que va desde el rango mínimo de daño hasta el daño máximo. Esto permite obtener datos precisos sobre el estado del edificio y aplicar acciones de reparaciones cuando sea posible, o bien determinar una falla completa del sistema estructural.

En la literatura, Park y Ang [60-61] propusieron un índice de daño para considerar el deterioro de una estructura de C/R que es afectada por cargas sísmicas. En la literatura se establecieron los límites absolutos para el índice de daño, donde un $I_{DP} > 1$ significa que existe colapso o daño total de la estructura y si el índice de daño es $I_{DP} = 0$ significa que no existe daño. Cuando se presentan valores entre 0 y 1, existe un grado de daño estructural cuantificable. En la Tabla 2.1 se presentan límites del daño estructural en función del I_{DP} .

Tabla 2.1 Intensidad del daño en función de I_D de Park y Ang.

Intensidad del daño	Nulo	Leve	Moderado	Extremo	Total (Colapso)
I_{DP}	< 0.10	$0.10 \leq I_{DP} < 0.25$	$0.25 \leq I_{DP} < 0.40$	$0.40 \leq I_{DP} < 1$	$I_{DP} \geq 1$

Ruiz y Tolentino [62] definieron un índice de daño basado en desplazamientos, tomando como base otro trabajo previo de Park y Ang [60]. El índice de daño obtenido se puede observar en la ecuación 2.5.

$$I_{D\Delta} = \frac{\delta_d - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (2.5)$$

Donde: $I_{D\Delta}$, representa el índice de daño; δ_u representa el desplazamiento máximo asociado al colapso; δ_d es el desplazamiento máximo asociado a la demanda; δ_y es el desplazamiento asociado al estado límite de fluencia.

2.5 Funciones de costos para la vida útil de las estructuras

Calcular los costos durante toda la vida útil de una estructura emerge como un recurso vital en la toma de decisiones estratégicas. Esta importancia se magnifica, sobre todo, en

contexto donde los eventos sísmicos representan una amenaza latente, capaz de infligir daños considerables. En consecuencia, este tema ha captado la atención de investigadores, tales como: Mirzaeefard et al. [63] realizó un análisis de costos durante la vida útil de un muelle soportado por pilotes el cual fue sujeto a condiciones de corrosión y movimiento sísmico, los resultados del estudio revelaron que la corrosión es más dominante cuando no hay movimientos intensos del suelo, los cuales se traducen aun costo de hasta un 55% más alto que su costo inicial; Asadi y Hajirasouliha [64] aplicaron un algoritmo para optimizar los costos durante la vida útil de marcos de C/R de 5, 8 y 12 pisos; Bojórquez et al [65] determinaron factores de carga basados en confiabilidad considerando los costos en el periodo de la vida útil de las estructuras; Castaldo et al [66] obtuvieron la confiabilidad considerando los costos iniciales de construcción y de reparación en el periodo de la vida útil de estructuras tridimensionales equipados con sistemas de aislamiento, en el que se determinó que los costos influyen en la confiabilidad de las estructuras analizadas. Estos investigadores, entre otros [67-70], han propuesto metodologías para estimar los costos durante la vida útil de distintas estructuras.

La estimación del costo en la vida útil de un edificio de C/R incorpora los costos iniciales de construcción (C_{IC}) y los gastos asociados a los daños estructurales ocasionados por eventos sísmicos (C_D) durante su vida útil. La ecuación que establece el costo total (C_T) está definida en la literatura por la ecuación 2.6.

$$C_T = C_{IC} + C_D \quad (2.6)$$

Donde: C_T es el costo total estimado en el periodo de la vida útil; C_{IC} representa los costos iniciales asociados a la etapa de construcción; C_D es el costo por daño durante la vida útil.

2.5.1 Función asociada a los costos iniciales

El presupuesto inicial para las estructuras analizadas está principalmente compuesto por diversos conceptos relacionados con la obra de construcción, los cuales incluyen el costo directo, costo indirecto y utilidad del contratista. El costo directo (C_{DIR}) se determina como la suma del costo del material (C_M) utilizado en la construcción, que incluye concreto y acero, más el costo de la mano de obra. Este último se estima en aproximadamente el 40% del costo

del material C_M . Por lo tanto, tenemos que $C_{DI}=1.4C_M$. El costo indirecto (C_{IN}) de la obra comprende los gastos adicionales realizados por el contratista que no están directamente relacionados con el trabajo estructural, como seguros, fianzas, gastos de oficina, etc. Se considera que el costo indirecto equivale al 20% del costo directo, es decir, $C_{IN}=0.20C_{DIR}$. La utilidad (U_C) se define como la ganancia del constructor, en la que se considera como un porcentaje del gasto inicial, que es igual a la adición del costo directo y costo indirecto, generalmente un 15%, es decir, $U_C= 0.15(C_{DIR}+ C_{IN})$. La función del costo inicial utilizado se basa en la propuesta hecha por De León [71], que lo define como la sumatoria de los costos directos, indirectos y utilidad. Con el fin de simplificar la determinación de los costos iniciales, se ha definido una función que se correlaciona directamente con los costos de los materiales empleados, como se indica en la ecuación 2.7.

$$C_{IC} = C_{DIR} + C_{IND} + U_{CO} = 1.93C_{MA} \quad (2.7)$$

Donde: C_{IC} es el costo inicial por construcción; C_{DIR} es el costo directo de construcción; C_{IND} es el costo indirecto; U_{CO} es la utilidad del contratista; C_{MA} es el costo del material.

2.5.2 Funciones de costos relacionadas al daño de la estructura

Cuantificar los impactos financieros derivados de los daños estructurales causados por terremotos dentro del periodo de la vida útil de un edificio puede ser un desafío complejo y variado. En este trabajo, los costos asociados al daño (C_D) engloban diferentes elementos, tales como los costos asociados a la restauración estructural (C_{RE}), la pérdida de contenido (C_{PC}), las pérdidas indirectas (C_{PI}), por traumatismos (C_{TR}) y los costos por víctimas mortales (C_{VM}). Todos estos gastos por daño están estrechamente ligados al deterioro físico del edificio, los cuales son evaluados a través de un índice de daño, como propuesto por De León [71]. El costo total por daño se puede calcular como la suma de todos estos costos, como se muestra en la ecuación 2.8.

$$C_D = C_{RE} + C_{PC} + C_{PI} + C_{TR} + C_{VM} \quad (2.8)$$

Donde: C_D es el costo total por daño; C_{RE} es el costo asociado a la restauración estructural; C_{PC} representa el costo por pérdida de contenido; C_{PI} representa los costos

asociados a las pérdidas indirectas; C_{TR} representa los costos asociados por traumatismo a ocupantes; C_{VM} son los costos asociados por víctimas mortales.

2.5.2.1 Costos asociados a la restauración estructural

Cuando un evento sísmico causa daño a los elementos estructurales que soportan las cargas, es necesario restaurarlos a su condición de capacidad original. La reparación de estos elementos de concreto reforzado depende de diversos aspectos como su configuración, el nivel de daño, la logística para realizar las reparaciones, etc. En este trabajo se estima el uso del encamisado de las secciones estructurales, como sugieren trabajos previos[72], con el objetivo de restablecer las propiedades físicas (resistencia, rigidez y masa) de las secciones dañadas a su condición inicial, restableciendo el ID a cero después de cada reparación. Sin embargo, hay situaciones en las que el daño sufrido por las estructuras es tan severo que la única opción es la demolición.

De León [71] estableció el límite de reparación de las estructuras en función del índice de daño. Él estableció que, en los casos donde el ID es 0.7 o inferior, se pueden obtener los costos por restauración multiplicando el índice de daño elevado al cuadrado por los costos iniciales de construcción. Por otro lado, si el valor del índice de daño es mayor o igual a 0.7, se considera que la estructura debe ser demolida por seguridad de los ocupantes, y el costo por reconstrucción equivale aproximadamente al 120% del costo inicial de construcción. Entonces, se tiene que, cuando se analizan los daños en una estructura, los costos por restauración o reconstrucción quedan definidos por las ecuaciones 2.9 y 2.10, como se muestra a continuación.

$$C_{RE} = I_{D\Delta}^2(C_{IC}) \Rightarrow 0 \leq I_{D\Delta} < 0.7 \quad (2.9)$$

$$C_{RE} = 1.2C_{IC} \Rightarrow I_{D\Delta} \geq 0.7 \quad (2.10)$$

Donde: $I_{D\Delta}$ es el índice de daño; C_{RE} representa los costos por restauración o reconstrucción.

2.5.2.2 Costos por pérdida de contenido

La pérdida de contenido y los costos asociados están estrechamente vinculados con el uso y tipo de la estructura dañada. En edificios de C/R destinados para trabajos de oficinas,

los daños más comunes que pueden ocurrir en este tipo de edificios son los relacionados con las fachadas y los acabados arquitectónicos, así como los posibles daños parciales o totales del mobiliario utilizado. En la literatura, Surahman et al. [73] estimaron los costos por pérdida de contenido en función del índice de daño, donde consideraron que, si el índice de daño es mayor a 1 (colapso), los costos por pérdida de contenido son iguales a la mitad de los costos iniciales de construcción. Se consideró de igual manera que, en el caso de daño estructural y un ID menor a uno, los costos por pérdida de contenido se estiman como la multiplicación del ID por la mitad de los costos iniciales. Estos costos se calculan según las fórmulas presentadas en las ecuaciones 2.11 y 2.12.

$$C_{PC} = \frac{(C_{IC})}{2} I_{D\Delta} \Rightarrow 0 < I_{D\Delta} < 1.0 \quad (2.11)$$

$$C_{PC} = \frac{(C_{IC})}{2} \Rightarrow I_{D\Delta} \geq 1.0 \quad (2.12)$$

Donde: C_{PC} representa el costo por pérdida de contenido; $I_{D\Delta}$ representa el índice de daño.

2.5.2.3 Costo por pérdidas indirectas

Las estructuras, cuando son sujetas a eventos sísmicos y presentan daño, pueden generar pérdidas económicas indirectas que dependen directamente de la actividad económica llevada a cabo en la estructura. En este trabajo, se considera que los edificios analizados son destinados al alquiler y se utilizan para trabajos corporativos de oficina. En este contexto, los costos por pérdidas indirectas abarcan la interrupción de las actividades productivas de la oficina durante el periodo de restauración o reconstrucción de la estructura. En la literatura de León [71] estimó estos costos en función del área del edificio, el valor de alquiler, el tiempo requerido para la restauración y el grado de daño de la estructura. Cuando el daño en la estructura es tal que el índice de daño es mayor a 1, el costo por pérdidas indirectas se estima como el producto del área afectada por el costo del alquiler y el periodo de reconstrucción. Por el contrario, si el grado de daño es menor a uno ($I_D < 1$), se aplica el cuadrado del ID al producto previamente obtenido. De tal manera que los costos se definen mediante las ecuaciones 2.13 y 2.14.

$$C_{PIN} = (A)(R)(P_R) \Rightarrow I_{D\Delta} \geq 1 \quad (2.13)$$

$$C_{PIN} = (A)(R)(P_R)I_{D\Delta}^2 \Rightarrow 0 < I_{D\Delta} < 1.0 \quad (2.14)$$

Donde: C_{PIN} es el costo por pérdidas indirectas; R es el costo del alquiler por m^2 ; P_R es el periodo de restauración estructural; A es el área afectada en m^2 ; I_D es el índice de daño.

2.5.2.4 Costos por víctimas mortales durante un evento sísmico

Durante eventos sísmicos, se pueden provocar daños considerables a las estructuras, lo que, lamentablemente, puede causar decesos de quienes se encuentran dentro. Esto genera un gasto monetario por la necesidad de cubrir los costos asociados a las vidas perdidas. Al intentar vincular aspectos económicos con asuntos sensibles que afectan tanto física como emocionalmente a las personas, puede ser un tema extremadamente delicado y controvertido. Sin embargo, trabajos recientes [74-75] han utilizado un enfoque estrictamente técnico y objetivo para obtener estos costos, donde se le asigna un valor económico a las vidas de personas fallecidas durante un sismo. Este valor o cantidad monetaria se estima en función de los ingresos promedio de un trabajador.

Para obtener los costos por víctimas mortales, se requiere calcular el número de personas que pierden la vida dentro de un edificio durante un evento sísmico. Orellana et al. [70] realizaron una regresión lineal para obtener la cantidad de decesos en un evento sísmico. Este se basó en información de estructuras colapsadas en el movimiento sísmico ocurrido en la Ciudad de México en el año de 1985 [76] y con el reporte de la cantidad de decesos [77], obtuvo la ecuación 2.15 para estimar el número de personas fallecidas dentro de un área de edificio colapsado.

$$N_{dec} = 45.48 + 5.531744\left(\frac{A}{1000}\right)^2 \quad (2.15)$$

Donde: N_{dec} representa la cantidad de decesos en un edificio; A representa el área del edificio colapsado.

El costo asociado a las víctimas mortales que se pueden generar durante un evento sísmico en un edificio se puede estimar en relación del ingreso vitalicio percibido por un trabajador y la cantidad de decesos dentro del área del edificio, cuando el daño en la

estructura es total. Cuando los daños en la estructura son tales que no presenta colapso, la función que define el costo está dado como el 5% del producto del número de decesos por el ingreso vitalicio de una persona y el ID incrementado a la cuarta potencia. En este trabajo se considera el ingreso promedio anual como \$75,000 pesos mexicanos (MXN) [78], en el periodo en el que se efectuaron los estudios. El ingreso vitalicio (I_{VI}) se obtiene como el producto entre el ingreso promedio anual por 25 años estimados de vida laboral de una persona, lo que resulta en un ingreso igual a \$1,875,000 (MXN). Los costos asociados a las víctimas mortales durante un sismo se describen en las ecuaciones 2.16 y 2.17.

$$C_{VM} = (0.05)(N_{dec})(I_{VI})I_{D\Delta}^4 \Rightarrow 0 < I_{D\Delta} < 1 \quad (2.16)$$

$$C_{VM} = (N_{dec})(I_{VI}) \Rightarrow I_{D\Delta} \geq 1 \quad (2.17)$$

Donde: C_{VM} es el costo por víctimas mortales en un sismo; N_{dec} es el número de decesos en un evento sísmico en un edificio; I_{VI} es el ingreso vitalicio promedio de una persona; I_D es el índice de daño.

2.5.2.5 Costos por traumatismo

Durante un evento sísmico pueden resultar personas heridas dentro de un edificio por motivo de desprendimiento de mobiliario, colapso parcial de elementos estructurales, entre otros. Ante esta realidad, es necesario cubrir los gastos de las personas que requieran atención médica. En la literatura, Bojórquez et al [65], definieron estos gastos como costos por lesiones o traumatismos. Estos costos toman en consideración el grado de traumatismo presentado en las personas, dividiéndolos en dos categorías: los costos por traumatismo leve (C_{TL}), que involucra personas que no sufren incapacidad y su estancia en los servicios médicos es breve, estos se estiman en \$40000 (MXN) por persona, comprendiendo aproximadamente el 90% del total de las personas lesionadas [74]; y los costos por traumatismo con incapacidad (C_{TI}), representando el 10% restante de las lesiones totales. Estos costos se estiman en \$1,875,000 (MXN), equivalente al ingreso vitalicio promedio.

En el cálculo de los costos por traumatismo se estima el número de personas lesionadas dentro de una estructura sujeta a movimientos sísmicos. Orellana et al. [70] determinaron la cantidad de personas lesionadas, tomando como base los reportes de

personas con lesiones durante uno de los terremotos más devastadores de México [76], y con base en el reporte de edificios colapsados [77], determinaron un promedio de 0.0168 personas lesionadas por metro cuadrado.

La función de los costos por traumatismo es definida por la cantidad de personas lesionadas y el tipo de lesiones sufridas. Cuando el daño en la estructura es total, la función se define como el producto de las personas lesionadas y el costo de los tipos de lesiones. Cuando la estructura presenta daño parcial, la función de los costos por traumatismo es multiplicada por el ID aumentado a la segunda potencia. Los costos por traumatismo se pueden observar en las ecuaciones 2.18 y 2.19.

$$C_{TR} = (0.0168)(A)(0.1C_{TI} + 0.9C_{TL})I_{D\Delta}^2 \Rightarrow 0 < I_{D\Delta} < 1 \quad (2.18)$$

$$C_{TR} = (0.0168)(A)(0.1C_{TI} + 0.9C_{TL}) \Rightarrow I_{D\Delta} \geq 1 \quad (2.19)$$

Donde; C_{TR} es el costo por traumatismo durante un sismo; C_{TL} es el costo por traumatismo leve, C_{TI} es el costo por traumatismo que genera incapacidad; A es el área de un edificio; I_D es el índice de daño.

3 METODOLOGÍA

En este trabajo se aborda el análisis y diseño de edificios de C/R, aplicando distintos factores a la combinación de carga para el diseño sísmico, tomando en cuenta la influencia de los distintos tipos de suelos presentes en la Ciudad de México. Las estructuras fueron sometidas a análisis no lineales para evaluar la capacidad a través de un análisis dinámico incremental. Para determinar la confiabilidad estructural se utiliza un análisis sísmico probabilístico que estima la probabilidad de que ocurran distintos estados de daño, y evalúa las tasas de excedencia para cierto nivel de demanda estructural. Adicionalmente, se recurre a las redes neuronales artificiales, una tecnología de inteligencia artificial, para acortar el tiempo requerido en los análisis estructurales y en la determinación de la confiabilidad estructural. También fueron evaluados los costos durante la vida útil de todos los edificios de C/R que fueron sujetos a análisis con las diferentes combinaciones de carga propuestas. El objetivo fundamental de este trabajo es obtener combinaciones de carga óptimas que tomen en cuenta la confiabilidad estructural y los costos totales asociados a los edificios, considerando el tipo de suelo donde se encuentran las estructuras. Todos los análisis numéricos, así como el procesamiento de datos, se realizaron utilizando Matlab y VBA Excel. En la Figura 3.1 se esquematiza la metodología aplicada en este trabajo.

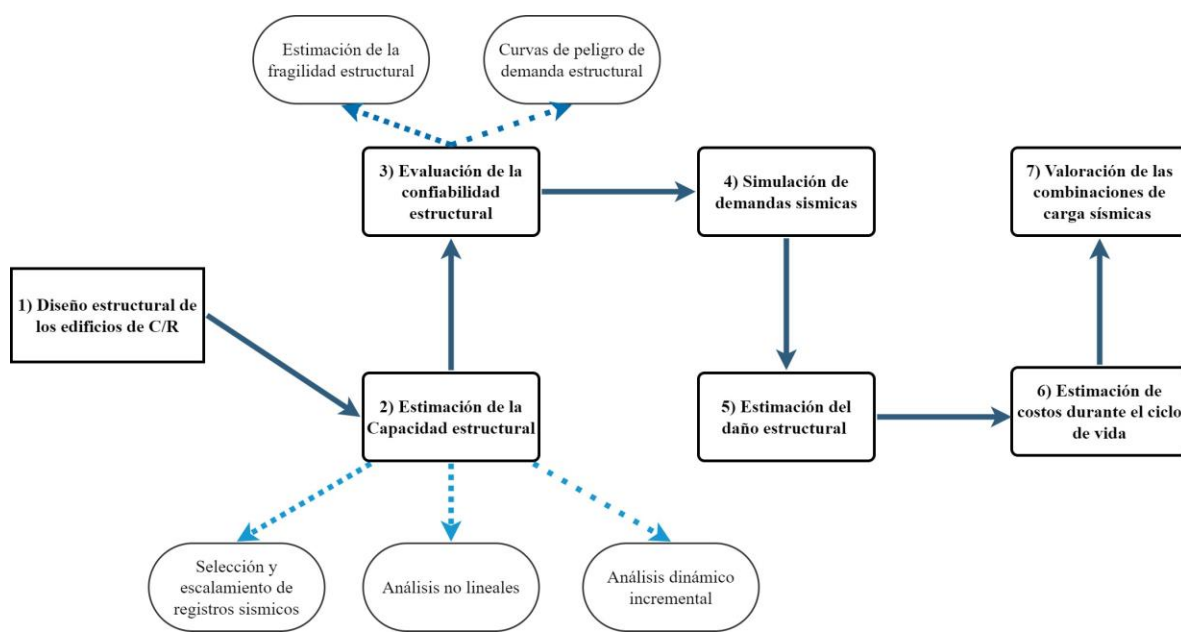


Figura 3.1. Metodología aplicada.

3.1 Área de estudio y selección de parámetros

Este estudio examina cómo los distintos tipos de suelo afectan la confiabilidad estructural y los costos en el periodo de vida útil de las estructuras analizadas según la normativa. Para llevar a cabo este análisis, se examinan edificios situados en seis tipos distintos de suelos característicos de la CDMX. Estos tipos de suelo se distinguen por su periodo fundamental (T_s), el cual es una medida que refleja las diferencias en las propiedades físicas del suelo. Estos suelos seleccionados presentan periodos de suelo iguales a $T_s=0.75s$, $T_s=1.0s$, $T_s=1.5s$, $T_s=2.0s$, $T_s=2.5s$ y $T_s=3.0s$. Para realizar los análisis de diseño estructural, se obtuvieron los espectros reducidos de diseño sísmico del sistema SASID [79] para cada uno de los tipos de suelo. Los espectros elásticos reducidos utilizados para el diseño de las estructuras ubicadas en los diferentes tipos de suelos se pueden observar en la Figura 3.2.

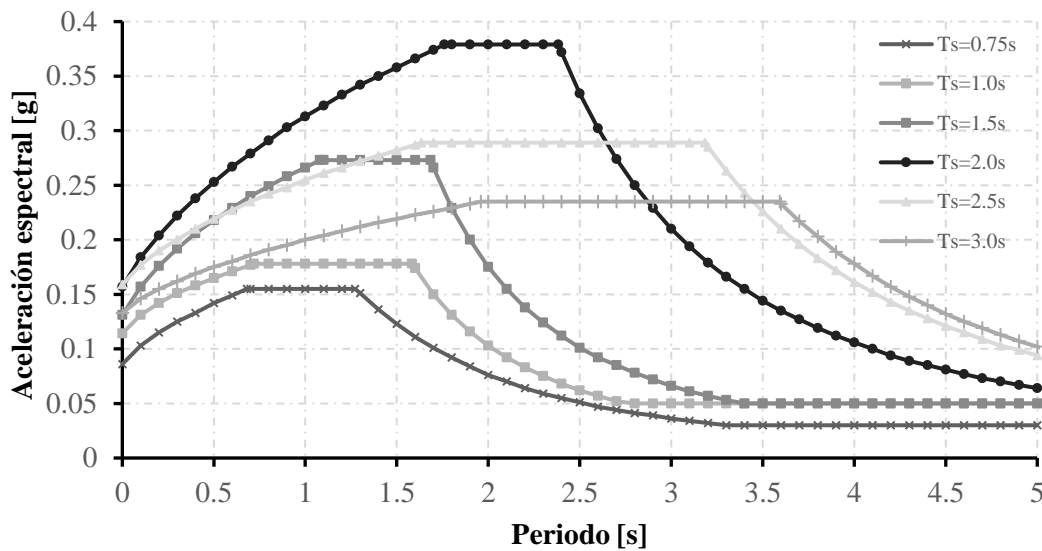


Figura 3.2. Espectros reducidos para diseño sísmico.

Además, se seleccionaron registros sísmicos representativos de cada tipo de suelo para realizar los análisis no lineales. La selección de los registros se hizo de acuerdo con los requisitos establecidos en la norma técnica complementaria para el diseño por sismo [80]. En esta norma se establece que para realizar análisis no lineales es necesario seleccionar una cantidad mínima de pares de acelerogramas con sus componentes ortogonales. Para este trabajo se seleccionaron para cada tipo de suelo un total de 12 registros con sus componentes ortogonales norte-sur y este-oeste. Los registros seleccionados se obtuvieron mediante el sitio

en línea de la red acelerográfica del instituto de ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM) [81] y el centro de instrumentación y registro sísmico (CIRES) [82].

Una herramienta necesaria para realizar análisis probabilísticos sísmicos de demanda en cada tipo de suelo y obtener la confiabilidad de los edificios son las curvas de peligro sísmico (CPS). Para ello se utilizaron CPS estimadas en trabajos previos [8], [70] para los diferentes tipos de suelos. Los registros utilizados por cada tipo de suelo, así como sus espectros de respuesta elásticos (ERS) y las CPS, se muestran en las siguientes secciones.

3.1.1 Parámetros de suelo con periodo de 0.75s.

En esta sección se muestra la lista de los registros sísmicos con sus principales características, correspondiente a suelos $T_s=0.75s$. Estos registros se presentan en la Tabla 3.1. Estos registros tienen una magnitud (M_w) mayor a 6, que es la magnitud mínima establecida en la norma para los análisis no lineales. Se muestran en la Figura 3.3 los ERS para la componente N-S, calculados con un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%. En esta figura se representan el 25 percentil, la mediana y el 75 percentil de los espectros. En la Figura 3.4 se pueden observar las CPS asociadas a diferentes periodos estructurales.

Tabla 3.1 Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_s=0.75s$

Registro no.	Fecha del sismo	Estación	Instituto de registro	Coordenadas del epicentro	Magnitud
1	11-ene-97	RIDA	RIIS	18.220 N; 102.76 W	6.9
2	25-abr-89	DR16	CIRES	16.603 N; 99.400 W	6.9
3	11-ene-97	DR16	CIRES	17.9 N; 103.0 W	6.9
4	14-sep-95	IMPS	CENAPRED	16.31 N; 98.88 W	7.3
5	11-ene-97	IMPS	CENAPRED	18.09 N; 102.86 W	6.9
6	14-sep-95	CHAS	CENAPRED	18.02 N; 101.56 W	7.3
7	25-abr-89	EO30	CIRES	16.603 N; 99.400 W	6.9
8	25-sbr-89	CO47	CIRES	16.603 N; 99.400 W	6.9
9	14-sep-95	CO47	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.3
10	25-oct-81	SXVI	IIUNAM	17.880 N; 102.150 W	7.3
11	19-sep-85	SXVI	IIUNAM	18.081 N; 102.942 W	8.1
12	17-sep-95	COYS	CENAPRED	16.31 N; 98.88 W	7.3

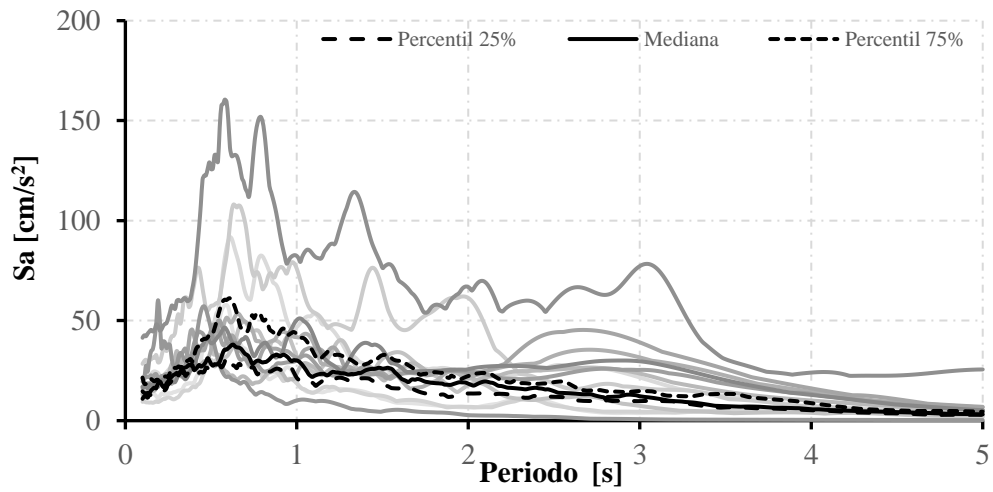


Figura 3.3. ERS correspondientes al suelo $T_S=0.75s$.

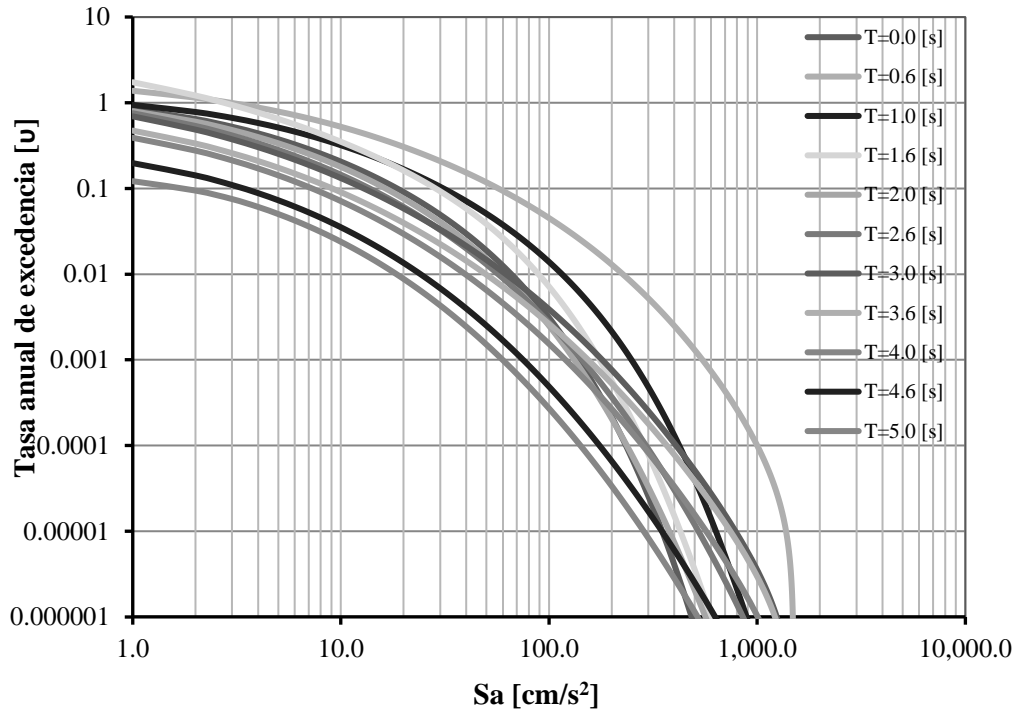


Figura 3.4. CPS correspondientes al suelo $T_S=0.75s$.

3.1.2 Parámetros de suelo con periodo de 1.0s.

Se muestra en la Tabla 3.2 un catálogo de los registros sísmicos que fueron seleccionados para realizar los análisis en suelo $T_s=1.0s$. Estos registros tienen una magnitud (M_W) superior a 6, que es la magnitud mínima establecida por la norma para los análisis no lineales. Los ERS para la componente norte-sur, considerando un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%, se muestran en la Figura 3.5 juntamente con el 25 percentil,

la mediana y el 75 percentil de los espectros. Las CPS seleccionadas para realizar los análisis en este tipo de suelo se presentan en la Figura 3.6.

Tabla 3.2 Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_S=1.0s$

Registro no.	Fecha del sismo	Estación	Instituto de registro	Coordenadas del epicentro	Magnitud
1	25-abr-89	LV17	CIRES	16.603N; 99.400 W	6.9
2	25-abr-89	ES57	CIRES	16.603N; 99.400 W	6.9
3	14-oct-95	ES57	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.3
4	25-abr-89	AU46	CIRES	16.603N; 99.400 W	6.9
5	14-sep-95	AU46	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.3
6	11-ene-97	AU46	CIRES	18.09 N; 102.86 W	6.9
7	17-sep-95	AO24	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.3
8	11-ene-97	AO24	CIRES	18.09 N; 102.86 W	6.9
9	25-abr-89	DX37	CIRES	16.603N; 99.400 W	6.9
10	14-sep-97	DX37	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.3
11	11-ene-97	DX37	CIRES	18.09 N; 102.86 W	6.9
12	25-abr-89	JC54	CIRES	16.603N; 99.400 W	6.9

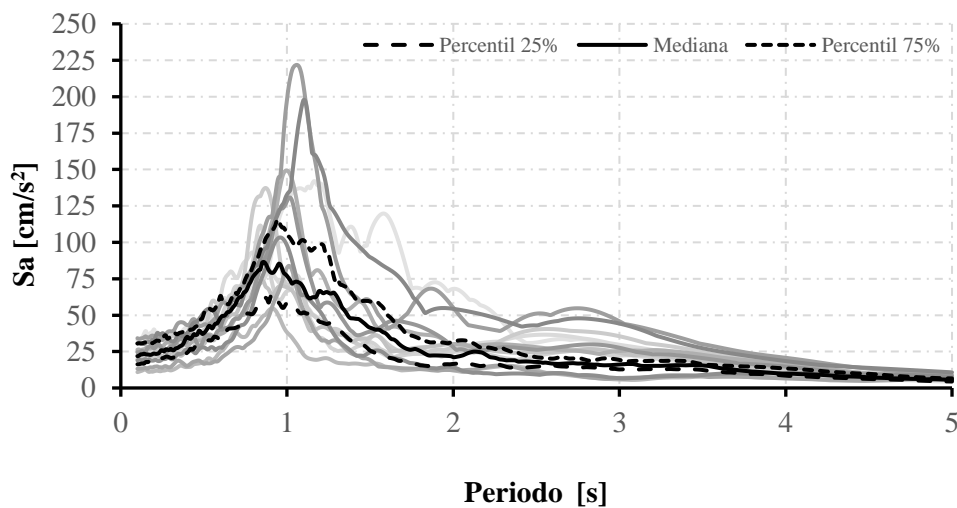


Figura 3.5. ERS correspondientes al suelo $T_S=1.0s$.

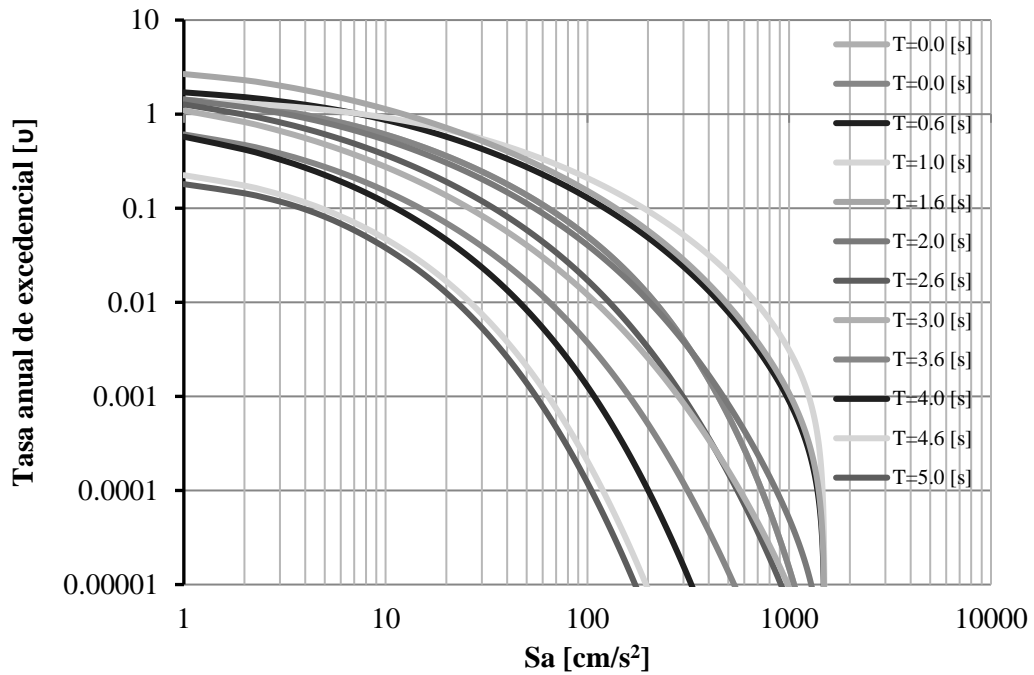


Figura 3.6. CPS correspondientes al suelo $T_S=1.0s$.

3.1.3 Parámetros de suelo con periodo de 1.5s.

Las características correspondientes a los registros sísmicos necesarios para realizar los análisis de confiabilidad en suelo $T_S=1.5s$, están detalladas en la Tabla 3.3. Estos registros han sido seleccionados con una magnitud (MW) superior a 6, cumpliendo así con el requisito mínimo establecido por la normativa para los análisis no lineales. La Figura 3.7 presenta los ERS correspondientes a la componente norte-sur, considerando un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%. Además, se muestran los percentiles 25, 50 (mediana), y 75 de estos espectros para una mejor comprensión. Un conjunto de curvas de peligro sísmico correspondientes a estructuras ubicadas en suelos con período $T_S=1.5s$ se exhiben en la Figura 3.8.

Tabla 3.3. Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_S=1.5s$.

Registro no.	Fecha del sismo	Estación	Instituto de registro	Coordenadas del epicentro	Magnitud
1	14-sep-95	GC38	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.3
2	11-ene-97	GC38	CIRES	18.09 N; 102.86 W	6.9
3	11-ene-97	DFRO	IIUNAM	18.09 N; 102.86 W	6.9
4	25-abr-89	DFRO	IIUNAM	16.603N; 99.400 W	6.9
5	14-sep-95	DFRO	IIUNAM	16.31 N; 98.88 W	7.3
6	25-abr-89	SI53	CIRES	16.603N; 99.400 W	6.9
7	25-abr-89	IB22	CIRES	16.603N; 99.400 W	6.9
8	14-sep-95	IB22	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.3
9	14-sep-95	CH84	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.3
10	11-ene-97	CH84	CIRES	18.09 N; 102.86 W	6.9
11	11-ene-97	MI15	CIRES	18.09 N; 102.86 W	6.9
12	14-sep-95	MI15	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.3

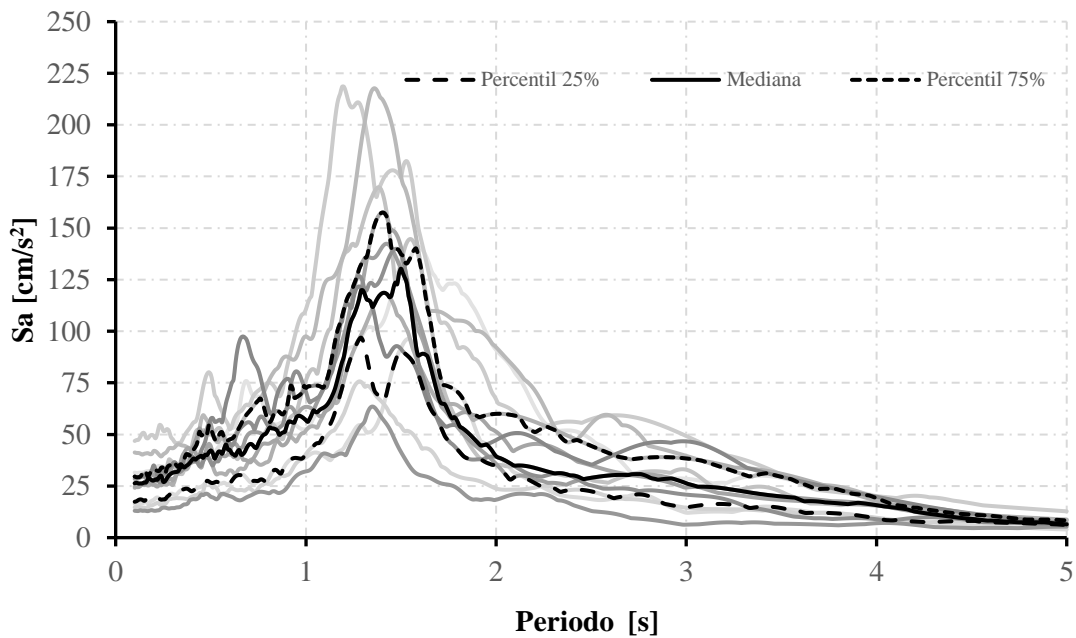


Figura 3.7. ERS correspondientes al suelo $T_S=1.5s$.

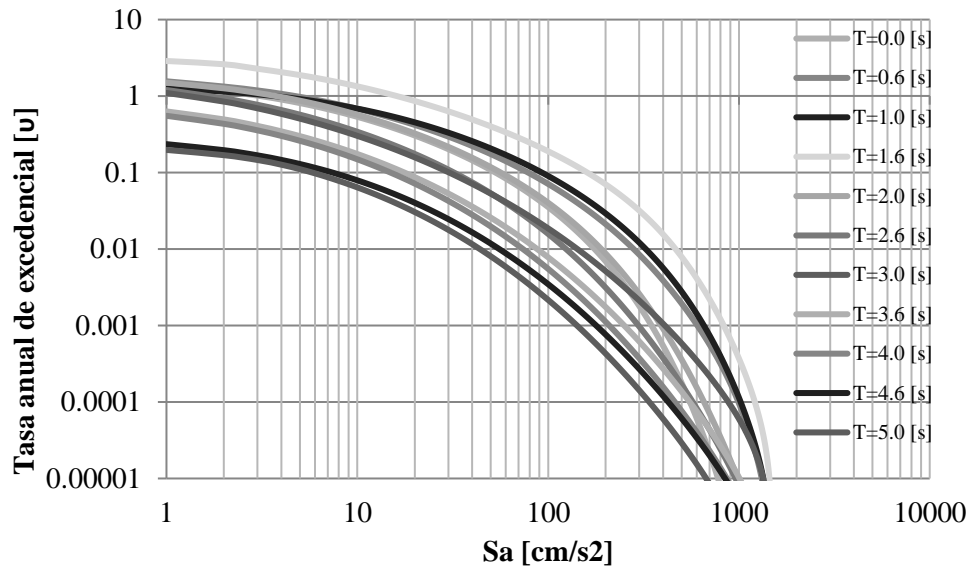


Figura 3.8. CPS correspondientes al suelo $T_S=1.5s$.

3.1.4 Parámetros de suelo con periodo de 2.0s.

En la Tabla 3.4 se detallan los registros sísmicos necesarios para llevar a cabo los análisis en suelos, considerando un periodo de $T_S=2.0s$. Estos registros tienen una magnitud (M_W) mayor a 6, que es la magnitud mínima establecida en la norma para los análisis no lineales. En la Figura 3.9 se ilustran los ERS con un 5% de amortiguamiento crítico, acompañado por los percentiles 25,50 (mediana) y 75. Las CPS asociadas a diferentes periodos estructurales se visualizan en la Figura 3.10, donde se muestran 11 curvas diferentes.

Tabla 3.4. Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_S=2.0s$.

Registro no.	Fecha del sismo	Estación	Instituto de registro	Coordenadas del epicentro	Magnitud
1	11-ene-97	V. Gomez	CIRES	17.910 N; 103.04 W	6.9
2	09-oct-95	V. Gomez	CIRES	18.74 N; 104.67 W	7.3
3	25-abr-89	tlatelolco	CIRES	16.603; 99.400	6.9
4	14-sep-95	Tlatelolco	CIRES	16.31; 98.88	7.4
5	11-ene-97	Tlatelolco	CIRES	17.91; 103.04	6.9
6	25-abr-89	Garibaldi	CIRES	16.603; 99.400	6.9
7	17-sep-95	Garibaldi	CIRES	16.31; 98.88	7.2
8	09-oct-95	Garibaldi	CIRES	18.74; 104.67	7.3
9	11-ene-97	Garibaldi	CIRES	17.9; 103	6.9
10	14-sep-95	Alameda	CIRES	16.31; 98.88	7.2
11	25-abr-89	Alameda	FICA	16.603; 99.4	6.9
12	25-ar-89	Tlatelolco	FICA	16.603; 99.4	6.9

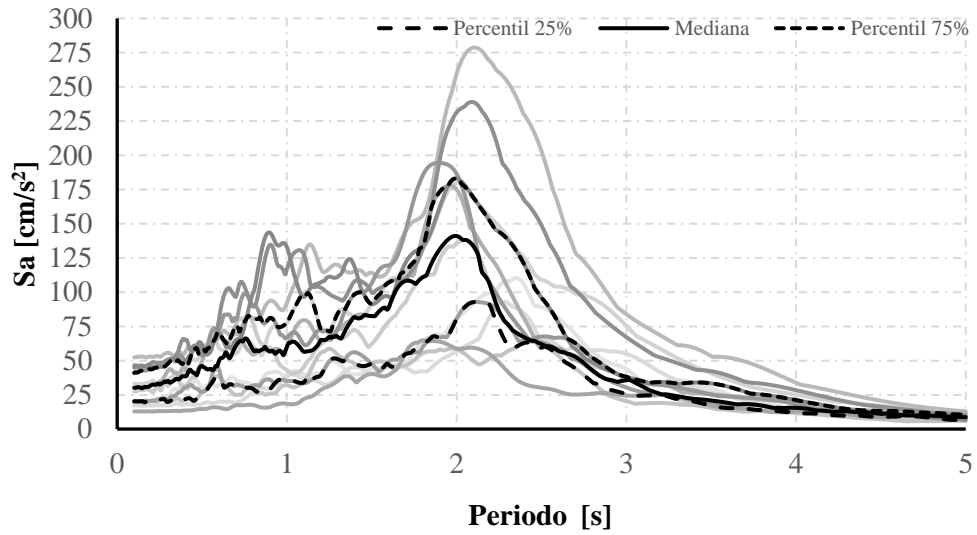


Figura 3.9. ERS correspondientes al suelo $T_S=2.0s$.

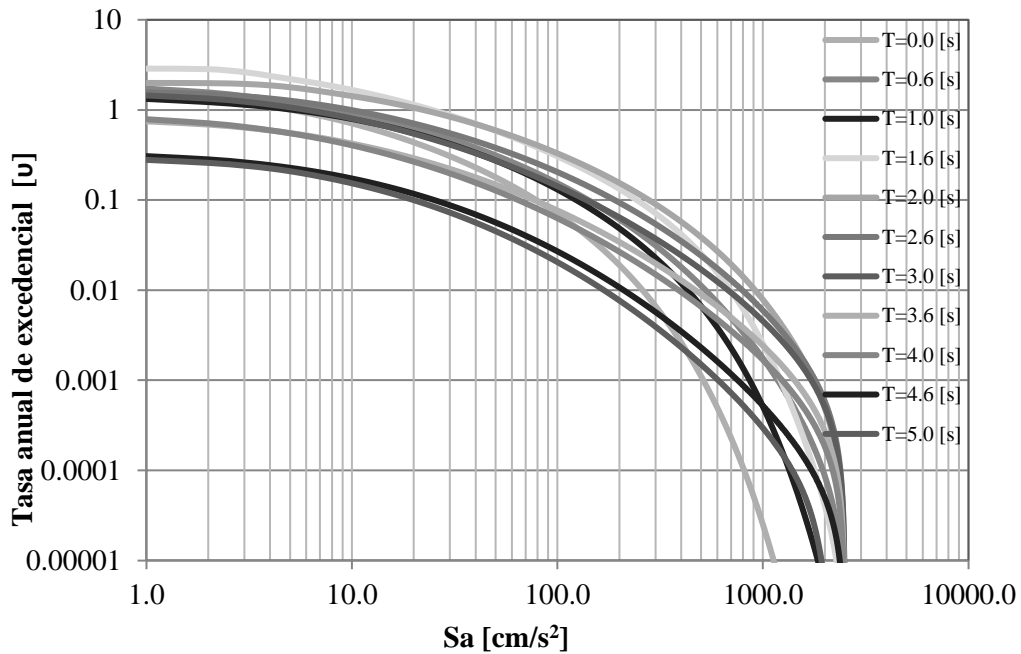


Figura 3.10. CPS correspondientes al suelo $T_S=2.0s$.

3.1.5 Parámetros de suelo con periodo de 2.5s.

En la Tabla 3.5 se especifican las características claves de los registros sísmicos, que son indispensables en los análisis de confiabilidad para edificios ubicados en suelo $T_s=2.5s$. Estos registros han sido seleccionados con una magnitud (MW) superior a 6, cumpliendo así con el requisito mínimo establecido por la normativa para los análisis no lineales. La Figura

3.11 muestra los ERS correspondientes a la componente norte-sur, considerando un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%. Además, se muestran los percentiles 25, 50 (mediana) y 75 de estos espectros para una mejor comprensión. Un conjunto de curvas de peligro sísmico correspondiente a estructuras ubicadas en suelos con período $T_s=1.5s$ pueden ser visualizadas en la Figura 3.12, donde se muestran 11 CPS asociadas al periodo de la estructura.

Tabla 3.5. Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_s=2.5s$.

Registro no.	Fecha del sismo	Estación	Instituto de registro	Coordenadas del epicentro	Magnitud
1	25-abr-89	Bondojito	FICA	16.603; 99.4	6.9
2	14-sep-95	Bondojito	CIRES	16.31; 98.88	7.3
3	11-ene-97	Bondojito	CIRES	17.91; 103.04	6.9
4	11-ene-97	Balderas	CIRES	17.91; 103.04	6.9
5	09-oct-95	Xochipilli	CIRES	18.74; 104.67	7.3
6	11-ene-97	Xochipilli	CIRES	17.91; 103.04	6.9
7	25-abr-89	Preparatoria #7	IIUNAM	16.603; 99.4	6.9
8	09-oct-95	Buenos aires	CIRES	18.74; 104.67	7.5
9	11-ene-97	Buenos aires	CIRES	17.91; 103.04	6.9
10	09-oct-95	Villa del mar	CIRES	18.74; 104.67	7.5
11	11-ene-97	VILLA DEL MAR	CIRES	17.91; 103.04	6.9
12	25-abr-89	MEYEHUALCO	FICA	16.603; 99.4	6.9

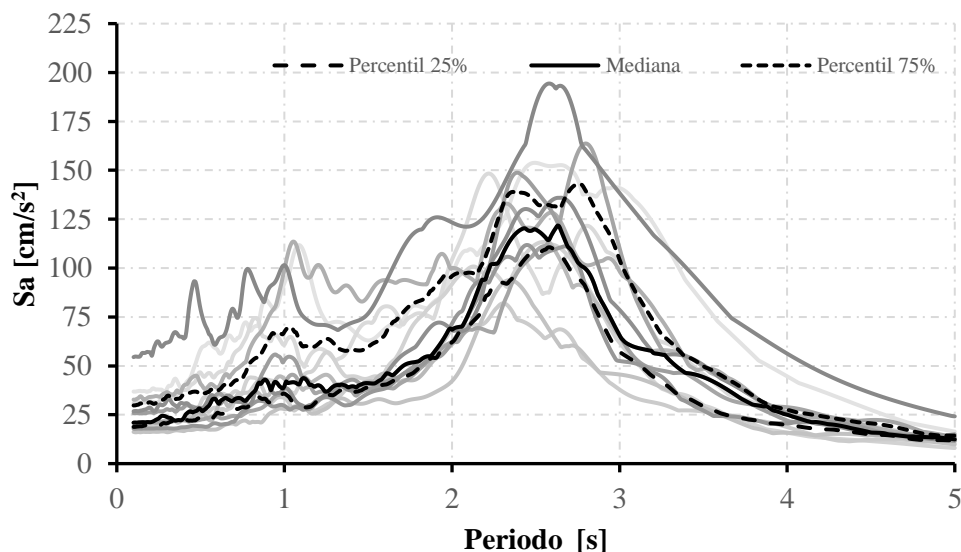


Figura 3.11. ERS correspondientes al suelo $T_s=2.5s$.

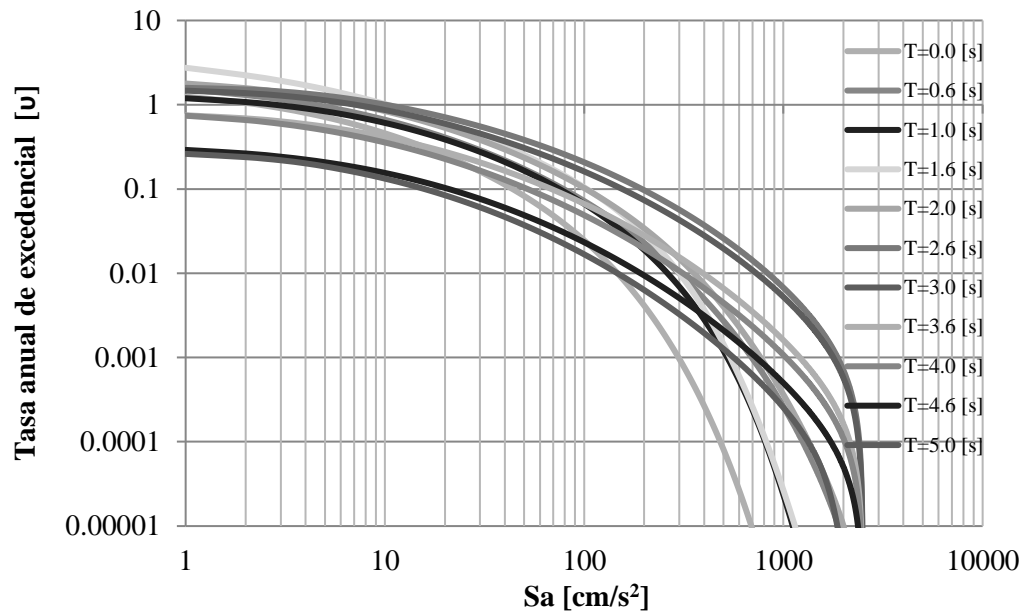


Figura 3.12. CPS correspondientes al suelo $T_s=2.5s$.

3.1.6 Parámetros de suelo con periodo de 3.0s.

En este apartado se muestra la lista de los registros sísmicos con sus principales características, correspondiente a suelos con periodo $T_s=3.0s$, los cuales se observan en la Tabla 3.6. Estos registros tienen una magnitud (M_w) mayor a 6, que es la magnitud mínima establecida en la norma para los análisis no lineales. Los ERS, obtenidos con un amortiguamiento crítico del 5%, se muestran en la Figura 3.13. En esta figura se presentan el 25 percentil, la mediana y el 75 percentil, ofreciendo así una representación completa de los espectros y su variabilidad estadística. Las CPS asociadas a diferentes periodos estructurales se visualizan en la Figura 3.14. Un total de 11 curvas diferentes se muestran en la figura.

Tabla 3.6. Lista de registros sísmicos correspondientes al suelo $T_S=3.0s$.

Registro no.	Fecha del sismo	Estación	Instituto de registro	Coordenadas del epicentro	Magnitud
1	25-abr-89	Candelaria	FICA	16.603 N; 99.4 W	6.9
2	14-sep-95	Candelaria	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.2
3	09-oct-95	Candelaria	CIRES	18.74 N; 104.67 W	7.3
4	11-ene-97	Candelaria	CIRES	17.9 N; 103 W	6.9
5	25-abr-89	Jamaica	FICA	16.603 N; 99.4 W	6.9
6	14-sep-95	Jamaica	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.2
7	09-oct-89	Jamaica	CIRES	18.74 N; 104.67 W	7.3
8	25-abr-89	Apatlaco	CIRES	16.603 N; 99.4 W	6.9
9	14-sep-95	Apatlaco	CIRES	16.31 N; 98.88 W	7.2
10	09-oct-95	Apatlaco	CIRES	18.74 N; 104.67 W	7.3
11	11-ene-97	Apatlaco	CIRES	17.9 N; 103 W	6.9
12	14-sep-95	C. de abastos	IIUNAM	16.31 N; 98.88 W	7.2

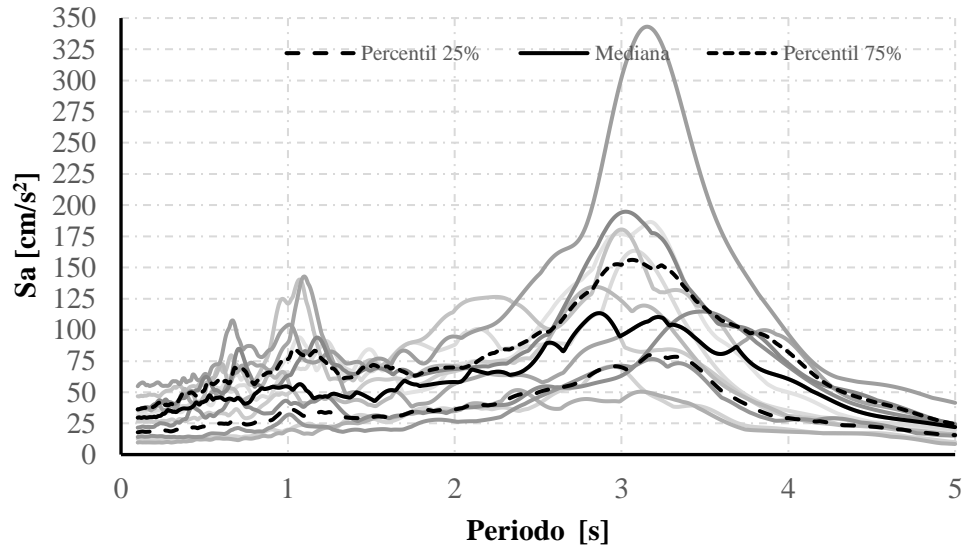


Figura 3.13. ERS correspondientes al suelo $T_S=3.0s$.

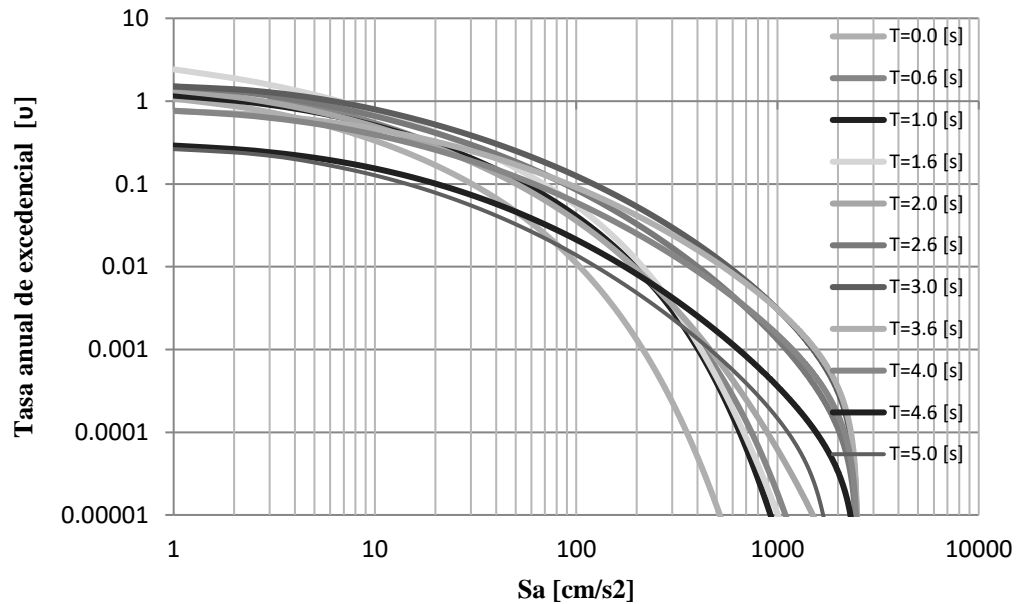


Figura 3.14. CPS correspondientes al suelo $T_S=3.0s$.

3.2 Selección de modelos estructurales

Para llevar a cabo los análisis y diseño según el reglamento de construcción de la CDMX, se seleccionaron edificios de C/R con diferentes alturas representativas de la zona de estudios. Las estructuras seleccionadas varían en altura con 4, 6, 8, 10, 12, 15 niveles. Las normas técnicas seleccionadas del reglamento de construcción para el diseño de las estructuras fueron las normas: para el diseño y construcción de estructuras de concreto [83], sobre criterios y acciones para el diseño estructural [84], y para el diseño sísmico [80].

Los edificios propuestos para los análisis están compuestos por marcos de C/R ortogonales, distribuidos en 3 dimensiones con tres crujeías en cada dirección ortogonal X e Y. Estos marcos están conectados por losas de C/R en cada nivel, que actúan como diafragma rígido en cada piso. La Figura 3.15b ilustra estas características en diagrama del edificio 3D. La Tabla 3.7 proporciona los detalles sobre las distribuciones geométricas de los edificios, incluyendo la cantidad de crujeías, la altura de entrepiso y la cantidad de niveles.

Tabla 3.7. Distribución geométrica de los edificios.

Niveles	Altura de entrepiso (m)	Número de crujías		Longitud de Crujías (m)
		Dirección X	Dirección Y	
4	4	3	3	6
6	4	3	3	8
8	4	3	3	8
10	4	3	3	8
12	4	3	3	8
15	4	3	3	10

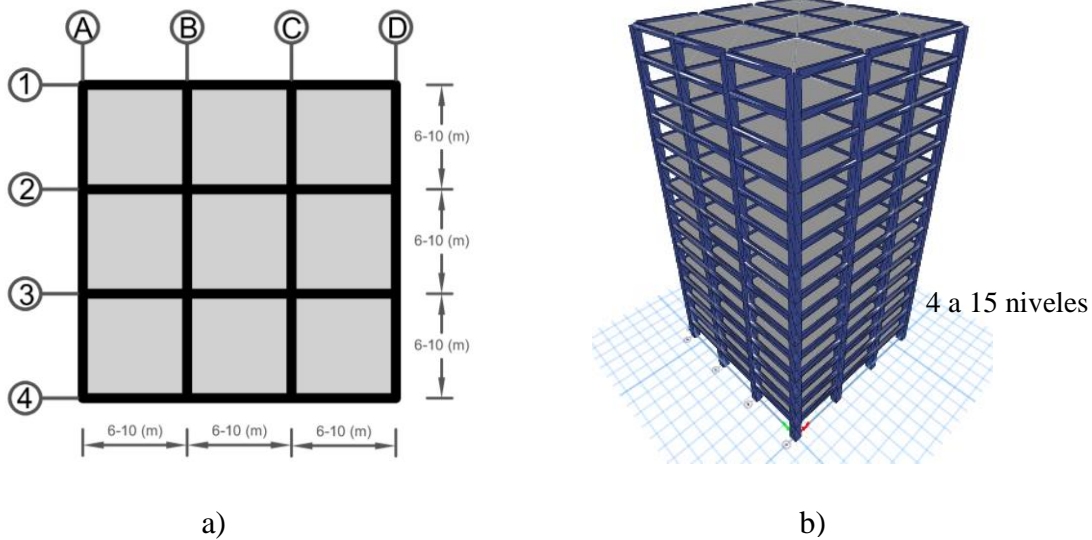


Figura 3.15. a) Esquema de planta tipo b) Diagrama de elevación tipo.

3.3 Selección de combinaciones de carga sísmica

En este estudio, uno de los objetivos es proponer combinaciones de carga sísmica que optimicen el diseño, incrementen la confiabilidad y disminuyan los costos de los edificios diseñados. En la normativa vigente del reglamento de construcción de la Ciudad de México, en sus normas técnicas para el diseño sísmico [80] contempla el uso de una sola combinación de carga para analizar y revisar la seguridad estructural ante eventos sísmicos. Esta combinación de carga reglamentaria considera las acciones permanentes del peso propio, las

acciones variables como el peso de los ocupantes y las acciones accidentales generadas por el sismo. La combinación reglamentaria aplica un incremento del 10% a los factores de carga muerta (F_{CM}), carga variable (F_{CV}) y carga accidental (F_{CS}), estableciendo así la combinación como $1.1F_{CM}+1.1F_{CV}+1.1F_{CS}$.

En la Tabla 3.8 se proponen 17 combinaciones diferentes para el diseño de edificios frente a acciones accidentales (sísmicas). Estas combinaciones se propusieron tomando en cuenta trabajos previos realizados [85], en los cuales cada tipo de carga se multiplica por un factor diferente a los de la combinación reglamentaria #1.

Tabla 3.8. Combinaciones de cargas sísmicas propuestas.

Combinación (γ)	Factor				
	Muerta (F_{CM})	Variable (F_{CV})	Sísmica (F_{CS})		
# 1	1.1	+	1.1	+	1.1
# 2	1.2	+	1.1	+	1.1
# 3	1.3	+	1.1	+	1.1
# 4	1.4	+	1.1	+	1.1
# 5	1.5	+	1.1	+	1.1
# 6	1.1	+	1.3	+	1.1
# 7	1.1	+	1.5	+	1.1
# 8	1.1	+	1.1	+	1.2
# 9	1.1	+	1.1	+	1.3
# 10	1.1	+	1.1	+	1.4
# 11	1.1	+	1.1	+	1.5
# 12	1	+	1	+	1.1
# 13	1	+	1	+	1.2
# 14	1	+	1	+	1.3
# 15	1	+	1	+	1.4
# 16	1	+	1	+	1.5
# 17	1.2	+	1	+	1

3.4 Diseño estructural de los edificios

En esta sección se presentan los diseños estructurales de los edificios de C/R, considerando los diversos tipos de suelos en los que se ubican. Además, se detallan los parámetros de diseño, así como el análisis de cargas muertas y vivas que actúan en los edificios. En el proceso de diseño, se establece la cantidad de acero de refuerzo necesario y se determinan las dimensiones de los elementos estructurales, como traveses y columnas, que

conforman los diferentes niveles de entrepiso. Asimismo, se mejora la eficiencia en la obtención de los diseños estructurales utilizando RNA, lo cual acelera de manera notable el proceso de determinación de los parámetros necesarios.

3.4.1 Criterios generales para el diseño estructural

Un criterio fundamental en el diseño estructural es determinar el propósito de la edificación. En este estudio, se asume que los edificios estarán destinados a un uso comercial, específicamente para oficinas. Otro aspecto crucial en el diseño es el factor de comportamiento sísmico, ya que determina la capacidad y resistencia del sistema estructural frente a eventos sísmicos. En este trabajo se considera un factor $Q=2$ para todos los edificios diseñados, que es el valor mínimo reglamentario. Para asegurar la seguridad frente al colapso asociado al factor de comportamiento sísmico, el reglamento de diseño estipula que la DME permitida es de $d_{MAX} = 0.015$.

Por simplicidad, no se consideró la interacción suelo-estructuras en los análisis de las estructuras. Esto permite idealizar las restricciones en la base de las columnas como empotradas, en las cuales se restringen la rotación y translación en la base con respecto a las direcciones ortogonales X, Y, Z.

La Tabla 3.9 presenta las propiedades mecánicas y sus valores para los materiales de concreto y acero, necesarios para el análisis de las estructuras. La tabla resume las propiedades de la resistencia a la compresión, el peso volumétrico del material, así como el módulo de elasticidad para cada tipo de material.

Tabla 3.9. Propiedades mecánicas de los materiales.

Concreto	
Peso volumétrico del concreto:	$\gamma_c = 2400 \frac{kg}{m^3}$
Resistencia a compresión del concreto:	
→Edificios menor igual a 12 niveles	$f'c = 250 \frac{kg}{cm^2}$
→Edificios de 15 niveles	$f'c = 350 \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 221359 \frac{kg}{cm^2}$
Acero	
Peso volumétrico del acero de refuerzo:	$\gamma_s = 7849 \frac{kg}{m^3}$
Esfuerzo a la fluencia:	$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo:	$\gamma_s = 2038901 \frac{kg}{cm^2}$

3.4.2 Cargas aplicadas

En el diseño de edificios para oficinas, se consideran las cargas gravitacionales, específicamente las cargas muertas y variables (vivas) reglamentarias, como parte integral del proceso de diseño estructural. El análisis de carga muerta donde se consideran las cargas de entre piso y de azotea se observa en la Tabla 3.10. En este análisis, se tomó en cuenta el peso propio de las losas, los acabados, carga reglamentaria, muros divisorios y las instalaciones. La carga muerta total resultante del análisis fue igual a 710 kg/m² para cargas de azotea y entrepiso, y este valor se utiliza para el diseño de todos los edificios.

Tabla 3.10. Análisis de cargas muertas en los edificios.

Entrepiso		Azotea	
Tipo de carga	Peso (kg/m ²)	Tipo de carga	Peso (kg/m ²)
Azulejo	40	Impermeabilización	60
Instalaciones	50	Instalaciones	150
Losa	360	Losa	360
Muros ligeros	120	Pendiente de techo	100
Nivelación piso	60	Plafón	40
Plafón	40		
Reglamento	40		
Carga muerta de entrepiso	710	Carga muerta de azotea	710

En la Tabla 3.11 se presenta el análisis de las cargas vivas, las cuales fueron obtenidas de las normas sobre criterios y acciones para el diseño estructural [84], específicamente para los edificios destinados a oficinas.

Tabla 3.11. Cargas vivas reglamentarias.

Tipo de carga

	Entrepiso (kg/m ²)	Azotea (kg/m ²)
Carga viva máxima	250	100
Carga instantánea	180	70

3.4.3 Selección de parámetros para el diseño

En esta sección se establecen parámetros importantes que son obtenidos del diseño de los edificios, los cuales son necesarios para realizar los análisis no lineales de las estructuras y poder cuantificar los costos en las estructuras. La Figura 3.16 presenta la sección transversal de un marco de concreto reforzado compuesto por los elementos tipo viga y columna que forman la estructura de los edificios. Los parámetros de interés comprenden las características geométricas, así como el refuerzo estructural de las columnas y vigas, tal como se ilustra en la figura.

La Tabla 3.12 presenta una lista con los parámetros buscados y sus características de las secciones viga de los edificios. Dentro de esta lista se encuentran el acero superior y el acero inferior en los extremos de la sección, el acero de refuerzo en la región central, la separación de los estribos extrema y central de la viga y la base y el peralte.

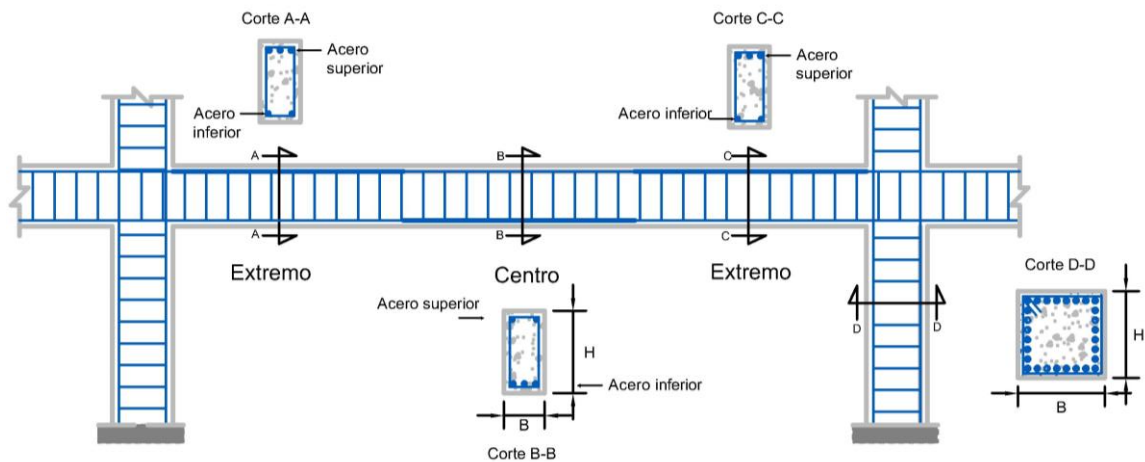


Figura 3.16. Representación gráfica de los Parámetros de diseño buscados.

Tabla 3.12. Lista de parámetros buscados de los elementos vigas.

Parámetro	Posición	abreviación	Unidades
Acero superior	Extremo	$A_{S_{ext}}$	cm ²
Acero inferior	Extremo	$A_{inf_{ext}}$	cm ²
Separación de estribos	Extremo	Sep_{ext}	cm

Acero superior	Centro	A_{scen}	cm^2
Acero inferior	Centro	$A_{inf_{cen}}$	cm^2
Separación de estribos	Centro	Sep_{cen}	cm
Base viga	-	B_v	cm
Peralte viga	-	H_v	cm

En el diseño de las columnas se consideran los parámetros de la base y peralte, así como el refuerzo longitudinal de acero y la separación de los estribos. En la Tabla 3.13 se muestran estos detalles.

Tabla 3.13. Lista de parámetros buscados de los elementos columnas.

Parámetro	abreviación	Unidades
Base columna	Bc	cm
Peralte columna	Hc	cm
Acero longitudinal en la columna	A_{col}	cm^2
Separación de estribos	Sep_{est}	cm

Para realizar los diseños de vigas y columnas, se optó por segmentar las secciones de los edificios por niveles. En la Tabla 3.14 se exhiben las divisiones de estos grupos para cada tipo de edificio analizado. Dentro de cada grupo, se estandarizaron los parámetros de las vigas y columnas, utilizando los valores máximos de la sección con mayor cantidad de acero y la sección transversal más grande.

Tabla 3.14. División de elementos estructurales por entrepiso.

		Edificio					
Niveles →		4	6	8	10	12	15
Elementos	Grupos	Entrepisos ↓					
Viga	1	1-2	1-3	1-3	1-4	1-4	1-4
	2	3-4	4-6	4-6	5-7	5-8	5-8
	3	-	-	7-8	8-10	9-12	9-12
	4	-	-	-	-	-	13-15
Columna	1	1-2	1-3	1-3	1-4	1-4	1-4
	2	3-4	4-6	4-6	5-7	5-8	5-8
	3	-	-	7-8	8-10	9-12	9-12
	4	-	-	-	-	-	13-15

3.4.4 Edificios diseñados

En la primera etapa de los diseños estructurales, se obtuvieron los diseños de los elementos para los diferentes edificios ubicados en los 6 tipos de suelos distintos. Además, cada uno de estos edificios fue diseñado utilizando las 17 combinaciones de carga sísmica propuestas en este estudio. El diseño de todos estos edificios demanda una cantidad significativa de tiempo y esfuerzo técnico-computacional, dado que implica el diseño de 612 edificios.

En esta etapa inicial del diseño, se planteó la idea de diseñar de forma aleatoria un tercio del total de edificios utilizando un software comercial. Este enfoque tiene como objetivo recopilar datos suficientes para entrenar las redes neuronales artificiales que sean de ayuda en el diseño de los edificios, con el fin de minimizar el tiempo requerido para obtener el diseño completo de todos los edificios y elementos.

La Tabla 3.15 muestra en la primera columna los parámetros de las secciones diseñadas para los diferentes edificios, donde además se muestran en las columnas siguientes los resultados obtenidos para los edificios que fueron diseñados con la combinación reglamentaria (#1), analizados en suelo $T_s=0.75s$ y $T_s=1.0s$. La Tabla 3.16 presenta los resultados de los parámetros obtenidos al diseñar con la combinación reglamentaria en suelos $T_s=1.5s$ y $T_s=2.0s$. Asimismo, la Tabla 3.17 presenta los resultados para los edificios diseñados con la combinación reglamentaria, ubicados en suelos $T_s=2.5s$ y $3.0s$.

Tabla 3.15. Parámetros de los edificios diseñados situados en suelo $T_s=0.75s$ y $T_s=1.0s$.

Niveles	Suelo $T_s=0.75s$ -Combinacion #1						Suelo $T_s=1.0s$ -Combinacion #1						
	4	6	8	10	12	15	4	6	8	10	12	15	
Viga 1	B _v	30	40	45	35	40	50	30	45	50	55	55	55
	H _v	60	90	105	80	80	100	65	90	110	115	110	110
	A _{Sext}	5.48	9.66	11.73	10.64	12.46	19.64	5.27	10.07	13.69	15.79	15.06	20.11
	A _{infext}	7.40	16.94	26.11	10.91	10.43	18.84	8.93	21.36	31.54	42.07	35.97	24.60
	A _{Scen}	4.34	8.85	11.73	6.82	7.90	14.64	4.66	10.07	13.69	15.79	15.06	17.82
	A _{infcen}	5.77	11.83	14.92	9.36	9.56	16.55	6.24	13.54	16.94	20.75	18.22	18.52
	Sep _{ext}	17.11	10.48	9.52	9.99	10.26	7.33	12.96	9.99	8.57	7.20	7.61	7.26
	Sep _{cen}	26.88	19.11	13.86	19.88	20.37	12.79	16.80	17.38	11.57	8.95	9.84	11.52
Viga 2	B _v	25	35	40	35	35	45	30	40	50	55	50	50
	H _v	50	75	95	75	70	90	60	80	100	110	100	105
	A _{Sext}	6.25	11.55	10.39	11.98	14.52	22.65	5.49	11.26	12.38	15.06	12.38	23.00
	A _{infext}	4.30	9.44	20.39	9.05	8.47	14.95	5.16	12.83	26.27	35.44	30.44	20.85
	A _{Scen}	2.96	6.36	9.37	6.36	5.99	11.78	4.27	7.90	12.38	15.06	12.38	15.42
	A _{infcen}	5.22	9.68	12.69	9.62	10.15	17.02	4.91	10.56	15.06	17.98	16.26	17.12
	Sep _{ext}	15.51	9.64	9.87	9.39	9.27	6.70	12.28	10.66	9.16	7.69	8.25	6.94
	Sep _{cen}	28.46	19.80	16.64	18.85	20.08	12.50	16.88	22.05	13.38	9.98	11.66	11.23
Viga 3	B _v	-	-	40	35	30	45	-	-	45	50	45	50
	H _v	-	-	85	70	60	90	-	-	90	100	90	100
	A _{Sext}	-	-	11.64	13.26	16.06	24.41	-	-	10.96	12.38	12.53	24.94
	A _{infext}	-	-	8.32	7.40	7.83	14.40	-	-	9.95	16.11	16.30	16.41
	A _{Scen}	-	-	8.32	5.90	4.34	11.78	-	-	9.95	12.38	9.95	14.64
	A _{infcen}	-	-	9.16	10.09	10.36	17.17	-	-	9.95	12.38	11.51	16.54
	Sep _{ext}	-	-	10.38	8.98	8.46	6.58	-	-	10.88	10.18	9.55	6.66
	Sep _{cen}	-	-	19.16	18.27	21.39	11.83	-	-	19.92	16.43	15.93	10.87
Viga 4	B _v	-	-	-	-	-	45	-	-	-	-	-	45
	H _v	-	-	-	-	-	85	-	-	-	-	-	90
	A _{Sext}	-	-	-	-	-	26.08	-	-	-	-	-	25.81
	A _{infext}	-	-	-	-	-	13.21	-	-	-	-	-	12.49
	A _{Scen}	-	-	-	-	-	11.08	-	-	-	-	-	11.78
	A _{infcen}	-	-	-	-	-	17.77	-	-	-	-	-	17.24
	Sep _{ext}	-	-	-	-	-	6.46	-	-	-	-	-	6.54
	Sep _{cen}	-	-	-	-	-	11.85	-	-	-	-	-	11.42
Col 1	B _c	65	100	100	110	85	130	65	95	110	120	115	120
	H _c	65	100	100	110	85	130	65	95	110	120	115	120
	A _{col}	49.94	117.70	150.98	121.00	178.43	169.00	63.11	141.45	189.65	254.91	194.51	225.15
	Sep _{est}	19.52	11.10	8.35	12.06	15.61	8.62	17.56	8.80	7.31	5.96	7.22	9.34
Col 2	B _c	60	95	95	100	80	120	65	90	105	115	110	115
	H _c	60	95	95	100	80	120	65	90	105	115	110	115
	A _{col}	36	90.25	90.25	121	64	144	73.86	81.00	110.25	144.00	121.00	132.25
	Sep _{est}	22.11	12.26	10.57	12.06	16.58	9.34	20.41	12.48	9.45	7.45	9.25	9.75
Col 3	B _c	-	-	90	90	75	110	-	-	100	110	105	110
	H _c	-	-	90	90	75	110	-	-	100	110	105	110
	A _{col}	-	-	90.25	121	56.25	121	-	-	110.25	144	110.25	121
	Sep _{est}	-	-	13.96	12.06	17.69	10.19	-	-	10.94	7.45	12.15	10.19
Col 4	B _c	-	-	-	-	-	100	-	-	-	-	-	105
	H _c	-	-	-	-	-	100	-	-	-	-	-	105
	A _{col}	-	-	-	-	-	121	-	-	-	-	-	121
	Sep _{est}	-	-	-	-	-	10.19	-	-	-	-	-	10.19

Tabla 3.16. Parámetros de los edificios diseñados situados en suelo $T_s=1.5s$ y $T_s=2.0s$.

Niveles	Suelo $T_s=1.5s$ -Combinacion #1						Suelo $T_s=2.0s$ -Combinacion #1						
	4	6	8	10	12	15	4	6	8	10	12	15	
Viga 1	B _v	35	50	60	65	70	95	35	55	60	70	75	105
	H _v	70	105	120	130	145	190	75	110	130	140	155	210
	A _{Sext}	5.90	13.03	18.01	21.22	25.62	54.46	6.45	15.21	19.75	24.88	29.62	67.06
	A _{infext}	13.16	33.91	50.56	66.91	82.58	141.24	14.10	38.82	54.82	76.03	96.33	173.63
	A _{Scen}	5.90	13.03	18.01	21.22	25.62	54.46	6.45	15.21	19.75	24.88	29.62	67.06
	A _{infcen}	7.74	17.67	24.21	30.41	36.44	63.31	7.97	19.75	25.73	34.09	41.91	77.59
	Sep _{ext}	13.24	8.59	6.51	5.30	4.44	2.99	14.82	7.86	6.11	4.76	3.86	2.45
	Sep _{cen}	16.73	11.72	7.77	5.95	4.82	3.17	18.67	10.13	7.08	5.23	4.10	2.55
Viga 2	B _v	30	50	55	60	70	90	30	50	55	65	70	100
	H _v	60	95	110	125	140	180	65	100	125	130	150	200
	A _{Sext}	5.29	11.72	15.06	18.80	24.70	48.79	4.82	12.51	17.38	21.39	26.73	60.75
	A _{infext}	7.05	22.52	40.70	56.10	76.61	131.64	7.96	24.81	45.42	63.76	87.49	163.02
	A _{Scen}	4.27	11.72	15.06	18.80	24.70	48.79	4.74	12.51	17.38	21.39	26.73	60.75
	A _{infcen}	5.51	13.89	20.32	25.63	33.63	59.20	5.71	14.64	21.92	28.49	37.91	72.83
	Sep _{ext}	12.26	9.84	7.42	5.94	4.67	3.22	17.21	9.54	6.84	5.42	4.23	2.64
	Sep _{cen}	16.78	15.55	9.39	6.89	5.13	3.45	27.15	14.19	8.21	6.14	4.55	2.76
Viga 3	B _v	-	-	50	60	65	85	-	-	50	60	65	95
	H _v	-	-	100	120	130	170	-	-	115	120	135	190
	A _{Sext}	-	-	12.38	18.01	21.22	43.43	-	-	14.48	18.17	22.25	54.76
	A _{infext}	-	-	15.33	28.91	40.50	99.99	-	-	16.65	32.47	47.12	124.23
	A _{Scen}	-	-	12.38	18.01	21.22	43.43	-	-	14.48	18.17	22.25	54.76
	A _{infcen}	-	-	12.38	18.01	21.22	47.01	-	-	14.48	18.17	22.82	57.43
	Sep _{ext}	-	-	10.57	7.84	6.51	3.78	-	-	10.17	7.57	6.05	3.14
	Sep _{cen}	-	-	17.45	10.35	7.94	4.19	-	-	15.18	9.78	7.14	3.39
Viga 4	B _v	-	-	-	-	-	80	-	-	-	-	-	90
	H _v	-	-	-	-	-	160	-	-	-	-	-	180
	A _{Sext}	-	-	-	-	-	38.38	-	-	-	-	-	49.07
	A _{infext}	-	-	-	-	-	43.41	-	-	-	-	-	55.27
	A _{Scen}	-	-	-	-	-	38.38	-	-	-	-	-	49.07
	A _{infcen}	-	-	-	-	-	38.38	-	-	-	-	-	49.07
	Sep _{ext}	-	-	-	-	-	5.44	-	-	-	-	-	4.59
	Sep _{cen}	-	-	-	-	-	6.80	-	-	-	-	-	5.46
Col 1	B _c	75	110	125	140	150	190	80	110	130	140	160	210
	H _c	75	110	125	140	150	190	80	110	130	140	160	210
	A _{col}	84.12	221.43	298.28	453.30	587.59	1043.92	91.04	227.48	331.50	495.05	692.56	1396.74
	Sep _{est}	12.78	6.57	5.01	3.99	3.19	1.77	11.47	5.62	4.31	3.20	2.60	1.35
Col 2	B _c	75	105	120	135	145	185	75	105	125	135	155	205
	H _c	75	105	120	135	145	185	75	105	125	135	155	205
	A _{col}	56.53	110.25	144	196	223.53	474.98	56.25	110.25	156.25	216.19	296.21	671.76
	Sep _{est}	17.12	8.56	6.13	4.37	3.38	1.81	14.51	7.47	5.05	3.36	2.76	1.38
Col 3	B _c	-	-	115	130	140	180	-	-	120	130	150	200
	H _c	-	-	115	130	140	180	-	-	120	130	150	200
	A _{col}	-	-	144	196	196	324	-	-	156.25	216.186	225	400
	Sep _{est}	-	-	6.13	4.37	4.21	2.39	-	-	5.24	3.36	3.58	1.47
Col 4	B _c	-	-	-	-	-	175	-	-	-	-	-	195
	H _c	-	-	-	-	-	175	-	-	-	-	-	195
	A _{col}	-	-	-	-	-	324	-	-	-	-	-	400
	Sep _{est}	-	-	-	-	-	2.84	-	-	-	-	-	2.22

Tabla 3.17. Parámetros de los edificios diseñados situados en suelo $T_s=2.5s$ y $T_s=3.0s$.

Niveles	Suelo $T_s=2.5s$ -Combinacion #1						Suelo $T_s=3.0s$ -Combinacion #1						
	4	6	8	10	12	15	4	6	8	10	12	15	
Viga 1	B _v	35	50	60	65	70	100	30	45	55	60	65	85
	H _v	65	105	120	135	150	190	65	95	110	120	130	175
	A _{Sext}	18.04	13.03	18.01	18.88	26.54	57.33	5.16	10.55	15.21	18.01	21.39	44.76
	A _{infext}	11.40	30.48	48.44	59.93	78.34	144.71	8.89	21.94	34.66	45.62	59.15	101.02
	A _{Scen}	5.44	13.03	18.01	18.88	26.54	57.33	4.74	10.55	15.21	18.01	21.39	44.76
	A _{infcen}	7.19	16.66	23.43	28.17	34.72	65.55	6.22	13.65	18.25	22.24	27.06	46.87
	Sep _{ext}	10.67	8.88	6.67	4.13	4.49	2.88	16.90	9.98	8.13	6.68	5.55	3.80
	Sep _{cen}	13.00	12.35	8.04	4.69	4.89	3.04	25.40	16.54	10.70	8.10	6.34	4.18
Viga 2	B _v	30	45	55	60	70	90	30	40	50	55	60	80
	H _v	65	95	110	125	140	190	60	90	100	110	120	165
	A _{Sext}	14.23	10.55	15.06	15.83	24.70	51.59	5.41	10.33	12.51	15.06	18.17	39.63
	A _{infext}	7.51	19.53	38.98	50.17	72.41	134.82	5.24	13.88	27.51	37.46	52.05	93.55
	A _{Scen}	4.66	10.55	15.06	15.83	24.70	51.59	4.34	8.85	12.51	15.06	18.17	39.63
	A _{infcen}	5.60	12.70	19.73	24.00	32.13	60.88	4.96	10.67	15.45	18.67	24.11	43.81
	Sep _{ext}	11.34	10.10	7.59	4.70	4.80	3.10	17.60	11.07	9.04	7.54	6.16	4.06
	Sep _{cen}	14.46	17.06	9.70	5.50	5.31	3.29	28.67	20.59	13.01	9.69	7.27	4.54
Viga 3	B _v	-	-	50	60	65	90	-	-	45	50	55	75
	H _v	-	-	100	120	130	180	-	-	90	100	110	155
	A _{Sext}	-	-	12.38	13.23	21.22	48.79	-	-	10.83	12.38	15.21	34.82
	A _{infext}	-	-	14.27	27.12	39.57	101.62	-	-	10.07	18.24	28.29	70.62
	A _{Scen}	-	-	12.38	8.77	21.22	48.79	-	-	10.07	12.38	15.21	34.82
	A _{infcen}	-	-	12.38	20.10	21.22	48.79	-	-	10.07	12.38	15.51	35.17
	Sep _{ext}	-	-	10.61	6.75	6.56	3.59	-	-	10.99	9.80	8.10	4.67
	Sep _{cen}	-	-	17.59	8.61	8.04	3.98	-	-	20.11	15.48	10.94	5.48
Viga 4	B _v	-	-	-	-	-	85	-	-	-	-	-	70
	H _v	-	-	-	-	-	170	-	-	-	-	-	145
	A _{Sext}	-	-	-	-	-	43.43	-	-	-	-	-	30.32
	A _{infext}	-	-	-	-	-	43.74	-	-	-	-	-	30.32
	A _{Scen}	-	-	-	-	-	43.43	-	-	-	-	-	30.32
	A _{infcen}	-	-	-	-	-	43.43	-	-	-	-	-	30.32
	Sep _{ext}	-	-	-	-	-	5.02	-	-	-	-	-	6.20
	Sep _{cen}	-	-	-	-	-	6.12	-	-	-	-	-	8.18
Col 1	Bc	80	110	120	140	150	200	65	100	110	120	135	170
	Hc	80	110	120	140	150	200	65	100	110	120	135	170
	A _{col}	86.29	203.86	280.61	336.45	554.31	1125.11	62.43	151.89	191.33	262.75	331.47	673.73
	Sep _{est}	14.27	7.04	5.26	3.29	3.30	1.77	17.05	8.88	6.73	5.50	4.49	2.54
Col 2	Bc	75	105	115	135	145	195	60	95	105	115	130	165
	Hc	75	105	115	135	145	195	60	95	105	115	130	165
	A _{col}	66.88	110.25	132.25	196	232.19	454.99	36.00	90.25	110.25	144.00	169.00	272.25
	Sep _{est}	17.69	9.00	6.18	3.71	3.50	1.80	18.85	10.51	8.71	6.36	5.10	2.59
Col 3	Bc	-	-	110	130	140	190	-	-	100	110	125	160
	Hc	-	-	110	130	140	190	-	-	100	110	125	160
	A _{col}	-	-	132.25	196	196	361	-	-	110.25	144	156.25	256
	Sep _{est}	-	-	6.18	4.38	4.29	2.06	-	-	10.22	6.36	7.44	3.50
Col 4	Bc	-	-	-	-	-	185	-	-	-	-	-	155
	Hc	-	-	-	-	-	185	-	-	-	-	-	155
	A _{col}	-	-	-	-	-	361	-	-	-	-	-	256
	Sep _{est}	-	-	-	-	-	2.83	-	-	-	-	-	3.77

3.5 Escalamiento de registros sísmicos

El escalar acelerogramas es la metodología utilizada para ajustar los registros de movimientos sísmicos a diferentes niveles de intensidad sísmica con el fin de excitar las estructuras y obtener información crucial del comportamiento. Esta técnica de la ingeniería estructural ha mejorado la precisión en la evaluación del riesgo sísmico, permitiendo calcular las fuerzas que incidirán en la estructura y valorar su impacto potencial. En este estudio se obtuvieron los registros escalados con base en los criterios de la norma técnica complementaria para el diseño por sismo [80] así como de trabajos realizados por diversos investigadores [86-88].

El primer paso para realizar los escalamientos, es seleccionar una medida de intensidad sísmica (MIS) escalable, para lo cual en este trabajo se seleccionó la pseudoaceleración espectral para el primer modo de vibrar de la estructura ($Sa(T_1)$). Asimismo, se propuso el uso del método de las diferencias centrales [89] para obtener la respuesta estructural de los edificios sujetos a los registros sísmicos.

La ecuación 3.1 representa la combinación de las respuestas (SRSS) para obtener la máxima contribución posible $Sa(T_1)_C$, utilizando las respuestas de la estructura analizadas con los pares de registros sísmicos de cada acelerograma. Los factores de escala (FE) fueron obtenidos empleando la ecuación 3.2, donde la aceleración objetivo de escala $Sa(T_1)_{obj}$ se tomó como la aceleración múltiplos de 100 gales, desde 100 gales hasta los 1500 gales. Por último, se multiplicaron los factores de escala por la historia completa de aceleración de cada componente del registro sísmico utilizado, para obtener los registros escalados a diferentes intensidades.

$$Sa(T_1)_c = \sqrt{Sa(T_1)_x^2 + Sa(T_1)_y^2} \quad (3.1)$$

Donde: $Sa(T_1)_C$ es la aceleración de respuesta combinada; $Sa(T_1)_X$ es la respuesta en el primer modo de vibración de la componente N-S del registro utilizado; $Sa(T_1)_Y$ es la respuesta en el primer modo de vibración de la componente E-O del registro utilizado.

$$FE = \frac{Sa(T_1)_{obj}}{Sa(T_1)_c} \quad (3.2)$$

Donde: FE es el factor de escala; $Sa(T_1)_{obj}$ es la aceleración objetivo; $Sa(T_1)_c$ es la aceleración de respuesta combinada.

Con el fin de verificar que los registros sísmicos fueran escalables, se obtuvieron los espectros de respuesta elásticos para los registros sísmicos escalados en una dirección. La Figura 3.17 muestra los espectros escalados en una dirección para un edificio con periodo $T_1=1s$ ubicado en suelo $T_s=0.75s$. Los espectros escalados para una estructura con periodo $T_1=1s$ ubicados en suelos $T_s=2.0s$ se muestran en la Figura 3.18. El escalamiento se llevó a cabo en una dirección del acelerograma para verificar la escalabilidad de los registros en los edificios y suelos analizados, validando que todos los registros tuvieran convergencia en la aceleración de escala objetivo para posteriormente realizar el escalamiento con las dos componentes del acelerograma utilizando las ecuaciones 3.1 y 3.2.

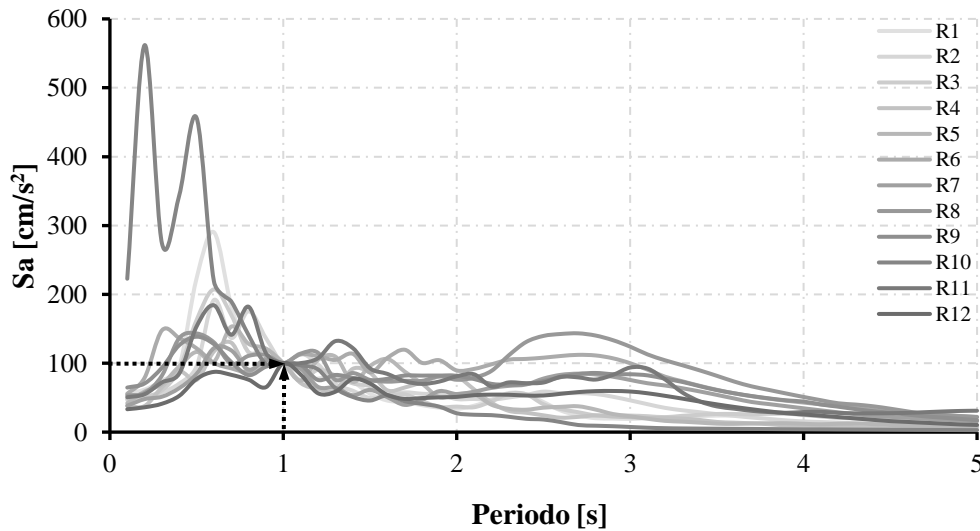


Figura 3.17. Espectro de respuesta escalado a 100 gales para suelo $T_s=0.75$.

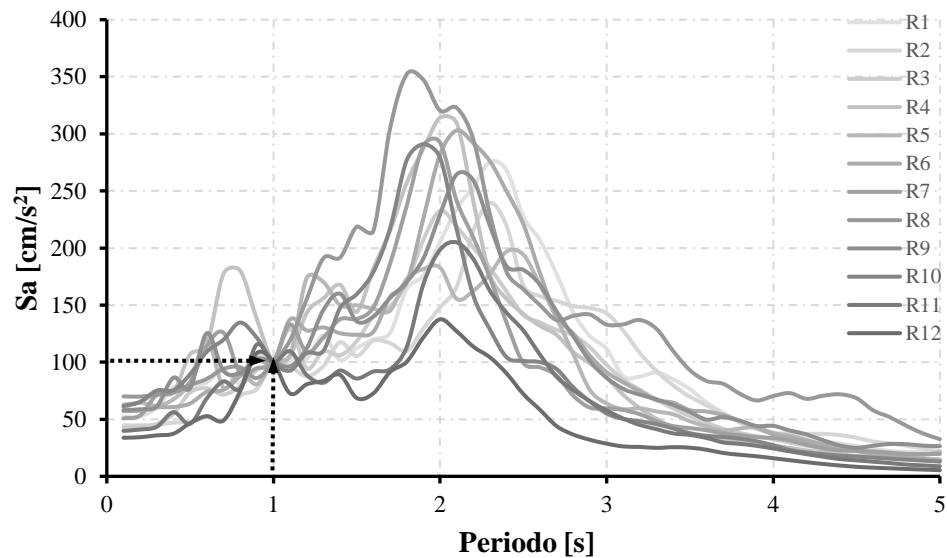


Figura 3.18. Espectro de respuesta escalado a 100 gales para suelo $T_s=2.0$.

3.6 Curvas del análisis dinámico incremental

Las curvas estimadas mediante el análisis dinámico incremental (ADI) se derivan de un análisis realizado a las demandas sísmicas obtenidas de los análisis no lineales. Estos análisis paso a paso se realizaron mediante el software de Ruaumoko 3D [90] considerando el modelo de histéresis de Takeda [91] para los elementos de los edificios que fueron sometidos a la excitación sísmica de los registros escalados con el fin de obtener la demanda estructural de cada nivel de intensidad en función de la distorsión máxima de entrepiso (DME).

Las curvas ADI presentadas en las Figura 3.19 a la Figura 3.21, muestran las demandas obtenidas de someter a análisis un edificio de 12 niveles en el cual se utilizó la combinación de carga propuesta #11 (ver Tabla 3.8) para el diseño. Cada una de las figuras mencionadas son los resultados obtenidos de diseñar el edificio en suelo $T_s=1.0s$, $T_s=2.0s$ y $T_s=3.0s$, respectivamente. Los puntos marcados en los gráficos representan las distorsiones registradas para cada nivel de aceleración, escalando los intervalos en incrementos de 100 gales en 100 gales hasta 1500 gales.

El comportamiento de la estructura se estima mediante los estados límite de fluencia (δ_y) y colapso (δ_u) obtenidos del análisis probabilístico de las demandas. El resultado

obtenido para el edificio ubicado en suelo $T_s=1.0s$ (ver Figura 3.19), fue igual a $\delta y = 0.0042$ para el estado límite de fluencia, demanda donde se presentó la primera no linealidad y $\delta u = 0.027$ para el colapso. Los límites estimados para el edificio ubicado en suelo $T_s=2.0s$ (ver Figura 3.20), presentaron un límite de fluencia $\delta y = 0.007$ y límite ante el colapso $\delta u = 0.036$. Por último, para el edificio localizado en suelo $T_s=3.0s$ (ver Figura 3.21), se obtuvieron el estado límite de fluencia igual a $\delta y = 0.003$ y estado límite al colapso $\delta u = 0.055$. Los estados límites de dos tercios de todos los edificios diseñados con las combinaciones propuestas fueron obtenidos con la aplicación de este método.

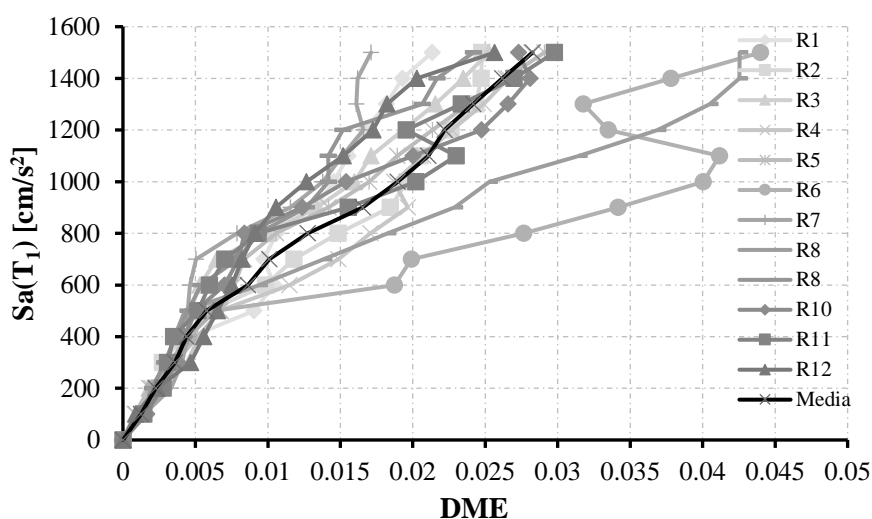


Figura 3.19 Curvas ADI del edificio de 12 niveles diseñado con la combinación #11 situado en suelo $T_s=1.0s$.

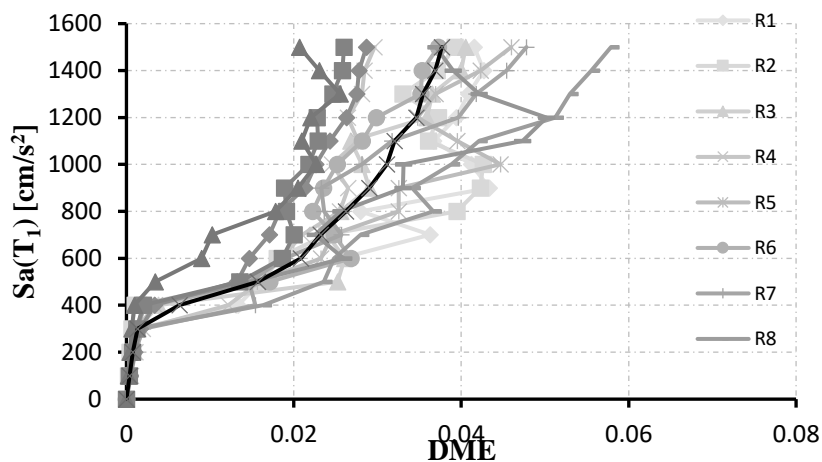


Figura 3.20. Curvas ADI del edificio de 12 niveles diseñado con la combinación #11 situado en suelo $T_s=2.0s$

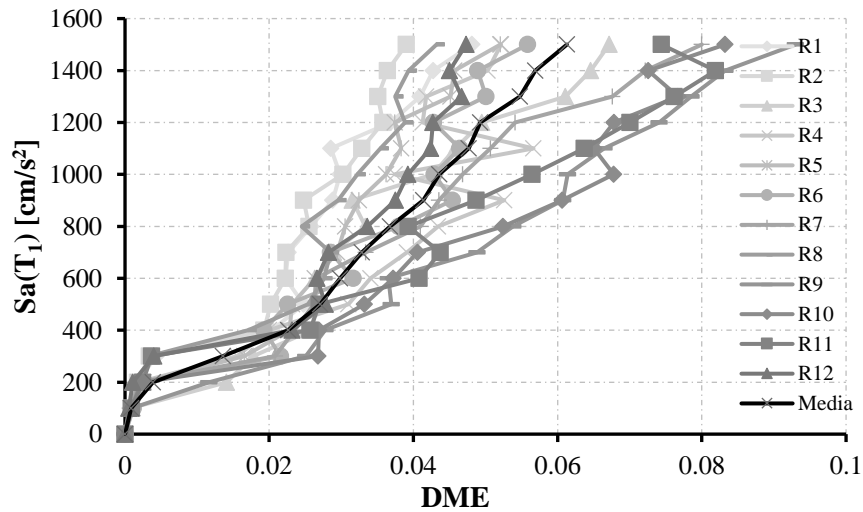


Figura 3.21. Curvas ADI del edificio de 12 niveles diseñado con la combinación #11 situado en suelo $T_s=3.0s$.

3.7 Fragilidad sísmica

La fragilidad sísmica busca cuantificar la probabilidad de que una estructura experimente daños en caso de un sismo. En este trabajo se evalúa la vulnerabilidad, considerando la intensidad sísmica de los terremotos y la probabilidad de que un edificio experimente diferentes grados de daño, que se representa gráficamente con las curvas de fragilidad. Los daños considerados van desde el rango $d=0.002$ hasta $d=0.03$ de la DME. En estos valores se consideran diferentes distorsiones para ser revisadas como estipula el reglamento de construcción de la CDMX, para la revisión de daño de elementos no estructurales, daños incipientes y prevención de colapso de los edificios. Un total de 12 curvas de fragilidad fueron estimadas para cada edificio diseñado, considerando además su ubicación en los diferentes tipos de suelo.

La Figura 3.22 presenta las curvas de fragilidad (CF) relacionadas con los distintos niveles de daños que se han analizado. Estas curvas representan la probabilidad de daño para el edificio de 12 niveles situado en suelo $T_s=1.0s$, que fue diseñado de acuerdo con el reglamento utilizando la combinación #11. Las CF indican que para una probabilidad del 50% o 0.5 se necesita una aceleración de 900 gales para alcanzar o exceder la distorsión máxima permitida por el reglamento igual a $d=0.015$.

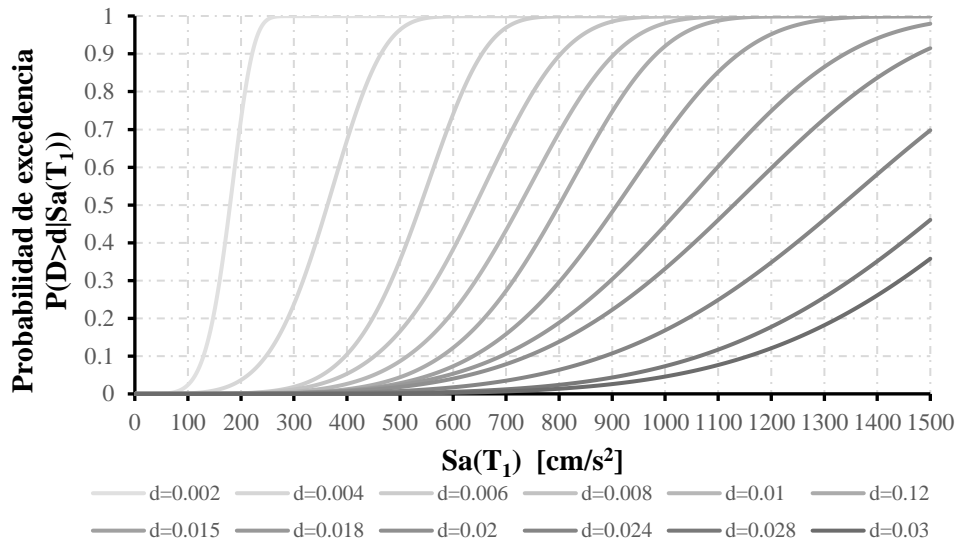


Figura 3.22. CF correspondientes al edificio de 12 niveles, situado en suelo $T_s=1.0s$.

La Figura 3.23 presenta las CF correspondientes a los diferentes niveles de daño del edificio de 12 niveles situado sobre suelo $T_s=2.0$, que fue diseñado utilizando la combinación #11. Las curvas de fragilidad muestran que para este edificio es necesaria una aceleración de 500 gales para tener una probabilidad del 50% de que la distorsión máxima $d=0.015$ sea excedida o alcanzada. Las CF correspondientes al edificio situado en suelo $T_s=3.0s$ se presentan en la Figura 3.24. Se observa que para alcanzar o superar la distorsión de $d=0.15$, la cual es la máxima permitida por el reglamento de construcción, se necesita una aceleración de 300 gales para obtener una probabilidad del 50%.

Los resultados obtenidos para un tipo específico de edificio, utilizando la combinación reglamentaria, revelan la notable influencia del tipo de suelo sobre las probabilidades del daño estructural. Esta influencia enfatiza la importancia de considerar las propiedades del suelo para mejorar la resistencia y seguridad de los edificios ante posibles daños.

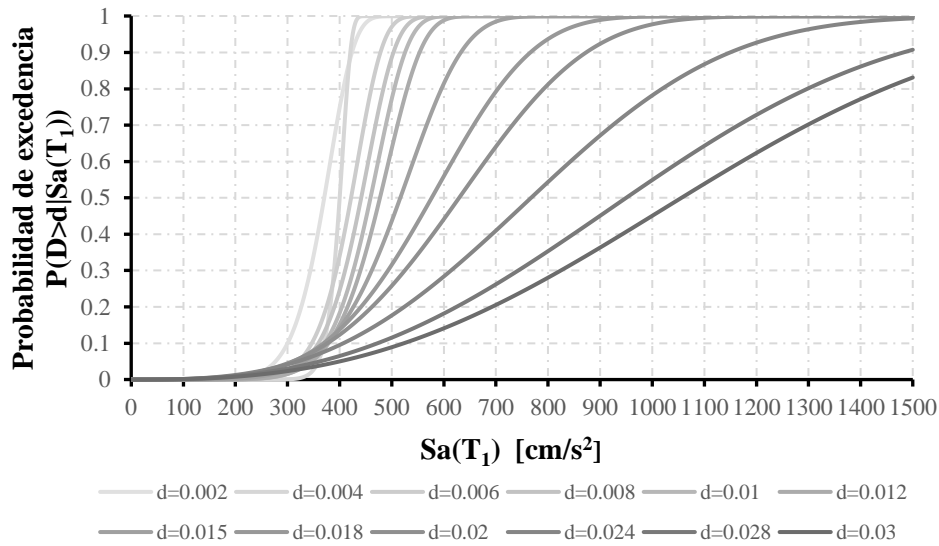


Figura 3.23. CF correspondientes al edificio de 12 niveles, situado en suelo $T_s=2.0s$.

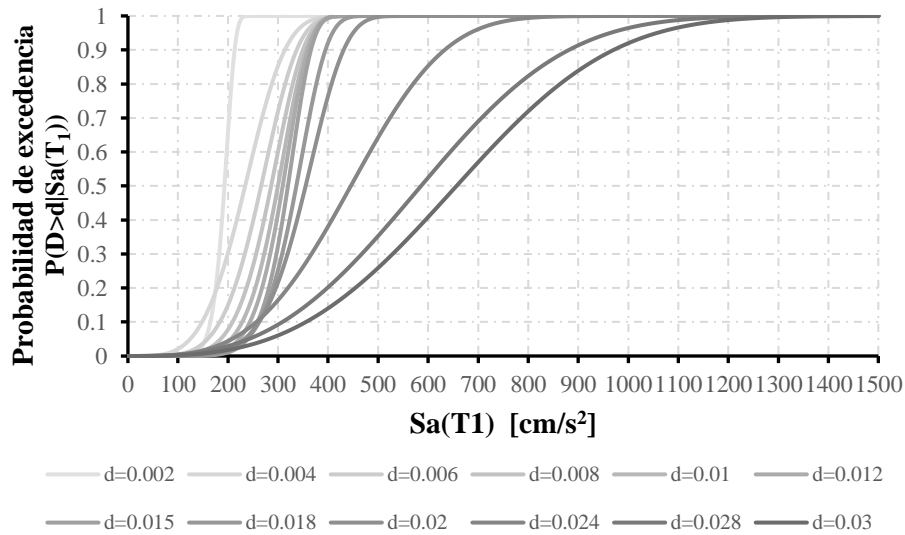


Figura 3.24. CF correspondientes al edificio de 12 niveles, situado en suelo $T_s=3.0s$.

3.8 Evaluación de las tasas anuales de excedencia

Las tasas de excedencia fueron calculadas individualmente para cada nivel de daño estructural considerado en el análisis de fragilidad. La derivación de las tasas proviene de la combinación de la vulnerabilidad de las estructuras con el peligro sísmico que enfrenta el edificio. Por lo tanto, al conocer las curvas de fragilidad (CF) y de peligro sísmico (CPS) se calcularon las tasas de excedencias mediante la ecuación 2.3.

En las Figura 3.25 a la Figura 3.27 se presentan las tasas de excedencias del edificio de 12 niveles, el cual fue diseñado utilizando la combinación (#11), situado en tres tipos diferentes de suelo, $T_s=1.0s$, $2.0s$ y $3.0s$, respectivamente. La tasa de excedencia para un daño igual a $d=0.015$, del edificio ubicado en suelo $T_s=1.0s$, se estimó en $v_D(d)=0.0073$ (ver Figura 3.25), donde esta distorsión corresponde al valor máximo permitido en el reglamento para nuestros sistemas estructurales. Para esta tasa de excedencia se estima que el periodo de retorno (t_r) es igual a 137 años.

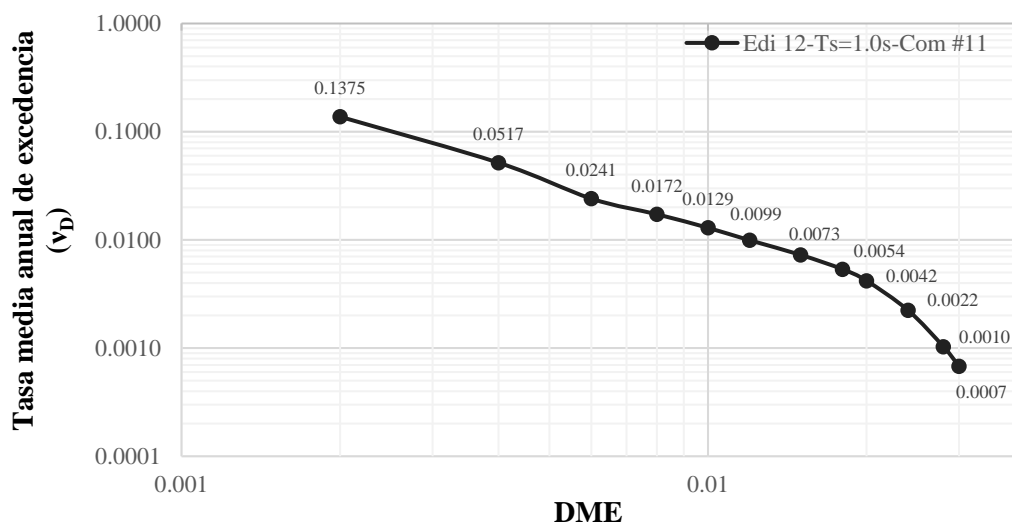


Figura 3.25. Tasas de excedencia para el edificio de 12 niveles situado en suelo $T_s=1.0s$.

La Figura 3.26 muestra las tasas de excedencia correspondientes al edificio ubicado en el suelo $T_s=2.0s$, el cual presenta una tasa de excedencia $v_D(d)=0.0079$, y un periodo de retorno $t_r=127$ años para un daño $d=0.015$. La tasa de excedencia para la distorsión $d=0.015$ del edificio situado en suelo $T_s=3.0s$ se estimó igual a $v_D(d)=0.0026$ (ver Figura 3.27), que representa un periodo igual a $t_r=384$ años.

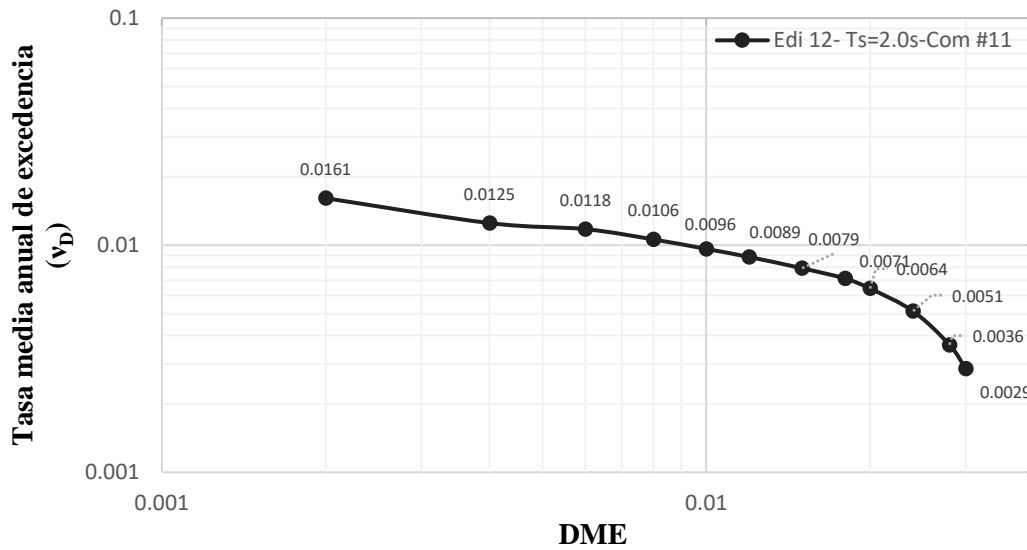


Figura 3.26. Tasas de excedencia para el edificio de 12 niveles situado en suelo $T_s=2.0s$.

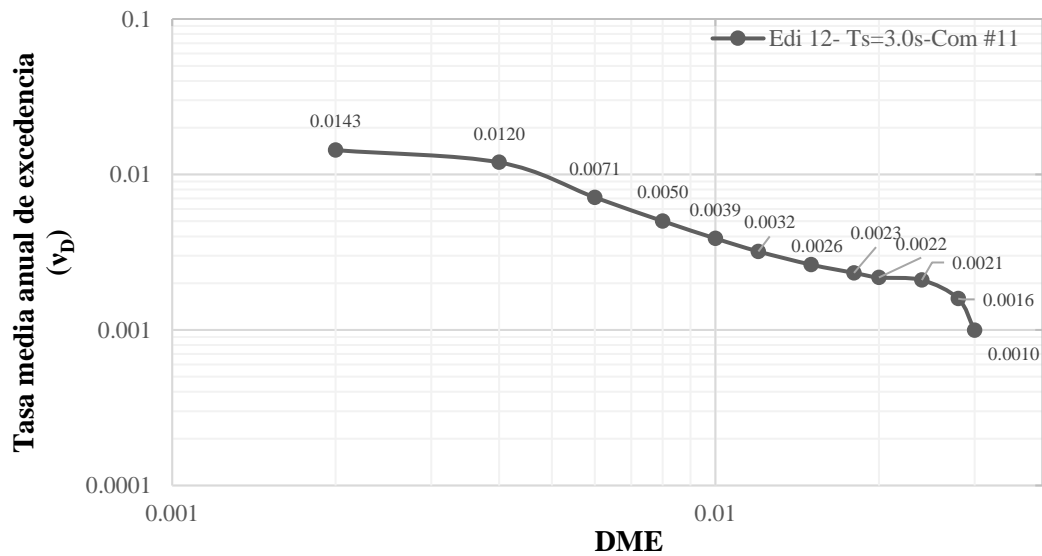


Figura 3.27. Tasas de excedencia para el edificio de 12 niveles situado en suelo $T_s=3.0s$.

3.9 Aplicación de las redes neuronales artificiales

En este trabajo se hizo el uso de las RNA con el objetivo de implementar nuevas técnicas innovadoras que faciliten la obtención de los resultados numéricos de forma precisa, así como disminuir el tiempo requerido en los análisis.

Para entrenar las RNA es necesario disponer de un conjunto de parámetros de entrada que sean representativos del problema que se quiere resolver, con el cual se da comienzo al

proceso de entrenamiento. Paralelamente, es necesario disponer de un grupo de datos objetivos que representen los parámetros de salida. La arquitectura inicial fue propuesta de forma aleatoria, teniendo como base el trabajo realizado por Bojórquez [53]; de igual manera, las funciones de activación para las diferentes neuronas de la RNA se definieron según el estudio mencionado.

A continuación, se resumen los pasos generales realizados para el entrenamiento de las RNA llevadas a cabo en este estudio: 1) Preparación de los datos; se realiza una selección de parámetros de entrada representativos del problema y así como también los resultados buscados para los datos de salida. 2) Selección de arquitectura de la red; se selecciona una arquitectura preliminar. 3) Propagación hacia delante; se calculan los resultados de salida en las diferentes capas hasta concluir en la capa de salida. 4) Retro propagación (backpropagation); en esta etapa se calculan los errores para cada neurona mediante el método de los gradientes, ajustando los pesos para un nuevo ciclo (época) para minimizar los errores de salida en un nuevo ciclo. 5) Evaluación del modelo; se evalúa el desempeño de la red tras varias épocas, revisando los errores al generar nuevos datos con la arquitectura analizada. 6) El proceso se repite hasta que la arquitectura y el modelo satisfagan el desempeño deseado.

En esta investigación, se entrenan dos RNA diferentes, cada una orientada a cumplir distintos objetivos. El propósito de la primera RNA es obtener los diseños estructurales de los edificios de C/R. La segunda RNA está diseñada para estimar la confiabilidad de los edificios. En las siguientes secciones se explican en detalle las características del entrenamiento.

3.9.1 Aplicación de las RNA en el diseño estructural

En la etapa inicial del entrenamiento para la primera RNA, se definieron los parámetros de entrada en función de las características de los edificios diseñados de forma prescriptiva. Los parámetros seleccionados incluyen: el periodo del suelo donde se ubica el edificio, los factores de carga muerta, variable y sísmico, cantidad de crujías en sentido X, cantidad de crujías en sentido Y, cantidad de niveles, distancia entre crujías en sentido X, distancia entre crujías en sentido Y. En total, se seleccionaron nueve valores escalares que se

organizaron como vector de entrada. Por otro lado, los datos empleados para el vector de salida, que representan los parámetros buscados en el diseño estructural, se visualizan en las Tabla 3.12 y Tabla 3.13, junto con el periodo estructural, un total de 49 valores escalares para el vector de salida. Un total de 306 pares de datos fueron seleccionados para el entrenamiento, obtenidos del diseño de los edificios.

La propuesta inicial de la arquitectura de la RNA incluye 9 valores para la capa de entrada, 4 neuronas para constituir la capa oculta, y como resultado 49 neuronas en la capa de salida. Se propusieron funciones de activación ($f(x)$) sigmoidea para la capa oculta y de salida, respectivamente. Sin embargo, al concluir los ciclos de entrenamiento de las redes neuronales, la arquitectura óptima mostró una configuración diferente a la inicialmente sugerida, teniendo una configuración completamente nueva que es detallada en la Figura 3.28. La nueva arquitectura óptima presentó para la capa de entrada 9 valores. Para el caso de la capa oculta, se presentó un incremento de neuronas, teniendo un total de 6, con $f(x)$ =sigmoidea. En la capa de salida, se mantuvieron las 49 neuronas, pero presentó una función $f(x)$ =sigmoidea.

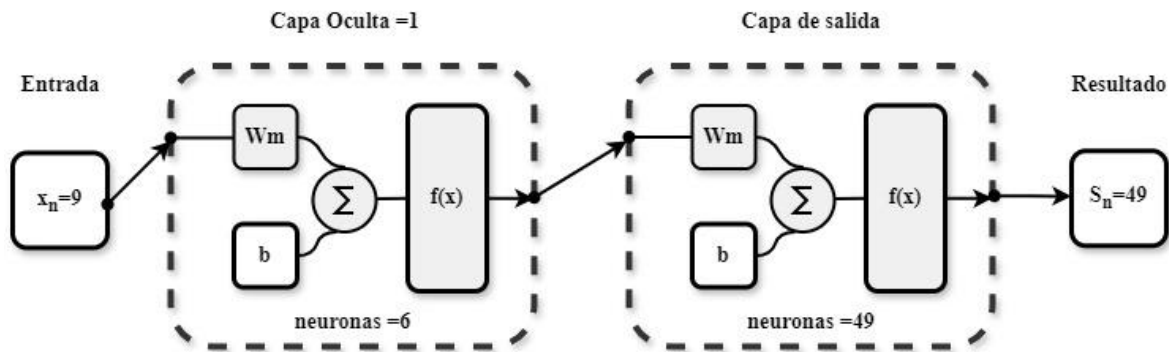


Figura 3.28. Arquitectura de la RNA para el diseño de edificios

En la Tabla 3.18 se ilustra el vector de entrada empleado para validar el entrenamiento de la RNA. En ella se incluyen 6 tipos de edificios diseñados con diferentes combinaciones de carga sísmica distinta, ubicados en diferentes tipos de suelo. La Tabla 3.19 presenta un cotejo de los parámetros de los diseños estructurales, unos obtenidos mediante el diseño prescriptivo y otros estimados mediante la red neuronal artificial entrenada. Al analizar los resultados, se evidencia que algunas cifras de los parámetros muestran una discrepancia

máxima hasta el 18 %. En términos generales, la red obtuvo un error medio cuadrático (MSE) de 2.25. Dado que los valores se consideran pequeños para este tipo de problema, se estima que los valores obtenidos mediante la RNA son aceptables.

Tabla 3.18. Vector de datos de entrada para RNA de diseño de edificios.

Xn	Parámetro de entrada	Unidades	Valores					
X ₁	Periodo del suelo	seg	0.75	1	1.5	2	2.5	3
X ₂	Factor de carga muerta	-	1.2	1.3	1.1	1.3	1.0	1.1
X ₃	Factor de carga viva	-	1.1	1.1	1.3	1.1	1.0	1.1
X ₄	Factor de carga por sismo	-	1.1	1.1	1.1	1.1	1.3	1.5
X ₅	Cantidad de crujiás en sentido X	-	3	3	3	3	3	3
X ₆	Cantidad de crujiás en sentido Y	-	3	3	3	3	3	3
X ₇	Cantidad de niveles del edificio	-	4	6	8	10	12	15
X ₈	Distancia sentido X	m	6	8	8	8	8	10
X ₉	Distancia sentido Y	m	6	8	8	8	8	10

Tabla 3.19. Resultados de validación de RNA para el diseño estructural.

Vector de salida	Diseño prescriptivo						Diseño con RNA					
Periodo Estruct. (T1)	0.98	1.09	1.01	0.93	1.03	1.39	0.98	1.09	1.00	0.97	1.05	1.39
B _v	30	45	60	60	70	90	32	45	59	61	69	97
H _v	60	90	125	130	140	195	68	97	124	127	142	199
A _{Sext}	5.48	10.07	18.96	19.75	24.88	53.28	5.78	12.27	19.30	20.06	24.71	56.75
A _{infext}	7.23	20.63	48.77	54.34	72.29	133.31	10.71	23.01	48.70	52.35	73.92	144.40
A _{Scen}	4.34	10.07	18.96	19.75	24.88	53.28	5.33	11.07	18.47	19.33	24.62	58.01
A _{infcen}	5.93	14.07	23.67	26.19	32.44	59.95	6.91	13.73	24.09	25.40	33.21	63.94
Sep _{ext}	16.37	9.22	6.48	5.83	4.93	3.10	15.87	8.80	6.55	6.39	5.59	3.02
Sep _{cen}	26.18	16.81	7.75	6.94	5.37	3.29	22.16	13.78	8.07	7.72	5.85	2.77
B _v	25	45	55	55	65	85	29	42	55	56	64	91
H _v	50	90	110	125	135	185	60	87	115	117	133	189
A _{Sext}	6.25	10.35	15.21	17.38	22.25	47.67	5.03	11.01	17.04	17.62	21.26	49.98
A _{infext}	4.46	14.15	38.41	44.68	61.05	124.18	4.30	13.24	40.60	43.91	63.79	134.70
A _{Scen}	2.96	10.07	15.21	17.38	22.25	47.67	4.12	9.12	15.76	16.54	21.34	52.16
A _{infcen}	5.22	11.74	19.57	22.14	27.39	56.02	4.73	10.14	20.81	21.96	28.89	59.61
Sep _{ext}	14.66	10.14	7.48	6.46	5.58	3.34	17.22	9.73	7.33	7.14	6.28	3.35
Sep _{cen}	27.19	19.48	9.62	7.97	6.22	3.58	27.83	17.55	10.08	9.51	7.02	3.54
B _v	-	-	50	50	60	80	-	-	51	52	61	86
H _v	-	-	100	115	125	175	-	-	106	108	125	177
A _{Sext}	-	-	12.51	14.48	18.96	42.37	-	-	14.98	15.41	18.97	44.27
A _{infext}	-	-	14.91	16.23	30.61	94.22	-	-	18.26	20.07	32.92	101.44
A _{Scen}	-	-	12.51	14.48	18.96	42.37	-	-	13.38	14.05	18.78	46.30
A _{infcen}	-	-	12.51	14.48	18.96	44.44	-	-	14.05	14.65	19.06	47.03
Sep _{ext}	-	-	10.35	9.33	7.98	3.92	-	-	8.58	8.49	8.15	4.05
Sep _{cen}	-	-	17.13	14.30	10.10	4.36	-	-	13.81	13.28	11.04	4.43
B _v	-	-	-	-	-	75	-	-	-	-	-	81
H _v	-	-	-	-	-	165	-	-	-	-	-	168
A _{Sext}	-	-	-	-	-	37.39	-	-	-	-	-	39.20
A _{infext}	-	-	-	-	-	40.87	-	-	-	-	-	43.33
A _{Scen}	-	-	-	-	-	37.39	-	-	-	-	-	41.29
A _{infcen}	-	-	-	-	-	37.39	-	-	-	-	-	40.40
Sep _{ext}	-	-	-	-	-	5.57	-	-	-	-	-	6.11
Sep _{cen}	-	-	-	-	-	6.92	-	-	-	-	-	7.66
Bc	65	100	125	130	150	190	71	102	129	132	147	195
Hc	65	100	125	130	150	190	71	102	129	132	147	195
A _{col}	48.61	148.54	272.39	319.60	493.26	992.12	72.11	140.14	302.36	327.31	481.31	1033.91

Columna 2	Sep _{est}	20.41	8.67	4.98	4.38	3.61	1.79	14.91	7.75	4.99	4.89	3.94	1.30
	Bc	60	95	120	130	145	185	66	96	124	126	142	190
	Hc	60	95	120	130	145	185	66	96	124	126	142	190
	A _{col}	36	90.25	144	169	225	455.55	44.52	87.94	159.28	168.38	227.15	453.88
Columna 3	Sep _{est}	22.11	12.22	6.04	5.33	3.48	1.83	17.41	9.59	5.80	5.61	4.33	1.42
	Bc	-	-	115	120	140	180	-	-	118	120	138	185
	Hc	-	-	115	120	140	180	-	-	118	120	138	185
	A _{col}	-	-	144	169	225	324	-	-	149.12	155.49	208.01	343.10
Columna 4	Sep _{est}	-	-	6.04	5.38	3.82	2.41	-	-	6.09	5.98	4.95	0.96
	Bc	-	-	-	-	-	175	-	-	-	-	-	181
	Hc	-	-	-	-	-	175	-	-	-	-	-	181
	A _{col}	-	-	-	-	-	324	-	-	-	-	-	345.20
	Sep _{est}	-	-	-	-	-	2.87	-	-	-	-	-	3.17

3.9.2 Aplicación de las RNA en la obtención de la confiabilidad estructural

El entrenamiento de la segunda RNA tiene como objetivo estimar diferentes estados límite de los edificios (capacidad), así como estimar las tasas anuales de excedencia para los distintos grados de daño analizados en los edificios.

Los datos empleados para entrenar esta red neuronal consisten en los parámetros asociados tanto de entrada como de salida de la RNA entrenada para diseñar los edificios. En la Tabla 3.20 se detallan un total de 58 parámetros seleccionados como vector de entrada. El vector de salida se compone de 14 valores, que representan las 12 tasas de excedencia de los distintos niveles de daño, y dos estados límites de capacidad (fluencia y colapso). Un total de 408 pares de datos fueron seleccionados para el entrenamiento.

En el entrenamiento de la segunda RNA se realizó de la misma manera que la red anterior; se propuso una arquitectura y se entrenó hasta obtener la arquitectura óptima que se puede observar en la Figura 3.29. Esta arquitectura presenta 58 valores para la capa de entrada, dos capas ocultas idénticas con 13 neuronas y para todas las neuronas una función $f(x)=\text{sigmoidea}$. Para la capa de salida, presento un total de 14 neuronas con una función $f(x)=\text{sigmoidea}$ para cada una de las neuronas.

Tabla 3.20. Vector de datos de entrada para RNA en la obtención de la confiabilidad

Xn	Parámetro de entrada	Unidades	Xn	Parámetro de entrada	Unidades
X ₁	B _v	cm	X ₃₀	Ainf _{cen}	cm ²
X ₂	H _v	cm	X ₃₁	Sep _{ext}	cm
X ₃	AS _{ext}	cm ²	X ₃₂	Sep _{cen}	cm
X ₄	Ainf _{ext}	cm ²	X ₃₃	Bc	cm
X ₅	AS _{cen}	cm ²	X ₃₄	Hc	cm
X ₆	Ainf _{cen}	cm ²	X ₃₅	A _{col}	cm ²
X ₇	Sep _{ext}	cm	X ₃₆	Sep _{est}	cm
X ₈	Sep _{cen}	cm	X ₃₇	Bc	cm
X ₉	B _v	cm	X ₃₈	Hc	cm
X ₁₀	H _v	cm	X ₃₉	A _{col}	cm ²
X ₁₁	AS _{ext}	cm ²	X ₄₀	Sep _{est}	cm
X ₁₂	Ainf _{ext}	cm ²	X ₄₁	Bc	cm
X ₁₃	AS _{cen}	cm ²	X ₄₂	Hc	cm
X ₁₄	Ainf _{cen}	cm ²	X ₄₃	A _{col}	cm ²
X ₁₅	Sep _{ext}	cm	X ₄₄	Sep _{est}	cm
X ₁₆	Sep _{cen}	cm	X ₄₅	Bc	cm
X ₁₇	B _v	cm	X ₄₆	Hc	cm
X ₁₈	H _v	cm	X ₄₇	A _{col}	cm ²
X ₁₉	AS _{ext}	cm ²	X ₄₈	Sep _{est}	cm
X ₂₀	Ainf _{ext}	cm ²	X ₄₉	Periodo estructural	seg
X ₂₁	AS _{cen}	cm ²	X ₅₀	Periodo de suelo	seg
X ₂₂	Ainf _{cen}	cm ²	X ₅₁	Factor de carga muerta	-
X ₂₃	Sep _{ext}	cm	X ₅₂	Factor de carga viva	-
X ₂₄	Sep _{cen}	cm	X ₅₃	Factor de carga por sismo	-
X ₂₅	B _v	cm	X ₅₄	Cantidad de crujías x	-
X ₂₆	H _v	cm	X ₅₅	Cantidad de crujías y	-
X ₂₇	AS _{ext}	cm ²	X ₅₆	Cantidad de Niveles	-
X ₂₈	Ainf _{ext}	cm ²	X ₅₇	Distancia entre crujía x	m
X ₂₉	AS _{cen}	cm ²	X ₅₈	Distancia entre crujía y	m

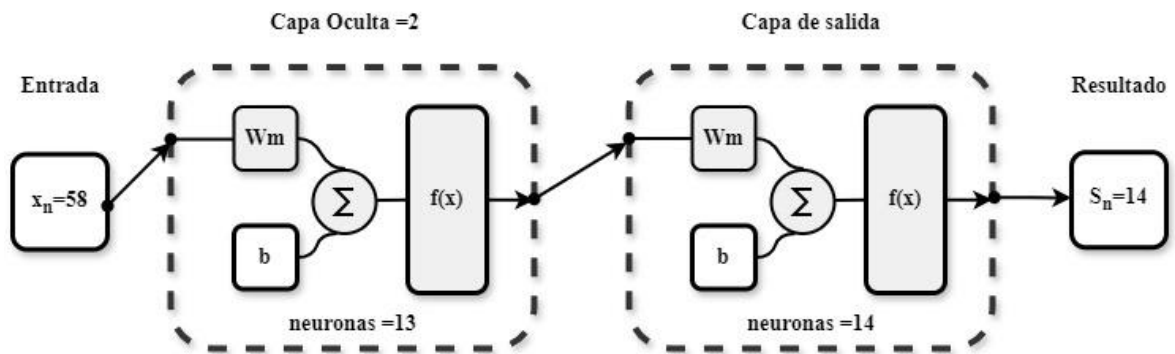


Figura 3.29. Arquitectura de la RNA para la obtención de la confiabilidad

La Figura 3.30 presenta dos curvas de peligro de demandas estructural, que ilustran los resultados de validación de las tasas de excedencia del edificio de 12 niveles situado en suelo $T_s=0.75s$. Este edificio fue diseñado utilizando la combinación reglamentaria (#1). Los resultados para la validación de la RNA muestran, en su capa de salida, un esfuerzo de fluencias (δy) igual a $d=0.0225$ y un esfuerzo de último (δu) igual a $d=0.0746$. Las tasas de excedencias se pueden observar en la Figura 3.30. El error promedio para esta validación fue del 0.14%, y el desempeño del error cuadrático medio (MSE) fue de $3.9e-3$.

La Figura 3.31 exhibe los datos de validación correspondientes a un edificio de 8 pisos situado en suelo $T_s=3.0s$. Este edificio fue diseñado utilizando la combinación reglamentaria (#1). Los resultados obtenidos de la RNA presentaron un esfuerzo de fluencias (δy) igual a $d=0.013$ y el esfuerzo último (δu) igual a $d=0.0602$ para este edificio. El error promedio para esta RNA se registró en un 0.34%.

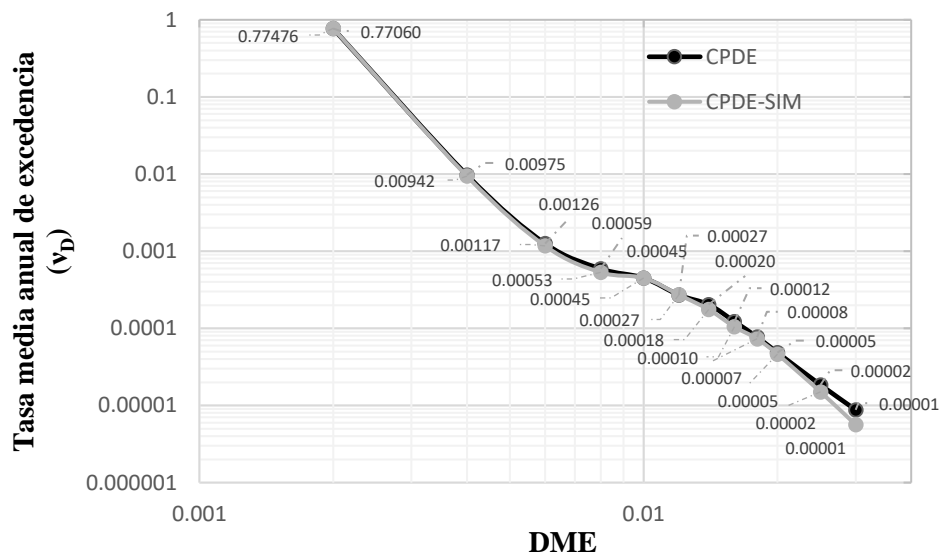


Figura 3.30. Validación de resultados de la RNA para un edificio de 12 niveles ubicado en suelo $T_s=0.75s$

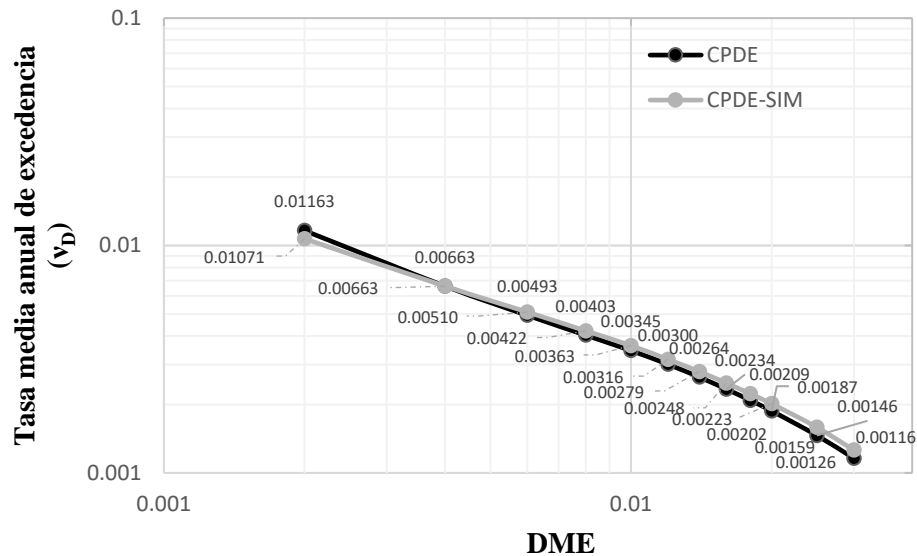


Figura 3.31. Validación de resultados de la RNA para un edificio de 8 niveles ubicado en suelo $T_s=3.0s$

La confiabilidad de 204 edificios fue evaluada utilizando la segunda RNA entrenada, en la cual se utilizó la arquitectura de la Figura 3.29. Las diferencias en los datos simulados y los errores obtenidos se consideraron como mínimos para el tipo de problema resuelto con este método.

3.10 Capacidad de los edificios

La capacidad de todos los diferentes tipos de edificios de concreto reforzado fue estimada mediante el análisis dinámico incremental y la implementación de la segunda RNA entrenada. Se investigaron dos estados límite cruciales: el de fluencia (δ_y), marcando el punto en el que los elementos estructurales comienzan a exhibir comportamiento no lineal, y el de colapso incipiente (δ_u), que representa el límite probabilístico en el cual la estructura empieza a mostrar deformaciones significativas y pérdida de su capacidad para soportar cargas adicionales. En este trabajo se obtiene la capacidad estructural en función de la medida de daño de la distorsión máxima de entrepiso (DME).

Las Tabla 3.21 a la Tabla 3.26 presentan la capacidad con los estados límite de interés alcanzados por los diversos tipos de edificios analizados, ubicados en los distintos tipos de suelos según su periodo. Se destaca que los estados límite de los edificios varían significativamente entre diferentes niveles y también entre las diecisiete combinaciones de

carga sísmica. Asimismo, se observa que las edificaciones diseñadas con la misma combinación de carga, pero situadas en suelos diferentes, exhiben estados límite distintos. Por ejemplo, para el edificio con 12 niveles, situado en un suelo $T_s=0.75s$ y diseñado con la combinación reglamentaria (#1), la distorsión máxima de entrepiso donde se alcanza el esfuerzo último es $\delta u=0.0766$. En contraste, en este mismo tipo de edificio con 12 niveles diseñado utilizando la combinación propuesta #11, el esfuerzo último se presenta en $\delta u=0.0492$.

Por otro lado, para esta misma estructura de 12 pisos, pero situada en suelo $T_s=2.0$ y diseñada de acuerdo al reglamento (combinación #1), la distorsión máxima de entrepiso donde se presenta esfuerzo último es $\delta u=0.0339$, mientras que, para este edificio, cuando es diseñado con la combinación #11, el esfuerzo último es igual a $\delta u=0.0364$.

Tabla 3.21. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=0.75s$.

Combo	Edificios											
	4 Niveles		6 Niveles		8 Niveles		10 Niveles		12 Niveles		15 Niveles	
	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu
# 1	0.0046	0.0500	0.0049	0.0416	0.0056	0.0350	0.0053	0.0288	0.0239	0.0766	0.0169	0.0700
# 2	0.0042	0.0481	0.0046	0.0381	0.0056	0.0363	0.0103	0.0463	0.0228	0.0798	0.0168	0.0697
# 3	0.0042	0.0478	0.0046	0.0327	0.0055	0.0385	0.0146	0.0577	0.0225	0.0788	0.0162	0.0697
# 4	0.0030	0.0437	0.0036	0.0309	0.0074	0.0445	0.0128	0.0536	0.0163	0.0694	0.0179	0.0684
# 5	0.0047	0.0477	0.0044	0.0422	0.0055	0.0364	0.0101	0.0555	0.0284	0.0808	0.0195	0.0697
# 6	0.0042	0.0500	0.0048	0.0329	0.0056	0.0350	0.0102	0.0499	0.0244	0.0849	0.0168	0.0698
# 7	0.0046	0.0486	0.0052	0.0317	0.0056	0.0363	0.0102	0.0464	0.0228	0.0807	0.0197	0.0696
# 8	0.0030	0.0367	0.0031	0.0310	0.0055	0.0350	0.0097	0.0460	0.0157	0.0690	0.0177	0.0731
# 9	0.0036	0.0382	0.0037	0.0311	0.0041	0.0294	0.0085	0.0382	0.0244	0.0849	0.0174	0.0697
# 10	0.0030	0.0415	0.0026	0.0333	0.0044	0.0355	0.0063	0.0400	0.0114	0.0479	0.0172	0.0732
# 11	0.0032	0.0439	0.0026	0.0344	0.0040	0.0313	0.0036	0.0284	0.0116	0.0492	0.0128	0.0646
# 12	0.0031	0.0391	0.0040	0.0327	0.0062	0.0381	0.0138	0.0606	0.0160	0.0730	0.0179	0.0729
# 13	0.0039	0.0388	0.0044	0.0383	0.0045	0.0357	0.0103	0.0503	0.0244	0.0849	0.0170	0.0709
# 14	0.0033	0.0409	0.0032	0.0332	0.0043	0.0341	0.0077	0.0413	0.0138	0.0530	0.0171	0.0728
# 15	0.0031	0.0407	0.0030	0.0338	0.0039	0.0317	0.0047	0.0358	0.0166	0.0676	0.0132	0.0685
# 16	0.0033	0.0408	0.0026	0.0333	0.0040	0.0297	0.0037	0.0286	0.0115	0.0477	0.0129	0.0646
# 17	0.0076	0.0435	0.0053	0.0395	0.0093	0.0558	0.0227	0.0678	0.0253	0.0831	0.0210	0.0752

Tabla 3.22. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=1.0s$.

Edificios												
Combo	4 Niveles		6 Niveles		8 Niveles		10 Niveles		12 Niveles		15 Niveles	
	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu
# 1	0.0038	0.0362	0.0038	0.0352	0.0033	0.0303	0.0038	0.0352	0.0105	0.0370	0.0130	0.0501
# 2	0.0021	0.0510	0.0024	0.0225	0.0040	0.0393	0.0037	0.0370	0.0049	0.0357	0.0127	0.0337
# 3	0.0035	0.0251	0.0033	0.0315	0.0032	0.0317	0.0038	0.0342	0.0108	0.0342	0.0137	0.0516
# 4	0.0021	0.0492	0.0026	0.0190	0.0035	0.0368	0.0038	0.0370	0.0042	0.0333	0.0130	0.0343
# 5	0.0034	0.0292	0.0032	0.0293	0.0032	0.0313	0.0038	0.0348	0.0054	0.0457	0.0142	0.0480
# 6	0.0021	0.0453	0.0024	0.0211	0.0038	0.0382	0.0037	0.0347	0.0043	0.0322	0.0124	0.0286
# 7	0.0036	0.0303	0.0035	0.0313	0.0034	0.0332	0.0038	0.0350	0.0116	0.0373	0.0132	0.0522
# 8	0.0020	0.0510	0.0021	0.0229	0.0038	0.0370	0.0036	0.0377	0.0046	0.0365	0.0151	0.0494
# 9	0.0023	0.0394	0.0025	0.0211	0.0030	0.0289	0.0033	0.0341	0.0032	0.0326	0.0133	0.0364
# 10	0.0018	0.0427	0.0018	0.0201	0.0039	0.0367	0.0031	0.0355	0.0046	0.0435	0.0048	0.0367
# 11	0.0017	0.0477	0.0016	0.0177	0.0021	0.0183	0.0025	0.0267	0.0043	0.0274	0.0024	0.0301
# 12	0.0022	0.0456	0.0024	0.0254	0.0039	0.0385	0.0039	0.0390	0.0093	0.0437	0.0134	0.0828
# 13	0.0030	0.0308	0.0030	0.0213	0.0035	0.0290	0.0034	0.0313	0.0034	0.0326	0.0145	0.0469
# 14	0.0021	0.0425	0.0020	0.0217	0.0029	0.0325	0.0039	0.0389	0.0048	0.0443	0.0149	0.0416
# 15	0.0023	0.0455	0.0023	0.0205	0.0026	0.0240	0.0025	0.0231	0.0032	0.0316	0.0132	0.0377
# 16	0.0018	0.0314	0.0016	0.0197	0.0021	0.0208	0.0025	0.0267	0.0027	0.0282	0.0025	0.0296
# 17	0.0023	0.0269	0.0044	0.0397	0.0042	0.0334	0.0038	0.0397	0.0210	0.0472	0.0155	0.0412

Tabla 3.23. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=1.5s$.

Edificios												
Combo	4 Niveles		6 Niveles		8 Niveles		10 Niveles		12 Niveles		15 Niveles	
	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu
# 1	0.0025	0.0620	0.0018	0.0400	0.0015	0.0325	0.0011	0.0221	0.0008	0.0168	0.0010	0.0150
# 2	0.0024	0.0651	0.0017	0.0299	0.0015	0.0298	0.0010	0.0210	0.0008	0.0152	0.0009	0.0150
# 3	0.0026	0.0672	0.0017	0.0460	0.0022	0.0338	0.0009	0.0178	0.0015	0.0192	0.0010	0.0150
# 4	0.0024	0.0613	0.0017	0.0408	0.0015	0.0316	0.0010	0.0208	0.0008	0.0152	0.0009	0.0150
# 5	0.0026	0.0645	0.0015	0.0408	0.0012	0.0201	0.0009	0.0171	0.0012	0.0180	0.0011	0.0150
# 6	0.0024	0.0649	0.0018	0.0443	0.0015	0.0325	0.0011	0.0204	0.0008	0.0163	0.0009	0.0150
# 7	0.0024	0.0583	0.0015	0.0408	0.0018	0.0318	0.0010	0.0211	0.0012	0.0175	0.0010	0.0150
# 8	0.0019	0.0597	0.0028	0.0505	0.0013	0.0336	0.0010	0.0248	0.0009	0.0159	0.0009	0.0150
# 9	0.0023	0.0704	0.0014	0.0373	0.0013	0.0345	0.0010	0.0272	0.0008	0.0203	0.0009	0.0150
# 10	0.0015	0.0624	0.0014	0.0464	0.0012	0.0361	0.0009	0.0259	0.0008	0.0224	0.0009	0.0149
# 11	0.0021	0.0623	0.0014	0.0477	0.0011	0.0348	0.0009	0.0273	0.0008	0.0220	0.0008	0.0149
# 12	0.0024	0.0621	0.0018	0.0409	0.0015	0.0320	0.0010	0.0231	0.0008	0.0174	0.0009	0.0149
# 13	0.0023	0.0583	0.0014	0.0352	0.0013	0.0329	0.0010	0.0245	0.0009	0.0186	0.0009	0.0149
# 14	0.0015	0.0619	0.0015	0.0444	0.0012	0.0351	0.0010	0.0266	0.0009	0.0204	0.0008	0.0149
# 15	0.0022	0.0679	0.0012	0.0461	0.0010	0.0233	0.0008	0.0248	0.0008	0.0242	0.0008	0.0166
# 16	0.0013	0.0640	0.0012	0.0514	0.0010	0.0352	0.0009	0.0297	0.0009	0.0217	0.0008	0.0174
# 17	0.0032	0.0609	0.0028	0.0454	0.0026	0.0251	0.0011	0.0205	0.0009	0.0151	0.0010	0.0149

Tabla 3.24. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=2.0s$.

Edificios												
Combo	4 Niveles		6 Niveles		8 Niveles		10 Niveles		12 Niveles		15 Niveles	
	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu
# 1	0.0017	0.0824	0.0016	0.0645	0.0013	0.0545	0.0012	0.0399	0.0011	0.0339	0.0008	0.0309
# 2	0.0022	0.0769	0.0014	0.0626	0.0013	0.0492	0.0012	0.0427	0.0012	0.0352	0.0009	0.0315
# 3	0.0017	0.0814	0.0015	0.0624	0.0013	0.0491	0.0011	0.0386	0.0011	0.0341	0.0008	0.0318
# 4	0.0021	0.0775	0.0014	0.0648	0.0013	0.0519	0.0012	0.0375	0.0013	0.0320	0.0009	0.0294
# 5	0.0017	0.0848	0.0015	0.0647	0.0013	0.0504	0.0011	0.0425	0.0011	0.0353	0.0008	0.0322
# 6	0.0021	0.0819	0.0014	0.0638	0.0013	0.0459	0.0012	0.0429	0.0011	0.0354	0.0009	0.0321
# 7	0.0017	0.0842	0.0015	0.0636	0.0013	0.0528	0.0011	0.0367	0.0011	0.0349	0.0008	0.0295
# 8	0.0020	0.0826	0.0012	0.0661	0.0013	0.0476	0.0011	0.0434	0.0010	0.0369	0.0008	0.0318
# 9	0.0014	0.0801	0.0012	0.0626	0.0011	0.0509	0.0010	0.0423	0.0009	0.0378	0.0008	0.0307
# 10	0.0018	0.0835	0.0012	0.0596	0.0011	0.0472	0.0010	0.0422	0.0008	0.0379	0.0009	0.0322
# 11	0.0012	0.0811	0.0012	0.0636	0.0010	0.0478	0.0008	0.0424	0.0008	0.0364	0.0008	0.0331
# 12	0.0021	0.0830	0.0013	0.0646	0.0013	0.0543	0.0011	0.0419	0.0010	0.0331	0.0009	0.0326
# 13	0.0016	0.0810	0.0013	0.0661	0.0012	0.0525	0.0011	0.0436	0.0010	0.0370	0.0008	0.0317
# 14	0.0019	0.0757	0.0013	0.0659	0.0012	0.0529	0.0010	0.0445	0.0009	0.0366	0.0009	0.0313
# 15	0.0012	0.0806	0.0012	0.0601	0.0010	0.0507	0.0009	0.0428	0.0009	0.0376	0.0008	0.0318
# 16	0.0012	0.0808	0.0011	0.0609	0.0011	0.0503	0.0008	0.0417	0.0008	0.0372	0.0008	0.0338
# 17	0.0019	0.0734	0.0016	0.0649	0.0015	0.0500	0.0013	0.0441	0.0012	0.0342	0.0009	0.0285

Tabla 3.25. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=2.5$.

Edificios												
Combo	4 Niveles		6 Niveles		8 Niveles		10 Niveles		12 Niveles		15 Niveles	
	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu
# 1	0.0028	0.0959	0.0016	0.0814	0.0020	0.0670	0.0109	0.0482	0.0044	0.0498	0.0016	0.0468
# 2	0.0023	0.0973	0.0016	0.0791	0.0016	0.0641	0.0022	0.0545	0.0032	0.0502	0.0016	0.0424
# 3	0.0021	0.0953	0.0013	0.0831	0.0015	0.0629	0.0028	0.0568	0.0047	0.0437	0.0017	0.0501
# 4	0.0024	0.0981	0.0016	0.0824	0.0016	0.0650	0.0022	0.0526	0.0051	0.0542	0.0016	0.0466
# 5	0.0023	0.0976	0.0013	0.0818	0.0015	0.0658	0.0037	0.0529	0.0057	0.0490	0.0018	0.0488
# 6	0.0023	0.0974	0.0016	0.0793	0.0016	0.0613	0.0020	0.0552	0.0032	0.0528	0.0017	0.0473
# 7	0.0020	0.0969	0.0013	0.0796	0.0015	0.0640	0.0027	0.0536	0.0038	0.0465	0.0017	0.0499
# 8	0.0017	0.0986	0.0015	0.0844	0.0011	0.0610	0.0014	0.0555	0.0019	0.0535	0.0016	0.0475
# 9	0.0019	0.0937	0.0013	0.0867	0.0011	0.0730	0.0010	0.0514	0.0011	0.0440	0.0012	0.0475
# 10	0.0015	0.0965	0.0012	0.0822	0.0010	0.0653	0.0009	0.0507	0.0011	0.0490	0.0013	0.0474
# 11	0.0018	0.0995	0.0011	0.0844	0.0010	0.0716	0.0008	0.0572	0.0007	0.0434	0.0010	0.0474
# 12	0.0023	0.0916	0.0027	0.0951	0.0016	0.0635	0.0032	0.0578	0.0040	0.0494	0.0016	0.0491
# 13	0.0019	0.0991	0.0013	0.0831	0.0011	0.0619	0.0013	0.0514	0.0014	0.0493	0.0013	0.0470
# 14	0.0015	0.0993	0.0013	0.0834	0.0010	0.0639	0.0012	0.0524	0.0014	0.0528	0.0013	0.0474
# 15	0.0018	0.0974	0.0011	0.0844	0.0010	0.0718	0.0008	0.0531	0.0009	0.0477	0.0010	0.0468
# 16	0.0014	0.1000	0.0012	0.0833	0.0009	0.0684	0.0008	0.0489	0.0009	0.0469	0.0010	0.0477
# 17	0.0029	0.0951	0.0019	0.0743	0.0025	0.0651	0.0114	0.0491	0.0075	0.0470	0.0018	0.0437

Tabla 3.26. Estados límite de interés en función de la DME para estructuras situadas en suelo $T_s=3.0s$.

Combo	Edificios											
	4 Niveles		6 Niveles		8 Niveles		10 Niveles		12 Niveles		15 Niveles	
	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu	δy	δu
# 1	0.0107	0.0919	0.0053	0.0704	0.0141	0.0623	0.0147	0.0608	0.0167	0.0552	0.0090	0.0522
# 2	0.0113	0.0953	0.0051	0.0698	0.0140	0.0646	0.0142	0.0630	0.0166	0.0569	0.0088	0.0542
# 3	0.0109	0.0919	0.0051	0.0723	0.0139	0.0677	0.0167	0.0641	0.0164	0.0561	0.0083	0.0536
# 4	0.0101	0.0952	0.0050	0.0773	0.0136	0.0662	0.0166	0.0588	0.0163	0.0521	0.0080	0.0534
# 5	0.0108	0.0963	0.0050	0.0770	0.0147	0.0659	0.0010	0.0572	0.0163	0.0531	0.0080	0.0515
# 6	0.0112	0.0983	0.0051	0.0732	0.0139	0.0623	0.0142	0.0626	0.0166	0.0565	0.0089	0.0541
# 7	0.0111	0.0934	0.0051	0.0739	0.0141	0.0629	0.0142	0.0628	0.0166	0.0564	0.0088	0.0512
# 8	0.0087	0.0933	0.0041	0.0769	0.0070	0.0652	0.0089	0.0593	0.0157	0.0570	0.0046	0.0531
# 9	0.0063	0.0963	0.0021	0.0810	0.0057	0.0605	0.0088	0.0566	0.0084	0.0555	0.0023	0.0469
# 10	0.0033	0.0971	0.0019	0.0836	0.0031	0.0635	0.0048	0.0640	0.0056	0.0533	0.0021	0.0517
# 11	0.0034	0.0956	0.0018	0.0843	0.0022	0.0686	0.0043	0.0538	0.0037	0.0530	0.0021	0.0528
# 12	0.0117	0.0951	0.0052	0.0707	0.0145	0.0649	0.0141	0.0587	0.0167	0.0551	0.0089	0.0496
# 13	0.0065	0.0965	0.0042	0.0726	0.0071	0.0590	0.0091	0.0652	0.0146	0.0552	0.0047	0.0476
# 14	0.0064	0.0963	0.0021	0.0772	0.0057	0.0683	0.0089	0.0519	0.0085	0.0572	0.0023	0.0479
# 15	0.0033	0.0954	0.0019	0.0698	0.0010	0.0717	0.0173	0.0536	0.0056	0.0500	0.0021	0.0473
# 16	0.0034	0.0954	0.0018	0.0805	0.0021	0.0713	0.0042	0.0583	0.0037	0.0565	0.0021	0.0521
# 17	0.0135	0.0834	0.0063	0.0713	0.0146	0.0686	0.0173	0.0587	0.0156	0.0586	0.0120	0.0530

3.11 Demandas sísmicas simuladas y Daño estructural

Para prever los daños que podrían experimentar las estructuras a lo largo de su vida útil debido a futuros eventos sísmicos, es necesario estimar las demandas sísmicas que se presentarán sobre las estructuras. Mediante la técnica estadística de Monte Carlo y el uso de las tasas de excedencia para diferentes niveles de daño, se realizan simulaciones de demandas durante la vida útil de los edificios. Donde se considera que la vida útil de los edificios es de 50 años, como se establece en las normas para el diseño de estructuras de concreto [83].

Las demandas a las cuales se somete el edificio durante su vida útil se generan de manera aleatoria, teniendo como hipótesis que los tiempos en los que se presentan los eventos sísmicos a lo largo de los 50 años se pueden describir mediante el proceso estocástico de Poisson. Para generar los intervalos de tiempo entre eventos sísmicos, se emplea la técnica de la transformada inversa. Esta técnica es fundamentada en la premisa de que, al conocer la función de distribución acumulativa inversa (CDF), se pueden generar variables aleatorias con esa distribución a partir de una variable aleatoria uniformemente distribuida.

En esta investigación, se ha elegido la distribución de probabilidad más adecuada para modelar el tiempo entre eventos sísmicos, la cual es la función exponencial. Esta función describe estos eventos como independientes entre sí y con tasa de ocurrencia constante

promedio. La ecuación 3.3 presenta la función de distribución acumulativa inversa utilizada para evaluar los tiempos entre dos demandas sísmicas independientes. En la simulación se consideró una tasa media (λ) de 3 sismos con magnitud mayor o igual a $M > 6$.

$$F_t(u) = -\frac{\ln(1-u)}{\lambda} \quad (3.3)$$

Donde: $F_t(u)$ es el tiempo entre eventos; λ es la tasa media de eventos sísmicos; u representa un número aleatorio generado con distribución uniforme.

Partiendo de la hipótesis anterior, tasas de excedencia fueron evaluadas mediante la técnica de la transformada inversa. La ecuación 3.4 muestra la función de distribución acumulativa inversa empleada en el cálculo de las tasas. A partir de las tasas de excedencias anuales conocidas para los diferentes niveles de daño analizado (d), se busca cada demanda (DME) asociada a la tasa de excedencia simulada.

$$v_D(d) = -\frac{\ln(1-u)}{t} \quad (3.4)$$

Donde: $v_D(d)$ es la tasa de excedencia anual; t representa el tiempo en el que se evalúan las tasas de excedencia; u número aleatorio generado con distribución uniforme.

Se llevaron a cabo simulaciones análogas a los escenarios mostrados en las Figura 3.32, Figura 3.34 y Figura 3.36, donde se proyectan demandas aleatorias esperadas durante la vida útil de las estructuras de 8, 10 y 12 pisos situados en suelo $T_s=2.0s$, que fueron diseñados conforme al reglamento. Estas demandas se emplean para evaluar los daños asociados a tales distorsiones, utilizando la ecuación 2.25 para obtener los índices de daño. Por otro lado, las Figura 3.33, Figura 3.35, Figura 3.37 ilustran los escenarios de daños correspondientes a los edificios mencionados. En este contexto, se observa que la demanda máxima presente en el escenario del edificio de 8 niveles es de $d=0.026$, lo que corresponde a un índice de daño, $I_{D\Delta}=0.467$. Para el escenario del edificio de 10 pisos, la DME alcanzada es de $d=0.03$, correspondiente a un $I_{D\Delta}=0.744$. Mientras que, para el edificio de 12 niveles, la demanda máxima registrada fue de $d=0.026$ y el índice de daño, $I_{D\Delta}=0.772$.

De esta manera, se realizaron 10000 simulaciones de demandas para cada tipo de edificio, diseñado con las 17 combinaciones, ubicados en los 6 tipos diferentes de suelos.

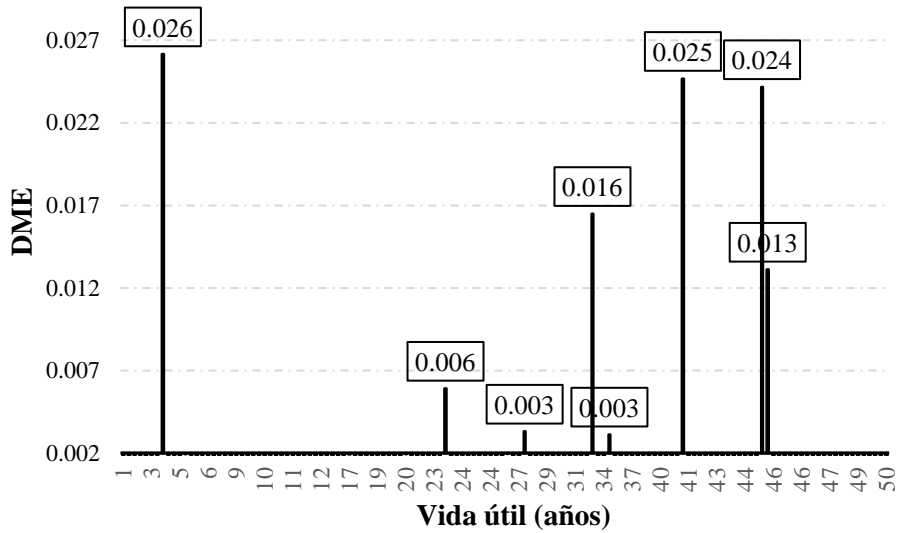


Figura 3.32. Escenario de DME Simuladas para el edificio de 8 niveles situado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.

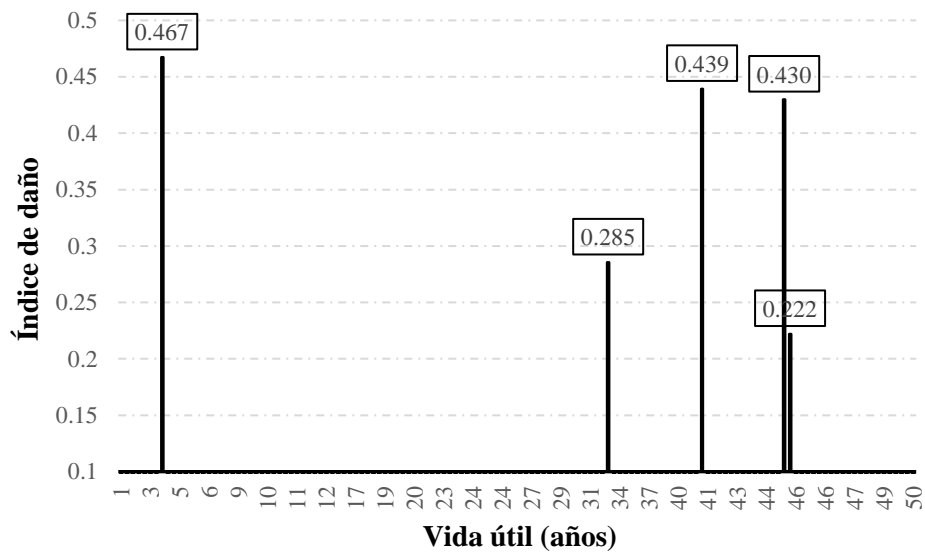


Figura 3.33. Escenario de daños para el edificio de 8 niveles situado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.

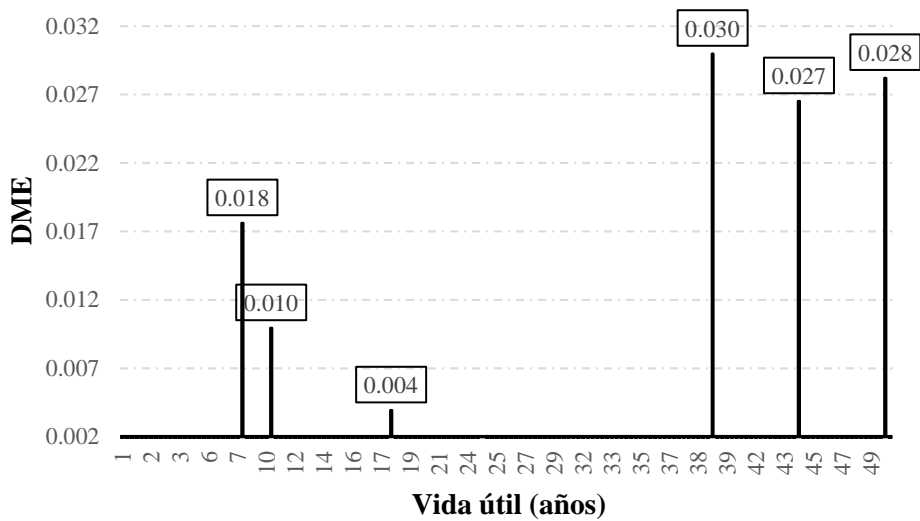


Figura 3.34. Escenario de DME Simuladas para el edificio de 10 niveles situado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.

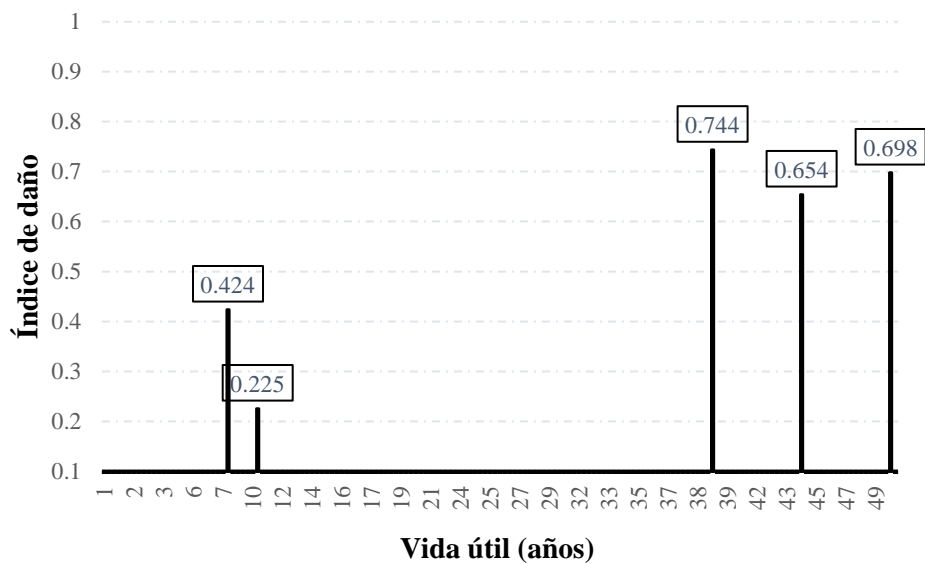


Figura 3.35. Escenario de daños para el edificio de 10 niveles ubicado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.

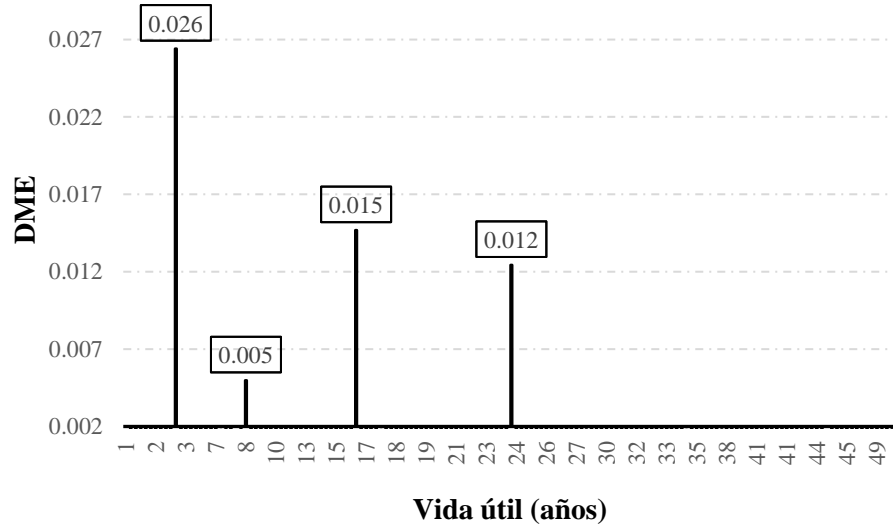


Figura 3.36. Escenario de DME Simuladas para el edificio de 12 niveles ubicado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.

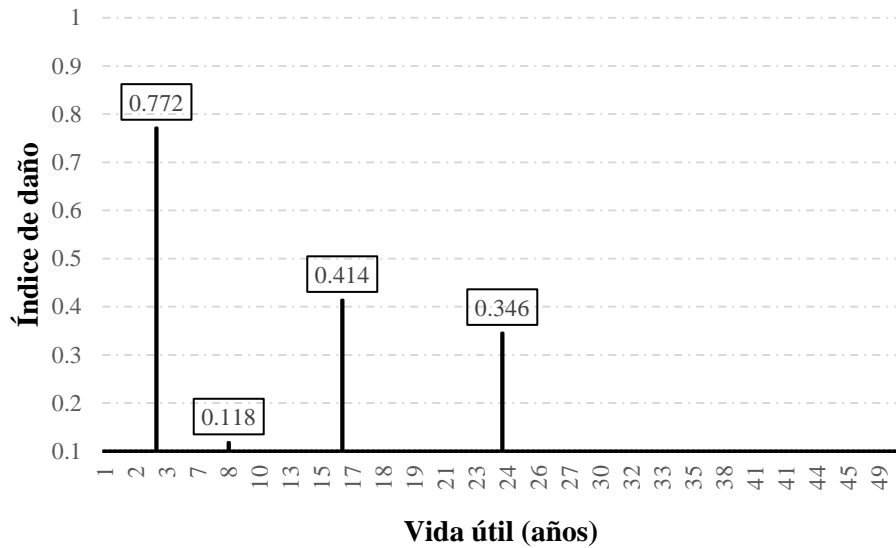


Figura 3.37. Escenario de daños para el edificio de 12 niveles ubicado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.

3.12 Costos en lo largo de vida útil

Los costos totales esperados para las estructuras analizadas se estiman integrando los costos iniciales, correspondientes a todos los procesos constructivos iniciales, con los costos asociados a los daños simulados. En las siguientes secciones se presenta la integración de estos costos.

3.12.1 Costos iniciales de construcción

Durante la fase inicial de cualquier construcción, lleva implícita la generación de costos relacionados a múltiples conceptos administrativos y de construcción. En este trabajo se obtienen los costos iniciales totales de construcción en función de los materiales cuantificados en la etapa de diseño. El costo inicial de las estructuras de C/R se evalúa utilizando la ecuación 2.7, que establece una relación del costo inicial total del edificio analizado, con los precios de los materiales cuantificados en el diseño. Para los distintos tipos de concreto, los precios por metro cúbico se establecieron según el precio promedio comercial en el momento del estudio. El precio para el concreto con capacidad a la compresión (f'_c) igual a 250 kg/cm^2 , fue estimado en \$2200 pesos mexicanos (MXN), y para el concreto de $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$ el precio fue igual a \$2500 MXN. Asimismo, se consideró un costo de \$33000 MXN por tonelada de acero de refuerzo al momento de la investigación.

Los costos iniciales para todos los modelos estructurales analizados situados en los diferentes tipos de suelo se detallan en las Tabla 3.27 a la Tabla 3.32. Se observa que estos costos varían para un mismo tipo de edificio dependiendo del tipo de suelo en el que se ubique. Por ejemplo, para la estructura de 12 pisos situada en suelo $T_s=1.0s$, que fue diseñada de acuerdo al reglamento (combinación #1), tiene un costo inicial de \$45.50 millones de pesos (MXN), mientras que para el mismo edificio ubicado en un suelo $T_s=2.5s$, presentó un costo inicial que asciende a \$79.55 millones de pesos (MXN). Similarmente, para la estructura de 8 pisos diseñada de manera reglamentaria, ubicada en suelo $T_s=1.0s$, el costo inicial se estimó en \$29.19 millones de pesos (MXN), en contraste con los \$35.31 millones de pesos (MXN) para el mismo tipo de edificio en un suelo con $T_s=2.5s$.

Las disparidades en los costos se derivan directamente del efecto que ejercen los diversos tipos de suelo sobre los gastos iniciales de construcción. Esta influencia se manifiesta directamente en las dimensiones de las secciones estructurales obtenidas en el diseño y en la cantidad de acero de refuerzo requerido para satisfacer las necesidades del diseño estructural de los edificios.

Tabla 3.27. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=0.75s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 4.83	\$ 17.39	\$ 25.57	\$ 28.96	\$ 30.93	\$ 82.46
# 2	\$ 4.84	\$ 17.27	\$ 25.48	\$ 28.43	\$ 31.03	\$ 82.63
# 3	\$ 4.84	\$ 17.25	\$ 25.48	\$ 28.97	\$ 31.14	\$ 82.83
# 4	\$ 5.17	\$ 17.42	\$ 23.08	\$ 29.09	\$ 28.63	\$ 85.00
# 5	\$ 4.82	\$ 17.41	\$ 25.29	\$ 29.23	\$ 32.12	\$ 83.71
# 6	\$ 4.84	\$ 18.70	\$ 25.46	\$ 28.90	\$ 30.31	\$ 82.52
# 7	\$ 4.84	\$ 18.72	\$ 25.48	\$ 28.93	\$ 30.83	\$ 87.13
# 8	\$ 5.24	\$ 18.03	\$ 24.82	\$ 32.75	\$ 32.48	\$ 82.81
# 9	\$ 5.11	\$ 19.10	\$ 28.53	\$ 34.22	\$ 30.28	\$ 84.31
# 10	\$ 5.27	\$ 20.20	\$ 28.41	\$ 38.18	\$ 38.57	\$ 82.31
# 11	\$ 5.32	\$ 20.35	\$ 32.34	\$ 44.65	\$ 37.61	\$ 85.70
# 12	\$ 5.23	\$ 17.63	\$ 23.95	\$ 31.10	\$ 30.80	\$ 81.90
# 13	\$ 4.93	\$ 17.97	\$ 26.82	\$ 29.55	\$ 30.19	\$ 82.41
# 14	\$ 5.26	\$ 18.66	\$ 26.61	\$ 35.97	\$ 36.37	\$ 82.19
# 15	\$ 5.22	\$ 19.17	\$ 29.61	\$ 40.06	\$ 32.11	\$ 84.76
# 16	\$ 5.35	\$ 19.67	\$ 32.22	\$ 44.86	\$ 37.40	\$ 85.81
# 17	\$ 4.61	\$ 16.49	\$ 20.01	\$ 24.49	\$ 29.62	\$ 79.30

Tabla 3.28. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=1.0s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 5.51	\$ 18.05	\$ 29.19	\$ 42.77	\$ 45.50	\$ 86.44
# 2	\$ 5.46	\$ 19.49	\$ 30.36	\$ 41.31	\$ 46.70	\$ 100.91
# 3	\$ 5.13	\$ 19.15	\$ 29.14	\$ 42.66	\$ 44.01	\$ 87.00
# 4	\$ 5.45	\$ 19.35	\$ 29.78	\$ 40.51	\$ 45.31	\$ 90.26
# 5	\$ 5.26	\$ 18.37	\$ 28.88	\$ 42.52	\$ 48.28	\$ 89.00
# 6	\$ 5.44	\$ 19.49	\$ 30.49	\$ 41.74	\$ 47.04	\$ 100.07
# 7	\$ 5.27	\$ 18.37	\$ 29.16	\$ 42.73	\$ 43.91	\$ 86.30
# 8	\$ 5.58	\$ 20.10	\$ 31.74	\$ 44.30	\$ 50.94	\$ 87.74
# 9	\$ 5.54	\$ 20.10	\$ 32.68	\$ 45.57	\$ 65.93	\$ 87.91
# 10	\$ 5.83	\$ 21.57	\$ 34.67	\$ 49.89	\$ 62.99	\$ 152.78
# 11	\$ 5.93	\$ 21.62	\$ 34.46	\$ 52.39	\$ 74.36	\$ 197.59
# 12	\$ 5.43	\$ 19.81	\$ 30.88	\$ 42.82	\$ 48.48	\$ 64.74
# 13	\$ 5.31	\$ 19.65	\$ 30.48	\$ 43.40	\$ 59.89	\$ 85.86
# 14	\$ 5.48	\$ 20.58	\$ 31.24	\$ 47.34	\$ 59.13	\$ 98.11
# 15	\$ 5.60	\$ 20.51	\$ 32.89	\$ 49.38	\$ 68.91	\$ 90.33
# 16	\$ 5.71	\$ 22.00	\$ 34.42	\$ 52.48	\$ 71.05	\$ 196.20
# 17	\$ 5.93	\$ 18.98	\$ 30.28	\$ 45.02	\$ 34.28	\$ 87.87

Tabla 3.29. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=1.5s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 6.17	\$ 22.93	\$ 36.56	\$ 57.56	\$ 80.19	\$ 205.50
# 2	\$ 5.94	\$ 22.62	\$ 28.11	\$ 54.85	\$ 81.29	\$ 216.02
# 3	\$ 5.69	\$ 23.27	\$ 36.18	\$ 56.09	\$ 75.83	\$ 203.29
# 4	\$ 5.94	\$ 22.46	\$ 36.14	\$ 54.64	\$ 78.81	\$ 215.05
# 5	\$ 5.63	\$ 22.61	\$ 36.83	\$ 55.15	\$ 73.32	\$ 193.91
# 6	\$ 5.97	\$ 22.68	\$ 36.27	\$ 56.71	\$ 79.65	\$ 217.39
# 7	\$ 5.76	\$ 23.47	\$ 36.70	\$ 56.59	\$ 76.89	\$ 208.21
# 8	\$ 6.24	\$ 25.18	\$ 38.92	\$ 59.99	\$ 83.24	\$ 226.86
# 9	\$ 5.81	\$ 24.63	\$ 39.64	\$ 63.41	\$ 93.98	\$ 251.12
# 10	\$ 6.71	\$ 25.72	\$ 42.45	\$ 68.41	\$ 95.86	\$ 256.96
# 11	\$ 5.89	\$ 25.70	\$ 42.82	\$ 71.10	\$ 110.71	\$ 285.27
# 12	\$ 5.95	\$ 22.78	\$ 36.41	\$ 56.97	\$ 79.59	\$ 216.74
# 13	\$ 5.79	\$ 24.22	\$ 38.85	\$ 61.05	\$ 89.32	\$ 238.26
# 14	\$ 6.34	\$ 24.34	\$ 39.99	\$ 62.53	\$ 91.79	\$ 248.33
# 15	\$ 5.86	\$ 26.13	\$ 43.70	\$ 68.94	\$ 98.07	\$ 299.26
# 16	\$ 6.69	\$ 26.90	\$ 44.68	\$ 69.69	\$ 105.92	\$ 283.99
# 17	\$ 6.30	\$ 23.85	\$ 49.00	\$ 54.72	\$ 75.06	\$ 196.03

Tabla 3.30. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=2.0s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 6.31	\$ 23.96	\$ 39.59	\$ 61.82	\$ 90.23	\$ 253.49
# 2	\$ 5.88	\$ 25.13	\$ 40.52	\$ 63.66	\$ 88.97	\$ 254.09
# 3	\$ 6.32	\$ 24.53	\$ 40.04	\$ 62.39	\$ 90.78	\$ 250.96
# 4	\$ 5.81	\$ 24.96	\$ 40.17	\$ 62.76	\$ 86.17	\$ 243.60
# 5	\$ 6.32	\$ 24.53	\$ 39.43	\$ 62.26	\$ 89.25	\$ 249.72
# 6	\$ 5.90	\$ 25.16	\$ 40.62	\$ 63.85	\$ 90.06	\$ 257.81
# 7	\$ 6.32	\$ 24.55	\$ 39.58	\$ 62.55	\$ 90.80	\$ 252.83
# 8	\$ 5.93	\$ 25.98	\$ 42.43	\$ 66.99	\$ 96.73	\$ 281.92
# 9	\$ 6.71	\$ 26.37	\$ 44.69	\$ 71.74	\$ 101.60	\$ 286.24
# 10	\$ 6.02	\$ 27.25	\$ 45.51	\$ 73.41	\$ 110.18	\$ 330.64
# 11	\$ 7.38	\$ 29.15	\$ 49.83	\$ 78.05	\$ 116.40	\$ 327.50
# 12	\$ 5.91	\$ 25.32	\$ 41.38	\$ 64.85	\$ 92.44	\$ 302.88
# 13	\$ 6.61	\$ 25.29	\$ 42.43	\$ 67.02	\$ 96.80	\$ 279.03
# 14	\$ 6.00	\$ 26.81	\$ 44.33	\$ 70.99	\$ 105.53	\$ 311.66
# 15	\$ 7.23	\$ 27.86	\$ 45.59	\$ 76.59	\$ 111.29	\$ 314.30
# 16	\$ 7.38	\$ 29.08	\$ 47.70	\$ 80.54	\$ 118.42	\$ 331.61
# 17	\$ 6.24	\$ 22.91	\$ 37.57	\$ 57.72	\$ 84.37	\$ 238.27

Tabla 3.31. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=2.5s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 6.61	\$ 22.32	\$ 35.31	\$ 56.63	\$ 79.55	\$ 219.39
# 2	\$ 5.91	\$ 21.63	\$ 37.10	\$ 58.14	\$ 82.80	\$ 216.94
# 3	\$ 5.91	\$ 22.48	\$ 36.85	\$ 57.74	\$ 78.66	\$ 204.86
# 4	\$ 5.91	\$ 21.61	\$ 36.96	\$ 58.56	\$ 77.43	\$ 213.36
# 5	\$ 5.87	\$ 22.46	\$ 36.74	\$ 57.74	\$ 77.81	\$ 209.82
# 6	\$ 5.90	\$ 21.62	\$ 37.17	\$ 57.89	\$ 83.06	\$ 217.70
# 7	\$ 5.95	\$ 22.37	\$ 36.69	\$ 57.34	\$ 78.93	\$ 213.64
# 8	\$ 6.01	\$ 23.22	\$ 39.58	\$ 60.59	\$ 87.33	\$ 226.82
# 9	\$ 6.08	\$ 24.76	\$ 40.91	\$ 64.97	\$ 92.38	\$ 250.97
# 10	\$ 6.52	\$ 25.48	\$ 43.07	\$ 67.57	\$ 97.88	\$ 257.57
# 11	\$ 6.19	\$ 26.82	\$ 45.14	\$ 71.89	\$ 104.74	\$ 290.18
# 12	\$ 5.92	\$ 24.49	\$ 36.18	\$ 56.92	\$ 78.24	\$ 216.09
# 13	\$ 6.03	\$ 23.75	\$ 39.15	\$ 61.97	\$ 86.81	\$ 238.43
# 14	\$ 6.22	\$ 24.58	\$ 40.67	\$ 63.77	\$ 95.69	\$ 245.00
# 15	\$ 6.17	\$ 25.85	\$ 43.09	\$ 69.10	\$ 99.65	\$ 275.72
# 16	\$ 6.68	\$ 26.21	\$ 45.28	\$ 71.89	\$ 108.09	\$ 280.43
# 17	\$ 5.98	\$ 21.61	\$ 34.19	\$ 54.19	\$ 74.51	\$ 210.41

Tabla 3.32. Costos iniciales para edificios situados en suelo $T_s=3.0s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 5.15	\$ 19.17	\$ 29.59	\$ 43.93	\$ 61.65	\$ 163.25
# 2	\$ 5.16	\$ 19.10	\$ 29.61	\$ 43.91	\$ 61.65	\$ 163.05
# 3	\$ 5.13	\$ 19.10	\$ 29.64	\$ 43.67	\$ 61.67	\$ 162.44
# 4	\$ 5.13	\$ 19.13	\$ 29.66	\$ 43.67	\$ 61.63	\$ 162.48
# 5	\$ 5.14	\$ 19.12	\$ 29.67	\$ 61.04	\$ 61.65	\$ 162.44
# 6	\$ 5.16	\$ 19.09	\$ 29.63	\$ 43.94	\$ 61.67	\$ 163.34
# 7	\$ 5.16	\$ 19.10	\$ 29.66	\$ 43.91	\$ 61.71	\$ 163.32
# 8	\$ 5.31	\$ 19.40	\$ 31.19	\$ 45.12	\$ 64.85	\$ 168.54
# 9	\$ 5.51	\$ 20.87	\$ 31.89	\$ 48.49	\$ 67.58	\$ 178.85
# 10	\$ 5.66	\$ 20.99	\$ 32.51	\$ 51.44	\$ 70.93	\$ 195.54
# 11	\$ 5.72	\$ 21.73	\$ 33.66	\$ 52.39	\$ 75.42	\$ 201.54
# 12	\$ 5.14	\$ 19.11	\$ 29.66	\$ 43.90	\$ 61.81	\$ 163.72
# 13	\$ 5.31	\$ 19.36	\$ 31.17	\$ 45.18	\$ 65.63	\$ 169.41
# 14	\$ 5.52	\$ 20.93	\$ 31.97	\$ 48.47	\$ 67.92	\$ 179.41
# 15	\$ 5.66	\$ 21.03	\$ 47.56	\$ 35.25	\$ 71.06	\$ 196.72
# 16	\$ 5.73	\$ 21.81	\$ 33.66	\$ 52.42	\$ 75.70	\$ 202.34
# 17	\$ 4.91	\$ 17.66	\$ 28.08	\$ 40.53	\$ 58.49	\$ 154.23

3.12.2 Costos por daño en los edificios

Los costos asociados a los daños estructurales fueron evaluados mediante cada índice de daño (I_{DA}) estimado de la simulación de demandas. Las Tabla 3.33 a la

Tabla 3.35 exhiben tres escenarios distintos de los costos por daños para los edificios de 8, 10 y 12 niveles, situados en suelo $T_s=2.0$ y diseñados según la combinación reglamentaria (#1). A continuación, se describe el procedimiento empleado para estimar los costos por daño para un escenario simulado durante el periodo de vida útil.

El costo por daño para la demanda simulada en el año 3 del edificio de 8 niveles, el cual presenta un índice de daño de 0.467, se puede observar en la Tabla 3.33. El costo por restauración estructural (C_{RE}) se calcula relacionando el costo inicial de construcción con el daño sufrido por la estructura; mediante la aplicación de la ecuación 2.9, se determina que C_{RE} es igual a $(\$39.59)(0.467)^2 = \8.634 millones (MXN). Asimismo, el costo por pérdida del contenido se estima mediante la ecuación 2.11, con C_{PC} igual a $0.5(\$39.59)(0.467) = \9.244 millones de pesos (MXN).

Para estimar el costo por pérdidas indirectas, se considera la suspensión de las actividades económicas llevadas a cabo en los edificios analizados. En el caso de todos nuestros edificios, estas pérdidas se refieren al ingreso derivado del arrendamiento de los espacios destinados a oficinas. El costo por metro cuadrado de arrendamiento (R) fue fijado en \$400 MXN, siendo el precio promedio al tiempo de realizar este estudio. Además, se estimó que el periodo promedio de reconstrucción (PR) para todos los edificios es de 24 meses. Considerando un área total (A) de construcción de $4608m^2$ para nuestros edificios de 8 niveles, y aplicando la ecuación 2.13, se calcula que el C_{PI} es $(0.0004)(24)(4608)(0.467)^2 = \9.647 millones de pesos (MXN).

Los costos asociados con víctimas mortales (C_{VM}) se estiman teniendo en cuenta las posibles muertes de personas dentro del inmueble durante un evento sísmico. La estimación del número de decesos (N_d) se realiza utilizando la ecuación 2.15, donde $N_d = 45.48 + 5.531744(4608/1000)^2 = 162.93$ personas fallecidas. Estos costos también consideran el ingreso vitalicio (I_v) que una persona podría haber recibido, estimado en \$1,875,000 MXN

para este estudio. Al aplicar la ecuación 2.16, tenemos que el costo por víctimas mortales es igual a $0.05(162.93)(1875000)(0.467)^4 = 0.726$ millones de pesos (MXN).

Por último, para integrar los costos relacionados con los daños, se obtuvieron los costos por traumatismo (C_{TR}) mediante la aplicación de la ecuación 2.18. En esta ecuación, los costos por traumatismo leve (C_{TL}) se estimaron en \$40,000 MXN, mientras que el costo por traumatismo con incapacidad (C_{TI}) equivale al ingreso vitalicio, que es \$1,875,000 MXN. Así, el costo por traumatismo se calcula como $(0.1(1875000)+0.9(40000)(0.0168))(4608)(0.467)^2 = \3.773 millones (MXN).

Los costos por daño (C_D) del evento simulado en el año 3, se determinan sumando todos los tipos de costo asociados al daño de la estructura, teniendo como resultado un total de \$32 millones de pesos (MXN). Este proceso se repite para cada uno de los eventos de demandas simulados durante el periodo de la vida útil. Por último, para obtener el costo por daño total para cada escenario de demandas, se suman todos los costos por daños de cada evento simulado. En conjunto, el costo por daño total para el escenario simulado (Tabla 3.33) se estima en 112 millones de pesos (MXN).

Tabla 3.33. Escenario de costos por daño del edificio de 8 niveles situado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.

Año	I_{DA} Ec. 2.5	C_{RE} Ec. 2.9	C_{PC} Ec. 2.11	C_{PI} Ec. 2.13	C_{VM} Ec. 2.16	C_{TR} Ec. 2.18	C_D Ec. 2.8
3.00	0.467	\$ 8,634,144	\$ 9,244,265	\$ 9,647,559	\$ 726,548	\$ 3,773,402	\$ 32,023,773
33.08	0.285	\$ 3,215,698	\$ 5,641,575	\$ 3,593,134	\$ 100,780	\$ 1,405,365	\$ 13,956,254
40.51	0.439	\$ 7,629,824	\$ 8,690,005	\$ 8,525,360	\$ 567,355	\$ 3,334,482	\$ 28,745,352
44.6	0.43	\$ 7,320,191	\$ 8,511,850	\$ 8,179,384	\$ 522,241	\$ 3,199,162	\$ 27,731,286
45.5	0.22	\$ 1,916,156	\$ 4,354,900	\$ 2,141,061	\$ 35,784	\$ 837,423	\$ 9,285,218
						ΣC_D	\$ 1.12E+08 MXN

Tabla 3.34. Escenario de costos por daño del edificio de 10 niveles situado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.

Año	I_{DA} Ec. 2.5	C_{RE} Ec. 2.9	C_{PC} Ec. 2.11	C_{PI} Ec. 2.13	C_{VM} Ec. 2.16	C_{TR} Ec. 2.18	C_D Ec. 2.8
7.50	0.424	\$ 11,113,752	\$ 13,105,840	\$ 9,940,894	\$ 692,429	\$ 3,888,132	\$ 38,741,047
10.23	0.225	\$ 3,129,638	\$ 6,954,750	\$ 2,799,360	\$ 54,909	\$ 1,094,900	\$ 14,033,556
38.44	0.744	\$ 34,219,596	\$ 22,997,040	\$ 30,608,327	\$ 6,564,527	\$ 11,971,682	\$ 106,361,171
44.47	0.654	\$ 26,441,403	\$ 20,215,140	\$ 23,650,984	\$ 3,919,428	\$ 9,250,491	\$ 83,477,446
49.95	0.698	\$ 30,118,951	\$ 21,575,180	\$ 26,940,432	\$ 5,085,497	\$ 10,537,077	\$ 94,257,137
						ΣC_D	\$ 3.37E+08 MXN

Tabla 3.35. Escenario de costos por daño del edificio de 12 niveles situado en suelo $T_s=2.0s$, diseñado con la combinación reglamentaria.

Año	$I_{D\Delta}$ Ec. 2.5	C_{RE} Ec. 2.9	C_{PC} Ec. 2.11	C_{PI} Ec. 2.13	C_{VM} Ec. 2.16	C_{TR} Ec. 2.18	C_D Ec. 2.8
2.92	0.772	\$ 53,775,636	\$ 34,828,780	\$ 39,546,638	\$ 10,298,971	\$ 15,467,679	\$ 153,917,703
8.47	0.118	\$ 1,256,363	\$ 5,323,570	\$ 923,930	\$ 5,622	\$ 361,372	\$ 7,870,856
16.26	0.414	\$ 15,465,061	\$ 18,677,610	\$ 11,373,016	\$ 851,777	\$ 4,448,271	\$ 50,815,735
24	0.346	\$ 10,801,975	\$ 15,609,790	\$ 7,943,779	\$ 415,555	\$ 3,107,011	\$ 37,878,110
ΣC_D							\$ 2.50E+08 MXN

Los costos por daño para todos los edificios ubicados en todos los tipos de suelo se muestran en las Tabla 3.36 a la Tabla 3.41. Estos costos se obtuvieron como el promedio de los costos por daño total de 10000 escenarios de simulación de demandas.

Tabla 3.36. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=0.75s$.

Niveles→ Combo↓	Edificios					
	4	6	8	10	12	15
	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 0.46	\$ 1.12	\$ 9.05	\$ 1.96	\$ 0.14	\$ 1.35
# 2	\$ 0.17	\$ 0.59	\$ 4.86	\$ 2.49	\$ 0.24	\$ 0.71
# 3	\$ 0.45	\$ 0.45	\$ 9.38	\$ 0.32	\$ 0.18	\$ 0.94
# 4	\$ 0.89	\$ 2.61	\$ 1.00	\$ 1.14	\$ 0.48	\$ 0.16
# 5	\$ 0.21	\$ 0.73	\$ 5.59	\$ 0.45	\$ 0.01	\$ 0.51
# 6	\$ 0.37	\$ 0.29	\$ 6.37	\$ 0.77	\$ 0.05	\$ 0.74
# 7	\$ 0.12	\$ 2.15	\$ 10.97	\$ 1.56	\$ 0.20	\$ 0.18
# 8	\$ 0.90	\$ 5.11	\$ 17.38	\$ 1.37	\$ 0.32	\$ 0.64
# 9	\$ 0.52	\$ 6.28	\$ 2.94	\$ 7.17	\$ 0.07	\$ 1.23
# 10	\$ 0.87	\$ 4.49	\$ 0.50	\$ 6.73	\$ 1.28	\$ 0.90
# 11	\$ 0.60	\$ 2.74	\$ 1.05	\$ 0.16	\$ 0.52	\$ 4.26
# 12	\$ 0.73	\$ 5.71	\$ 8.90	\$ 0.43	\$ 0.40	\$ 0.71
# 13	\$ 0.51	\$ 1.21	\$ 3.90	\$ 0.57	\$ 0.12	\$ 0.87
# 14	\$ 0.44	\$ 1.42	\$ 3.66	\$ 0.61	\$ 2.02	\$ 0.33
# 15	\$ 1.54	\$ 2.65	\$ 0.13	\$ 2.01	\$ 0.50	\$ 1.74
# 16	\$ 0.87	\$ 1.58	\$ 0.06	\$ 0.31	\$ 0.25	\$ 3.34
# 17	\$ 1.34	\$ 0.11	\$ 0.72	\$ 0.11	\$ 0.05	\$ 0.27

Tabla 3.37. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=1.0s$

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 27.15	\$ 141.37	\$ 448.04	\$ 572.05	\$ 302.56	\$ 7.20
# 2	\$ 17.03	\$ 175.84	\$ 190.88	\$ 471.68	\$ 813.29	\$ 193.76
# 3	\$ 101.90	\$ 127.55	\$ 334.72	\$ 562.67	\$ 501.71	\$ 9.49
# 4	\$ 20.00	\$ 224.79	\$ 262.30	\$ 414.63	\$ 1005.33	\$ 37.36
# 5	\$ 52.92	\$ 219.66	\$ 406.60	\$ 535.97	\$ 19.46	\$ 9.70
# 6	\$ 24.37	\$ 184.52	\$ 213.73	\$ 574.34	\$ 1277.88	\$ 188.90
# 7	\$ 49.80	\$ 152.67	\$ 369.34	\$ 554.59	\$ 154.33	\$ 11.47
# 8	\$ 19.69	\$ 120.41	\$ 247.14	\$ 392.65	\$ 536.94	\$ 5.85
# 9	\$ 32.94	\$ 190.27	\$ 248.80	\$ 428.68	\$ 793.18	\$ 44.07
# 10	\$ 32.48	\$ 122.06	\$ 218.66	\$ 373.49	\$ 199.80	\$ 307.32
# 11	\$ 22.76	\$ 232.98	\$ 279.05	\$ 485.72	\$ 482.14	\$ 2045.75
# 12	\$ 20.62	\$ 108.32	\$ 194.66	\$ 374.16	\$ 207.26	\$ 0.23
# 13	\$ 57.49	\$ 226.46	\$ 380.75	\$ 548.52	\$ 878.78	\$ 7.23
# 14	\$ 29.25	\$ 140.38	\$ 280.63	\$ 313.96	\$ 212.23	\$ 13.02
# 15	\$ 25.05	\$ 177.53	\$ 427.82	\$ 690.46	\$ 861.28	\$ 80.11
# 16	\$ 85.05	\$ 183.85	\$ 259.73	\$ 451.09	\$ 733.50	\$ 2078.68
# 17	\$ 84.41	\$ 86.19	\$ 194.09	\$ 149.72	\$ 8.02	\$ 8.72

Tabla 3.38. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=1.5s$

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 7.70	\$ 43.58	\$ 129.45	\$ 505.16	\$ 929.38	\$ 2275.77
# 2	\$ 7.38	\$ 130.80	\$ 135.82	\$ 562.39	\$ 1034.54	\$ 3242.11
# 3	\$ 6.91	\$ 30.62	\$ 103.62	\$ 719.23	\$ 695.59	\$ 3346.83
# 4	\$ 8.10	\$ 44.05	\$ 166.57	\$ 516.61	\$ 1149.67	\$ 3503.84
# 5	\$ 6.15	\$ 37.15	\$ 119.53	\$ 516.99	\$ 817.83	\$ 3358.96
# 6	\$ 7.31	\$ 35.35	\$ 105.00	\$ 652.06	\$ 834.97	\$ 2812.27
# 7	\$ 9.22	\$ 48.34	\$ 114.35	\$ 572.11	\$ 821.47	\$ 2328.04
# 8	\$ 7.69	\$ 2.42	\$ 100.80	\$ 305.99	\$ 1117.65	\$ 1832.72
# 9	\$ 5.86	\$ 41.55	\$ 97.09	\$ 201.09	\$ 547.25	\$ 2052.58
# 10	\$ 6.63	\$ 28.41	\$ 78.99	\$ 169.66	\$ 462.03	\$ 1944.98
# 11	\$ 7.04	\$ 30.56	\$ 86.82	\$ 135.16	\$ 392.89	\$ 2442.91
# 12	\$ 8.96	\$ 46.03	\$ 138.83	\$ 348.12	\$ 753.56	\$ 2356.24
# 13	\$ 10.53	\$ 58.55	\$ 101.06	\$ 311.13	\$ 704.88	\$ 2893.75
# 14	\$ 6.37	\$ 39.95	\$ 81.12	\$ 246.87	\$ 635.96	\$ 2296.59
# 15	\$ 6.48	\$ 24.38	\$ 304.62	\$ 258.37	\$ 309.24	\$ 1914.57
# 16	\$ 5.49	\$ 29.36	\$ 88.10	\$ 104.40	\$ 351.87	\$ 1780.34
# 17	\$ 0.95	\$ 11.35	\$ 93.80	\$ 565.09	\$ 934.09	\$ 3346.59

Tabla 3.39. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=2.0s$

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 3.74	\$ 23.17	\$ 95.08	\$ 379.56	\$ 763.11	\$ 2534.35
# 2	\$ 4.48	\$ 28.08	\$ 130.44	\$ 286.96	\$ 598.61	\$ 2245.01
# 3	\$ 3.73	\$ 16.02	\$ 111.02	\$ 377.25	\$ 783.72	\$ 2163.85
# 4	\$ 3.60	\$ 25.16	\$ 136.08	\$ 431.65	\$ 878.34	\$ 2965.52
# 5	\$ 3.99	\$ 14.10	\$ 118.39	\$ 300.48	\$ 818.15	\$ 2141.08
# 6	\$ 4.45	\$ 23.74	\$ 162.91	\$ 236.65	\$ 568.51	\$ 1894.04
# 7	\$ 3.38	\$ 17.61	\$ 101.78	\$ 488.29	\$ 677.53	\$ 2493.47
# 8	\$ 4.27	\$ 20.71	\$ 134.22	\$ 265.68	\$ 499.31	\$ 2033.17
# 9	\$ 3.69	\$ 15.00	\$ 69.42	\$ 226.07	\$ 415.61	\$ 1907.31
# 10	\$ 2.08	\$ 14.57	\$ 122.35	\$ 244.27	\$ 407.95	\$ 1129.00
# 11	\$ 4.75	\$ 19.26	\$ 78.80	\$ 218.93	\$ 395.02	\$ 1070.25
# 12	\$ 4.09	\$ 12.42	\$ 118.22	\$ 286.75	\$ 652.28	\$ 1815.20
# 13	\$ 4.30	\$ 26.52	\$ 79.32	\$ 230.17	\$ 630.57	\$ 1923.47
# 14	\$ 2.67	\$ 15.29	\$ 127.52	\$ 240.70	\$ 371.89	\$ 1550.13
# 15	\$ 5.79	\$ 15.08	\$ 74.53	\$ 230.66	\$ 369.82	\$ 1250.20
# 16	\$ 4.16	\$ 15.84	\$ 99.93	\$ 238.74	\$ 377.76	\$ 836.32
# 17	\$ 5.90	\$ 37.29	\$ 121.01	\$ 286.07	\$ 903.22	\$ 2830.90

Tabla 3.40. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=2.5s$

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 0.66	\$ 10.22	\$ 14.99	\$ 45.95	\$ 47.86	\$ 216.21
# 2	\$ 0.44	\$ 9.25	\$ 24.23	\$ 19.08	\$ 73.65	\$ 175.64
# 3	\$ 0.88	\$ 6.39	\$ 10.05	\$ 34.67	\$ 100.03	\$ 192.44
# 4	\$ 0.60	\$ 9.72	\$ 21.33	\$ 14.35	\$ 44.27	\$ 233.04
# 5	\$ 0.56	\$ 5.63	\$ 10.61	\$ 57.03	\$ 106.80	\$ 172.56
# 6	\$ 0.64	\$ 8.77	\$ 22.45	\$ 7.93	\$ 60.74	\$ 259.29
# 7	\$ 0.85	\$ 7.07	\$ 15.69	\$ 35.43	\$ 84.76	\$ 205.03
# 8	\$ 1.19	\$ 9.04	\$ 23.04	\$ 29.01	\$ 33.92	\$ 154.76
# 9	\$ 1.56	\$ 6.69	\$ 18.15	\$ 42.11	\$ 81.82	\$ 211.86
# 10	\$ 1.46	\$ 9.33	\$ 29.51	\$ 53.51	\$ 50.56	\$ 152.64
# 11	\$ 1.15	\$ 9.69	\$ 25.86	\$ 51.36	\$ 106.38	\$ 155.47
# 12	\$ 0.74	\$ 0.53	\$ 19.97	\$ 24.34	\$ 27.87	\$ 224.95
# 13	\$ 1.08	\$ 7.33	\$ 24.62	\$ 57.92	\$ 59.62	\$ 174.61
# 14	\$ 1.24	\$ 9.41	\$ 27.87	\$ 53.45	\$ 68.14	\$ 180.30
# 15	\$ 1.53	\$ 6.46	\$ 27.15	\$ 61.81	\$ 75.93	\$ 147.01
# 16	\$ 1.54	\$ 7.54	\$ 24.76	\$ 64.35	\$ 67.41	\$ 129.39
# 17	\$ 0.67	\$ 10.77	\$ 27.18	\$ 82.19	\$ 60.48	\$ 217.88

Tabla 3.41. Costos por daño de los edificios situados en suelo $T_s=3.0s$

		Edificios					
Niveles →		4	6	8	10	12	15
Combo ↓		\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1		\$ 5.15	\$ 19.17	\$ 29.59	\$ 43.93	\$ 61.65	\$ 163.25
# 2		\$ 5.16	\$ 19.10	\$ 29.61	\$ 43.91	\$ 61.65	\$ 163.05
# 3		\$ 5.13	\$ 19.10	\$ 29.64	\$ 43.67	\$ 61.67	\$ 162.44
# 4		\$ 5.13	\$ 19.13	\$ 29.66	\$ 43.67	\$ 61.63	\$ 162.48
# 5		\$ 5.14	\$ 19.12	\$ 29.67	\$ 61.04	\$ 61.65	\$ 162.44
# 6		\$ 5.16	\$ 19.09	\$ 29.63	\$ 43.94	\$ 61.67	\$ 163.34
# 7		\$ 5.16	\$ 19.10	\$ 29.66	\$ 43.91	\$ 61.71	\$ 163.32
# 8		\$ 5.31	\$ 19.40	\$ 31.19	\$ 45.12	\$ 64.85	\$ 168.54
# 9		\$ 5.51	\$ 20.87	\$ 31.89	\$ 48.49	\$ 67.58	\$ 178.85
# 10		\$ 5.66	\$ 20.99	\$ 32.51	\$ 51.44	\$ 70.93	\$ 195.54
# 11		\$ 5.72	\$ 21.73	\$ 33.66	\$ 52.39	\$ 75.42	\$ 201.54
# 12		\$ 5.14	\$ 19.11	\$ 29.66	\$ 43.90	\$ 61.81	\$ 163.72
# 13		\$ 5.31	\$ 19.36	\$ 31.17	\$ 45.18	\$ 65.63	\$ 169.41
# 14		\$ 5.52	\$ 20.93	\$ 31.97	\$ 48.47	\$ 67.92	\$ 179.41
# 15		\$ 5.66	\$ 21.03	\$ 47.56	\$ 35.25	\$ 71.06	\$ 196.72
# 16		\$ 5.73	\$ 21.81	\$ 33.66	\$ 52.42	\$ 75.70	\$ 202.34
# 17		\$ 4.91	\$ 17.66	\$ 28.08	\$ 40.53	\$ 58.49	\$ 154.23

3.12.3 Costos totales de los edificios diseñados

Los costos totales estimados para los edificios de 4, 6, 8, 10, 12, 15 niveles que fueron diseñados utilizando 17 combinaciones de carga sísmica diferentes, se calcularon aplicando la ecuación 2.6. Estos costos se determinaron sumando los costos iniciales de construcción y el costo por daño promedio derivado de 10000 escenarios de demandas simuladas. Los costos totales obtenidos para los edificios, considerando los diferentes tipos de suelo, están detallados en las Tabla 3.42 a la Tabla 3.47.

En las tablas se observaron los costos totales correspondientes a todos los diferentes edificios, los cuales presentaron valores diferentes para cada una de las estructuras diseñadas con las diferentes combinaciones de carga. De igual manera, los costos de los edificios de un mismo nivel, diseñados con una combinación de carga específica, variaron en valor con respecto al tipo de suelo donde se sitúan, a pesar de que fueron diseñados con la misma combinación y presentaban los mismos niveles.

Tabla 3.42. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=0.75s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 5.29	\$ 18.51	\$ 34.62	\$ 30.92	\$ 31.07	\$ 83.81
# 2	\$ 5.01	\$ 17.87	\$ 30.34	\$ 30.93	\$ 31.27	\$ 83.34
# 3	\$ 5.30	\$ 17.70	\$ 34.86	\$ 29.29	\$ 31.32	\$ 83.77
# 4	\$ 6.06	\$ 20.03	\$ 24.08	\$ 30.22	\$ 29.11	\$ 85.16
# 5	\$ 5.03	\$ 18.14	\$ 30.87	\$ 29.69	\$ 32.13	\$ 84.22
# 6	\$ 5.21	\$ 18.98	\$ 31.83	\$ 29.68	\$ 30.36	\$ 83.26
# 7	\$ 4.96	\$ 20.87	\$ 36.45	\$ 30.50	\$ 31.03	\$ 87.31
# 8	\$ 6.13	\$ 23.14	\$ 42.20	\$ 34.12	\$ 32.80	\$ 83.45
# 9	\$ 5.63	\$ 25.38	\$ 31.47	\$ 41.39	\$ 30.34	\$ 85.54
# 10	\$ 6.14	\$ 24.69	\$ 28.91	\$ 44.90	\$ 39.85	\$ 83.21
# 11	\$ 5.92	\$ 23.09	\$ 33.39	\$ 44.81	\$ 38.13	\$ 89.96
# 12	\$ 5.96	\$ 23.34	\$ 32.85	\$ 31.54	\$ 31.19	\$ 82.61
# 13	\$ 5.43	\$ 19.17	\$ 30.72	\$ 30.12	\$ 30.31	\$ 83.28
# 14	\$ 5.70	\$ 20.08	\$ 30.28	\$ 36.58	\$ 38.38	\$ 82.52
# 15	\$ 6.76	\$ 21.81	\$ 29.74	\$ 42.07	\$ 32.61	\$ 86.49
# 16	\$ 6.22	\$ 21.25	\$ 32.29	\$ 45.17	\$ 37.66	\$ 89.15
# 17	\$ 5.95	\$ 16.61	\$ 20.73	\$ 24.61	\$ 29.68	\$ 79.57

Tabla 3.43. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=1.0s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 32.66	\$ 159.42	\$ 477.24	\$ 614.82	\$ 348.07	\$ 93.63
# 2	\$ 22.48	\$ 195.33	\$ 221.24	\$ 512.99	\$ 859.99	\$ 294.67
# 3	\$ 107.03	\$ 146.70	\$ 363.87	\$ 605.32	\$ 545.73	\$ 96.48
# 4	\$ 25.45	\$ 244.14	\$ 292.08	\$ 455.14	\$ 1050.64	\$ 127.62
# 5	\$ 58.18	\$ 238.03	\$ 435.48	\$ 578.49	\$ 67.75	\$ 98.69
# 6	\$ 29.81	\$ 204.01	\$ 244.22	\$ 616.08	\$ 1324.91	\$ 288.97
# 7	\$ 55.07	\$ 171.04	\$ 398.50	\$ 597.32	\$ 198.23	\$ 97.77
# 8	\$ 25.28	\$ 140.50	\$ 278.88	\$ 436.95	\$ 587.88	\$ 93.59
# 9	\$ 38.48	\$ 210.36	\$ 281.47	\$ 474.25	\$ 859.11	\$ 131.98
# 10	\$ 38.31	\$ 143.63	\$ 253.33	\$ 423.38	\$ 262.79	\$ 460.10
# 11	\$ 28.69	\$ 254.60	\$ 313.51	\$ 538.11	\$ 556.50	\$ 2243.34
# 12	\$ 26.05	\$ 128.13	\$ 225.54	\$ 416.98	\$ 255.74	\$ 64.98
# 13	\$ 62.80	\$ 246.11	\$ 411.23	\$ 591.92	\$ 938.67	\$ 93.09
# 14	\$ 34.72	\$ 160.96	\$ 311.87	\$ 361.30	\$ 271.36	\$ 111.14
# 15	\$ 30.64	\$ 198.05	\$ 460.71	\$ 739.84	\$ 930.18	\$ 170.44
# 16	\$ 90.76	\$ 205.85	\$ 294.16	\$ 503.57	\$ 804.55	\$ 2274.88
# 17	\$ 90.34	\$ 105.17	\$ 224.37	\$ 194.73	\$ 42.30	\$ 96.59

Tabla 3.44. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=1.5s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 13.87	\$ 66.52	\$ 166.01	\$ 562.72	\$ 1009.57	\$ 2481.28
# 2	\$ 13.32	\$ 153.42	\$ 163.93	\$ 617.25	\$ 1115.83	\$ 3458.13
# 3	\$ 12.61	\$ 53.89	\$ 139.81	\$ 775.31	\$ 771.42	\$ 3550.12
# 4	\$ 14.04	\$ 66.51	\$ 202.71	\$ 571.24	\$ 1228.48	\$ 3718.89
# 5	\$ 11.79	\$ 59.75	\$ 156.36	\$ 572.14	\$ 891.15	\$ 3552.87
# 6	\$ 13.28	\$ 58.03	\$ 141.27	\$ 708.77	\$ 914.62	\$ 3029.66
# 7	\$ 14.98	\$ 71.81	\$ 151.05	\$ 628.70	\$ 898.36	\$ 2536.25
# 8	\$ 13.93	\$ 27.60	\$ 139.72	\$ 365.98	\$ 1200.89	\$ 2059.57
# 9	\$ 11.67	\$ 66.18	\$ 136.74	\$ 264.50	\$ 641.24	\$ 2303.70
# 10	\$ 13.34	\$ 54.12	\$ 121.44	\$ 238.07	\$ 557.89	\$ 2201.95
# 11	\$ 12.93	\$ 56.26	\$ 129.64	\$ 206.26	\$ 503.60	\$ 2728.18
# 12	\$ 14.91	\$ 68.82	\$ 175.24	\$ 405.09	\$ 833.15	\$ 2572.98
# 13	\$ 16.32	\$ 82.77	\$ 139.90	\$ 372.18	\$ 794.20	\$ 3132.01
# 14	\$ 12.71	\$ 64.29	\$ 121.11	\$ 309.40	\$ 727.74	\$ 2544.92
# 15	\$ 12.34	\$ 50.52	\$ 348.32	\$ 327.31	\$ 407.31	\$ 2213.83
# 16	\$ 12.18	\$ 56.26	\$ 132.79	\$ 174.09	\$ 457.79	\$ 2064.34
# 17	\$ 7.25	\$ 35.19	\$ 142.81	\$ 619.82	\$ 1009.16	\$ 3542.63

Tabla 3.45. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=2.0s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 10.04	\$ 47.13	\$ 134.66	\$ 441.38	\$ 853.34	\$ 2787.83
# 2	\$ 10.35	\$ 53.21	\$ 170.96	\$ 350.62	\$ 687.59	\$ 2499.10
# 3	\$ 10.05	\$ 40.56	\$ 151.06	\$ 439.64	\$ 874.50	\$ 2414.81
# 4	\$ 9.41	\$ 50.11	\$ 176.25	\$ 494.41	\$ 964.51	\$ 3209.11
# 5	\$ 10.30	\$ 38.63	\$ 157.82	\$ 362.74	\$ 907.40	\$ 2390.81
# 6	\$ 10.36	\$ 48.90	\$ 203.53	\$ 300.50	\$ 658.57	\$ 2151.85
# 7	\$ 9.70	\$ 42.16	\$ 141.36	\$ 550.84	\$ 768.33	\$ 2746.30
# 8	\$ 10.20	\$ 46.69	\$ 176.64	\$ 332.66	\$ 596.04	\$ 2315.09
# 9	\$ 10.40	\$ 41.37	\$ 114.11	\$ 297.81	\$ 517.20	\$ 2193.55
# 10	\$ 8.10	\$ 41.82	\$ 167.86	\$ 317.68	\$ 518.13	\$ 1459.64
# 11	\$ 12.13	\$ 48.42	\$ 128.63	\$ 296.98	\$ 511.42	\$ 1397.75
# 12	\$ 10.01	\$ 37.74	\$ 159.60	\$ 351.60	\$ 744.72	\$ 2118.08
# 13	\$ 10.91	\$ 51.81	\$ 121.74	\$ 297.19	\$ 727.37	\$ 2202.50
# 14	\$ 8.67	\$ 42.10	\$ 171.85	\$ 311.69	\$ 477.42	\$ 1861.79
# 15	\$ 13.02	\$ 42.94	\$ 120.12	\$ 307.26	\$ 481.12	\$ 1564.50
# 16	\$ 11.53	\$ 44.92	\$ 147.63	\$ 319.27	\$ 496.18	\$ 1167.92
# 17	\$ 12.15	\$ 60.20	\$ 158.58	\$ 343.79	\$ 987.59	\$ 3069.17

Tabla 3.46. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=2.5s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 7.27	\$ 32.53	\$ 50.30	\$ 102.58	\$ 127.41	\$ 435.60
# 2	\$ 6.35	\$ 30.89	\$ 61.34	\$ 77.23	\$ 156.45	\$ 392.58
# 3	\$ 6.79	\$ 28.87	\$ 46.90	\$ 92.41	\$ 178.70	\$ 397.30
# 4	\$ 6.51	\$ 31.32	\$ 58.29	\$ 72.91	\$ 121.70	\$ 446.41
# 5	\$ 6.43	\$ 28.08	\$ 47.35	\$ 114.77	\$ 184.61	\$ 382.37
# 6	\$ 6.54	\$ 30.39	\$ 59.61	\$ 65.82	\$ 143.80	\$ 477.00
# 7	\$ 6.80	\$ 29.44	\$ 52.37	\$ 92.77	\$ 163.69	\$ 418.67
# 8	\$ 7.20	\$ 32.26	\$ 62.61	\$ 89.60	\$ 121.26	\$ 381.58
# 9	\$ 7.64	\$ 31.45	\$ 59.07	\$ 107.07	\$ 174.20	\$ 462.82
# 10	\$ 7.97	\$ 34.81	\$ 72.58	\$ 121.08	\$ 148.44	\$ 410.22
# 11	\$ 7.34	\$ 36.51	\$ 71.00	\$ 123.25	\$ 211.12	\$ 445.64
# 12	\$ 6.67	\$ 25.02	\$ 56.15	\$ 81.26	\$ 106.11	\$ 441.04
# 13	\$ 7.11	\$ 31.08	\$ 63.77	\$ 119.89	\$ 146.43	\$ 413.04
# 14	\$ 7.46	\$ 33.98	\$ 68.55	\$ 117.22	\$ 163.83	\$ 425.30
# 15	\$ 7.70	\$ 32.31	\$ 70.23	\$ 130.90	\$ 175.58	\$ 422.72
# 16	\$ 8.22	\$ 33.76	\$ 70.05	\$ 136.24	\$ 175.50	\$ 409.82
# 17	\$ 6.65	\$ 32.38	\$ 61.36	\$ 136.39	\$ 134.99	\$ 428.29

Tabla 3.47. Costos totales de los edificios situados en suelo $T_s=3.0s$.

Edificios						
Niveles →	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP	\$ MDP
# 1	\$ 5.66	\$ 21.71	\$ 39.66	\$ 72.31	\$ 86.44	\$ 303.24
# 2	\$ 5.56	\$ 21.76	\$ 36.54	\$ 63.52	\$ 81.09	\$ 308.27
# 3	\$ 5.79	\$ 21.30	\$ 37.15	\$ 61.87	\$ 85.47	\$ 288.26
# 4	\$ 5.65	\$ 21.88	\$ 38.13	\$ 64.26	\$ 91.17	\$ 302.53
# 5	\$ 5.54	\$ 21.03	\$ 38.01	\$ 86.24	\$ 87.23	\$ 323.65
# 6	\$ 5.72	\$ 21.60	\$ 40.49	\$ 67.45	\$ 84.48	\$ 292.08
# 7	\$ 5.71	\$ 21.11	\$ 39.36	\$ 65.59	\$ 85.51	\$ 306.36
# 8	\$ 5.73	\$ 21.62	\$ 40.18	\$ 68.98	\$ 87.03	\$ 298.88
# 9	\$ 5.99	\$ 21.66	\$ 39.51	\$ 73.74	\$ 114.32	\$ 400.04
# 10	\$ 5.90	\$ 21.66	\$ 37.61	\$ 69.61	\$ 118.31	\$ 349.31
# 11	\$ 6.25	\$ 22.98	\$ 39.32	\$ 70.76	\$ 105.59	\$ 332.10
# 12	\$ 5.66	\$ 21.24	\$ 39.31	\$ 64.11	\$ 81.35	\$ 326.09
# 13	\$ 5.63	\$ 21.64	\$ 43.10	\$ 69.09	\$ 99.33	\$ 378.26
# 14	\$ 5.94	\$ 23.11	\$ 38.13	\$ 72.89	\$ 104.24	\$ 402.76
# 15	\$ 5.86	\$ 22.36	\$ 60.17	\$ 43.93	\$ 127.06	\$ 397.34
# 16	\$ 5.99	\$ 24.43	\$ 38.42	\$ 71.19	\$ 109.11	\$ 354.60
# 17	\$ 5.29	\$ 22.73	\$ 38.65	\$ 56.26	\$ 72.55	\$ 239.45

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados numéricos obtenidos a partir de la metodología aplicada a los edificios de 4 a 15 pisos, situados sobre suelos que presentaban diferentes características en su periodo ($T_s=0.75s$, $1.0s$, $1.5s$, $2.0s$, $2.5s$ y $3.0s$), los cuales fueron diseñados empleando 17 combinaciones propuestas para el diseño sísmico, se presentan en este apartado. Para cada una de las estructuras analizadas, fueron sometidas a análisis no lineales, utilizando registros sísmicos representativos de cada tipo de suelo con el objetivo de poder estimar el comportamiento estructural y la fragilidad para diferentes niveles de daño. Además, fueron estimadas diferentes tasas de excedencias para todos los niveles de daños analizados con el fin de obtener la confiabilidad. A partir de estas tasas de excedencia, se realizaron escenarios de simulaciones de demandas en el periodo de la vida útil, para permitir la obtención de los costos por daño que, aunado a los costos iniciales, permitió la estimación de los costos totales.

En las siguientes subsecciones, se presentan los resultados para la confiabilidad estructural, mediante gráficos representativos de los edificios diseñados con las combinaciones analizadas. Como resultado final, se presentan los costos totales normalizados para examinar las diferencias entre los diferentes edificios y los periodos de retorno correspondientes a la distorsión máxima permitida por el reglamento, permitiendo así analizar la confiabilidad de las estructuras.

4.1 Confiabilidad estructural

En los análisis de confiabilidad realizados en este trabajo, se obtuvieron gráficas para representar los resultados. Para el análisis de vulnerabilidad se estimaron las curvas de fragilidad asociadas a distintos grados de daño estructural. En el caso de la evaluación del riesgo sísmico, se obtuvieron las tasas anuales de excedencia para los diferentes grados de daño estructural. En las siguientes subsecciones se presenta un resumen de las CF obtenidas, así como de las CPDE.

4.1.1 Curvas de fragilidad

En las Tabla 4.1 a la Tabla 4.4 se presentan las CF estimadas para algunos edificios, donde se ilustra la probabilidad de exceder o alcanzar la deriva máxima reglamentaria

($d=0.015$) para los edificios analizados. Estas figuras ofrecen una comparativa de los resultados obtenidos para los edificios diseñados utilizando 17 combinaciones de cargas sísmicas diferentes.

La Figura 4.1 muestra las CF asociadas a las combinaciones de carga utilizadas en el diseño del edificio de 4 pisos situado en suelo $T_s=1.0s$. Se encontró que, para este edificio diseñado con las combinaciones #1 (combinación reglamentaria), se requiere una aceleración de 790 cm/s^2 para lograr una probabilidad del 50% que se alcance o exceda la distorsión máxima permitida $d=0.015$. Sin embargo, al utilizar la combinación de carga sísmica #17, esta aceleración necesaria aumenta a 840 cm/s^2 . Además, para este mismo edificio, se ha observado que el uso de la combinación de carga #10 mejora significativamente su capacidad de respuesta ante eventos sísmicos, ya que es necesaria una aceleración de 1250 cm/s^2 para alcanzar una probabilidad del 50% de que se exceda la distorsión $d=0.015$. En la gráfica se puede observar que las CF que se encuentran en la posición del lado derecho de la curva asociada a la combinación #1 indica que todas las demás combinaciones mejoran la capacidad de respuesta ante la distorsión máxima.

La Figura 4.2 presenta las CF del edificio de 8 pisos diseñado con las diferentes combinaciones, el cual está situado en suelo $T_s=1.0s$. En esta gráfica se encontró que para tener una probabilidad del 50% de exceder la distorsión reglamentaria $d=0.015$, el edificio diseñado con la combinación #1 necesita presentar una aceleración de 920 cm/s^2 . No obstante, la combinación #5 muestra una mejora en la capacidad de respuesta, ya que requiere presentar una aceleración de 1250 cm/s^2 para alcanzar la misma probabilidad de exceder la DME permitida ($d=0.015$). Además, las combinaciones 3, 5, 7, 12 y 17 se encontraron que mejoran la capacidad de respuesta para este edificio, localizado en este tipo de suelo.

En las Figura 4.3 y Figura 4.4 se presentan las CF de los edificios de 10 y 12 pisos respectivamente, ubicados en suelos $T_s=1.5s$. En el análisis de las curvas presentadas en Figura 4.3, se encontró que la CF correspondiente a la combinación #1 requiere una aceleración de 720 cm/s^2 para alcanzar una probabilidad del 50% para exceder la DME reglamentaria ($d=0.015$), mientras que la curva para la combinación 16 requiere una aceleración de 1180 cm/s^2 para alcanzar la misma distorsión, lo que indica una mejora en la capacidad de la respuesta del edificio. Por otro lado, en la Figura 4.4 se encontró que, para el

edificio de 12 niveles, se determinó que se requiere una aceleración de 1330 cm/s^2 para alcanzar la probabilidad del 50% y exceder la DME igual a $d=0.015$. Sin embargo, la curva para la combinación 17 requiere una aceleración de 1400 cm/s^2 para lograr la misma probabilidad, presentando así una mejora en la capacidad de respuesta del edificio.

Tras analizar un total de 36 edificios de diversos tipos y ubicados en distintos tipos de suelos, se observó consistentemente que, al aplicar diversas combinaciones de carga sísmica, algunas demostraron mejorar la capacidad de respuesta ante eventos sísmicos. Esto se evidenció en la necesidad de una mayor aceleración en las estructuras para alcanzar la distorsión máxima permitida por reglamento.

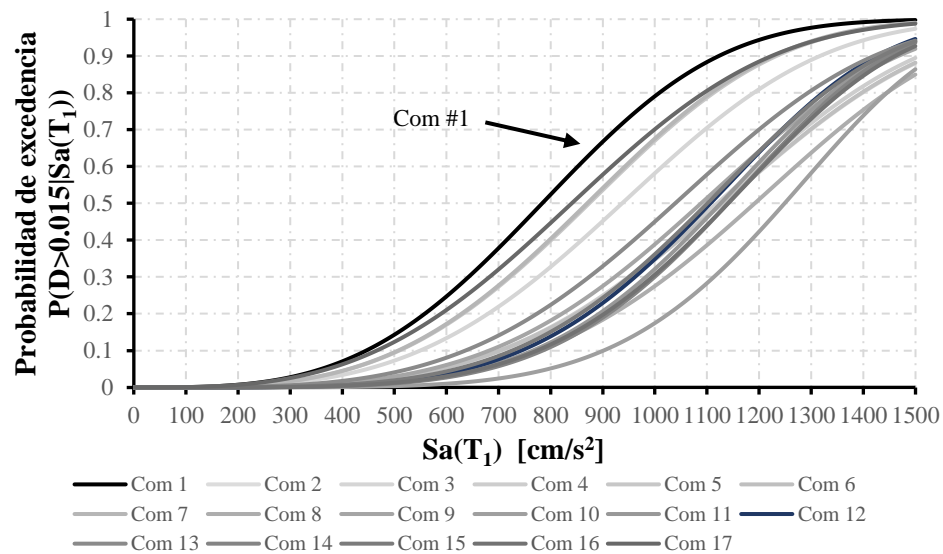


Figura 4.1. Evaluación de la vulnerabilidad para el edificio de 6 niveles situado en suelo $T_s=1.0s$.

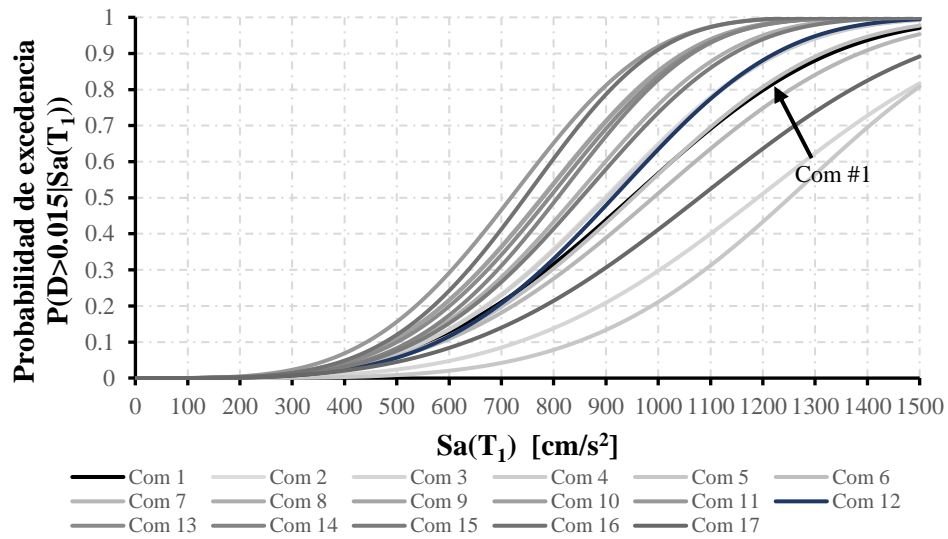


Figura 4.2. Evaluación de la vulnerabilidad para el edificio de 8 pisos situado en suelo $T_s=1.0s$.

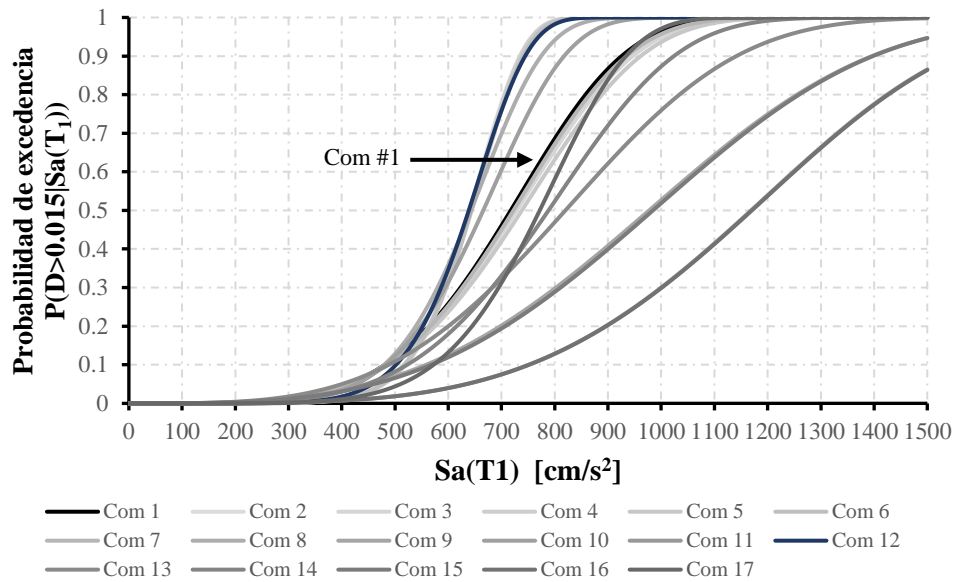


Figura 4.3. Evaluación de la vulnerabilidad para el edificio de 10 pisos situado en suelo $T_s=1.5s$.

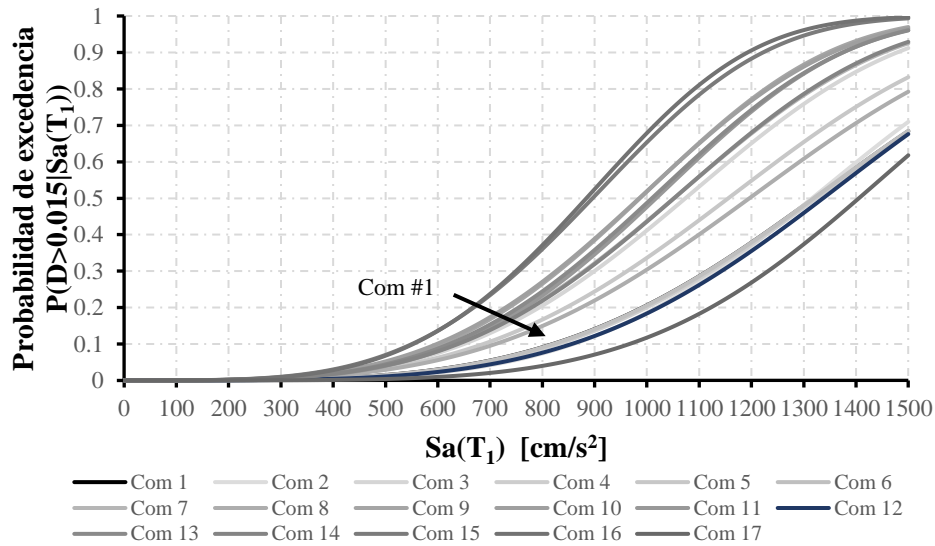


Figura 4.4. Evaluación de la vulnerabilidad para el edificio de 12 pisos situado en suelo $T_s=1.5s$.

4.1.2 Tasas de excedencias

Las tasas de excedencias fueron evaluadas para distintos niveles de daño en los edificios. Estos resultados se presentan en las CPDE que fueron estimadas para todos los edificios. Las Figura 4.5 a la Figura 4.8 presentan un resumen de los resultados obtenidos para los diferentes edificios. En estas gráficas se muestran las curvas de peligro de demandas estructurales asociadas a las diferentes combinaciones de carga propuestas.

La Figura 4.5 ilustra las tasas de excedencia vinculadas a las diversas combinaciones de carga sísmica analizadas de un edificio de 6 niveles situado en suelo $T_s=1.0$. Al analizar la curva asociada a la combinación reglamentaria (#1) utilizada en el diseño, se registra una tasa de excedencia (v_D) asociada a la distorsión máxima permitida $d=0.0015$, con el valor de $v_D=0.0139$, la cual es equiparable a que se presente la distorsión máxima dentro de un periodo $t_r=72$ años. Al analizar las tasas de excedencia para el edificio diseñado bajo la combinación #10, se observa una tasa de $v_D=0.0017$, que es equiparable al periodo de retorno de $t_r=580$ años.

En el mismo contexto, al analizar la Figura 4.6 se observan las tasas de excedencia para el edificio de 8 niveles situado en suelo $T_s=1.0s$. Al examinar la curva asociada a la combinación reglamentaria, se destaca que la tasa de excedencia para la distorsión máxima

permitida por el reglamento $d=0.015$ es de $v_D=0.0145$, lo que indica un periodo de retorno igual a $t_r= 69$ años. Por otro lado, al comparar la tasa de excedencia para el mismo edificio, pero diseñado bajo la combinación #16, se encuentra que esta es de $v_D=0.0035$, lo que implica que la distorsión reglamentaria se puede presentar dentro de un periodo igual a $t_r= 288$ años.

Las Figura 4.7 y Figura 4.8 presentan las tasas de excedencia para los edificios de 10 y 12 niveles, ambos situados en suelo $T_s=1.5$. La Figura 4.7 resalta las tasas de excedencias asociadas a las diferentes combinaciones de carga utilizadas para diseñar la estructura de 10 pisos. Se observa que para la CPDE asociada a la combinación #1, se muestra una tasa de excedencia $v_D=0.0043$ para una distorsión máxima permitida $d=0.015$, que es equiparable al periodo de retorno (t_r) de 232 años para que esa distorsión se presente en la estructura, mientras que bajo la combinación #16, esta tasa es de $v_D=0.0015$, y el periodo de retorno igual a $t_r= 687$ años. La figura 4.8 muestra las tasas de excedencia correspondientes al edificio de 12 pisos. En particular, para la curva de la combinación #1, la tasa de excedencia para la distorsión máxima permitida por el reglamento $d=0.015$ es $v_D=0.0017$, con un periodo igual a $t_r= 602$ años. Sin embargo, al analizar la curva de la combinación #17, se obtiene una tasa de excedencia más favorable igual a $v_D=0.0009$, lo que es equiparable a un periodo $t_r=1104$ años.

Al examinar los resultados de todos los edificios diseñados, se hace evidente que la utilización de diferentes combinaciones de carga en el diseño sísmico puede incrementar la confiabilidad de las estructuras. Esto se ve reflejado en tasas de excedencia menores en comparación con aquellas estructuras diseñadas siguiendo únicamente la combinación reglamentaria estándar. Además, es notorio que el periodo de retorno asociado a la tasa de excedencia de la distorsión límite reglamentaria en los edificios incrementa su periodo (años), como se aprecia en los resultados.

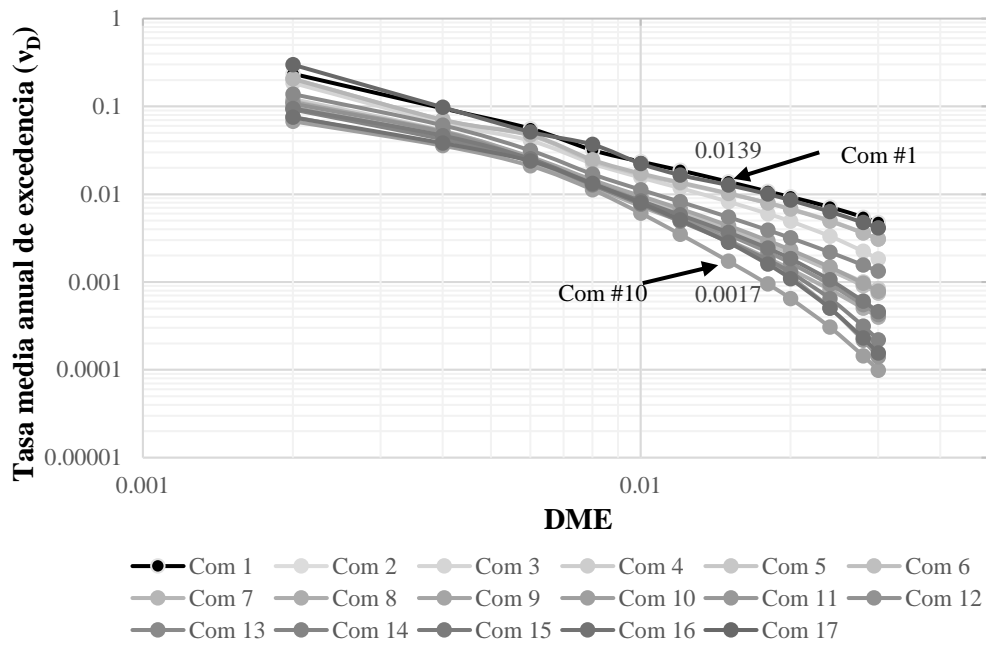


Figura 4.5. CPDE del edificio de 6 pisos situado en suelo $T_s=1.0s$.

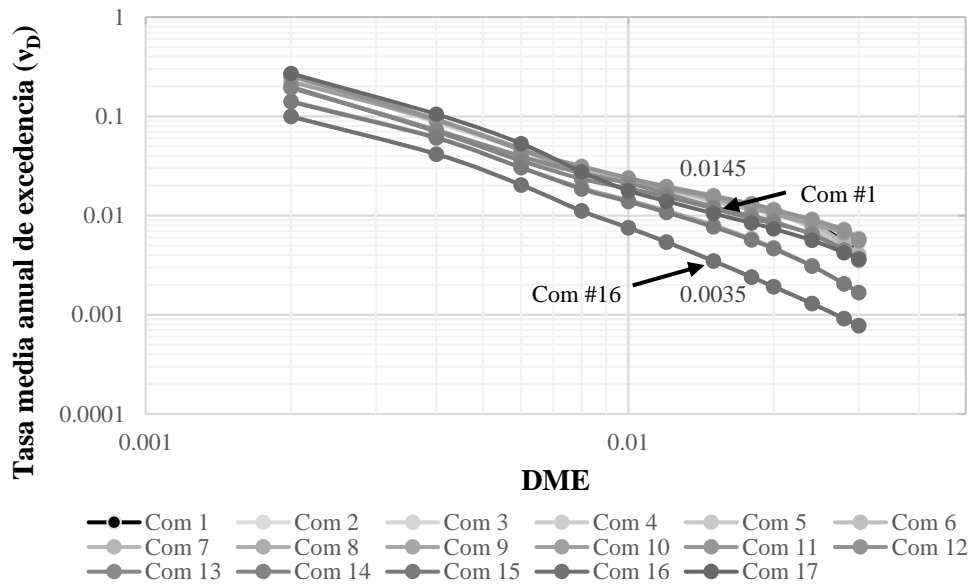


Figura 4.6. CPDE del edificio de 8 pisos situado en suelo $T_s=1.0s$.

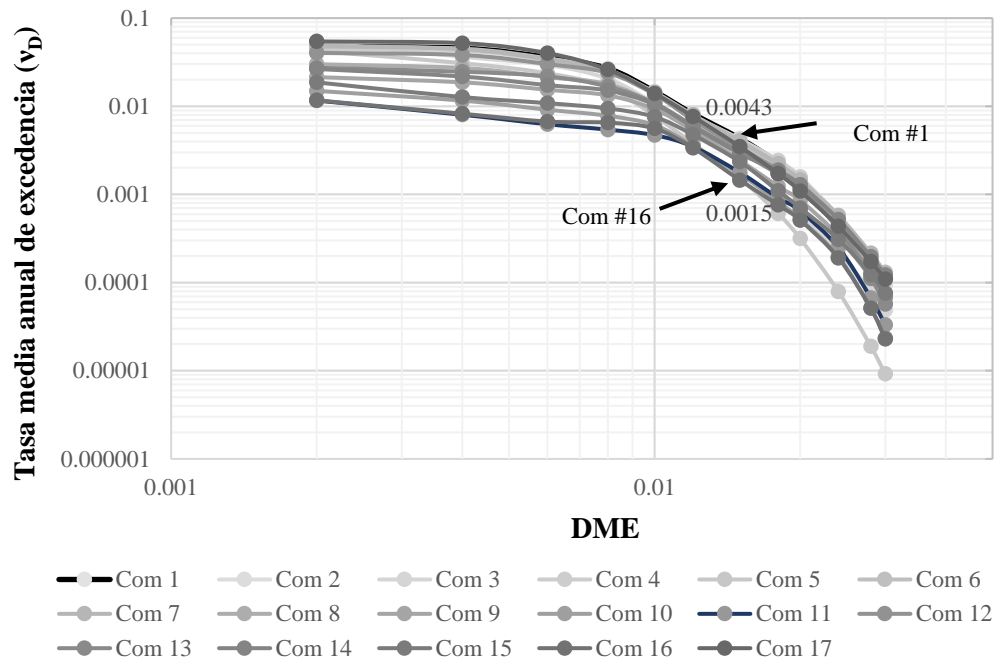


Figura 4.7. CPDE del edificio de 10 pisos situado en suelo $T_s=1.5s$.

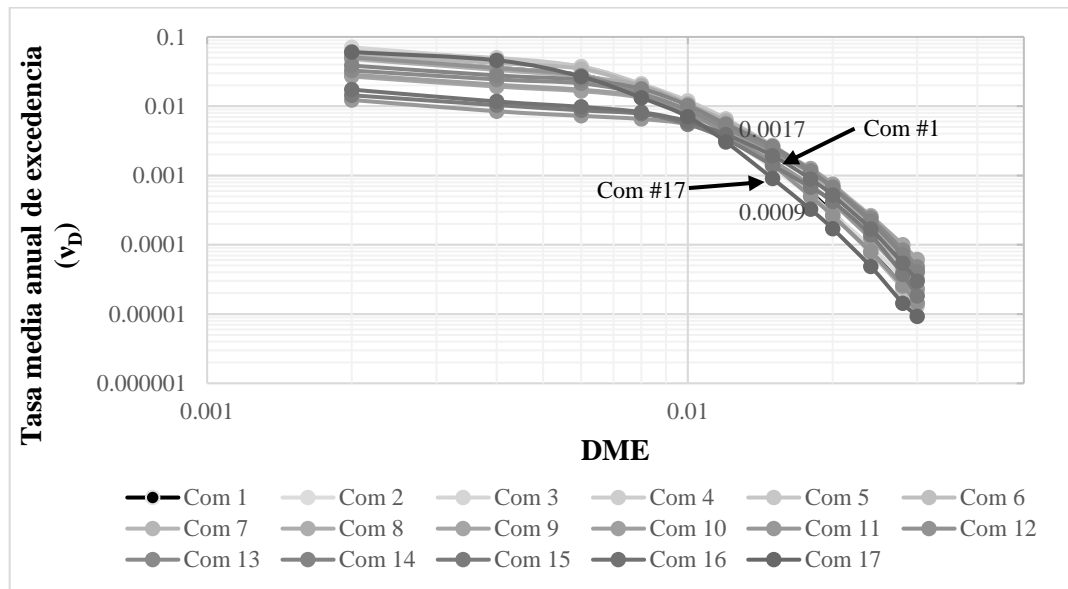


Figura 4.8. CPDE del edificio de 12 pisos situado en suelo $T_s=1.5s$.

4.2 Análisis de las combinaciones de carga

En este apartado se evalúa el impacto generado por diversas combinaciones de carga en el diseño sísmico. Se busca identificar aquellas combinaciones que minimicen el costo

total y aumenten la confiabilidad estructural en contraposición a la combinación de carga sísmica reglamentaria. A continuación, se contrastan los hallazgos encontrados entre los edificios situados sobre los distintos suelos analizados.

4.2.1 Suelo con periodo $T_s=0.75s$

La Tabla 4.1 muestra los costos normalizados ($C_T(\gamma)/C_T(1)$) obtenidos como la relación de los costos totales divididos entre los costos totales correspondientes a los edificios diseñados con la combinación reglamentaria (#1). Además, se incluyen los periodos de retorno (t_r) para la distorsión máxima permitida por el reglamento ($d=0.015$) para los edificios. Los costos normalizados se obtuvieron para todos los edificios analizados en este trabajo (4, 6, 8, 10, 12, 15 niveles) diseñados mediante la implementación de las combinaciones de carga (γ) propuestas.

La Tabla 4.1 muestra cómo los costos totales normalizados asociados a los tipos de edificios mediante la combinación de carga sísmica reglamentaria (#1) son iguales a la unidad, estableciendo así el valor de uno (1) como base de referencia para comparar los costos normalizados de las diferentes combinaciones de carga. Se observa que algunos edificios diseñados con estas combinaciones presentan valores inferiores a la unidad, indicando un ahorro en el costo total. Además, se presentan valores superiores a la unidad, lo que indica un sobrecoste al diseñarse con dicha combinación. Por ejemplo, en la combinación #7, el edificio de 4 niveles presentó un costo total normalizado de 0.947, el de 6 niveles de 1.127, el de 8 de 1.053, el de 10 niveles de 0.986, el edificio de 12 de 0.999, y para el edificio de 15 niveles un costo normalizado de 1.042.

En los análisis realizados se calculó el promedio de los costos normalizados de todos los edificios diseñados con cada combinación específica. Asimismo, se determinó el promedio de los periodos de retorno de los edificios. Estos valores promedios sirvieron como base para realizar comparaciones globales entre los resultados de las diferentes combinaciones de carga. En los edificios analizados en suelo $T_s=0.75s$, se observó que las combinaciones #2, #3, #4, #5, #6 y #13 resultaron con un costo total promedio menor en comparación con esos diseñados bajo combinación reglamentaria ($C_{T(\gamma)} < C_{T(1)}$), lo que señala que al usar estas combinaciones se presenta un ahorro general en los costos totales.

Por otra parte, las combinaciones que exhibieron un mayor periodo de retorno en comparación con la combinación reglamentaria ($t_r > t_{r-Com\#1}$), y por lo tanto presentan una mayor confiabilidad estructural, fueron las combinaciones #6, #7, #9, #11, #13, #15 y #16. Por lo tanto, las combinaciones óptimas se estimaron como esas combinaciones que presentaban menor costo y mayor confiabilidad. Para este tipo de suelo, fueron las combinaciones #6 y #13, debido a que presentan un menor costo total, con un ahorro entre un 2% y 3% menos, y un periodo de retorno mayor entre un 1.5% y el 60%, mejorando la confiabilidad para las respectivas combinaciones.

Tabla 4.1. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=0.75s$.

Niv.	4		6		8		10		12		15		$C_T(\gamma)$ Prom.	$t_r(\gamma)$ Prom.
	Costo Norm.	t_r	Costo Norm.	t_r	Costo Norm.	t_r	Costo Norm.	t_r	Costo Norm.	t_r	Costo Norm.	t_r		
# 1	1	6591	1	4127	1	1971	1	4299	1	794	1	971	1	3126
# 2	0.947	6494	0.965	4421	0.876	1976	1.000	3096	1.007	733	0.994	949	0.965	2945
# 3	1.001	5393	0.956	4689	1.007	1907	0.947	1217	1.008	622	1.000	936	0.987	2461
# 4	1.145	4354	1.082	3269	0.696	2064	0.977	1759	0.937	569	1.016	1367	0.976	2231
# 5	0.951	4835	0.980	5527	0.892	1882	0.960	3434	1.034	640	1.005	933	0.970	2875
# 6	0.985	6765	1.026	16746	0.919	1982	0.960	3132	0.977	577	0.993	962	0.977	5027
# 7	0.937	6584	1.127	12412	1.053	1981	0.986	3121	0.999	571	1.042	981	1.024	4275
# 8	1.160	3687	1.250	3768	1.219	1224	1.103	3446	1.056	888	0.996	1272	1.131	2381
# 9	1.064	5491	1.371	7093	0.909	1864	1.338	2205	0.977	577	1.021	1583	1.113	3136
# 10	1.161	3108	1.334	6049	0.835	2045	1.452	2532	1.283	2153	0.993	1268	1.176	2859
# 11	1.119	4011	1.247	5138	0.964	4390	1.449	3424	1.227	3118	1.073	1337	1.180	3569
# 12	1.127	3668	1.261	2839	0.949	1937	1.020	1168	1.004	653	0.986	1205	1.058	1912
# 13	1.027	5856	1.036	6298	0.887	2209	0.974	2843	0.976	577	0.994	1293	0.982	3179
# 14	1.077	3226	1.085	4647	0.875	1801	1.183	5337	1.236	1046	0.985	1281	1.073	2890
# 15	1.278	5039	1.178	5302	0.859	2861	1.361	4460	1.050	721	1.032	1330	1.126	3285
# 16	1.176	4174	1.148	5626	0.933	4352	1.461	3763	1.212	3422	1.064	1241	1.165	3763
# 17	1.124	4240	0.897	3390	0.599	2169	0.796	1229	0.955	294	0.949	707	0.887	2005

4.2.2 Suelo con periodo $T_s=1.0s$

La Tabla 4.2 muestra un resumen de los costos normalizados para las estructuras analizadas en suelo $T_s=1.0s$. Mediante esta tabla son examinados los costos obtenidos en las distintas combinaciones de carga y los periodos de retorno asociados a la DME permitida. En esta tabla, se observa que las combinaciones que presentan un menor costo total promedio fueron las combinaciones #8, #12, #14 y 17, que presenta un costo total menor al costo de la combinación #1. Por otra parte, todas las combinaciones propuestas, a excepción de la combinación #3, exhiben una mayor confiabilidad, ya que presentan un mayor periodo de retorno en comparación con la combinación reglamentaria. Por lo tanto, se encuentra que las combinaciones óptimas para este tipo de suelo son las combinaciones #8, #12, #14 y 17, ya

que presentan un menor costo total, con un ahorro entre el 6% y el 30%, y una mayor confiabilidad.

Tabla 4.2. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=1.0s$.

Niv.	4		6		8		10		12		15		$C_r(\gamma)$ Prom.	$t_r(\gamma)$ Prom.
Com (γ)	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr		
# 1	1	144	1	72	1	69	1	42	1	45	1	300	1	112
# 2	0.688	81	1.225	249	0.464	65	0.834	45	2.471	38	3.147	419	1.472	150
# 3	3.277	130	0.920	122	0.762	70	0.985	43	1.568	41	1.030	250	1.424	109
# 4	0.779	84	1.531	245	0.612	66	0.740	45	3.019	33	1.363	911	1.341	231
# 5	1.781	146	1.493	99	0.912	72	0.941	44	0.195	326	1.054	213	1.063	150
# 6	0.913	83	1.280	249	0.512	66	1.002	44	3.807	38	3.086	582	1.766	177
# 7	1.686	143	1.073	98	0.835	70	0.972	43	0.570	46	1.044	310	1.030	118
# 8	0.774	77	0.881	336	0.584	63	0.711	53	1.689	45	1.000	659	0.940	205
# 9	1.178	90	1.320	228	0.590	125	0.771	65	2.468	58	1.410	189	1.289	126
# 10	1.173	67	0.901	579	0.531	67	0.689	67	0.755	79	4.914	498	1.494	226
# 11	0.878	69	1.597	335	0.657	286	0.875	142	1.599	138	23.958	96	4.928	178
# 12	0.798	90	0.804	291	0.473	64	0.678	49	0.735	71	0.694	3713	0.697	713
# 13	1.923	109	1.544	182	0.862	82	0.963	52	2.697	52	0.994	218	1.497	116
# 14	1.063	88	1.010	347	0.653	85	0.588	62	0.780	82	1.187	759	0.880	237
# 15	0.938	84	1.242	272	0.965	130	1.203	113	2.672	64	1.820	202	1.474	144
# 16	2.779	73	1.291	355	0.616	288	0.819	145	2.311	89	24.295	96	5.352	174
# 17	2.766	119	0.660	79	0.470	95	0.317	105	0.122	214	1.032	609	0.894	204

4.2.3 Suelo con periodo $T_s=1.5s$

La Tabla 4.3 presenta los resultados de los análisis realizados a los edificios situados en suelo $T_s=1.5s$, los cuales fueron sometidos a 17 combinaciones de carga distintas para el diseño. En la tabla se presentan los costos normalizados en relación a cada una de las combinaciones empleadas. Además, se muestra el periodo de retorno asociado a la DME permitida por el reglamento.

Los resultados muestran que las combinaciones de carga #8 a la #17, todas ellas, presentan un costo total promedio menor al de la combinación #1. Además, las estructuras diseñadas con las combinaciones #2, #3, #4, #5, #6, #7, #8, #12 y #17 muestran una mayor confiabilidad, evidenciada por el periodo de retorno superior a las estructuras diseñadas con la combinación #1. Por consiguiente, se determina que las combinaciones más óptimas para el diseño sísmico en suelo con periodo $T_s=1.5s$ son las combinaciones #8, #12 y #17, las cuales presentan un ahorro entre el 5% y 18%, y un periodo de retorno mayor entre un 35% y 45%.

Tabla 4.3. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=1.5s$.

Niv.	4		6		8		10		12		15		$C_T(\gamma)$	$t_r(\gamma)$
Com (γ)	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Prom.	Prom.
# 1	1	101	1	123	1	170	1	232	1	602	1	2120	1	558
# 2	0.960	101	2.307	110	0.987	172	1.097	235	1.105	779	1.394	2427	1.308	637
# 3	0.909	90	0.810	146	0.842	198	1.378	402	0.764	371	1.431	2400	1.022	601
# 4	1.012	103	1.000	109	1.221	173	1.015	238	1.217	629	1.499	2538	1.161	632
# 5	0.850	90	0.898	128	0.942	610	1.017	653	0.883	389	1.432	2201	1.004	678
# 6	0.957	101	0.872	130	0.851	225	1.260	262	0.906	604	1.221	2745	1.011	678
# 7	1.079	88	1.080	149	0.910	210	1.117	248	0.890	371	1.022	2414	1.016	580
# 8	1.004	124	0.415	654	0.842	253	0.650	321	1.190	395	0.830	3594	0.822	890
# 9	0.841	93	0.995	163	0.824	205	0.470	409	0.635	454	0.928	1247	0.782	429
# 10	0.962	161	0.814	185	0.732	326	0.423	586	0.553	399	0.887	1243	0.728	483
# 11	0.932	108	0.846	193	0.781	282	0.367	563	0.499	621	1.100	722	0.754	415
# 12	1.075	102	1.035	126	1.056	174	0.720	296	0.825	703	1.037	3465	0.958	811
# 13	1.176	92	1.244	162	0.843	219	0.661	331	0.787	432	1.262	1741	0.996	496
# 14	0.916	133	0.967	140	0.730	236	0.550	343	0.721	380	1.026	1836	0.818	512
# 15	0.889	102	0.759	265	2.098	208	0.582	425	0.403	713	0.892	733	0.937	408
# 16	0.878	203	0.846	213	0.800	214	0.309	687	0.453	517	0.832	616	0.686	409
# 17	0.522	243	0.529	558	0.860	437	1.101	286	1.000	1104	1.428	1994	0.907	770

4.2.4 Suelo con periodo $T_s=2.0s$

Los resultados de los análisis de las estructuras situadas en suelo $T_s=2.0$ son presentados en la Tabla 4.4. En ella se detallan los costos normalizados asociados a las distintas combinaciones de carga empleadas en los análisis. Además, se presentan los periodos de retorno correspondientes a la DME permitida por el código de construcción, que es de 0.015. Cabe resultar que, para este tipo de suelo, la mayoría de las combinaciones de carga sísmica sugeridas exhiben costos totales promedio menores a los de la combinación #1 establecida por el reglamento, a excepción de las combinaciones #4, #7 y #17, las cuales presentan costos superiores. Asimismo, la mayoría de las combinaciones propuestas presentaron un periodo de retorno más prolongado, excepto las combinaciones #4 y #17. Es relevante resaltar que, para este tipo de suelo, la mayoría de las combinaciones se consideran óptimas, con la excepción de las combinaciones #4, #7 y #17. Esto se debe a que presentan menores costos totales y una mayor confiabilidad. Las combinaciones idóneas para diseñar en este suelo presentan un ahorro entre el rango del 2% al 20% para las diferentes combinaciones óptimas, y un mayor periodo de retorno de entre un 1% y un 98%, cuando es comparado con los edificios diseñados en los que se implementó la combinación reglamentaria.

Tabla 4.4. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=2.0s$.

Niv.	4		6		8		10		12		15		$C_r(\gamma)$	$t_r(\gamma)$
Com (γ)	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Prom.	Prom.
# 1	1	41	1	51	1	63	1	65	1	64	1	85	1	62
# 2	1.031	37	1.129	65	1.270	61	0.794	68	0.806	72	0.896	82	0.988	64
# 3	1.001	41	0.860	58	1.122	65	0.996	68	1.025	64	0.866	84	0.978	63
# 4	0.937	35	1.063	63	1.309	56	1.120	63	1.130	66	1.151	75	1.118	60
# 5	1.026	41	0.820	58	1.172	64	0.822	68	1.063	63	0.858	84	0.960	63
# 6	1.031	37	1.037	58	1.511	61	0.681	71	0.772	72	0.772	89	0.967	65
# 7	0.966	41	0.895	58	1.050	63	1.248	67	0.900	63	0.985	85	1.007	63
# 8	1.015	42	0.991	64	1.312	63	0.754	73	0.698	92	0.830	132	0.933	78
# 9	1.036	52	0.878	63	0.847	76	0.675	90	0.606	94	0.787	148	0.805	87
# 10	0.806	46	0.887	72	1.247	63	0.720	84	0.607	124	0.524	202	0.798	99
# 11	1.208	61	1.027	77	0.955	95	0.673	110	0.599	126	0.501	266	0.827	123
# 12	0.996	38	0.801	59	1.185	56	0.797	72	0.873	79	0.760	97	0.902	67
# 13	1.087	44	1.099	61	0.904	75	0.673	83	0.852	72	0.790	118	0.901	76
# 14	0.863	45	0.893	72	1.276	61	0.706	79	0.559	115	0.668	155	0.828	88
# 15	1.297	59	0.911	81	0.892	78	0.696	102	0.564	109	0.561	224	0.820	109
# 16	1.148	61	0.953	81	1.096	85	0.723	116	0.581	133	0.419	302	0.820	130
# 17	1.209	39	1.277	44	1.178	59	0.779	56	1.157	50	1.101	68	1.117	53

4.2.5 Suelo con periodo $T_s=2.5s$

En la Tabla 4.5 son presentados los resultados de los edificios ubicados en suelo $T_s=2.5$. En ella se detallan los costos normalizados asociados a las 17 combinaciones de carga utilizadas en los análisis. Además, se presentan los periodos de retorno correspondientes a la distorsión máxima permitida por el reglamento, $d=0.015$. En la tabla se destaca que las combinaciones con menor costo total son las #2, #3, #4, #6, #8 y #12, las cuales presentan un costo total inferior al de la combinación #1. Además, las combinaciones #3, #5, #7, #8, #9, #10, #11, #12, #13, #14, #15 y #16 exhiben una mayor confiabilidad, indicada por un periodo de retorno superior al de las estructuras diseñadas con la combinación #1. En consecuencia, se determina que las combinaciones óptimas para el diseño sísmico en suelos con periodo $T_s=2.5$ son las #8 y #12. Estas combinaciones ofrecen un ahorro del 2% y un 10 %, y un incremento en el periodo de retorno del 23% y 93% respectivamente.

Tabla 4.5. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=2.5s$.

Niv.	4		6		8		10		12		15		$C_T(\gamma)$	$t_r(\gamma)$
Com (γ)	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Prom.	Prom.
# 1	1	263	1	160	1	155	1	87	1	124	1	150	1	156
# 2	0.873	119	0.949	160	1.219	192	0.753	138	1.228	133	0.901	156	0.987	150
# 3	0.934	123	0.888	218	0.932	207	0.901	143	1.402	136	0.912	149	0.995	162
# 4	0.896	119	0.963	160	1.159	192	0.711	153	0.955	119	1.025	151	0.951	149
# 5	0.885	121	0.863	214	0.941	201	1.119	144	1.449	118	0.878	155	1.023	159
# 6	0.900	119	0.934	160	1.185	192	0.642	160	1.129	132	1.095	151	0.981	152
# 7	0.936	122	0.905	244	1.041	206	0.904	143	1.285	145	0.961	160	1.005	170
# 8	0.990	118	0.991	170	1.245	283	0.874	202	0.952	159	0.876	223	0.988	193
# 9	1.051	122	0.967	177	1.174	218	1.044	351	1.367	337	1.062	420	1.111	271
# 10	1.097	116	1.070	183	1.443	323	1.180	387	1.165	259	0.942	431	1.149	283
# 11	1.010	122	1.122	269	1.412	291	1.202	398	1.657	517	1.023	648	1.238	374
# 12	0.917	119	0.769	1130	1.116	173	0.792	130	0.833	145	1.012	154	0.907	308
# 13	0.979	123	0.955	235	1.268	303	1.169	265	1.149	218	0.948	351	1.078	249
# 14	1.026	115	1.045	201	1.363	304	1.143	324	1.286	244	0.976	411	1.140	266
# 15	1.060	122	0.993	303	1.396	273	1.276	370	1.378	419	0.970	479	1.179	328
# 16	1.131	119	1.038	197	1.393	356	1.328	414	1.377	564	0.941	674	1.201	387
# 17	0.915	125	0.995	158	1.220	138	1.330	67	1.059	88	0.983	137	1.084	119

4.2.6 Suelo con periodo $T_s=3.0s$

La Tabla 4.6 que se presenta en esta sección, muestra los costos normalizados de los edificios, analizados con las diferentes combinaciones de carga, situados en suelo $T_s=3.0s$. También se presentan en la tabla los periodos de retorno, para la DME permitida por el reglamento de construcción. De los resultados se destaca que las combinaciones con menor costo total son las #2, #3, #4, #6, #7, #7, #12 y #17, todas las cuales muestran un costo total inferior al de la combinación #1. Además, entre las combinaciones #5, #8, #9, #10, #11, #12, #13, #14, #15 y #16 se observa una mayor confiabilidad, indicada por un periodo de retorno superior al de las estructuras diseñadas con combinación reglamentaria (Combinación #1). Bajo este contexto, se determina que las combinaciones óptimas para el diseño sísmico en suelo con periodo $T_s=3.0s$ son las #8 y #12. Estas combinaciones ofrecen ahorro del 1% y 2%, respectivamente, y un incremento en el periodo de retorno del 37% para la combinación #8. Para el caso de la combinación #12, el periodo de retorno promedio no muestra alguna optimización, al presentar el mismo valor que la combinación #1.

Tabla 4.6. Resultado de las combinaciones óptimas para los edificios analizados en suelo $T_s=3.0s$.

Niv.	4		6		8		10		12		15		$C_T(\gamma)$	$t_r(\gamma)$
Com (γ)	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Costo Norm.	tr	Prom.	Prom.
# 1	1	158	1	251	1	106	1	87	1	65	1	124	1	132
# 2	0.983	154	1.003	245	0.921	106	0.878	90	0.938	64	1.017	128	0.957	131
# 3	1.023	157	0.981	243	0.937	107	0.856	68	0.989	65	0.951	134	0.956	129
# 4	0.999	164	1.008	243	0.961	108	0.889	68	1.055	65	0.998	138	0.985	131
# 5	0.979	181	0.969	244	0.958	110	1.193	668	1.009	65	1.067	139	1.029	234
# 6	1.010	154	0.995	246	1.021	107	0.933	90	0.977	65	0.963	125	0.983	131
# 7	1.008	155	0.972	245	0.992	105	0.907	90	0.989	65	1.010	127	0.980	131
# 8	1.011	239	0.996	288	1.013	157	0.954	137	1.007	80	0.986	185	0.994	181
# 9	1.058	273	0.998	301	0.996	199	1.020	183	1.323	137	1.319	241	1.119	222
# 10	1.042	434	0.998	384	0.948	267	0.963	249	1.369	217	1.152	284	1.079	306
# 11	1.103	394	1.059	394	0.991	346	0.979	293	1.222	384	1.095	294	1.075	350
# 12	1.000	162	0.979	249	0.991	101	0.887	90	0.941	65	1.075	125	0.979	132
# 13	0.994	270	0.997	288	1.087	157	0.955	136	1.149	83	1.247	186	1.072	186
# 14	1.050	261	1.065	308	0.961	199	1.008	178	1.206	135	1.328	240	1.103	220
# 15	1.034	434	1.030	385	1.517	1362	0.607	108	1.470	218	1.310	285	1.162	465
# 16	1.058	391	1.126	395	0.969	344	0.985	296	1.262	379	1.169	294	1.095	350
# 17	0.934	140	1.047	164	0.975	90	0.778	74	0.839	59	0.790	98	0.894	104

4.2.7 Combinaciones óptimas generales

El análisis de cómo las combinaciones de carga sísmica impactan el diseño de las estructuras analizadas sobre diferentes tipos de suelo, reveló que la búsqueda de una combinación óptima, que reduce los costos totales en los edificios y mejora la confiabilidad, nos conduce a diversas combinaciones que cumplen estos criterios en los distintos tipos de suelo.

En la figura 4.9 se presenta el número (#) de las combinaciones óptimas, que cumplen estos criterios antes mencionados, para cada tipo de suelo analizado en función de su periodo. Se destaca que algunas combinaciones de carga óptimas se repiten en diferentes tipos de suelo, mientras que otras son específicas para mejorar los costos y confiabilidad de los edificios en un tipo de suelo particular. Por ejemplo, las combinaciones óptimas para suelos con un periodo $T_s=0.75s$ son las #6 y #13, las cuales benefician exclusivamente a los edificios construidos sobre este tipo de suelo. Por otro lado, se observa que las combinaciones de carga #8 y #12 se repiten en suelos con periodos de $T_s=1.0s$, $T_s=1.5s$, $T_s=2.0s$, $T_s=2.5s$ y $T_s=3.0s$. Esta repetición sugiere una tendencia significativa que puede aprovecharse para establecer una combinación general capaz de mejorar los costos y la confiabilidad de los edificios en la mayoría de los suelos.

Al comparar los resultados de las combinaciones óptimas asociadas al suelo $T_s=0.75s$ (Tabla 4.1), se evidencia que la combinación #6 ($1.1F_{CM}+1.3F_{CV}+1.1F_{CS}$) al ser utilizada para el diseño, permite reducir los costos totales y aumentar el periodo de retorno de forma más eficiente en contraste de cuando se utiliza la combinación #13 ($1.0F_{CM}+1.0F_{CV}+1.2F_{CS}$). Por lo tanto, se puede concluir que, al incrementar las cargas estáticas durante el análisis del diseño sísmico, se puede potenciar su desempeño ante eventos sísmicos y disminuir los costos en el periodo de la vida útil.

Por otra parte, fueron analizados los resultados de las combinaciones óptimas #8 y #12 que se repiten en los suelos con periodo $T_s=1.0s$, $T_s=1.5s$, $T_s=2.0s$, $T_s=2.5s$ y $T_s=3.0s$ (Tabla 4.2 a la Tabla 4.6). Es evidente que los costos totales promedio de los edificios diseñados con la combinación #12 ($1.0F_{CM}+1.0F_{CV}+1.1F_{CS}$) son inferiores a aquellos diseñados con la combinación #8 ($1.1F_{CM}+1.1F_{CV}+1.2F_{CS}$). Sin embargo, al analizar los periodos de retorno para una distorsión $d=0.015$, los resultados de la combinación #8 presentan valores similares a esos obtenidos con la combinación #12. En general, se puede apreciar que aumentar el factor de carga sísmica (F_{CS}) y disminuir las cargas estáticas en suelos en transición y suelos blandos resulta en edificios con menores costos durante su vida útil, además de presentar una mayor confiabilidad, como se aprecia en los resultados. En este estudio, se sugiere emplear la combinación #12 ($1.0F_{CM}+1.0F_{CV}+1.1F_{CS}$) para diseñar edificios ante demandas sísmicas en suelos intermedios y blandos.

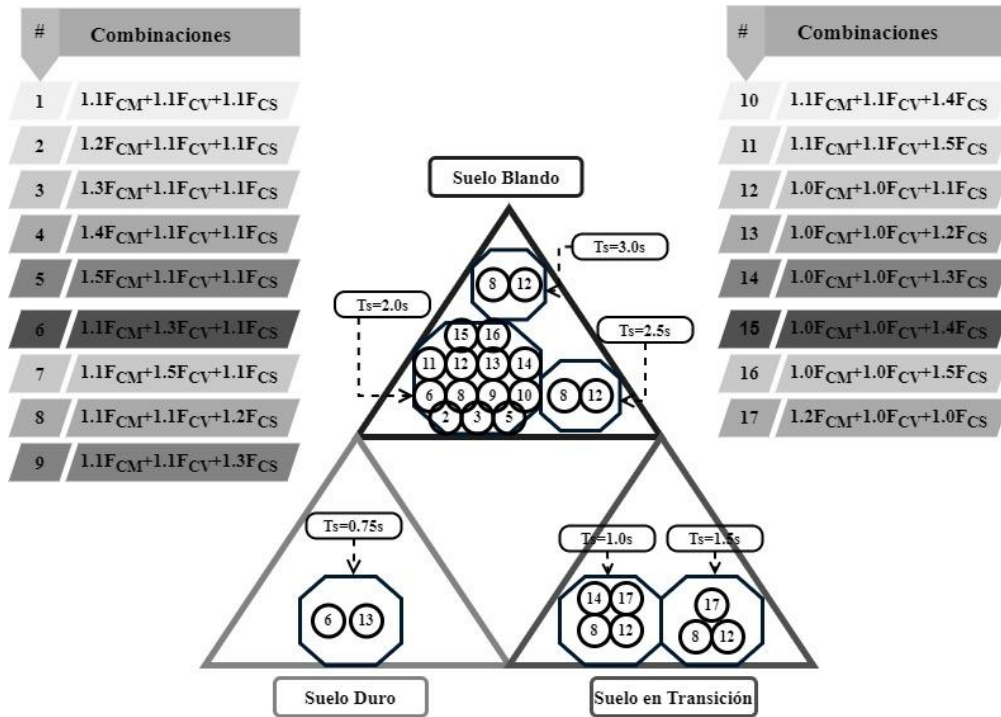


Figura 4.9 Combinaciones óptimas.

5 CONCLUSIONES

En este trabajo se centró en examinar cómo diferentes factores de carga afectan e influyen en el comportamiento de las estructuras cuando son sujetas a diseño sísmico. Para llevar a cabo este estudio, se sometieron a diseño sísmico estructuras de C/R utilizando combinaciones de carga, con diferentes configuraciones en los factores que las componen (permanente, variable y accidental). Además, se analizó cómo pueden influir los suelos de la CDMX en el diseño de los edificios.

La metodología empleada combina análisis sísmicos probabilísticos y redes neuronales artificiales para estimar los diseños estructurales y confiabilidad con el fin de obtener los costos iniciales, así como los costos por daño para los edificios analizados sobre suelo con periodo $T_s=0.75s$, $T_s=1.0s$, $T_s=1.5s$, $T_s=2.0s$, $T_s=2.5s$ y $T_s=3.0s$. El objetivo principal fue establecer combinaciones de carga óptimas que minimicen el costo total y maximicen la confiabilidad en comparación con la combinación sísmica reglamentaria.

Se identificaron varias combinaciones óptimas para los distintos tipos de suelos, y después de un análisis exhaustivo de estas combinaciones, se definieron dos opciones ideales para el diseño de los edificios. Basándonos en los resultados, se presentan las siguientes recomendaciones:

- Para edificios que van a ser diseñados en suelos con periodo $T_s=0.75s$, se recomienda emplear la combinación #6. Esta combinación ha demostrado ser óptima al reducir los costos totales y mejorar la confiabilidad. Los factores que conforman esta combinación son:

Suelo $T_s=0.75s$	Factor de carga muerta (F_{CM})	Factor de carga viva (F_{CV})	Factor de carga sísmica (F_{CS})
	1.1	1.3	1.1
	Combinación = $1.1 F_{CM}+1.3F_{CV}+1.1F_{CS}$		

- Para edificios que van a ser diseñados en suelos $T_s=1.0s$, $T_s=1.5s$, $T_s=2.0s$, $T_s=2.5s$ y $T_s=3.0s$, se sugiere utilizar la combinación #12. Esta combinación alternativa permite disminuir costos en el periodo de la vida útil, y además mejora su confiabilidad estructural. Los factores que integran esta combinación óptima son:

Suelo Transición Suelo Blando	Factor de carga muerta (F_{CM})	Factor de carga muerta (F_{CM})	Factor de carga muerta (F_{CM})
	1.0	1.0	1.1
	Combinación = $1.0 F_{CM} + 1.0 F_{CV} + 1.1 F_{CS}$		

Estas recomendaciones pueden ser implementadas en la práctica actualizando el reglamento de construcción actual para que pueda ser utilizado por los ingenieros y diseñadores. Además, es fundamental mejorar continuamente la metodología para la determinación de factores óptimos de carga, incorporando otros materiales de construcción como la mampostería y el acero estructural, considerando la interacción suelo-estructura, e incluyendo modelos estructurales más complejos, con el fin de obtener combinaciones de carga más eficientes que permitan a los edificios comportarse de manera óptima ante cualquier evento sísmico.

6 BIBLIOGRAFÍA

- [1] Secretaría de obras y servicios, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Ciudad de México: Secretaria de obras y servicios , 2020. Consultado: el 3 de abril de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.isc.cdmx.gob.mx/directores-res/cursos-de-actualizacion-2022/normas-tecnicas-complementarias-2023>
- [2] W. C. Santiago, H. M. Kroetz, S. H. de C. Santos, F. R. Stucchi, y A. T. Beck, “Reliability-based calibration of main Brazilian structural design codes”, *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 17, núm. 1, 2020, doi: 10.1590/1679-78255754.
- [3] R. Fahrni, G. De Sanctis, y A. Frangi, “Comparison of reliability- and design-based code calibrations”, *Structural Safety*, vol. 88, p. 102005, ene. 2021, doi: 10.1016/j.strusafe.2020.102005.
- [4] S. Dobruský, “Reliability-based code calibration applied to thin elements made of UHPFRC”, *Mater Struct*, vol. 50, núm. 3, p. 184, jun. 2017, doi: 10.1617/s11527-017-1051-5.
- [5] Y. K. Wen, “Reliability and performance-based design”, *Structural Safety*, vol. 23, núm. 4, pp. 407–428, oct. 2001, doi: 10.1016/S0167-4730(02)00011-5.
- [6] J. D. Sørensen, I. B. Kroon, y M. H. Faber, “Optimal reliability-based code calibration”, *Structural Safety*, vol. 15, núm. 3, pp. 197–208, sep. 1994, doi: 10.1016/0167-4730(94)90040-X.
- [7] E. R. and L. Esteva, “Reliability Basis for Some Mexican Codes”, *ACI Symposium Publication*, vol. 31, doi: 10.14359/17921.
- [8] J. Bojórquez y S. E. Ruiz, “An Efficient Approach to Obtain Optimal Load Factors for Structural Design”, *The Scientific World Journal*, vol. 2014, pp. 1–9, 2014, doi: 10.1155/2014/456826.
- [9] B. Ellingwood, J. G. MacGregor, T. V. Galambos, y C. A. Cornell, “Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations”, *Journal of the Structural Division*, vol. 108, núm. 5, pp. 978–997, may 1982, doi: 10.1061/JSDEAG.0005959.

- [10] A. Slobbe, Á. Rózsás, y Y. Yang, “Reliability-based calibration of design code formulas: Application to shear resistance formulas for reinforced concrete members without shear reinforcement”, *Structural Concrete*, vol. 24, núm. 2, pp. 2979–3001, abr. 2023, doi: 10.1002/suco.202200583.
- [11] J. Köhler y M. Baravalle, “Risk-based decision making and the calibration of structural design codes – prospects and challenges”, *Civil Engineering and Environmental Systems*, vol. 36, núm. 1, pp. 55–72, ene. 2019, doi: 10.1080/10286608.2019.1615477.
- [12] M. Safari, S. H. Ghasemi, y S. A. Haj Seiyed Taghia, “Target reliability analysis of bridge piers concerning the earthquake extreme event limit state”, *Eng Struct*, vol. 245, p. 112910, oct. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112910.
- [13] P. Franchin y F. Noto, “Reliability-based partial factors for seismic design and assessment consistent with second-generation Eurocode 8”, *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 52, núm. 13, pp. 4026–4047, oct. 2023, doi: 10.1002/eqe.3840.
- [14] F. Colangelo, R. Giannini, y P. E. Pinto, “Seismic reliability analysis of reinforced concrete structures with stochastic properties”, *Structural Safety*, vol. 18, núm. 2–3, pp. 151–168, ene. 1996, doi: 10.1016/0167-4730(96)00008-2.
- [15] M. Noureldin y J. Kim, “Parameterized seismic life-cycle cost evaluation method for building structures”, *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 17, núm. 3, pp. 425–439, mar. 2021, doi: 10.1080/15732479.2020.1759656.
- [16] N. D. K. Reddy Chukka, L. Natrayan, y W. D. Mammo, “Seismic Fragility and Life Cycle Cost Analysis of Reinforced Concrete Structures with a Hybrid Damper”, *Advances in Civil Engineering*, vol. 2021, pp. 1–17, oct. 2021, doi: 10.1155/2021/4195161.
- [17] S. Lee, C. Jo, P. Bergan, B. Pettersen, y D. Chang, “Life-cycle cost-based design procedure to determine the optimal environmental design load and target reliability in offshore installations”, *Structural Safety*, vol. 59, pp. 96–107, mar. 2016, doi: 10.1016/j.strusafe.2015.12.002.

- [18] G. Barone y D. M. Frangopol, “Life-cycle maintenance of deteriorating structures by multi-objective optimization involving reliability, risk, availability, hazard and cost”, *Structural Safety*, vol. 48, pp. 40–50, may 2014, doi: 10.1016/j.strusafe.2014.02.002.
- [19] A.H-S. Ang, *Life-Cycle Civil Engineering- Life cycle considerations in risk-informed decisions for design of civil infrastrucres.*, 1st Edition., vol. 7. CRC Press, 2008.
- [20] S. M. Vazirizade, S. Nozhati, y M. A. Zadeh, “Seismic reliability assessment of structures using artificial neural network”, *Journal of Building Engineering*, vol. 11, pp. 230–235, may 2017, doi: 10.1016/j.jobbe.2017.04.001.
- [21] A. Dey, G. Miyani, y A. Sil, “Application of artificial neural network (ANN) for estimating reliable service life of reinforced concrete (RC) structure bookkeeping factors responsible for deterioration mechanism”, *Soft comput*, vol. 24, núm. 3, pp. 2109–2123, feb. 2020, doi: 10.1007/s00500-019-04042-y.
- [22] O. R. de Lautour y P. Omenzetter, “Prediction of seismic-induced structural damage using artificial neural networks”, *Eng Struct*, vol. 31, núm. 2, pp. 600–606, feb. 2009, doi: 10.1016/j.engstruct.2008.11.010.
- [23] C.-B. Yun, J.-H. Yi, y E. Y. Bahng, “Joint damage assessment of framed structures using a neural networks technique”, *Eng Struct*, vol. 23, núm. 5, pp. 425–435, may 2001, doi: 10.1016/S0141-0296(00)00067-5.
- [24] Z. X. Tan, D. P. Thambiratnam, T. H. T. Chan, M. Gordan, y H. Abdul Razak, “Damage detection in steel-concrete composite bridge using vibration characteristics and artificial neural network”, *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 16, núm. 9, pp. 1247–1261, sep. 2020, doi: 10.1080/15732479.2019.1696378.
- [25] Z. Liu y Z. Zhang, “Artificial neural network based method for seismic fragility analysis of steel frames”, *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 22, núm. 2, pp. 708–717, feb. 2018, doi: 10.1007/s12205-017-1329-8.
- [26] M. Kaczmarek y A. Szymańska, “Application of artificial neural networks to predict the deflections of reinforced concrete beams”, *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol. 38, núm. 2, pp. 37–46, jun. 2016, doi: 10.1515/sgem-2016-0017.

- [27] A. Cascardi, F. Micelli, y M. A. Aiello, “Analytical model based on artificial neural network for masonry shear walls strengthened with FRM systems”, *Compos B Eng*, vol. 95, pp. 252–263, jun. 2016, doi: 10.1016/j.compositesb.2016.03.066.
- [28] M. P. González y J. L. Zapico, “Seismic damage identification in buildings using neural networks and modal data”, *Comput Struct*, vol. 86, núm. 3–5, pp. 416–426, feb. 2008, doi: 10.1016/j.compstruc.2007.02.021.
- [29] T. García-Segura, V. Yepes, y D. M. Frangopol, “Multi-objective design of post-tensioned concrete road bridges using artificial neural networks”, *Structural and Multidisciplinary Optimization*, vol. 56, núm. 1, pp. 139–150, jul. 2017, doi: 10.1007/s00158-017-1653-0.
- [30] D. Vamvatsikos y C. A. Cornell, “Incremental dynamic analysis”, *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 31, núm. 3, pp. 491–514, mar. 2002, doi: 10.1002/eqe.141.
- [31] B. Asgarian, A. Sadrinezhad, y P. Alanjari, “Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis”, *J Constr Steel Res*, vol. 66, núm. 2, pp. 178–190, feb. 2010, doi: 10.1016/j.jcsr.2009.09.001.
- [32] M. Alembagheri y M. Ghaemian, “Damage assessment of a concrete arch dam through nonlinear incremental dynamic analysis”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 44, pp. 127–137, ene. 2013, doi: 10.1016/j.soildyn.2012.09.010.
- [33] J. B. Mander, R. P. Dhakal, N. Mashiko, y K. M. Solberg, “Incremental dynamic analysis applied to seismic financial risk assessment of bridges”, *Eng Struct*, vol. 29, núm. 10, pp. 2662–2672, oct. 2007, doi: 10.1016/j.engstruct.2006.12.015.
- [34] FEMA P58-1 Seismic Performance Assesment of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, vol. 1. 2018. Consultado: el 3 de abril de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://femap58.atcouncil.org/documents/fema-p-58/24-fema-p-58-volume-1-methodology-second-edition/file>
- [35] FEMA 356- Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitaation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency, FEMA*. the American Society of

- Civil Engineers, 2000. Consultado: el 3 de abril de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf>
- [36] D. of homeland security Earthquake loss estimation methodology, “Federal Emergency Management Agency”, *HAZUS technical manual MH MRI*, 2003, Consultado: el 3 de abril de 2024. [En línea]. Disponible en: https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-09/fema_hazus_earthquake-model_technical-manual_2.1.pdf
- [37] S. N. A. Saruddin y F. M. Nazri, “Fragility Curves for Low- and Mid-rise Buildings in Malaysia”, *Procedia Eng*, vol. 125, pp. 873–878, 2015, doi: 10.1016/j.proeng.2015.11.056.
- [38] M. Vona, “Fragility Curves of Existing RC Buildings Based on Specific Structural Performance Levels”, *Open Journal of Civil Engineering*, vol. 04, núm. 02, pp. 120–134, 2014, doi: 10.4236/ojce.2014.42011.
- [39] S. Lagomarsino, S. Cattari, y D. Ottonelli, “The heuristic vulnerability model: fragility curves for masonry buildings”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, núm. 8, pp. 3129–3163, jun. 2021, doi: 10.1007/s10518-021-01063-7.
- [40] D. Lallemand, A. Kiremidjian, y H. Burton, “Statistical procedures for developing earthquake damage fragility curves”, *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 44, núm. 9, pp. 1373–1389, jul. 2015, doi: 10.1002/eqe.2522.
- [41] B. G. Nielson y R. DesRoches, “Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States”, *Earthquake Spectra*, vol. 23, núm. 3, pp. 615–633, ago. 2007, doi: 10.1193/1.2756815.
- [42] S. K. Ramamoorthy, P. Gardoni, y J. M. Bracci, “Probabilistic Demand Models and Fragility Curves for Reinforced Concrete Frames”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, núm. 10, pp. 1563–1572, oct. 2006, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:10(1563).
- [43] Nilesh Shome, “Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures”, Stanford University, 1999.

- [44] C. A. Cornell, “Engineering seismic risk analysis”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 58, núm. 5, pp. 1583–1606, oct. 1968, doi: 10.1785/BSSA0580051583.
- [45] Esteva Maraboto Luis, “Bases para la formulación de decisiones del diseño sísmico”, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, 1968.
- [46] F. Solarino y L. Giresini, “Fragility curves and seismic demand hazard analysis of rocking walls restrained with elasto-plastic ties”, *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 50, núm. 13, pp. 3602–3622, oct. 2021, doi: 10.1002/eqe.3524.
- [47] M. Zaker Esteghamati y A. Farzampour, “Probabilistic seismic performance and loss evaluation of a multi-story steel building equipped with butterfly-shaped fuses”, *J Constr Steel Res*, vol. 172, p. 106187, sep. 2020, doi: 10.1016/j.jcsr.2020.106187.
- [48] M. A. Hariri-Ardebili y V. E. Saouma, “Probabilistic seismic demand model and optimal intensity measure for concrete dams”, *Structural Safety*, vol. 59, pp. 67–85, mar. 2016, doi: 10.1016/j.strusafe.2015.12.001.
- [49] R. Monteiro, R. Delgado, y R. Pinho, “Probabilistic Seismic Assessment of RC Bridges: Part II — Nonlinear Demand Prediction”, *Structures*, vol. 5, pp. 274–283, feb. 2016, doi: 10.1016/j.istruc.2015.08.001.
- [50] H. Xu y P. Gardoni, “Probabilistic capacity and seismic demand models and fragility estimates for reinforced concrete buildings based on three-dimensional analyses”, *Eng Struct*, vol. 112, pp. 200–214, abr. 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.01.005.
- [51] W. S. McCulloch y W. Pitts, “A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity”, *Bull Math Biol*, vol. 52, núm. 1–2, pp. 99–115, ene. 1990, doi: 10.1007/BF02459570.
- [52] K. M. A. Hossain, L. R. Gladson, y M. S. Anwar, “Modeling shear strength of medium- to ultra-high-strength steel fiber-reinforced concrete beams using artificial neural network”, *Neural Comput Appl*, vol. 28, núm. S1, pp. 1119–1130, dic. 2017, doi: 10.1007/s00521-016-2417-2.

- [53] Bojórquez Mora Juan, Tolentino Dante, E. Ruiz Sonia, y Bojórquez Edén, “Diseño sísmico preliminar de edificios de concreto reforzado usando redes neuronales artificiales”, 2016.
- [54] M. Betti, L. Facchini, y P. Biagini, “Damage detection on a three-storey steel frame using artificial neural networks and genetic algorithms”, *Meccanica*, vol. 50, núm. 3, pp. 875–886, mar. 2015, doi: 10.1007/s11012-014-0085-9.
- [55] Z. Tadesse, K. A. Patel, S. Chaudhary, y A. K. Nagpal, “Neural networks for prediction of deflection in composite bridges”, *J Constr Steel Res*, vol. 68, núm. 1, pp. 138–149, ene. 2012, doi: 10.1016/j.jcsr.2011.08.003.
- [56] M. Papadrakakis y N. D. Lagaros, “Reliability-based structural optimization using neural networks and Monte Carlo simulation”, *Comput Methods Appl Mech Eng*, vol. 191, núm. 32, pp. 3491–3507, jun. 2002, doi: 10.1016/S0045-7825(02)00287-6.
- [57] V.-L. Tran, D.-K. Thai, y D.-D. Nguyen, “Practical artificial neural network tool for predicting the axial compression capacity of circular concrete-filled steel tube columns with ultra-high-strength concrete”, *Thin-Walled Structures*, vol. 151, p. 106720, jun. 2020, doi: 10.1016/j.tws.2020.106720.
- [58] F. Rosenblatt, “The perceptron: A probabilistic model for information storage and organization in the brain.”, *Psychol Rev*, vol. 65, núm. 6, pp. 386–408, 1958, doi: 10.1037/h0042519.
- [59] X. Yao, “A review of evolutionary artificial neural networks”, *International Journal of Intelligent Systems*, vol. 8, núm. 4, pp. 539–567, 1993, doi: 10.1002/int.4550080406.
- [60] Y. Park, A. H. -S. Ang, y Y. K. Wen, “Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, núm. 4, pp. 740–757, abr. 1985, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(740).
- [61] Y. Park y A. H. -S. Ang, “Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, núm. 4, pp. 722–739, abr. 1985, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722).

- [62] D. Tolentino y S. E. Ruiz, “Time Intervals for Maintenance of Offshore Structures Based on Multiobjective Optimization”, *Math Probl Eng*, vol. 2013, pp. 1–15, 2013, doi: 10.1155/2013/125856.
- [63] H. Mirzaeefard, M. Mirtaheri, y M. A. Hariri-Ardebili, “Life-cycle cost analysis of pile-supported wharves under multi-hazard condition: aging and shaking”, *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 19, núm. 2, pp. 269–289, feb. 2023, doi: 10.1080/15732479.2021.1940216.
- [64] P. Asadi y I. Hajirasouliha, “A practical methodology for optimum seismic design of RC frames for minimum damage and life-cycle cost”, *Eng Struct*, vol. 202, p. 109896, ene. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109896.
- [65] J. Bojórquez, S. E. Ruiz, B. Ellingwood, A. Reyes-Salazar, y E. Bojórquez, “Reliability-based optimal load factors for seismic design of buildings”, *Eng Struct*, vol. 151, pp. 527–539, nov. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.08.046.
- [66] P. Castaldo, B. Palazzo, y P. Della Vecchia, “Life-cycle cost and seismic reliability analysis of 3D systems equipped with FPS for different isolation degrees”, *Eng Struct*, vol. 125, pp. 349–363, oct. 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.06.056.
- [67] Liang Shaobo, Gu Hongmei, Bilek Ted, y Bergman Richard, “Life-Cycle Cost Analysis of a Mass Timber building; Methodology and Hypothetical Case Study”, *United States Department of Agriculture*, 2019.
- [68] S. Shekhar, J. Ghosh, y J. E. Padgett, “Seismic life-cycle cost analysis of ageing highway bridges under chloride exposure conditions: modelling and recommendations”, *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 14, núm. 7, pp. 941–966, jul. 2018, doi: 10.1080/15732479.2018.1437639.
- [69] C. Ch. Mitropoulou, N. D. Lagaros, y M. Papadrakakis, “Life-cycle cost assessment of optimally designed reinforced concrete buildings under seismic actions”, *Reliab Eng Syst Saf*, vol. 96, núm. 10, pp. 1311–1331, oct. 2011, doi: 10.1016/j.ress.2011.04.002.

- [70] M. A. Orellana, S. E. Ruiz, J. Bojórquez, A. Reyes-Salazar, y E. Bojórquez, “Optimal load factors for earthquake-resistant design of buildings located at different types of soils”, *Journal of Building Engineering*, vol. 34, p. 102026, feb. 2021, doi: 10.1016/j.job.2020.102026.
- [71] David De León Escobedo, “Integrating Socio-Economics in the Development of Criteria of Optimal Aseismic Design of R/C Buildings”, University of California, Irvine, 1996.
- [72] Y. Xiao y H. Wu, “Retrofit of Reinforced Concrete Columns Using Partially Stiffened Steel Jackets”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, núm. 6, pp. 725–732, jun. 2003, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:6(725).
- [73] A. Surahman y K. B. Rojiani, “Reliability Based Optimum Design of Concrete Frames”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 109, núm. 3, pp. 741–757, mar. 1983, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:3(741).
- [74] T. R. Miller, “Variations between Countries in Values of Statistical Life”, *Journal of Transport Economics and Policy*, vol. 34, núm. 2, pp. 169–188, 2000, [En línea]. Disponible en: <http://www.jstor.org/stable/20053838>
- [75] W. K. Viscusi y J. E. Aldy, “The value of statical life: a critical review of market estimates throughout the world”, *J Risk Uncertain*, vol. 27, núm. 1, pp. 5–76, 2003, doi: 10.1023/A:1025598106257.
- [76] Meli Roberto, Miranda Eduardo, López Carlos, y López Oscar, “Efecto de los sismos de septiembre de 1985 en las construcciones de la Ciudad de México”, Ciudad de México, 2019. Consultado: el 3 de abril de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.iingen.unam.mx/es-mx/AlmacenDigital/Libros/Documents/Meli/libro-EvaluaciondelosefectosdelossismosSep85Int.pdf>
- [77] Tokyo Metropolitan Government, *Report on the Investigation of the Earthquake in Mexico: september 19,1985*. 1985.

- [78] I. Sistema Nacional de Información Estadística y Geográfica, “Encuestas Nacional de Ocupación y Empleo (ENOE)”. Consultado: el 3 de abril de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.inegi.org.mx/programas/enoe/15ymas/>
- [79] “Sistema de Acciones sísmica de Diseño (SASID)”, Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México.
- [80] secretaría de obras y servicios, *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo*. Ciudad de México: Gaceta oficial de la ciudad de México, 2020.
- [81] U. N. A. de M. Instituto de ingeniería, “Base de Datos de registros acelerográficos de la raii-UNAM”. Consultado: el 3 de abril de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/RedAcelerografica.aspx>.
- [82] Centro de Instrumentación y Registros Sísmicos A.C., “Red Acelerográfica y Sistema de Alerta Sísmica de la ciudad de México”. Consultado: el 3 de abril de 2024. [En línea]. Disponible en: http://cires.org.mx/registro_búsquedas_sismo_es.php
- [83] Secretaría de obras y servicios, *Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto* . Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2021.
- [84] Secretaría de obras y servicios, *Normas Técnicas complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Edificaciones* . Ciudad de México: Gaceta oficial de la ciudad de México, 2017.
- [85] Reyes Heredia Henry E, “Análisis de sensibilidad de factores de carga muerta, viva y sismo en edificios desplantados en diferentes tipos de suelo”, Universidad Autónoma de Sinaloa, 2019.
- [86] Dorado Chan Selma M., Ruiz Gómez sonia E., y Montiel Ortega Marco A., “Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registro requeridos para el análisis de estructuras”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, Ciudad de México, pp. 1–24, enero de 2005. Consultado: el 3 de abril de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61807202>

- [87] A Kavek, OK Hosseini, S Mohammadi, VRK Jari, y A Keyhani, “Optimum selection and scaling of accelerograms required in time history analysis of spatial structures”, *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, vol. 4, núm. 4, pp. 525–547, 2014.
- [88] Kalkan Erol y Chopra Anil K., “Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures”, 2010.
- [89] Chopra Anil Kumar, *Dinámica de estructuras- Método de las diferencias centrales* , 4a ed. México, 2014.
- [90] Carr Athol J., “Ruaumoko 3D”, vol. 3. University of Canterbury, 2012.
- [91] S. Otani, “Inelastic Analysis of R/C Frame Structures”, *Journal of the Structural Division*, vol. 100, núm. 7, pp. 1433–1449, jul. 1974, doi: 10.1061/JSDEAG.0003821.






7 ANEXOS

7.1 Artículos publicados

Hindawi
Advances in Civil Engineering
Volume 2022, Article ID 7418230, 15 pages
<https://doi.org/10.1155/2022/7418230>

Research Article

Development an Artificial Neural Network Model for Estimating Cost of R/C Building by Using Life-Cycle Cost Function: Case Study of Mexico City

Henry E. Reyes,¹ Juan Bojórquez ¹, Laura Cruz-Reyes,² Sonia E. Ruiz ³,
Alfredo Reyes-Salazar,¹ Edén Bojórquez ¹, Manuel Barraza ⁴, Antonio Formisano,⁵
Omar Payán ⁶, and José R. Torres⁶

¹Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán 80013, Mexico

²Instituto Tecnológico de Ciudad Madero, Ciudad Madero, Tamaulipas, Mexico

³Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Coyoacán 04510, Mexico

⁴Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño, Universidad Autónoma de Baja California, Ensenada 22860, Mexico

⁵Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples, Naples 80125, Italy

⁶Department of Mechanical and Mechatronic Engineering, Tecnológico Nacional de México, Culiacán, Sinaloa, Mexico

Correspondence should be addressed to Juan Bojórquez; juanbm@uas.edu.mx, Edén Bojórquez; eden@uas.edu.mx, Manuel Barraza; barraza.manuel@uabc.edu.mx, and Omar Payán; omarjps@hotmail.com

Received 27 January 2022; Revised 10 March 2022; Accepted 13 March 2022; Published 12 April 2022

Academic Editor: Qian Chen

Copyright © 2022 Henry E. Reyes et al. This is an open access article distributed under the Creative Commons Attribution License, which permits unrestricted use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

This paper addresses the importance of engineering asset management decisions and control. For this purpose, a Life-Cycle Cost (LCC) analysis is conducted for typical reinforced concrete (R/C) buildings located in Mexico City. The objective of this study is to develop an artificial neural network (ANN) model that can estimate the total expected cost of R/C buildings by using LCC functions. The total cost includes the initial cost and the cost of the damage caused by future possible ground motions at the site of interest. The present value of the cost includes: initial cost, repair or reconstruction cost, cost of damage to the contents, costs associated with the loss of life or injuries and economic losses. The structural performance is evaluated using probabilistic models, artificial neural networks models are used to obtain the seismic response of the buildings. The methodology is applied to a set of reinforced concrete buildings with 4, 8, and 12 stories which are located at the soft soil of Mexico City. Finally, it is concluded that the life-cycle cost is efficiently obtained using artificial neural network models for estimating the structural reliability of reinforced concrete buildings, in such a way that it can be used as an excellent planning tool that covers long spans of time.




1. Introduction

The life-cycle cost estimation has received abundant attention over the past decades. In that time, the challenge of estimating the total life-cycle costs of structures considering all variables involved in the problem has represented a difficult task. There is a vast amount of literature available regarding the estimation of the expected cost for different structural systems [1–19]; however, those studies generally are applied to a limited number of particular cases. Furthermore, one of the main limitations of those studies is the

time consuming of the methodology to obtain the total expected cost. This study addresses this issue, to perform this task artificial neural networks are used aiming to minimize the time consuming of the methodology within low errors in the estimation. The great potential of ANNs is the high-speed processing provided in a massive parallel implementation [20]. ANNs can be developed and used for image recognition, natural language processing and so on. Nowadays, ANNs are vastly used for universal function approximation in numerical paradigms because of their excellent properties of self-learning, adaptivity, fault

Article

Improving the Seismic Performance of Steel Frames under Mainshock–Aftershock Using Post-Tensioned Connections

José R. Torres ¹, Edén Bojórquez ^{1,*}, Juan Bojórquez ^{1,*} , Herian Leyva ² , Sonia E. Ruiz ³ ,
Alfredo Reyes-Salazar ¹, Leonardo Palemón-Arcos ^{4,*}, J. Luz Rivera ¹, Joel Carvajal ¹ and Henry E. Reyes ¹

- ¹ Facultad de Ingeniería Culiacán, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán de Rosales 80040, Mexico; jose.tr@culiacan.tecnm.mx (J.R.T.); reyes@uas.edu.mx (A.R.-S.); luz@uas.edu.mx (J.L.R.); joelcarvajal.fic@uas.edu.mx (J.C.); henry.reyes.fic@uas.edu.mx (H.E.R.)
- ² Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño (FIAD), Universidad Autónoma de Baja California, Ensenada 22860, Mexico; herian.leyva@uabc.edu.mx
- ³ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, CU, Coyoacán, Ciudad de México 04510, Mexico; sruizg@ingen.unam.mx
- ⁴ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Autónoma del Carmen, Cd. del Carmen, Campeche 24180, Mexico
- * Correspondence: eden@uas.edu.mx (E.B.); juanbm@uas.edu.mx (J.B.); lpalemon@pampano.unacar.mx (L.P.-A.)

Abstract: In this study, the seismic responses of moment-resisting steel frames (MRSFs) with welded and post-tensioned connections under 28 artificial seismic sequences (mainshock–aftershock) are compared. For this aim, the mainshock are scaled at different ground motion intensity levels as a function of the spectral pseudo-acceleration corresponding to the fundamental period of vibration of the structure $Sa(T_1)$, whereas different intensity levels of the aftershocks are used for a percentage of the peak maximum acceleration of the mainshock. The seismic performance comparison of both structural systems is computed for the maximum, residual inter-story drift and hysteretic energy demands. The results show that post-tensioned frames significantly reduce the structural demands, especially in the case of residual inter-story drifts and hysteretic energy in comparison with moment-resisting steel frames with welded connections. The reductions in the structural response tend to be larger as the intensity of the aftershock tends to increase. Therefore, it is concluded that the use of post-tensioned connections is a great alternative to mitigate the seismic response of buildings subjected to seismic sequences.

Keywords: seismic sequences; post-tensioned steel buildings; hysteretic energy; residual drifts; peak drifts



Citation: Torres, J.R.; Bojórquez, E.; Bojórquez, J.; Leyva, H.; Ruiz, S.E.; Reyes-Salazar, A.; Palemón-Arcos, L.; Rivera, J.L.; Carvajal, J.; Reyes, H.E. Improving the Seismic Performance of Steel Frames under Mainshock–Aftershock Using Post-Tensioned Connections. *Buildings* **2023**, *13*, 1676. <https://doi.org/10.3390/buildings13071676>

Academic Editor: Bo Yang

Received: 18 April 2023

Revised: 16 June 2023

Accepted: 26 June 2023

Published: 29 June 2023



Copyright: © 2023 by the authors. Licensee MDPI, Basel, Switzerland. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).



Artículo de investigación



Comparación de los costos durante el ciclo de vida útil de edificios de concreto reforzado ubicados en diferentes suelos de la ciudad de México

Life cycle cost comparison of reinforced concrete buildings locate in different types of soils in Mexico City

Henry Emmanuel Reyes Heredia¹, Juan Bojórquez Mora¹, Edén Bojórquez Mora¹,
Manuel Antonio Barraza Guerrero², Herian Alberto Leyva Madrigal²

¹Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, 80013, Calz de las Américas Nte s/n, Universitaria, Culiacán Rosales, Sinaloa, México

²Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño, Universidad Autónoma de Baja California, Carretera Transpeninsular Ensenada - Tijuana 3917, Zona Playitas, 22860 Ensenada, Baja California, México

Autor de correspondencia: Henry Emmanuel Reyes Heredia, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa, México. E-mail: henry.reyes.heredia@gmail.com. ORCID: 0009-0006-7767-6772.

Recibido: 11 de Agosto del 2023

Aceptado: 12 de Diciembre del 2023

Publicado: 17 Enero del 2024

Resumen. – Los edificios de concreto reforzados sujetos a eventos sísmicos pueden presentar distintos daños aun cuando estos tengan características similares cuando son diseñados con la combinación de carga sísmica reglamentaria. Lo anterior se traduce en mayores costos y una confiabilidad estructural no consistente durante el ciclo de vida útil de los edificios. Este trabajo se centra en comparar de los costos durante el ciclo de vida útil de edificios de concreto reforzado de varios niveles ubicados en suelo con periodos $T_s=0.75s$ y $T_s=2.0s$ de la ciudad de México. Para ello, se utilizaron un conjunto de combinaciones de cargas sísmicas propuestas para el diseño de los edificios. La capacidad de los diseños fue evaluada mediante el análisis dinámico incremental y la confiabilidad estructural se examinó mediante las curvas de peligro de demanda estructural. Además, se realizaron simulaciones de demandas sísmicas para estimar los daños que podrían ocurrir durante el ciclo de vida útil de los edificios. Por último, se obtuvieron los costos iniciales y los costos totales por daños de todos los edificios analizados. Los resultados demostraron que algunas combinaciones de cargas propuestas permitieron un ahorro en los costos, al mismo tiempo que mejoraban el comportamiento estructural de los edificios a lo largo del tiempo. Estos hallazgos podrían ser valiosos para la industria de la construcción, ya que ofrecen una visión más clara sobre cómo optimizar el diseño y la resistencia sísmica de los edificios.

Palabras clave: Edificios de concreto reforzado; Diseño sísmico; Confiabilidad estructural; Costos del ciclo de vida.

Abstract. - Reinforced concrete buildings subjected to seismic events may present different damages even though they have similar characteristics when designed with the regulatory seismic load combination. This results in higher costs and inconsistent structural reliability over the life cycle of the buildings. This work focuses on comparing the life cycle costs of reinforced concrete buildings of various levels located on soil with period $T_s=0.75s$ and $T_s=2.0s$ in Mexico City. For this purpose, a set of seismic load combinations proposed for the design of the buildings were used. The capacity of the designs was evaluated by incremental dynamic analysis and the structural reliability was examined by structural demand hazard curves. In addition, simulations of seismic demands were performed to estimate the damage that could occur during the life cycle of the buildings. Finally, initial and total damage costs were obtained for all the buildings analyzed. The results showed that some proposed load combinations provided cost savings while improving the structural performance of the buildings over time. These findings could be valuable to the construction industry, as they offer a clearer picture of how to optimize the design and seismic resistance of buildings.

Keywords: Reinforced concrete buildings; Seismic design; Structural reliability; Life cycle costs.

7.2 Tablas complementarias

Tabla 7.1 T_1 correspondiente a las estructuras situadas en suelo $T_s=0.75s$ y $T_s=1.0s$.

Periodo Estructural												
Suelo	$T_s=0.75s$						$T_s=1.0s$					
Niv. Edi. →	4	6	8	10	12	15	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]
1	0.98	1.16	1.36	2.29	3.10	3.47	0.90	1.14	1.21	1.39	1.86	3.02
2	0.98	1.16	1.36	2.29	3.07	3.47	0.83	0.95	1.59	1.58	1.88	3.34
3	0.98	1.16	1.36	2.85	3.16	3.47	0.90	1.09	1.21	1.39	1.88	3.02
4	0.86	0.92	2.51	2.73	3.19	3.34	0.84	0.94	1.66	1.61	1.99	3.14
5	0.98	1.16	1.36	2.29	3.16	3.47	0.90	1.11	1.21	1.39	2.03	3.02
6	0.98	1.16	1.36	2.29	3.26	3.47	0.83	0.95	1.56	1.57	1.85	3.34
7	0.98	1.16	1.36	2.29	3.26	3.35	0.90	1.11	1.21	1.39	2.07	3.02
8	0.85	0.95	2.12	2.22	2.85	3.28	0.83	0.95	1.40	1.44	1.73	2.98
9	0.91	1.05	1.24	1.71	3.26	3.09	0.81	1.01	1.12	1.31	1.39	2.92
10	0.85	0.97	1.48	1.65	2.11	3.19	0.82	0.95	1.15	1.23	1.51	1.69
11	0.86	0.99	1.16	1.30	2.20	2.94	0.77	0.95	1.06	1.20	1.28	1.41
12	0.86	0.93	2.36	2.46	3.00	3.31	0.83	0.95	1.53	1.54	1.80	3.44
13	0.95	1.11	1.29	2.31	3.26	3.31	0.86	1.05	1.18	1.35	1.46	3.05
14	0.85	0.96	1.78	1.84	2.37	3.22	0.82	0.95	1.25	1.30	1.58	2.58
15	0.87	1.02	1.21	1.45	2.80	3.06	0.82	0.99	1.11	1.24	1.36	2.73
16	0.86	0.99	1.16	1.30	2.20	2.94	0.80	0.94	1.06	1.20	1.32	1.44
17	1.03	1.24	1.83	2.76	3.63	3.64	0.83	1.17	1.31	1.46	2.89	3.34

Tabla 7.2 T_1 correspondiente a las estructuras situadas en suelo $T_s=1.5s$ y $T_s=2.0s$.

Periodo Estructural												
Suelo	$T_s=1.5s$						$T_s=2.0s$					
Niv. Edi. →	4	6	8	10	12	15	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]
1	0.77	0.91	1.03	1.15	1.23	1.41	0.70	0.85	0.93	1.06	1.13	1.23
2	0.77	0.90	1.03	1.14	1.22	1.37	0.77	0.83	0.85	0.94	1.11	1.35
3	0.79	0.86	0.95	1.00	1.20	1.43	0.70	0.84	0.93	1.05	1.13	1.23
4	0.77	0.90	1.03	1.14	1.23	1.37	0.77	0.83	0.85	0.92	1.11	1.35
5	0.80	0.87	0.96	0.99	1.22	1.45	0.70	0.84	0.93	1.05	1.13	1.23
6	0.77	0.90	1.01	1.14	1.23	1.36	0.77	0.83	0.85	0.95	1.11	1.36

7	0.79	0.86	0.94	1.01	1.19	1.42	0.70	0.84	0.93	1.05	1.13	1.23
8	0.73	0.87	0.97	1.08	1.20	1.31	0.76	0.82	0.83	0.94	1.11	1.36
9	0.78	0.85	0.87	0.97	1.16	1.40	0.66	0.78	0.88	0.96	1.04	1.16
10	0.69	0.81	0.91	1.01	1.10	1.23	0.76	0.80	0.80	0.94	1.12	1.38
11	0.78	0.83	0.83	0.97	1.18	1.40	0.63	0.72	0.81	0.91	0.98	1.08
12	0.77	0.90	1.03	1.12	1.24	1.36	0.76	0.83	0.86	0.95	1.12	1.36
13	0.78	0.85	0.90	0.99	1.17	1.41	0.69	0.81	0.89	1.00	1.10	1.20
14	0.70	0.85	0.95	1.06	1.14	1.26	0.76	0.81	0.82	0.95	1.12	1.37
15	0.78	0.84	0.85	0.97	1.18	1.40	0.64	0.75	0.84	0.93	1.01	1.10
16	0.66	0.79	0.88	0.98	1.04	1.16	0.63	0.73	0.82	0.90	0.98	1.07
17	0.79	0.94	1.19	1.19	1.28	1.43	0.73	0.87	0.99	1.09	1.16	1.28

Tabla 7.3 T_1 correspondiente a las estructuras situadas en suelo $T_s=2.5s$ y $T_s=3.0s$.

Periodo Estructural												
Suelo	$T_s=2.5s$						$T_s=3.0s$					
Niv. Edi. →	4	6	8	10	12	15	4	6	8	10	12	15
Combo ↓	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]	T_1 [s]
1	0.77	0.91	1.03	1.15	1.23	1.41	0.70	0.85	0.93	1.06	1.13	1.23
2	0.77	0.90	1.03	1.14	1.22	1.37	0.77	0.83	0.85	0.94	1.11	1.35
3	0.79	0.86	0.95	1.00	1.20	1.43	0.70	0.84	0.93	1.05	1.13	1.23
4	0.77	0.90	1.03	1.14	1.23	1.37	0.77	0.83	0.85	0.92	1.11	1.35
5	0.80	0.87	0.96	0.99	1.22	1.45	0.70	0.84	0.93	1.05	1.13	1.23
6	0.77	0.90	1.01	1.14	1.23	1.36	0.77	0.83	0.85	0.95	1.11	1.36
7	0.79	0.86	0.94	1.01	1.19	1.42	0.70	0.84	0.93	1.05	1.13	1.23
8	0.73	0.87	0.97	1.08	1.20	1.31	0.76	0.82	0.83	0.94	1.11	1.36
9	0.78	0.85	0.87	0.97	1.16	1.40	0.66	0.78	0.88	0.96	1.04	1.16
10	0.69	0.81	0.91	1.01	1.10	1.23	0.76	0.80	0.80	0.94	1.12	1.38
11	0.78	0.83	0.83	0.97	1.18	1.40	0.63	0.72	0.81	0.91	0.98	1.08
12	0.77	0.90	1.03	1.12	1.24	1.36	0.76	0.83	0.86	0.95	1.12	1.36
13	0.78	0.85	0.90	0.99	1.17	1.41	0.69	0.81	0.89	1.00	1.10	1.20
14	0.70	0.85	0.95	1.06	1.14	1.26	0.76	0.81	0.82	0.95	1.12	1.37
15	0.78	0.84	0.85	0.97	1.18	1.40	0.64	0.75	0.84	0.93	1.01	1.10
16	0.66	0.79	0.88	0.98	1.04	1.16	0.63	0.73	0.82	0.90	0.98	1.07
17	0.79	0.94	1.19	1.19	1.28	1.43	0.73	0.87	0.99	1.09	1.16	1.28