

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y EL ESPACIO
FACULTAD DE INFORMÁTICA CULIACÁN
DOCTORADO EN CIENCIAS DE LA INFORMACIÓN



**“DESARROLLO E IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍA ALTERNATIVA
PARA EL CÁLCULO DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS
SOMETIDOS A TERREMOTOS CONSIDERANDO NIVELES DE DESEMPEÑO”**

TESIS:

**QUE COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE
DOCTOR EN CIENCIAS DE LA INFORMACIÓN**

PRESENTA:

M. C. JESÚS GUADALUPE MONJARDÍN QUEVEDO

DIRECTORES:

DR. JOSÉ RAMÓN GAXIOLA CAMACHO

DRA. XÓCHITL GUADALUPE TORRES CARRILLO

CULIACÁN, SINALOA, MARZO DE 2023



Dirección General de Bibliotecas



U n i v e r s i d a d A u t ó n o m a d e S i n a l o a

Restricción de uso

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.





NIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA
DIRECCIÓN GENERAL DE BIBLIOTECAS
REPOSITORIO INSTITUCIONAL BUELNA

CARTA CESIÓN DE DERECHOS

En la Ciudad de **Culiacán Rosales** el día **2** del mes **Marzo** del año **2023**, el (la) que suscribe: **Jesús Guadalupe Monjardín Quevedo** alumno (a) del Programa de: **Doctorado en Ciencias de la Información** con número de cuenta: **0611926-3**, de la Unidad Académica: **Facultad de Informática Culiacán y Facultad de Ciencias de la Tierra y el Espacio**, manifiesta que es autor (a) intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección de: **Dr. José Ramón Gaxiola Camacho y Dra. Xóchitl Guadalupe Torres Carrillo** y de acuerdo al artículo 27 de la Ley Federal de Derechos de Autor, cede los derechos del trabajo intitulado: **“Desarrollo e implementación de metodología alternativa para el cálculo de confiabilidad estructural de edificios sometidos a terremotos considerando niveles de desempeño”**, a la Universidad Autónoma de Sinaloa para su publicación, difusión, edición, reedición, traducción, compilación, distribución y explotación en medios impresos y digitales, con fines académicos y de investigación, la que será titular del mismo, en forma conjunta o separada con el autor.

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 ésta 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.

En apego al Art. 27 de la Ley Federal de Derechos de Autor Cedo el derecho de publicación, difusión, edición, reedición, traducción, compilación, distribución y explotación en medios impresos y digitales, con fines académicos y de investigación a la Universidad Autónoma de Sinaloa.

A handwritten signature in blue ink, appearing to be "JG", is written above the printed name of the author.

Jesús Guadalupe Monjardín Quevedo

Nombre completo y firma



DECLARACIÓN DE ORIGINALIDAD Y ANTIPLAGIO

A través de la presente Yo: **JESÚS GUADALUPE MONJARDÍN QUEVEDO**, con número de cuenta: **0611926-3** y alumno del Programa de **Doctorado en Ciencias de la Información**, con sede en la Facultad de Informática Culiacán y Facultad de Ciencias de la Tierra y el Espacio de la Universidad Autónoma de Sinaloa.

DECLARO QUE:

El trabajo de tesis que presento para su defensa y el cual se titula: **“DESARROLLO E IMPLEMENTACIÓN DE METODOLOGÍA ALTERNATIVA PARA EL CÁLCULO DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS SOMETIDOS A TERREMOTOS CONSIDERANDO NIVELES DE DESEMPEÑO”**

- 1.- Es el resultado de un trabajo personal y constituye un documento original e inédito.
- 2.- Los documentos, artículos, informes, etc. Utilizados para la realización del trabajo están referenciados de forma clara, tanto en el texto principal como en el apartado de bibliografía de la presente tesis.
- 3.- Que las citas de las obras que aparecen reflejadas de forma literal y entre comillas, presentan clara especificación de la fuente (autor, año) de la que ha sido extraídas.
- 4.- Tengo conocimiento que no puedo asumir como propio el trabajo de tesis de otra persona, la copia de frases, párrafos e ideas de otro trabajo sin citar autoría, o cualquier otra acción de similares características conlleva a la realización fraudulenta del manuscrito de tesis y podrá implicar la suspensión del examen de grado en tanto no se corrija o bien la suspensión definitiva, esto acorde con el nivel en que se pudiese incurrir.
- 5.- Soy consciente de que pretender ser el autor de un trabajo, en parte o en su totalidad, escrito por otra persona constituye un delito con base en los artículos 424 y 427 del código penal federal, título vigesimosexto de los delitos en materia de derechos de autor en la República Mexicana.

Culiacán, Sinaloa a 2 de marzo de 2023

Nombre y Firma del alumno

Dedicado a la memoria de mi padre,
Rosendo Monjardín (20/11/1953 -02/02/2021).

Y a mi querida madre,
Jesús Lorena.

“Es una vida breve, haciendo lo
que realmente te importa es la
única manera de hacer que tú vida
valga la pena”

- Sadhguru

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi completo agradecimiento a mi mamá Jesús Lorena y a mi papá Rosendo Monjardín que recuerdo con cariño y extraño con todo mi corazón, por todo el apoyo incondicional que me han brindado a lo largo de mi vida y carrera profesional, sin su apoyo no hubiera concluido mis estudios. No hay manera en que les pueda pagar todo lo que han hecho por mí. Tampoco existen palabras para expresar lo mucho que los quiero y lo agradecido que estoy con ustedes.

Estoy muy agradecido con mi asesor y amigo el Dr. Ramón Gaxiola por todas sus enseñanzas, consejos y apoyo. Por darme la oportunidad y depositar su confianza para realizar esta tesis doctoral y por siempre estar dispuesto a brindar su ayuda cuando es requerida. De igual manera a la Dra. Xóchitl Torres, por ser pieza clave en mi formación académica y por sus valiosas observaciones realizadas en este trabajo.

Quiero agradecer de manera muy especial a los profesores que me han impartido clases tanto de la Facultad de Ciencias de la Tierra y el Espacio (FACITE) como de la Facultad de Informática Culiacán (FIC), por todas sus enseñanzas y consejos. A todos los integrantes del Posgrado en Ciencias de la Información les expreso mi agradecimiento por todo el apoyo brindado a lo largo de mi formación doctoral.

Expreso mis agradecimientos a mis hermanos Rosendo, Yuridia y Remigio por la ayuda que me han brindado a lo largo de mi vida. A mi abuela Rafaela que recuerdo con aprecio e introdujo en mí el carácter de nobleza, respeto y sinceridad. A mis abuelos Francisca y Esteban a quienes recuerdo con aprecio. A todos mis compañeros y amigos que me han brindado su ayuda y compartido sus conocimientos.

Agradezco al CONACYT por darme la oportunidad de estudiar el doctorado por medio de una beca (CVU: 776231). Así también, gracias al proyecto “*Desarrollo e Implementación de Metodología Alternativa para el cálculo de Confiabilidad Estructural de Edificios sometidos a Terremotos considerando Niveles de Desempeño*” con No. de Proyecto: A1-S-10088 financiado por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y la Secretaría de Educación Pública (SEP) a través del Fondo Sectorial de Investigación para la Educación.

A todos muchas gracias.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	ii
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE ANEXOS.....	x
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT	xiii
1. INTRODUCCIÓN.....	14
1.1. Planteamiento del problema.....	15
1.2. Justificación	17
1.3. Hipótesis	18
1.4. Objetivos	19
1.4.1. Objetivo General	19
1.4.2. Objetivos Específicos.....	19
1.5. Antecedentes	20
2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	22
2.1. Terremotos en México	22
2.2. Configuración estructural de un edificio.....	22
2.2.1. Proceso del diseño basado en desempeño.....	23
2.2.2. Diseño sísmico basado en desempeño	24
2.3. Modelo analítico de una edificación.....	26
2.4. Área de estudio	27
2.5. Obtención de registros sísmicos	29
2.6. Software OPENSEES.....	29
2.7. Teoría de la probabilidad	30
2.7.1. Distribución Normal	31
2.7.2. Distribución LogNormal.....	31
2.7.3. Distribución Logística	32
2.7.4. Distribución Log-Logística	33
2.7.5. Distribución Gamma.....	34
2.7.6. Distribución de Weibull	34
2.7.7. Distribución t Location-Scale (tLS)	35

2.7.8.	Distribución Estable	36
2.7.9.	Distribución Birnbaum-Saunders.....	37
2.7.10.	Valor extremo	38
2.7.11.	Valor extremo generalizado	39
2.8.	Prueba de bondad de ajuste X^2	39
3.	METODOLOGÍA	41
3.1.	Diseño de los modelos estructurales implementados.....	41
3.1.1.	Diseño de los modelos estructurales de acero	41
3.1.2.	Diseño de los modelos estructurales de concreto reforzado	41
3.2.	Obtención de sismos característicos de la zona	42
3.3.	Evaluación de respuesta estructural con el método de elementos finitos.....	43
3.4.	Cálculo de confiabilidad utilizando PDF.....	44
3.4.1.	Generación de PDF a partir de distorsiones de entrepisos.....	44
3.4.2.	Probabilidad de falla p_f a partir de distorsiones de entrepisos.....	44
3.4.3.	Índice de confiabilidad β a partir de la probabilidad de falla	45
4.	ANÁLISIS Y RESULTADOS	47
4.1.	Selección de carga sísmica	47
4.2.	Cálculo de respuestas estructurales con OPENSEES	49
4.2.1.	Respuesta estructural de estructuras de acero	50
4.2.2.	Respuesta estructural de estructuras de concreto	60
4.3.	Cálculo de confiabilidad utilizando PDF.....	71
4.3.1.	Resultados de confiabilidad para estructuras de acero	72
4.3.2.	Resultados de confiabilidad para estructuras de concreto reforzado	79
5.	CONCLUSIONES.....	95
6.	TRABAJOS FUTUROS	97
	REFERENCIAS	98
	ANEXO A Espectros de respuesta de sismos representativos de la zona bajo estudio.....	104
	PRODUCTOS OBTENIDOS	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Procedimiento del proceso de diseño basado en desempeño (Adaptada de: Hamburger y Hooper, 2011).	23
Figura 2.2: Localización de las ciudades para la construcción de los modelos analíticos.....	28
Figura 3.1: Proceso de selección de registros sísmicos para estructuras de acero y concreto reforzado utilizando niveles de desempeño de ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (SV) y prevención del colapso (PC).	42
Figura 3.2: Función de Densidad de Probabilidad (PDF) con los límites correspondientes de las distorsiones. (Adaptada de: Vazquez-Ontiveros et al., 2021).	45
Figura 3.3: Proceso del cálculo de confiabilidad de estructuras de acero y concreto sometidas a terremotos.....	46
Figura 4.1: Mapa de riesgo sísmico de la república mexicana obtenido del software PRODISIS de la CFE donde A representa una zona sísmica con peligro bajo, B un peligro moderado, C un peligro alto y D un peligro severo.	47
Figura 4.2: Geometría de los edificios de acero y concreto reforzado analizados.....	49
Figura 4.3: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Agua Prieta, Sonora, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.	51
Figura 4.4: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Ciudad Victoria, Tamaulipas, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	52
Figura 4.5: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Villahermosa, Tabasco, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.	53
Figura 4.6: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Chilpancingo, Guerrero, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	54
Figura 4.7: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Culiacán, Sinaloa, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	55
Figura 4.8: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Guadalajara, Jalisco, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	56
Figura 4.9: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Mérida, Yucatán, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	57
Figura 4.10: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Mexicali, Baja California, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	58
Figura 4.11: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Oaxaca de Juárez, Oaxaca, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	59
Figura 4.12: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Torreón, Coahuila, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	60

Figura 4.13: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Agua Prieta, Sonora, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	61
Figura 4.14: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Ciudad Victoria, Tamaulipas, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	62
Figura 4.15: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Villahermosa, Tabasco, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	63
Figura 4.16: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Chilpancingo, Guerrero, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	64
Figura 4.17: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Culiacán, Sinaloa, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.	65
Figura 4.18: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Guadalajara, Jalisco, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	66
Figura 4.19: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Mérida, Yucatán, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.	67
Figura 4.20: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Mexicali, Baja California, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	68
Figura 4.21: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Oaxaca de Juárez, Oaxaca, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.....	69
Figura 4.22: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Torreón, Coahuila, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.	70
Figura 4.23: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Agua Prieta.	80
Figura 4.24: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Ciudad Victoria.....	81
Figura 4.25: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Villahermosa.	82
Figura 4.26: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Chilpancingo.	84
Figura 4.27: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Culiacán.	85
Figura 4.28: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Guadalajara.	86
Figura 4.29: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Mérida.	88
Figura 4.30: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Mexicali.	89

Figura 4.31: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Oaxaca de Juárez.....	90
Figura 4.32: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Torreón.....	92

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1: Niveles de desempeño (FEMA-350, 2000; ASCE/SEI 41-13, 2014).....	16
Tabla 1.2: Objetivos de desempeño sísmico (SEAO Vision 2000, 1995; FEMA-350, 2000; ASCE/SEI 41-13, 2014).....	16
Tabla 2.1: Ubicación de ciudades para el diseño de las estructuras de acero y concreto reforzado.	28
Tabla 4.1: Tabla de las ciudades donde se construyeron los modelos estructurales con la zona sísmica correspondientes, las cargas sísmicas encontradas para cada ciudad con periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años.....	48
Tabla 4.2: Periodos de vibrar de los modelos estructurales.	50
Tabla 4.3: Distorsión de entrepiso permisible para cada nivel de desempeño (FEMA-350, 2000).	72
Tabla 4.4: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Agua Prieta, Sonora con $T = 72, 475$ y 2475 años.....	73
Tabla 4.5: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Ciudad Victoria, Tamaulipas con $T = 72, 475$ y 2475 años.....	73
Tabla 4.6: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Villahermosa, Tabasco con $T = 72, 475$ y 2475 años.	74
Tabla 4.7: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Chilpancingo, Guerrero con $T = 72, 475$ y 2475 años.	75
Tabla 4.8: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Culiacán, Sinaloa con $T = 72, 475$ y 2475 años.....	75
Tabla 4.9: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Guadalajara, Jalisco con $T = 72, 475$ y 2475 años.....	76
Tabla 4.10: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Mérida, Yucatán con $T = 72, 475$ y 2475 años.	76
Tabla 4.11: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Mexicali, Baja California con $T = 72, 475$ y 2475 años.	77
Tabla 4.12: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Oaxaca de Juárez, Oaxaca con $T = 72, 475$ y 2475 años.	77
Tabla 4.13: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Torreón, Coahuila con $T = 72, 475$ y 2475 años.....	78
Tabla 4.14: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Agua Prieta, Sonora con $T = 72, 475$ y 2475 años.	79
Tabla 4.15: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Ciudad Victoria, Tamaulipas con $T = 72, 475$ y 2475 años.	80
Tabla 4.16: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Villahermosa, Tabasco con $T = 72, 475$ y 2475 años.....	82
Tabla 4.17: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Chilpancingo, Guerrero con $T = 72, 475$ y 2475 años.....	83
Tabla 4.18: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Culiacán, Sinaloa con $T = 72, 475$ y 2475 años.	84
Tabla 4.19: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Guadalajara, Jalisco con $T = 72, 475$ y 2475 años.	86
Tabla 4.20: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Mérida, Yucatán con $T = 72, 475$ y 2475 años.....	87
Tabla 4.21: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Mexicali, Baja California con $T = 72, 475$ y 2475 años.....	88

Tabla 4.22: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Oaxaca de Juárez, Oaxaca con $T = 72, 475$ y 2475 años.....	90
Tabla 4.23: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Torreón, Coahuila con $T = 72, 475$ y 2475 años.	91
Tabla 4.24: Funciones de densidad de probabilidad con mejor ajuste para cada ubicación y estructura.	94

LISTA DE ANEXOS

Anexo A.1: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Agua Prieta, Sonora, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	104
Anexo A.2: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Ciudad Victoria, Tamaulipas, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	105
Anexo A.3: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Villahermosa, Tabasco, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	106
Anexo A.4: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Chilpancingo, Guerrero, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	107
Anexo A.5: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Culiacán, Sinaloa, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	108
Anexo A.6: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Culiacán, Sinaloa, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	109
Anexo A.7: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Mérida, Yucatán, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	110
Anexo A.8: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Mexicali, Baja California, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	111
Anexo A.9: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Oaxaca de Juárez, Oaxaca, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	112
Anexo A.10: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Mexicali, Baja California, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	113
Anexo A.11: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Agua Prieta, Sonora, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	114
Anexo A.12: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Ciudad Victoria, Tamaulipas, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	115
Anexo A.13: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Villahermosa, Tabasco, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	116
Anexo A.14: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Chilpancingo, Guerrero, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	117
Anexo A.15: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Culiacán, Sinaloa, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	118

Anexo A.16: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Guadalajara, Jalisco, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	119
Anexo A.17: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Mérida, Yucatán, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	120
Anexo A.18: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Mexicali, Baja California, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.	121
Anexo A.19: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Oaxaca de Juárez, Oaxaca, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.	122
Anexo A.20: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Torreón, Coahuila, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	123
Anexo A.21: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Agua Prieta, Sonora, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	124
Anexo A.22: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Ciudad Victoria, Tamaulipas, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.	125
Anexo A.23: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Villahermosa, Tabasco, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.	126
Anexo A.24: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Chilpancingo, Guerrero, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.	127
Anexo A.25: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Culiacán, Sinaloa, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	128
Anexo A.26: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Guadalajara, Jalisco, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	129
Anexo A.27: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Mérida, Yucatán, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	130
Anexo A.28: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Mexicali, Baja California, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.	131
Anexo A.29: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Oaxaca de Juárez, Oaxaca, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.	132
Anexo A.30: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Torreón, Coahuila, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.....	133

RESUMEN

Hoy en día, la mayoría de las técnicas para la implementación del diseño sísmico basado en desempeño se basan en métodos determinísticos que solamente analizan el comportamiento estructural relacionado a la pérdida de rigidez de las estructuras, lo anterior, considerando generalmente desplazamientos provocados por carga sísmica. Adicionalmente, en un gran número de ocasiones, se utilizan métodos estáticos, los cuales ignoran los aspectos dinámicos del problema. En esta investigación, se propone e implementa una técnica alternativa para el cálculo de confiabilidad estructural considerando diferentes niveles de desempeño sísmico, donde se estudian y analizan estructuras de acero y concreto reforzado, respectivamente, para diez ciudades localizadas en México, utilizando análisis dinámicos no-lineales y el concepto de diseño sísmico basado en desempeño. En este contexto, el comportamiento sísmico de las edificaciones se determinó utilizando el método de elementos finitos con la ayuda del software de libre acceso OpenSees. Al mismo tiempo, las no linealidades en términos de la geometría y el material de las edificaciones fueron incluidos en el proceso de análisis. De manera paralela, para la selección de la carga sísmica con la cual se evaluaron cada uno de los modelos estructurales, se desarrolló una técnica de selección de sismos representativos del peligro sísmico de la ubicación de los edificios (zonas sísmicas A, B, C y D). Esta técnica tiene la capacidad de seleccionar sismos representativos a partir del espectro de diseño de la ubicación bajo estudio. De manera complementaria, el riesgo sísmico de la estructura se obtiene utilizando funciones de densidad de probabilidad a partir de las distorsiones de los entrepisos obtenidas de la evaluación de los modelos estructurales y se expresa en términos de probabilidad de falla (P_f) e índice de confiabilidad (β). Con base en los resultados obtenidos, se observa que la respuesta sísmica de los modelos de acero y concreto reforzado en términos de distorsiones de entrepiso tienen una correspondencia con la zona sísmica donde se diseñó la estructura, es decir, los edificios que se encuentran en zonas sísmicas con mayor actividad resultan con una distorsión o respuesta estructural más grande con respecto a las zonas con menor actividad sísmica. Por otro lado, los modelos evaluados en zonas sísmicas más bajas resultaron con una confiabilidad mayor, esto se justifica debido a que la carga sísmica seleccionada es más baja en esas regiones, por lo tanto, el daño de las estructuras es menor. Por otro lado, las estructuras ubicadas en zonas con peligro sísmico alto (zona sísmica D) en México resultan con valores del índice de confiabilidad más bajos (β). Para estructuras ubicadas en una zona sísmica A (con peligro sísmico bajo) se obtienen resultados mayores en términos del índice de confiabilidad (β). Esto refleja la tendencia de los códigos de construcción para proteger edificios diseñados en zonas propensas a sismos fuertes. En general, para la mayoría de los casos estudiados, se observó que la confiabilidad estructural de los edificios aumentó de ocupación inmediata a seguridad de vida, y de seguridad de vida a prevención del colapso, respectivamente, lo cual refleja una mayor seguridad estructural en edificios sometidos a sismos muy intensos. Por lo tanto, se tiene que, mediante el uso de la técnica de confiabilidad presentada en esta investigación, que utiliza funciones de densidad de probabilidad de las distorsiones de entrepiso, se puede extraer de manera precisa y eficiente el riesgo estructural de las estructuras sometidas a terremotos considerando diversos niveles de desempeño.

ABSTRACT

Currently, most of the approaches to implement the performance-based seismic design of structures are based on deterministic methods which only consider the loss of stiffness. This is mainly implemented by the evaluation of displacements due to representative seismic loading acting on the structural system under consideration. In addition, in many cases, static approaches are used for extracting the seismic performance of structures which completely ignores the dynamic considerations of the problem. In this research, the implementation of a novel reliability approach is presented considering different performance levels for seismic loading. Steel and reinforced concrete structures are studied, respectively, located in ten different cities in Mexico. Nonlinear dynamic response history analyses are used for extracting the seismic performance of structures in view of the performance-based seismic design. In this context, the seismic response of buildings is extracted using the finite element method with the help of the OpenSees software. In this sense, nonlinearities related to geometry and material are integrated in the process of extracting seismic response. Furthermore, to properly excite under seismic loading the structures under consideration, a ground motion selection technique is presented in this research which is used for the proper selection of earthquake records representative of the risk where the buildings are located (seismic zones A, B, C y D). This approach can select ground motion records using the design response spectrum of the zone. Moreover, in this research, the seismic risk of structures is extracted using the probability density functions of inter-story drifts in terms of probability of failure (p_f) and reliability index (β) for the steel and reinforced concrete buildings, respectively. Based on the results of the above-documented investigation, it is observed that the seismic response of the steel and reinforced concrete buildings in terms of inter-story drifts is very high for the structures located in earthquake-prone areas. On the other hand, for buildings located in zones with a very low seismic risk, the inter-story drift was very small. This is justified since for this zone the seismic loading will be very low. On the other hand, buildings located in zones with the highest seismic hazard (seismic zone D) in Mexico presented the lowest values of reliability index (β). In contrast, those located in seismic zone A (lowest seismic risk) showed the highest values of reliability index (β). This may reflect the tendency of building codes to protect buildings designed in earthquake-prone areas. In general, for almost every case under study, it is observed that the structural reliability of buildings increased from Immediate Occupation (IO) to Life Safety (LS) and LS to Collapse prevention (CP), respectively, which can reflect a higher structural safety for buildings subjected to very intense ground motions. In conclusion, this research demonstrates the implementation of a novel approach for extracting the structural reliability of buildings considering the performance-based seismic design concept and the probability density functions of inter-story drifts. Additionally, multiple performance levels are considered by the approach proposed in this thesis.

1. INTRODUCCIÓN

Con el paso de los años, ha quedado demostrado el poder destructivo asociado a los terremotos (Coburn y Spence, 2003). Tan solo en 2017, a consecuencia de los sismos, se tuvieron más de 1,200 muertes en el mundo. En el caso particular de México, los sismos del 7 y 19 de septiembre de 2017 registraron alrededor de 98 y 370 pérdidas humanas, respectivamente. Esta cifra es considerablemente menor a la de cerca de 40,000 muertes registradas en el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México. Dicha reducción en el número de víctimas humanas se puede asociar en cierta manera al desarrollo y actualización en los reglamentos de construcción, lo cual garantiza un desempeño estructural que protege y salvaguarda la seguridad de los usuarios de las edificaciones. Es decir, siguiendo los lineamientos estipulados en los códigos de construcción prescriptivos como lo son las normas técnicas complementarias para el diseño sismorresistente (MCBC, por sus siglas en inglés) y el código internacional de construcción (IBC, por sus siglas en inglés), se minimiza al máximo la probabilidad de colapso de las edificaciones. Sin embargo, se deja de lado lo relacionado a los daños estructurales asociados al desempeño sísmico inadecuado de las mismas (MCBC, 2017; IBC, 2012). En algunos terremotos en particular, estos daños han causado pérdidas económicas considerables. Por ejemplo, el terremoto del 19 septiembre de 1985 en la Ciudad de México representó en términos de daños estructurales un costo de aproximadamente 4 billones de dólares (Esteve, 1988). A finales de octubre de 1989, en la región de Loma Prieta, California, se registró un sismo de magnitud 6.9 *Mw* provocando daños estructurales del orden de 6 billones de dólares (Kroll *et al.*, 1991). Algunos años después, en enero de 1994 se presentó un terremoto de magnitud 6.7 *Mw* en Northridge, California, teniendo como resultado pérdidas económicas del orden de los 30 billones de dólares (Kircher *et al.*, 1997). Exactamente un año después, en 1995, el sismo de Kobe, de magnitud 6.9 *Mw* en Japón, dejó pérdidas económicas de alrededor de 150 billones de dólares (Olshansky *et al.*, 2006). Por lo tanto, estos daños exorbitantes en términos económicos llamaron la atención de la comunidad ingenieril, poniendo en la mesa de negociación el diseño estructural de edificios que garanticen no solamente un nivel de desempeño asociado a evitar el colapso. Consecuentemente, con el objetivo de reducir los daños en las estructuras sometidas a terremotos, la profesión ingenieril se dio cuenta que se tenía que ir más allá de simplemente

un nivel de desempeño. Esto propició el financiamiento de diversos proyectos de investigación a finales de los noventa, principalmente en los Estados Unidos (FEMA-273, 1997; FEMA-350, 2000; FEMA-351, 2000; FEMA-352, 2000; FEMA-353, 2000; FEMA-354, 2000; FEMA-355C, 2000; FEMA-355F, 2000). Con el objetivo primordial de proponer un nuevo paradigma de diseño estructural considerando diversos niveles de desempeño. Al final de dichas investigaciones, se logró la introducción oficial del diseño sísmico basado en desempeño (PBSD, por sus siglas en inglés), el cual representa la base del estudio propuesto en esta investigación.

1.1. Planteamiento del problema

El PBSD (*Performance-Based Seismic Design*) se puede considerar un concepto relativamente nuevo para diseñar edificaciones sometidas a cargas sísmicas controlando y reduciendo considerablemente los daños estructurales. Este nuevo paradigma de diseño representa una alternativa a los códigos prescriptivos utilizados cotidianamente (MCBC, 2017; IBC, 2012). La idea principal del PBSD es diseñar estructuras que se desempeñen satisfactoriamente cuando se sometan a diferentes tipos de terremotos, mostrando dicho comportamiento dentro de valores permisibles en términos de respuestas estructurales asociadas a los niveles de desempeño. Se pueden identificar claramente dos metas claves en el PBSD: (1) asociar requerimientos estructurales con desempeños esperados para garantizar que los riesgos se traten de manera consistente, y (2) asegurar que las pérdidas económicas asociadas a los daños estructurales sean las esperadas para el diseño propuesto. Para lograr estas dos metas, la selección de objetivos en el PBSD juega un papel primordial. Generalmente, dicha selección se establece en términos de niveles de desempeño estructural. Los reportes técnicos FEMA-350 (2000) y ASCE/SEI 41-13 (2014) proponen tres niveles de desempeño: (1) ocupación inmediata, (2) seguridad de vida y (3) prevención del colapso. La descripción de cada uno de estos niveles de desempeño se presenta en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1: Niveles de desempeño (FEMA-350, 2000; ASCE/SEI 41-13, 2014).

Nivel de Desempeño	Daño Estructural	Descripción
Ocupación Inmediata		La edificación presenta daños ligeros, puede ser reocupada una vez que se inspeccionen rápidamente sus elementos estructurales.
Seguridad de Vida		La edificación tiene daños considerables. Sin embargo, el riesgo de colapso es muy bajo. Se requieren reparaciones estructurales antes de que pueda ser reocupada.
Prevención del Colapso		La edificación se encuentra en pie de manera muy frágil. El daño es bastante considerable. Las reparaciones estructurales resultan muy caras.

Por otro lado, dependiendo de la edificación bajo diseño y/o evaluación, el PBSD exige cumplir con ciertos objetivos de desempeño para determinadas demandas sísmicas en términos de probabilidad de excedencia y periodo de retorno (ver Tabla 1.2).

Tabla 1.2: Objetivos de desempeño sísmico (SEAO Vision 2000, 1995; FEMA-350, 2000; ASCE/SEI 41-13, 2014).

Demanda Sísmica (Terremoto)		Nivel de Desempeño		
Probabilidad de Excedencia	Periodo de Retorno (Años)	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
50% en 50 años	72	1	0	0
10% en 50 años	475	2	1	0
2% en 50 años	2475	3	2	1

0.- Desempeño inaceptable; 1.- Edificaciones básicas; 2.- Edificaciones esenciales; 3.- Edificaciones de seguridad crítica.

Por lo tanto, de acuerdo con Ghobarah, (2001), para edificaciones básicas como edificios de oficina, viviendas, etc., se deben garantizar niveles de desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida, y prevención del colapso para demandas sísmicas asociadas a periodos de retorno de 72, 475, y 2475 años, respectivamente. Para edificaciones esenciales (hospitales, estaciones de bomberos y policías, etc.), se deben tener niveles de desempeño

de ocupación inmediata y seguridad de vida para eventos sísmicos relacionados a periodos de retorno de 475 y 2475 años. Por último, para edificaciones de seguridad crítica como depósitos de materiales peligrosos, plantas nucleares, etc., se tiene que garantizar un desempeño de ocupación inmediata asociado a terremotos con periodo de retorno de 2475 años. Sin embargo, en términos de probabilidad de excedencia y periodo de retorno, existe cierta controversia en la literatura acerca de la selección y escalamiento de terremotos que representen las demandas sísmicas mostradas en la Tabla 1.2. Aunado a esto, se ha documentado la necesidad de técnicas basadas en confiabilidad para determinar de forma explícita el riesgo de las edificaciones diseñadas usando el concepto PBSD (Wen, 2001). Por otro lado, se han publicado diversas guías y recomendaciones para la implementación del PBSD, siendo de las más notables: *Seismic Performance Assessment of Buildings* (FEMA P-58, 2012), y *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-13, 2014). Estas guías y recomendaciones representan un gran avance en el entendimiento, desarrollo y mejoramiento del PBSD. Sin embargo, sigue siendo aún un problema la disponibilidad de técnicas que calculen el riesgo de manera explícita de edificaciones sometidas a sismos considerando la filosofía PBSD.

1.2. Justificación

La gran mayoría de las técnicas para la implementación del PBSD se basan en métodos determinísticos que solamente analizan desempeños relacionados a la pérdida de rigidez de las estructuras asociada a desplazamientos provocados por las demandas sísmicas. Además, en ciertos casos, los modelos matemáticos que se utilizan para representar las estructuras y sus respuestas ante cargas sísmicas son demasiado simplificados. En un gran número de ocasiones se utilizan modelos estáticos no-lineales, ignorando los aspectos dinámicos del problema. Para determinar de manera precisa el desempeño sísmico de las edificaciones se deben utilizar modelos de elementos finitos, aplicando la carga sísmica paso a paso en el dominio del tiempo y considerando las no-linealidades en términos de geometría ($P-\Delta$ y $P-\delta$), material (comportamiento plástico) y conexiones (viga-columna). Esto representa un gran reto para el PBSD. Por lo tanto, existe una necesidad enorme de técnicas alternativas para evaluar el desempeño de las edificaciones en términos de confiabilidad estructural. Es

decir, se requiere un método basado en confiabilidad que pueda determinar de manera explícita el riesgo de las estructuras ante los fenómenos sísmicos considerando diversos niveles de desempeño. En este sentido, recientemente se propuso una técnica alternativa que calcula confiabilidad estructural de manera explícita en términos de índice de confiabilidad (β) y probabilidad de falla (p_f). Dicha técnica ha sido publicada en revistas internacionales de alto impacto y congresos de carácter mundial (Gaxiola-Camacho *et al.*, 2017a, b, y c). Sin embargo, la metodología solo calcula confiabilidad asociada a la pérdida de rigidez estructural de edificios de acero modelados en dos dimensiones, utilizando superficies de respuesta. En esta tesis doctoral, se plantea extender significativamente dicha metodología considerando las funciones de densidad de probabilidad asociadas a las distorsiones, realizando análisis paso a paso no-lineales para edificios de acero y concreto reforzado, respectivamente. Cabe mencionar que la principal aplicación y/o aportación de esta temática a la geomática tiene que ver con el análisis de las respuestas estructurales de los modelos diseñados en diferentes regiones geográficas de la República Mexicana donde el peligro sísmico es diferente, es decir, se evalúan modelos estructurales ubicados desde una zona sísmica A con peligro bajo hasta una zona D donde el peligro sísmico es severo. En este sentido, el estudio que se realiza en la presente investigación tiene una relación estrecha con la gestión de información geográfica mediante la utilización de tecnologías de la información y la comunicación, el cual es el objetivo principal de la geomática.

1.3. Hipótesis

En la presente tesis, se toman en cuenta las siguientes hipótesis.

- La confiabilidad estructural puede ser calculada evaluando niveles de desempeño en términos de rigidez y resistencia de elementos estructurales.
- La respuesta sísmica de una estructura se puede representar mediante la distorsión de sus entrepisos.
- Los registros de terremotos pueden ser multiplicados por factores de escala para ajustarlos a los respectivos espectros de respuesta objetivo relacionados a probabilidades de excedencia, periodos de retorno, y niveles de desempeño.

- Los niveles de desempeño se asocian a daños estructurales en términos de límites en las respuestas sísmicas de los edificios.
- Al evaluar la seguridad de las edificaciones ante carga sísmica en diversas zonas de México, se puede demostrar si existe uniformidad en la confiabilidad de los códigos de construcción.
- El riesgo de las edificaciones sometidas a carga sísmica se expresa en términos de índice de confiabilidad (β) y probabilidad de falla (p_f), evaluando funciones de densidad de probabilidad (PDFs, por sus siglas en inglés) de las distorsiones de entrepiso.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Desarrollar una técnica alternativa para el cálculo de confiabilidad estructural considerando diversos niveles de desempeño sísmico de estructuras de acero y concreto reforzado, respectivamente, empleando análisis dinámico paso a paso no-lineal y funciones de densidad de probabilidad.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Evaluar la pertinencia de la técnica de confiabilidad propuesta para calcular el riesgo asociado a tres niveles de desempeño: (1) ocupación inmediata (OI), (2) seguridad de vida (SV), y (3) prevención del colapso (PC).
- Seleccionar y escalar registros de terremotos de manera eficiente y precisa con base en espectros de respuesta asociados a probabilidades de excedencia y periodos de retorno para determinados desempeños.
- Calcular la confiabilidad estructural de diseños sismo-resistentes obtenidos utilizando los códigos prescriptivos, evaluándolos mediante funciones de densidad de probabilidad de distorsiones de entrepiso.
- Documentar las ventajas de los diseños sismo-resistentes basados en desempeño utilizando la filosofía PBSO.

1.5. Antecedentes

Diversas investigaciones se han desarrollado para el estudio de estructuras sometidas a carga sísmica, en esta sección se discuten algunas de ellas. Un estado o función límite en una estructura es un objetivo que se busca cumplir en forma de desempeño estructural. Por ejemplo, la respuesta estructural en términos de desplazamientos se puede relacionar a un estado límite basado en deformación unitaria, el cual se asume que está relacionado con el nivel de daño. De esta forma, para un desempeño establecido de una estructura en términos de un estado de daño, la deformación unitaria representa un mejor indicador del daño que los esfuerzos (Moehle, 1992). El uso de límites de servicio en términos de deformación unitaria permite una evaluación consistente del desempeño sísmico de las estructuras. Por lo tanto, para reducir los precios tan elevados por la falta de uso y reparación de estructuras dañadas por terremotos, se necesitan considerar diversos niveles de desempeño objetivo. En este sentido, la filosofía PBSO representa una técnica alternativa la cual comprende métodos tradicionales de diseño sísmico y diversas mejoras que permiten considerar las incertidumbres asociadas a las demandas y capacidades de las estructuras sometidas a carga sísmica. Existen diferentes interpretaciones acerca del significado de la filosofía PBSO (SEAOC Vision 2000, 1995; ATC-40, 1996; FEMA-273, 1997).

Las fallas estructurales en terremotos y huracanes recientes han puesto al descubierto diversas deficiencias en los procesos de diseño actuales, demostrando la necesidad de nuevos conceptos, así como metodologías para la evaluación y diseño considerando el desempeño de edificios (Wen, 2001). En general, los métodos convencionales de diseño sísmico tienen el objetivo de proporcionar seguridad de vida (resistencia y ductilidad), y a la par controlar el daño estructural (Ghobarah, 2001). Sin embargo, queda bastante por hacer con respecto al control de los daños estructurales. Si bien es cierto que al diseñar utilizando los códigos convencionales se garantiza la seguridad de vida, en el tema del control de los daños en las edificaciones afectadas por terremotos aún hay pocos avances. En algunos de los terremotos que han ocurrido recientemente, se ha percibido que el riesgo sísmico en las zonas urbanas ha ido en aumento y la capacidad de la infraestructura para resistir estos movimientos telúricos está lejos de niveles socioeconómicamente aceptables. En este contexto, existe una necesidad urgente de revertir esta situación y se cree que una de las formas más prometedoras de hacerlo es a través de la filosofía de diseño PBSO,

donde el diseño estructural se basa en el comportamiento esperado de la estructura durante un terremoto (Sejal *et al.*, 2011).

Con base en la discusión anterior, se puede plantear lo siguiente. El PBSD es un concepto que permite el diseño y la construcción de edificios con un posible y fiable entendimiento del riesgo de vida, ocupación y pérdidas económicas debido a futuros terremotos (FEMA P-58-1, 2012). En la implementación del PBSD, los desempeños requeridos necesitan ser determinados lo más preciso posible a los requeridos por la comunidad ingenieril que generalmente posee un conocimiento determinista del problema de diseño sismo-resistente (Gaxiola-Camacho *et al.*, 2017a). El concepto del método de diseño PBSD ha sido satisfactoriamente implementado con la ayuda de una técnica de análisis de confiabilidad aplicando carga sísmica en el dominio del tiempo, considerando varias fuentes de no-linealidades e incertidumbres asociadas al problema (Gaxiola-Camacho *et al.*, 2017a). En dicha técnica, el análisis de riesgo se realiza incorporando la rigidez asociada a las conexiones viga-columna. Complementariamente, la precisión de dicha técnica se ha validado considerando marcos de acero y estimando el riesgo sísmico con diferentes condiciones de conexión viga-columna utilizadas antes y después del terremoto en Northridge de 1994 (Gaxiola-Camacho *et al.*, 2017b). La filosofía de diseño PBSD se encuentra en desarrollo, se espera que la técnica mencionada con anterioridad pueda ser incluida en la siguiente generación de guías de construcción sismo-resistente. Por otro lado, considerando las pérdidas económicas causadas por terremotos que impactaron diversas regiones alrededor del mundo, se necesitan desarrollar metodologías que evalúen el riesgo de estructuras sometidas a carga sísmica considerando la filosofía PBSD (Gaxiola-Camacho *et al.*, 2017c).

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. Terremotos en México

En el territorio mexicano existe una gran probabilidad de ocurrencia de fenómenos sísmicos, como en el caso de la Ciudad de México donde se ha tenido el impacto de grandes desastres naturales, principalmente provocados por terremotos de gran magnitud. El sismo más potente que ha impactado a la República Mexicana desde el comienzo de la era instrumentada, es decir desde principios del siglo XX, fue de magnitud 8.2 y ocurrió el 3 de junio de 1932 frente a las costas de Jalisco, con epicentro cerca del poblado de Barra de Navidad. A pesar de su gran tamaño, la energía sísmica liberada por el terremoto fue casi 90 veces menor que la liberada por el más grande evento del que se tenga conocimiento, que es el de Valdivia, Chile, con magnitud 9.5 (Atienza, 2013). Gran parte de la actividad sísmica en México se genera debido a la dinámica de las placas oceánicas de Cocos y Rivera al subducirse por debajo de la placa continental de Norteamérica. Además, en este ambiente tectónico se desarrolla una de las trincheras sísmicamente más activas en el mundo. Por otro lado, existe también un potencial de ocurrencia de sismos generados al interior del continente debido a los esfuerzos de intraplaca (Mendoza-Ponce, 2012). El poder de los sismos es devastador, en el caso particular de México, en el sismo del 19 de septiembre de 1985 se registraron aproximadamente 40,000 muertes y la destrucción de gran parte de la ciudad. Por otro lado, los sismos del 7 y 19 de septiembre de 2017 registraron alrededor de 98 y 370 pérdidas humanas, respectivamente, con grandes pérdidas materiales.

2.2. Configuración estructural de un edificio

La información de la configuración estructural de un edificio debe incluir el tipo y arreglo de los componentes estructurales existentes de sistema vertical y lateral asociado a la resistencia de fuerza sísmica. También, se debe incluir la descripción de los componentes no-estructurales del edificio que afecta tanto a la resistencia como la rigidez de los componentes estructurales, o incluso, afecta la continuidad de la trayectoria de la carga estructural. La información de las condiciones de carga deberá ser examinada para identificar la trayectoria respectiva y de manera particular la asociada a la carga sísmica (ASCE/SEI 41-13, 2014).

2.2.1. Proceso del diseño basado en desempeño

En el proceso del diseño basado en desempeño, desde el inicio del proyecto, los ingenieros profesionales, los propietarios y otros accionistas, conjuntamente identifican las características de desempeño del edificio que se quiere construir. Cuando se realizan las características del diseño, los efectos de estas características son evaluadas para verificar que el diseño del edificio final es capaz de lograr los desempeños deseados. En la Figura 2.1 se muestra el procedimiento para el proceso del diseño basado en desempeño (ASCE/SEI 41-13, 2014).

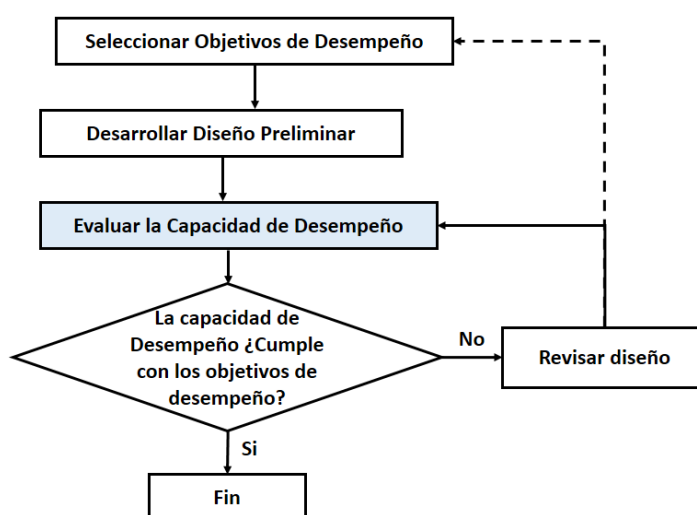


Figura 2.1: Procedimiento del proceso de diseño basado en desempeño (Adaptada de: Hamburger y Hooper, 2011).

El proceso empieza con la selección de uno o más objetivos de desempeño. Cada objetivo de desempeño es una descripción del riesgo aceptable de soportar daños o pérdidas asociados a terremotos de cierta magnitud (Hamburger y Hooper, 2011). Los propietarios, desarrolladores, ingenieros profesionales y contratistas de la construcción, que son quienes toman las decisiones en el proceso de diseño y construcción de los edificios, participarán comúnmente en la selección de los objetivos de desempeño. Este proceso puede considerar las necesidades y peticiones de un amplio grupo de inversionistas, incluyendo algunos inquilinos, prestamistas, aseguradoras y el público en general. Las necesidades y opiniones

de los demás pueden tener un impacto indirecto en el diseño de un edificio, pero estas personas generalmente no tienen la oportunidad de participar directamente en el proceso del diseño (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Una vez que los objetivos de desempeño son seleccionados, los diseños deben ser desarrollados y la capacidad del desempeño determinada. Mínimamente, la información básica del diseño de un edificio incluye: (1) la localización y características del lugar; (2) las dimensiones del edificio, la configuración y ocupación; (3) tipo de sistema estructural, la forma, resistencia y rigidez; y (4) tipo, localización, características de acabado y sistemas no estructurales. Para los edificios nuevos, la información de los diseños preliminares debe ser desarrollada a un nivel de detalle que permita soportar la capacidad de desempeño establecida (ASCE/SEI 41-13, 2014). En el caso de los edificios existentes, la información básica de diseño del edificio ya está definida, pero se deben desarrollar medidas de adaptación preliminares (si es necesario).

La evaluación del desempeño es el proceso utilizado para determinar la capacidad estructural de un diseño de edificio determinado. En la evaluación del desempeño, los ingenieros realizan análisis estructurales para predecir la respuesta del edificio con respecto a diversos peligros sísmicos. Se evalúa la cantidad probable de daño y se determinan las posibles consecuencias de ese daño (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Después de la evaluación del desempeño estructural, los ingenieros comparan la capacidad de desempeño con respecto a los objetivos de desempeño deseados. Si el desempeño evaluado es igual o mejor que los objetivos de desempeño establecidos, el diseño es aceptado. Por otro lado, si el desempeño evaluado no cumple con los objetivos de desempeño, el diseño debe ser revisado o los objetivos de desempeño modificados. Por lo tanto, el diseño basado en desempeño representa un proceso iterativo, es decir, el proceso se desarrolla hasta que el desempeño evaluado y los objetivos deseados coincidan (ASCE/SEI 41-13, 2014).

2.2.2. Diseño sísmico basado en desempeño

El diseño sísmico basado en desempeño se ha analizado y estudiado en diversas investigaciones (Gaxiola-Camacho *et al.*, 2017a, b, y c) Hoy en día, la gran mayoría de los

edificios y obras civiles están diseñados para cumplir con la fuerza establecida, detalles particulares y deflexiones permisibles especificadas en el código de construcción aplicable y en estándares industriales de referencia, entre las cuales destacan para edificios de acero, las especificaciones AISC (AISC 360, 2010), las referentes a condiciones sísmicas (AISC 341, 2010) y las que tienen que ver con conexiones precalificadas (AISC 358, 2014). Estos requisitos están destinados a proporcionar a las estructuras la capacidad de cumplir con ciertos objetivos de desempeño, como resistir la carga probable sin fallar y la carga normal sin presentar molestias para los ocupantes. Sin embargo, en la mayoría de los casos, nunca se evalúa la capacidad de las estructuras para proporcionar realmente este rendimiento. (Hamburger y Hooper, 2011).

El diseño sísmico basado en desempeño se puede considerar como una filosofía de diseño alternativa, específicamente, la aplicación del diseño sísmico basado en desempeño está documentado en la sección 104 del código internacional de construcción (IBC, 2012), la cual permite a los ingenieros contratistas aprobar cualquier diseño o medio de construcción en base evidencia satisfactoria de que la construcción completa será capaz de brindar protección equivalente al público como el diseño que conforma a los requisitos de los códigos, recomendaciones o reglamentos prescriptivos.

Durante la época de los 70s y 80s, los ingenieros del oeste de los Estados Unidos empezaron a adoptar la propuesta del diseño basado en desempeño para el diseño sísmico, en las estructuras nuevas y las ya existentes. Principalmente, estos esfuerzos fueron llevados a cabo porque se observó que durante el terremoto de San Fernando de 1971 varios hospitales y otras edificaciones que debían estar en operación en caso de emergencia, tuvieron un mal desempeño (Hamburger y Hooper, 2011). Lo anterior demostró una necesidad de diseños alternativos basados en desempeño para edificios importantes, es decir, no solo se debía proteger la seguridad de vida de los usuarios del inmueble, sino que también se debía reducir el daño estructural en las edificaciones, esto con el fin de tener acceso a la ocupación y funcionamiento de estos edificios de manera segura después de que el terremoto hubiera pasado. Esto ha llevado a los ingenieros a adoptar mejores versiones de diseño que las reportadas en los códigos prescriptivos, principalmente, para el diseño de estructuras importantes. Más tarde, en la década de 1980, luego de una serie de terremotos

en California que aparentemente ocurrían anualmente, los propietarios de edificios comenzaron a solicitar que los ingenieros evaluaran sus edificios existentes y actualizaran sus configuraciones estructurales para lograr varios criterios de desempeño que van desde la protección de la seguridad de vida, funcionalidad posterior al terremoto, esto para limitar los costos probables de reparación a porcentajes específicos del costo de remplazo de edificios. Lo anterior creó un problema para los ingenieros que no tenían las herramientas, aparte de su criterio profesional, para determinar los criterios para estos diseños (Hamburger y Hooper, 2011).

A mediados de la década de 1990, en Estados Unidos, la Agencia Federal de Administración de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés) respondió a estas necesidades, realizando una reunión con las asociaciones del Departamento de Tecnología Aplicada (ATC, por sus siglas en inglés), el Departamento de Seguridad Sísmica de Construcciones (BSSC, por sus siglas en inglés) y la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, por sus siglas en inglés) para desarrollar guías generales para la rehabilitación sísmica de edificios existentes. Inicialmente, los esfuerzos de las colaboraciones anteriores fueron publicados en el reporte FEMA 273 (1997), los resultados de estas investigaciones se describen también en las recomendaciones de evaluación sísmica ASCE 31 (2004) y en los estándares de rehabilitación sísmica ASCE 41 (2014). Ambos reportes fueron implementados con el enfoque del diseño basado en desempeño para la evaluación y el diseño, lo cual constituyó la base técnica para la generación actual de procesos de diseño basados en desempeño, de manera particular, se generaron conocimientos para la ingeniería sísmica para lograr diseños sismo-resistentes.

2.3. Modelo analítico de una edificación

Un modelo analítico es una representación simplificada, o una idealización, de una estructura real para propósitos de análisis. Su objetivo es simplificar el análisis de una estructura complicada. El modelo analítico representa, con la mayor precisión posible y práctica, el comportamiento característico de la estructura de interés para el análisis, mientras se descartan algunos de los detalles de los elementos, conexiones, etc., que se espera tengan poco efecto sobre las características deseadas. Crear el modelo es uno de los

pasos más importantes en el proceso de análisis y diseño estructural, ya que requiere de experiencia y conocimiento de las prácticas de diseño, además de un amplio entendimiento del comportamiento de las estructuras (Kassimali *et al.*, 2015). En cuanto a los modelos analíticos que se planean desarrollar en esta investigación, se estudiarán marcos planos (dos dimensiones) y se someterán a carga sísmica solamente en una dirección. Cabe recalcar que, lo más cercano a la realidad sería hacer análisis en tres dimensiones de las estructuras. Sin embargo, en la práctica es común el uso de marcos planos lo cual facilita el análisis y diseño de las estructuras. Adicionalmente, por los alcances y objetivos de esta investigación, se debe dejar claro que los marcos planos analizados son de acero y concreto reforzado, respectivamente.

2.4. Área de estudio

La ubicación de las ciudades en las cuales se llevaron a cabo los análisis de los modelos estructurales se determinó tratando de cubrir el norte, sur, este y oeste de la República Mexicana. Lo anterior con el fin de evaluar el riesgo de las edificaciones ante carga sísmica y demostrar si existe uniformidad en la confiabilidad del código de construcciones (CFE, 2015; MCBC, 2017; ASCE 7-16, 2017). La Tabla 2.1 muestra la ubicación en coordenadas geográficas de los sitios de las ciudades en las cuales se diseñaron los modelos analíticos (estructuras de acero y concreto reforzado).

Tabla 2.1: Ubicación de ciudades para el diseño de las estructuras de acero y concreto reforzado.

Localidad	Coordenadas geográficas	
	Latitud	Longitud
Agua Prieta, Sonora	31.315707°	-109.540829°
Ciudad Victoria, Tamaulipas	23.751635°	-99.142687°
Culiacán, Sinaloa	24.802303°	-107.389883°
Mexicali, Baja california	32.637877°	-115.468557°
Torreón, Coahuila	25.551375°	-103.445114°
Chilpancingo, Guerrero	17.563637°	-99.512875°
Guadalajara, Jalisco	20.566529°	-103.297608°
Mérida, Yucatán	20.920471°	-89.610378°
Oaxaca de Juárez, Oaxaca	17.085045°	-95.725497°
Villahermosa, Tabasco	17.981602°	-92.932636°

En la Figura 2.2 podemos observar la ubicación de las 10 ciudades elegidas en diferentes zonas de la República Mexicana donde se construirán los modelos analíticos.

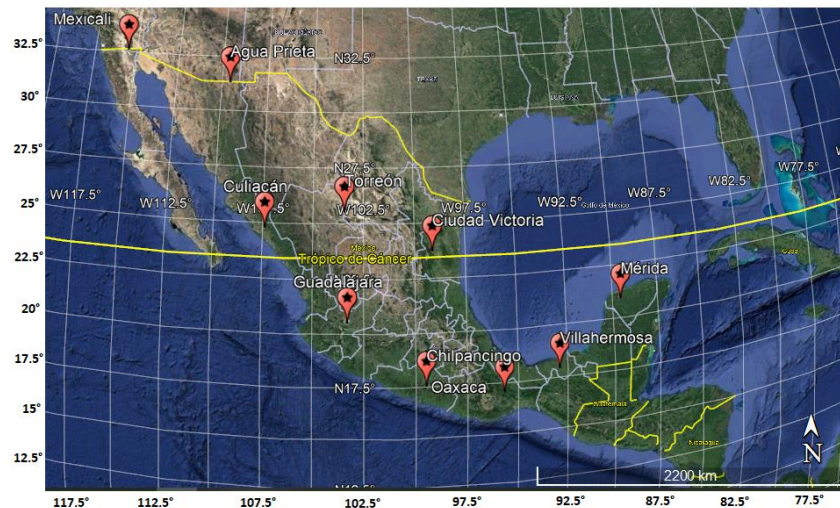


Figura 2.2: Localización de las ciudades para la construcción de los modelos analíticos.

En cada una de estas ciudades se empleó la selección de registros sísmicos, donde a partir de una base de datos se seleccionaron los 11 sismos característicos de la zona bajo estudio. En la siguiente sección se aborda más a detalle la selección de la carga sísmica empleada en los modelos analíticos implementados.

2.5. Obtención de registros sísmicos

Para el caso de México, si se implementa un análisis paso a paso no lineal tridimensional (3D), los códigos de construcción recomiendan la selección de al menos siete registros sísmicos representativos de la zona bajo estudio (MCBC, 2017). Por otro lado, para un análisis bidimensional (2D), los códigos mexicanos recomiendan utilizar al menos siete pares de registros sísmicos representativos de la zona bajo estudio (MCBC, 2017). En este contexto, algunos de los códigos de construcción internacionales más comunes recomiendan utilizar al menos once registros sísmicos representativos de la zona bajo consideración para realizar análisis dinámico no lineal en las estructuras (ASCE 7-16, 2017; IBC, 2012). Para esta investigación doctoral, se realiza un análisis paso a paso no lineal en 2D, por tal motivo, once registros sísmicos representativos de la zona bajo estudio son seleccionados, lo cual satisface los requerimientos del código de construcción mexicano y algunos de los códigos de construcción internacionales más comunes (MCBC, 2017; ASCE 7-16, 2017; IBC, 2012).

2.6. Software OPENSEES

OpenSees es un software libre desarrollado por la Universidad de California, Berkeley, que permite desarrollar aplicaciones y herramientas para la simulación de la respuesta sísmica de sistemas estructurales y geotécnicos (Mazzoni *et al.*, 2006). Este software es utilizado principalmente como una plataforma computacional para investigación en ingeniería sísmica y define los problemas de geometría, carga, formulación y métodos de solución mediante lenguaje de programación TCL. En resumen, OpenSees es una de las plataformas con mayor avance en cuanto a modelación y análisis no-lineales sísmicos de estructuras usando un amplio rango de materiales, modelos constitutivos, tipos de elementos, tipos de conexiones y algoritmos de solución.

2.7. Teoría de la probabilidad

Uno de los conceptos básicos y de más importancia en la teoría de probabilidades es el de variable aleatoria, que puede definirse como cualquier característica medible que toma un conjunto de valores diferentes con probabilidades determinadas (Vázquez-Ontiveros, 2019). Toda variable aleatoria tiene una distribución de probabilidad que describe su comportamiento. Una forma usual de describir la distribución de probabilidad de una variable aleatoria es mediante funciones de densidad para el caso de variables continuas y función de masa de probabilidad para el caso de variables discretas (Canavos, 1988; Kiseell y Poserina, 2017; Pliego y Ruiz-Maya, 2004). El objetivo de la teoría de probabilidades es proporcionar un modelo matemático adecuado, aplicable a la descripción e interpretación de los fenómenos aleatorios.

En la teoría de la probabilidad, la función de densidad describe la probabilidad relativa según la cual dicha variable aleatoria tomará determinado valor. La probabilidad de que la variable aleatoria caiga en una región específica del espacio estará dada por la integral de la densidad de esta variable entre uno y otro límite de dicha región. La función de densidad de probabilidad (PDF, por sus siglas en inglés) es positiva a lo largo de todo su dominio y su integral sobre todo el espacio es de valor unitario (Kissell y Poserina, 2017).

Una función de densidad de probabilidad caracteriza el comportamiento probable de una población en tanto especifica la posibilidad relativa de que una variable aleatoria continua X tome un valor cercano a x . Una variable aleatoria X tiene densidad f , siendo f una función no negativa integrable de Lebesgue, si:

$$P|a \leq X \leq b| = \int_a^b f(x)dx \quad (2.1)$$

Por lo tanto, si F es la función de distribución acumulativa de X , entonces:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(u)du \quad (2.2)$$

La mayoría de las funciones de densidad de probabilidad requieren uno o más parámetros para especificarlas totalmente, como ejemplo se puede mencionar la distribución normal que se define a partir de dos parámetros como la media (μ) y la desviación estándar (σ). Las

distribuciones usadas en este estudio son: Normal, LogNormal, Logística, Log-Logística, Gamma, Weibull, t Location Scale (tLS), Estable, Birnbaum-Saunders, Valor Extremo (VE) y Valor Extremo Generalizado (VEG). Con base en lo publicado en Vazquez-Ontiveros (2019) se describen cada una de ellas.

2.7.1. Distribución Normal

La distribución normal es la distribución de probabilidad de variable continua más importante del cálculo de probabilidades y de la Estadística. Fue descubierta por Abraham De Moivre (1667-1754) y publicada en 1733. La importancia de la distribución normal queda totalmente consolidada por ser la distribución límite de numerosas variables aleatorias, discretas y continuas (Canavos, 1988; Kissell y Poserina, 2017). La gráfica de su función de densidad tiene forma acampanada y es simétrica respecto de un determinado parámetro estadístico. Esta distribución queda definida mediante dos parámetros: la media (μ) y la desviación estándar o desviación típica ($\sigma > 0$). La función de distribución de la distribución normal está definida como:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right), \text{ dominio: } -\infty < x < \infty \quad (2.3)$$

La función de distribución acumulativa está definida como:

$$F(x) = \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right) \quad (2.4)$$

donde Φ es la integral de Laplace.

2.7.2. Distribución LogNormal

La distribución normal logarítmica es una distribución de probabilidad de una variable aleatoria cuyo logaritmo está normalmente distribuido. Es decir, si x es una variable aleatoria con una distribución normal, entonces e^x tiene una distribución log-normal. La base de una función logarítmica no es importante, ya que $\log_a x$ está distribuida normalmente si y solo si $\log_b x$ está distribuida normalmente, solo se diferencia en un factor constante (Kisell y Poserina, 2017; Pliego y Ruiz-Maya, 2004). La distribución

lognormal es útil para modelar datos de numerosos estudios médicos tales como el período de incubación de una enfermedad, los títulos de anticuerpo a un virus, el tiempo de supervivencia en pacientes con cáncer o SIDA.

La función de densidad de probabilidad de la distribución log-normal considerando 3 parámetros está definida como:

$$f(x) = \frac{1}{(x - \gamma)\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x - \gamma) - \mu}{\sigma}\right)^2\right), \text{Dominio: } \gamma < x < +\infty \quad (2.5)$$

Donde σ es la desviación estándar ($\sigma > 0$), μ es la media y γ es el parámetro de localización.

La función de distribución acumulativa está definida como:

$$F(x) = \Phi\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x - \gamma) - \mu}{\sigma}\right)^2\right) \quad (2.6)$$

Donde Φ es la integral de Laplace.

La función de densidad de probabilidad de la distribución log-normal considerando 2 parámetros está definida como:

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right) \quad (2.7)$$

La función de distribución acumulativa está definida como:

$$F(x) = \Phi\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right) \quad (2.8)$$

Donde Φ es la integral de Laplace.

2.7.3. Distribución Logística

La curva logística fue descrita por primera vez por Pierre Francois Verhulst (1804-1849) en un trabajo publicado en 1845. La distribución logística se utiliza en el estudio del crecimiento temporal de variables, en particular, demográficos. En biología se ha aplicado

para modelar el crecimiento de células de levaduras, y para representar curvas de dosis respuesta en bioensayos. Se parece a la distribución normal en su forma, pero tiene colas más pesadas (y, por lo tanto, menor curtosis) (Kissell y Poserina, 2017).

La función de densidad de probabilidad de la distribución logística está definida como:

$$f(x) = \frac{1}{s \left(1 + \exp \left(\frac{-(x-\mu)}{s} \right) \right)^2} \exp \left(\frac{-(x-\mu)}{s} \right), \text{Dominio } -\infty < x < +\infty \quad (2.9)$$

Donde μ es el parámetro de localización y s es el parámetro de escala ($s > 0$).

La función de distribución acumulativa está definida como:

$$F(x) = \frac{1}{1 + \exp \left(\frac{-(x-\mu)}{s} \right)} \quad (2.10)$$

2.7.4. Distribución Log-Logística

La distribución log-logística es una distribución de probabilidad continua para una variable aleatoria no negativa. Se utiliza en hidrología para modelar el flujo y la precipitación. La función de densidad de probabilidad de la distribución log-logística está definida como (Al-Shomrani *et al.*, 2016):

$$f(x) = \frac{\left(\frac{\gamma}{\alpha}\right) \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\gamma-1}}{\left(1 + \left(\frac{x}{\alpha}\right)^2\right)^2}, \text{Dominio: } 0 < x < +\infty \quad (2.11)$$

Donde α es el parámetro de escala y γ es el parámetro de forma.

La función de distribución acumulativa está definida como:

$$F(x) = \frac{1}{1 + \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{-\gamma}} \quad (2.12)$$

2.7.5. Distribución Gamma

Es una distribución adecuada para modelizar el comportamiento de variables aleatorias continuas con asimetría positiva. Es decir, variables que presentan una mayor densidad de sucesos a la izquierda de la media que a la derecha. En su expresión se encuentran dos parámetros, siempre positivos, α y ε de los que depende su forma y alcance por la derecha, y también la función Gamma $\tau(\alpha)$, responsable de la convergencia de la distribución (Pliego y Ruiz-Maya, 2004). La función de densidad de probabilidad de la distribución gamma para tres parámetros está definida como:

$$f(x) = \frac{(x - \gamma)^{\alpha-1}}{\varepsilon^\alpha \tau(\alpha)} \exp\left(\frac{-(x - \gamma)}{\varepsilon}\right), \text{Dominio: } \gamma \leq x < +\infty \quad (2.13)$$

Donde α es el parámetro de forma ($\alpha > 0$), ε es el parámetro de escala ($\varepsilon > 0$) y γ es el parámetro de localización. La función de distribución acumulativa está definida como:

$$F(x) = \frac{\tau\left(\frac{x-\gamma}{\varepsilon}\right)(\alpha)}{\tau(\alpha)} \quad (2.14)$$

La función de densidad de probabilidad de la distribución gamma para dos parámetros está definida como:

$$f(x) = \frac{x^{\alpha-1}}{\varepsilon^\alpha \tau(\alpha)} \exp\left(\frac{-x}{\varepsilon}\right) \quad (2.15)$$

La función de distribución acumulativa está definida como:

$$F(x) = \frac{\tau\left(\frac{x}{\varepsilon}\right)}{\tau(\alpha)} \quad (2.16)$$

Donde τ es la función Gamma.

2.7.6. Distribución de Weibull

Es una distribución de probabilidad continua. Recibe su nombre de Waloddi Weibull, que la describió detalladamente en 1951, aunque fue descubierta inicialmente por Fréchet (1927) y aplicada por primera vez por Rosin y Rammler (1933) para describir la

distribución de los tamaños de determinadas partículas. La función de densidad de probabilidad de la distribución Weibull está definida como (Pliego y Ruiz-Maya, 2004):

$$f(x) = \frac{\alpha}{\varepsilon} \left(\frac{x - \gamma}{\varepsilon} \right)^{\alpha-1} \exp \left(- \left(\frac{x - \gamma}{\varepsilon} \right)^\alpha \right), \text{Dominio: } \gamma \leq x < +\infty \quad (2.17)$$

Donde α es el parámetro de forma ($\alpha > 0$), ε es el parámetro de escala ($\alpha > 0$) y γ es el parámetro de localización.

La función de distribución acumulativa está definida como:

$$F(x) = 1 - \exp \left(- \left(\frac{x - \gamma}{\varepsilon} \right)^\alpha \right) \quad (2.18)$$

2.7.7. Distribución t Location-Scale (tLS)

La distribución ubicación-escala t (t location-scale, por su nombre en inglés) es usada para modelar distribuciones de datos con colas pesadas (más propensas a valores atípicos) que la distribución normal. La función de densidad de probabilidad de la distribución ubicación-escala t es (Etemad y Amirmazlaghani, 2016):

$$f(x) = \frac{\Gamma \left(\frac{\nu+1}{2} \right)}{\sigma \sqrt{\nu\pi} \Gamma \left(\frac{\nu}{2} \right)} \left[\frac{\nu + \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2}{\nu} \right]^{\left(\frac{\nu+1}{2} \right)} \quad (2.19)$$

Donde $\Gamma(\cdot)$ es la función gamma, μ es el parámetro de ubicación, σ es el parámetro de escala y ν es el parámetro de forma. La media de la distribución ubicación-escala t es:

$$media = \mu \quad (2.20)$$

La media es definida solo para valores del parámetro de forma $\nu > 1$. Para otros valores de ν , la media no está definida. La varianza de la distribución ubicación-escala t es:

$$var = \sigma^2 \frac{\nu}{\nu - 2} \quad (2.21)$$

La varianza es definida solo para valores de $\nu > 2$. Para otros valores de ν , la varianza no está definida.

2.7.8. Distribución Estable

Una distribución se denomina estable si es una combinación lineal de dos o más copias independientes de una muestra aleatoria que tiene la misma distribución de probabilidad, salvo por quizá algún parámetro de localización o factor de escala. La familia de distribuciones estables a veces se denominan también distribución α -estable de Lévy, en honor a Paul Lévy, el primero en estudiar este tipo de distribuciones.

De los cuatro parámetros que definen una distribución estable, el más significativo es el parámetro de estabilidad (α). Las distribuciones estables satisfacen que $0 < \alpha \leq 2$, correspondiendo el valor máximo con una distribución normal. El valor $\alpha = 1$ corresponde a la distribución de Cauchy. Las distribuciones estables no tienen una varianza finita si $\alpha < 2$, más aún si $\alpha \leq 1$ ni siquiera tiene media finita. Mandelbrot llamó a las distribuciones estables con $\alpha < 2$ como distribuciones estables paretianas (Mandelbrot, 1961; Voit, 2013).

Una distribución no degenerada es estable si satisface las siguientes notaciones:

- Sean X_1 y X_2 dos copias de una variable aleatoria X (estas dos variables aleatorias independientes tienen la misma distribución de X). Por lo tanto, X se denomina estable si existen dos constantes ($a > y, b > 0$) tales que la nueva variable aleatoria $aX_1 + bX_2$ tenga la misma distribución que $cX + d$ para otras dos constantes $c > 0$ y d .

La distribución normal, la distribución de Cauchy y la distribución de Lévy satisfacen esta propiedad, siendo casos particulares de distribuciones estables. La densidad de probabilidad de estas distribuciones estables no admite una fórmula matemática cerrada, sin embargo, su función característica se admite una fórmula matemática cerrada. Por otro lado, cualquier distribución de probabilidad dada por la transformada de Fourier de una función característica $\varphi(t)$ del tipo:

$$f(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \varphi(t) e^{-ixt} dt \quad (2.22)$$

Una variable aleatoria X es estable si su función característica puede escribirse como (Mandelbrot, 1961):

$$\varphi(t; \alpha, \varepsilon, c, \mu) = \exp[it\mu - |ct|^\alpha(1 - i\varepsilon \operatorname{sgn}(t)\Phi)] \quad (2.23)$$

Donde $\operatorname{sgn}(t)$ es la función signo de t y Φ está dada por:

$$\Phi = \tan \frac{\pi\alpha}{2} \quad (2.24)$$

Para todo α , excepto $\alpha = 1$.

Los parámetros de la distribución Estable son:

$\alpha \in (0, 2] \rightarrow$ parámetro de estabilidad.

$\varepsilon \in [-1, 1] \rightarrow$ parámetro de asimetría.

$c \in (0, \infty) \rightarrow$ parámetro de escala.

$\mu \in (-\infty, \infty) \rightarrow$ parámetro de localización.

2.7.9. Distribución Birnbaum-Saunders

La distribución Birnbaum-Saunders fue desarrollada originalmente para modelar tiempos de vida de materiales expuestos a pruebas de fatiga. En 1969, siendo una motivación los problemas de vibración que se encontraron en los nuevos aviones comerciales y por los problemas de fatiga de materiales, Birnbaum y Saunders presentaron un modelo probabilístico para tiempos de vida de estructuras bajo carga dinámica. Esta distribución fue derivada a partir de un modelo que muestra que las fallas se deben al desarrollo y crecimiento de una fractura dominante. De esta manera, la distribución Birnbaum-Saunders describe el tiempo de falla que ha transcurrido cuando cierta clase de daño acumulado excede un umbral. La función de densidad de probabilidad es de la forma (Birnbaum y Saunders, 1969):

$$f(x) = \frac{\sqrt{\frac{x-\mu}{\varepsilon}} + \sqrt{\frac{\varepsilon}{x-\mu}}}{2\gamma(x-\mu)} \phi\left(\frac{\sqrt{\frac{x-\mu}{\varepsilon}} - \sqrt{\frac{\varepsilon}{x-\mu}}}{\gamma}\right) \quad x > \mu; \gamma, \varepsilon > 0 \quad (2.25)$$

Donde γ es el parámetro de forma, μ es el parámetro de ubicación, ε es el parámetro de escala y ϕ es la función de densidad de probabilidad de la distribución normal estándar.

La fórmula para la función de distribución acumulativa está definida como:

$$F(x) = \Phi \left(\frac{\sqrt{x} - \sqrt{\frac{1}{x}}}{\gamma} \right) \quad x > 0; \gamma > 0 \quad (2.26)$$

Donde Φ es la función de distribución acumulativa de la distribución normal estándar (Birnbaum y Saunders, 1969).

2.7.10. Valor extremo

Las distribuciones de valor extremo son las distribuciones limitantes para el mínimo o el máximo de una colección muy grande de observaciones aleatorias de la misma distribución arbitraria (Gumbel, 2012). Gumbel (2012) demostró que, para cualquier distribución inicial con buen comportamiento, solo se necesitan unos pocos modelos, dependiendo de si está interesado en el máximo o el mínimo, y también si las observaciones están limitadas arriba o abajo. La teoría del valor extremo dice que, independientemente de la elección del modelo de componente, el modelo del sistema se acercará a un Weibull a medida que n se hace grande.

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\varepsilon} * \exp \left(\frac{x - \mu}{\varepsilon} \right) * \exp \left[-\exp \left(\frac{x - \mu}{\varepsilon} \right) \right] \quad \text{Dominio: } -\infty < x < +\infty \quad (2.27)$$

Donde ε es el parámetro de escala ($\varepsilon > 0$) y μ es el parámetro de localización ($\mu > 0$).

La función de distribución acumulativa está definida como:

$$F(x) = 1 - \exp \left[-\exp \left(\frac{x - \mu}{\varepsilon} \right) \right] \quad (2.28)$$

2.7.11. Valor extremo generalizado

La distribución de Valor Extremo Generalizada (VEG) es un modelo flexible de tres parámetros que combina las distribuciones de valor extremo máximo de Gumbel, Fréchet y Weibull. Según el teorema del valor extremo, la distribución VEG es la distribución límite de máximos correctamente normalizados de una secuencia de variables aleatorias independientes e idénticamente distribuidas. Por lo tanto, la distribución VEG se usa como una aproximación para modelar los máximos de secuencias largas de variables aleatorias (Coles *et al.*, 2001). La función de densidad de probabilidad está definida como (Kotz y Nadarajah, 2000):

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma} \exp(-(1 + kz)^{-1/k})(1 + kz)^{-1-1/k}, & k \neq 0 \\ \frac{1}{\sigma} (-z - \exp(-z)), & k = 0 \end{cases} \quad (2.29)$$

Donde $z = \frac{x-\mu}{\sigma}$, y k , σ , μ son los parámetros de forma, escala y ubicación, respectivamente. La escala debe ser positiva ($\sigma > 0$), la forma y la ubicación pueden tomar cualquier valor real. El rango de definición de la distribución valor extremo generalizado depende de k . Varios valores del parámetro k producen las distribuciones de valor extremo tipo I, II y III (Kotz y Nadarajah, 2000).

La función de distribución acumulativa está definida como:

$$f(x) = \begin{cases} \exp[-(1 + kz)^{-1/k}], & k \neq 0 \\ \exp[-\exp(-z)], & k = 0 \end{cases} \quad (2.30)$$

Donde $z = \frac{x-\mu}{\sigma}$.

2.8. Prueba de bondad de ajuste χ^2

La prueba de bondad de ajuste se utiliza para determinar si un conjunto de datos o muestra se ajustan a una distribución teórica de una determinada población. Es decir, la prueba de bondad χ^2 nos dice si la muestra disponible representa (ajusta) razonablemente los datos que uno esperaría encontrar en la población (Snedecor y Cochran, 1989). Una característica de la prueba de bondad de ajuste de χ^2 es que se puede aplicar a cualquier distribución

univariada para la que puede calcular la función de distribución acumulativa. La prueba de bondad de ajuste χ^2 se aplica a los datos agrupados (es decir, los datos puestos en clases o intervalos). En realidad, esto no es una restricción, ya que para los datos no agrupados simplemente se puede calcular un histograma o una tabla de frecuencias antes de generar la prueba de χ^2 . Sin embargo, el valor de la estadística de prueba de χ^2 depende de cómo se agrupan los datos. Una ventaja de la prueba de χ^2 es que requieren un tamaño de muestras suficientes para que la aproximación de χ^2 sea valida (Snedecor y Cochran, 1989).

La prueba de χ^2 se define para la hipótesis:

H_0 : Los datos siguen una distribución específica.

H_1 : Los datos no siguen la distribución específica.

Para el cálculo de bondad de ajuste de χ^2 , los datos se dividen en k contenedores y el estadístico de prueba se define como:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k (O_i - E_i)^2 / E_i \quad (2.31)$$

donde O_i es la frecuencia observada para i y E_i es la frecuencia esperada para i . la frecuencia esperada se calcula mediante:

$$E_i = N(F(Y_u)) - F(Y_l) \quad (2.32)$$

Donde F es la función de distribución acumulativa para la distribución que se está probando, Y_u es el límite superior para la clase i , Y_l es el límite inferior para la clase i y N es el tamaño de la muestra.

3. METODOLOGÍA

La metodología implementada para la obtención de los resultados que se presentan en esta investigación consiste principalmente en los siguientes pasos: (1) Diseño de los modelos estructurales de acero y concreto reforzado, (2) Obtención de sismos característicos de la zona, (3) Evaluación de respuesta estructural con el método de elementos finitos, y (4) Calculo de confiabilidad utilizando PDF. Cada uno de los pasos utilizados se describen a continuación.

3.1. Diseño de los modelos estructurales implementados

3.1.1. Diseño de los modelos estructurales de acero

El diseño de los edificios de acero se realizó de la siguiente manera. Una vez teniendo las dimensiones, materiales y las cargas que actúan sobre la estructura bajo consideración, se procedió a realizar el diseño de los modelos estructurales de acero donde se consideraron cargas vivas, muertas, viento y por sismo. En el caso de la carga por sismo se utilizó un análisis modal espectral con la ayuda del software ETABS. Por otro lado, para obtener las secciones tipo W más adecuadas y seguras consulto el manual de construcciones en acero (AISC, 2011).

3.1.2. Diseño de los modelos estructurales de concreto reforzado

El diseño de los modelos estructurales de concreto reforzado se realizó considerando cargas verticales (vivas y muertas) y laterales (viento y sismo), de manera particular, para el caso de carga sísmica, se implementó un análisis de tipo modal espectral usando el software comercial ETABS. Cabe mencionar, que se usaron las combinaciones de carga del reglamento de construcciones de la Ciudad de México (MCBC, 2017). Lo anterior se realizó con el fin de obtener las secciones más optimas y seguras de concreto reforzado (vigas y columnas). También, se consideraron las recomendaciones de la norma ACI-318 (ACI-318, 2019) para el diseño de las vigas y columnas, así como para detallar el armado estructural del acero.

3.2. Obtención de sismos característicos de la zona

En la selección de registros sísmicos representativos de la zona se consideran principalmente dos aspectos: (1) la forma del espectro de respuesta, la cual depende de la sismicidad de la zona; y (2) que coincida la aceleración espectral del movimiento del suelo con el espectro de respuesta objetivo en el primer periodo de vibrar del edificio (T_1), donde se le aplica un factor de escala al dominio del espectro del movimiento del suelo. Es importante mencionar que la selección se hace a partir de la forma del espectro objetivo dentro de los rangos de $0.2T_1$ a $1.5T_1$ (Ver Anexo A). En resumen, los registros sísmicos seleccionados son los que tienen una figura espectral similar al espectro objetivo y son anclados en el primer modo de vibración del edificio usando un factor de escala cercano a uno. Es importante mencionar que el espectro de respuesta objetivo de cada ubicación es generado considerando la probabilidad de excedencia y el periodo de retorno de cada nivel de desempeño, los cuales se documentaron en el Capítulo 1, de manera particular en la Tabla 1.2 (SEAOC Vision 2000, 1995; FEMA-350, 2000; ASCE/SEI 41-13, 2014). El proceso de selección de registros sísmicos se muestra en la Figura 3.1.

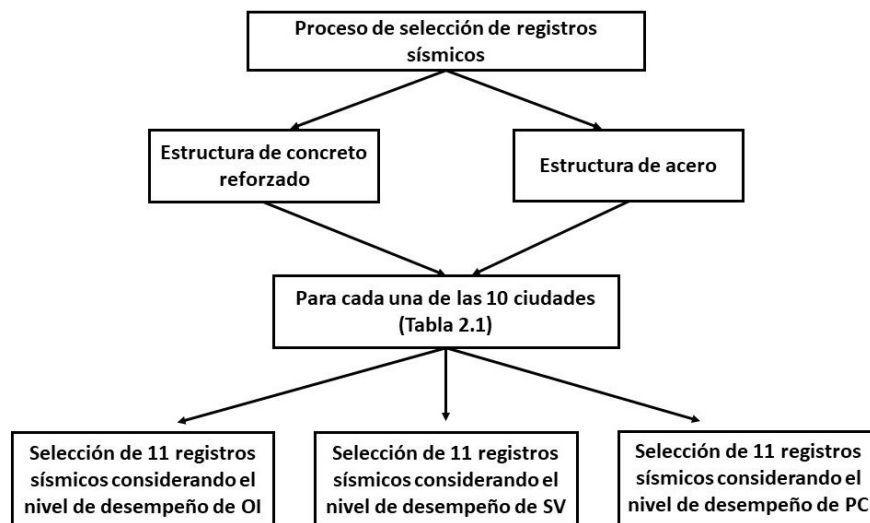


Figura 3.1: Proceso de selección de registros sísmicos para estructuras de acero y concreto reforzado utilizando niveles de desempeño de ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (SV) y prevención del colapso (PC).

Para obtener la carga sísmica de los modelos estructurales se empleó un algoritmo de selección de registros sísmicos, donde se determinan los 11 sismos característicos de la

zona bajo estudio. Los datos sísmicos fueron obtenidos a partir de la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RAII-UNAM), producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica. Los datos son distribuidos a través del Sistema de Base de Datos Acelerográficos (<https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/>). La selección se realizó utilizando un algoritmo desarrollado en el lenguaje de programación Python, donde se utilizó el método de mínimos cuadrados, obteniendo los 11 sismos representativos de la zona que se utilizan como carga sísmica para evaluar la respuesta estructural para edificios de acero y concreto reforzado, respectivamente (Monjardin-Quevedo *et al.*, 2022b). La selección se aplicó para 10 ubicaciones de la república mexicana con periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para cada estado, siendo sesenta y seis registros sísmicos seleccionados por ciudad. Por tal motivo, un total de 660 registros sísmicos fueron seleccionados considerando todas las ubicaciones de todos los modelos estructurales de acero y concreto reforzado. Cabe mencionar, que la base de datos de selección de registros sísmicos cuenta con más de 20,000 registros.

3.3. Evaluación de respuesta estructural con el método de elementos finitos

La evaluación del desempeño sísmico de las estructuras de acero y concreto reforzado se realizó determinando la respuesta estructural mediante análisis no lineal paso a paso en el dominio del tiempo utilizando el software de acceso libre OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), el cual utiliza el método de elementos finitos (Mazzoni *et al.*, 2006).

En resumen, se excitan los modelos estructurales de acero y concreto reforzado empleando registros reales de terremotos, los cuales son seleccionados con base en lo descrito en la sección anterior. Posteriormente, se extrae la respuesta estructural a partir del software OpenSees considerando las no linealidades tanto de geometría como de plasticidad del material utilizado (acero y concreto reforzado).

3.4. Cálculo de confiabilidad utilizando PDF

3.4.1. Generación de PDF a partir de distorsiones de entrepisos

La Función de Densidad de Probabilidad (PDF, por sus siglas en inglés) es una expresión estadística que define una distribución de probabilidad para una variable aleatoria continua en lugar de una variable aleatoria discreta. Cuando el PDF se representa gráficamente, el área debajo de la curva indicará el intervalo en el que puede tomar un valor la variable. El área total en este intervalo del gráfico es igual a la probabilidad de que ocurra una variable aleatoria continua (Vazquez-Ontiveros *et al.*, 2021). Por otro lado, se realizó una prueba de bondad chi-cuadrada para obtener la distribución de densidad de probabilidad que mejor se ajustó al comportamiento de las distorsiones de entrepiso obtenidas cuando aplicamos carga sísmica al modelo estructural evaluado, las distribuciones utilizadas se describieron en la sección 2.7.

3.4.2. Probabilidad de falla (P_f) a partir de distorsiones de entrepisos

La probabilidad de falla (P_f) se refiere a la seguridad de la estructura. Por lo tanto, durante el diseño de las estructuras, la probabilidad de falla debe ser considerablemente baja. Para dos límites particulares a y b, la P_f se puede calcular como (Nowak y Collins, 2012):

$$P_f = 1 - P(a < X \leq b) \quad (3.1)$$

Donde X , son las distorsiones del nivel de la estructura bajo consideración; a y b son límites que definen el nivel de seguridad en la estructura. En la siguiente Figura (3.2) se ilustra cómo se calcula la P_f utilizando los límites a y b en términos de distorsiones permisibles.

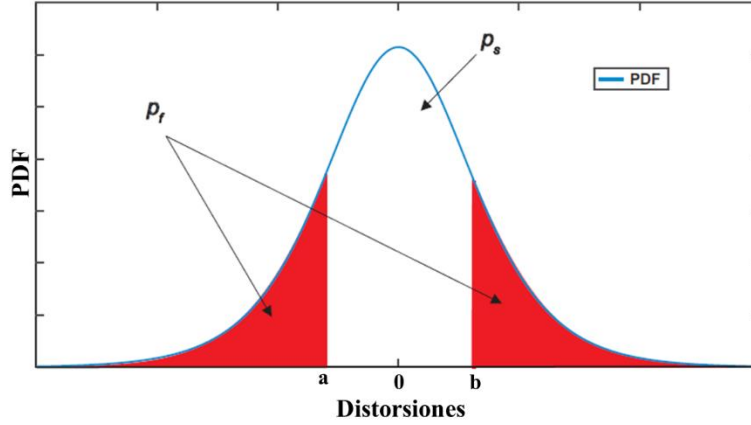


Figura 3.2: Función de Densidad de Probabilidad (PDF) con los límites correspondientes de las distorsiones. (Adaptada de: Vazquez-Ontiveros *et al.*, 2021).

Tomando en cuenta la Figura 3.2, la probabilidad se puede calcular como (Nowak y Collins, 2012):

$$P(a < X \leq b) = \int_a^b f_x(x) dx \quad (3.2)$$

Donde $f_x(x)$ es el PDF de las distorsiones de entrepisos.

3.4.3. Índice de confiabilidad (β) a partir de la probabilidad de falla

Los edificios están en interacción constante con diversos factores, como la carga viva, muerta, por viento, sísmica, etc. Estas y otras cargas causan ciertos deterioros estructurales (Gaxiola-Camacho *et al.*, 2017a). Por lo tanto, es muy importante expresar la confiabilidad de las estructuras en términos de un factor específico. Dicho factor o índice se conoce comúnmente en la literatura como índice de confiabilidad (Nowak y Collins, 2012); en lo sucesivo denotado simplemente como β . En términos generales, β es la confiabilidad asociada a un sistema para lograr la función requerida en condiciones de desempeño específico durante un periodo de tiempo determinado (Lemaire, 2013). Además, β está estrechamente relacionado con P_f , y puede expresarse de la siguiente manera:

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad (3.3)$$

Donde Φ^{-1} es la función de distribución acumulativa inversa (CDF, por sus siglas en inglés) de interés, obviamente relacionada con el PDF de los datos en consideración. Tomando en cuenta los conceptos discutidos anteriormente, el cálculo de confiabilidad estructural, considerando diversos niveles de desempeño, se resume en la Figura 3.3.

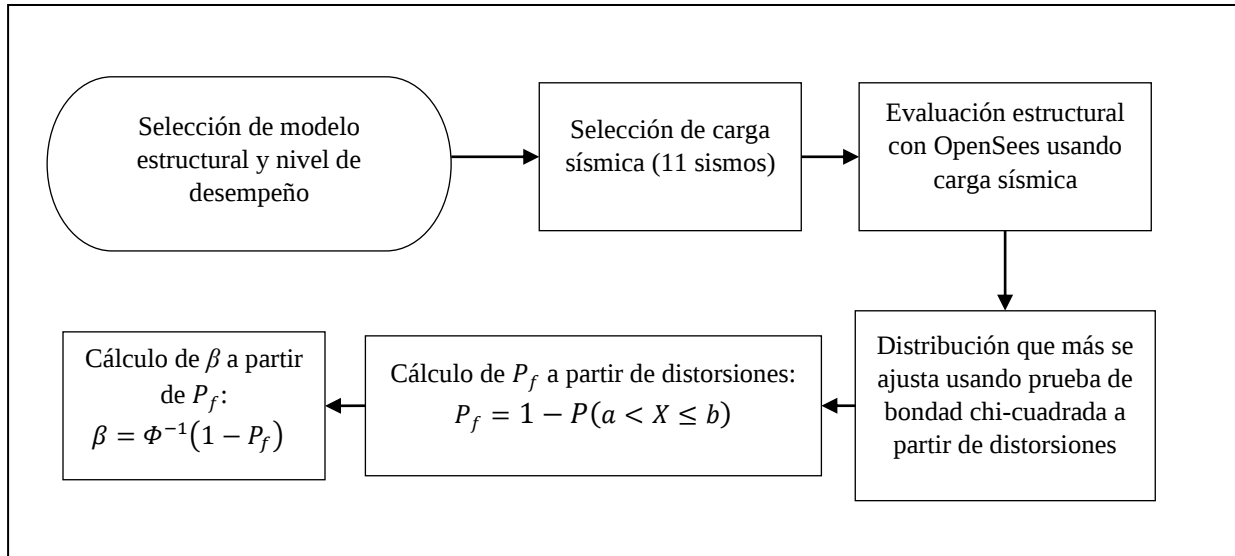


Figura 3.3: Proceso del cálculo de confiabilidad de estructuras de acero y concreto sometidas a terremotos.

En el proceso de cálculo de confiabilidad primeramente seleccionamos el modelo estructural con su nivel de desempeño, enseguida, realizamos la selección de los 11 sismos para usarlos como carga sísmica para excitar las estructuras donde usamos el espectro objetivo del programa PRODISIS para obtener los sismos característicos de la zona (<https://www.gob.mx/ineel>). Una vez obtenida la carga sísmica, se procede a calcular la respuesta estructural con el software OpenSees utilizando dicha carga sísmica, donde obtenemos las distorsiones de cada entrepiso del modelo estructural evaluado. Posteriormente, se realiza una prueba de bondad de ajuste chi-cuadrada para obtener la función de densidad de probabilidad que más se ajusta a partir de 11 distribuciones de probabilidad y a partir de la distribución de probabilidad seleccionada determinamos P_f y β . Esta técnica representa una metodología alternativa para evaluar el riesgo de edificaciones en términos de índice de confiabilidad (β) y probabilidad de falla (p_f) utilizando el concepto PBSO.

4. ANALISIS Y RESULTADOS

4.1. Selección de carga sísmica

La carga sísmica la utilizamos para aplicársela a los modelos estructurales creados para cada ciudad (sección 3.2), la extracción de dicha carga sísmica se hace a partir de una base de datos de más de 20,000 registros sísmicos para las cuatro zonas sísmicas que existen en México (Figura 4.1).

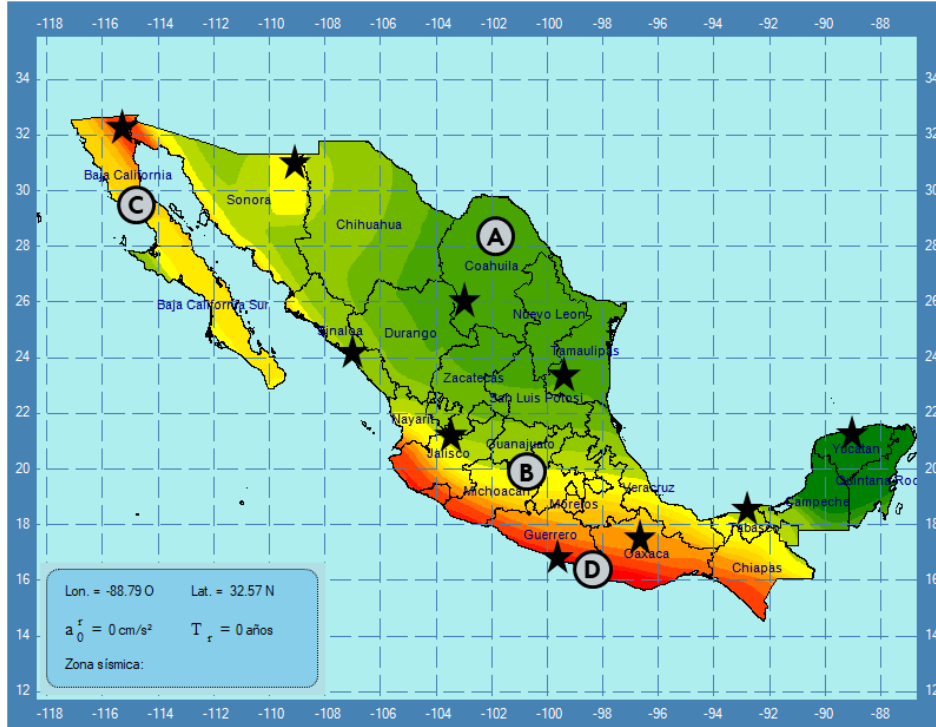


Figura 4.1: Mapa de riesgo sísmico de la república mexicana obtenido del software PRODISIS de la CFE donde A representa una zona sísmica con peligro bajo, B un peligro moderado, C un peligro alto y D un peligro severo.

La Figura 4.1 muestra el riesgo sísmico de la república mexicana y las 10 ubicaciones que se consideraron para diseñar los modelos de acero y concreto reforzado, respectivamente. La obtención de la carga sísmica para cada ciudad se hace a partir del software de selección sísmica desarrollado en Python (Monjardin-Quevedo *et al.*, 2022b). Para cada una de las 10 ciudades se realizó la selección sísmica, donde se obtuvieron los 11 sismos característicos de la zona bajo estudio a partir de espectros de respuesta (ver Anexo A). Los resultados obtenidos se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 4.1: Tabla de las ciudades donde se construyeron los modelos estructurales con la zona sísmica correspondientes, las cargas sísmicas encontradas para cada ciudad con periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años.

Ciudad	Zona sísmica	72 años	475 años	2475 años
Agua Prieta	C	11	11	11
Ciudad Victoria	A	11	11	11
Chilpancingo	D	11	11	11
Culiacán	B	11	11	11
Guadalajara	C	11	11	11
Mérida	A	11	11	11
Mexicali	D	11	11	11
Oaxaca	D	11	11	11
Torreón	A	11	11	11
Villahermosa	B	11	11	11

En la Tabla 4.1 se muestra que se obtienen 11 candidatos para cada caso en donde se hace la selección de registros sísmicos, donde para cada ciudad se aplica un periodo de retorno de 72, 475 y 2475 años. En la selección de las ciudades se busca que cubran las 4 zonas sísmicas de la república mexicana que son: zona sísmica A (peligro bajo), B (peligro moderado), C (peligro alto) y D (peligro severo). Las unidades de todas las cargas sísmicas se encuentran en gales (cm/s^2).

4.2. Cálculo de respuestas estructurales con OPENSEES

Los cálculos de la respuesta estructural para las 10 ciudades se realizaron a través del software OpenSees (Mazzoni *et al.*, 2006), el cual utiliza el método de elementos finitos. En esta sección se analizan las respuestas estructurales obtenidas para estructuras de acero y concreto aplicando las cargas sísmicas correspondiente para cada modelo mostrado en la sección 4.1, ya con las respuestas estructurales obtenidas se procedió al cálculo de las distorsiones de entrepisos de cada nivel. Posteriormente, se emplea el análisis de confiabilidad de falla para cada modelo estructural analizado. Para el caso de los modelos estructurales diseñados se empleó la siguiente configuración (Figura 4.2), donde las dimensiones están en metros. Se obtienen los desplazamientos laterales de los nodos 8 (nivel 1), 12 (nivel 2), 16 (nivel 3), 20 (nivel 4), 24 (nivel 5), 28 (nivel 6) y 32 (nivel 7). Posteriormente, calculamos las distorsiones de cada entrepiso, para finalmente proceder al cálculo de confiabilidad estructural.

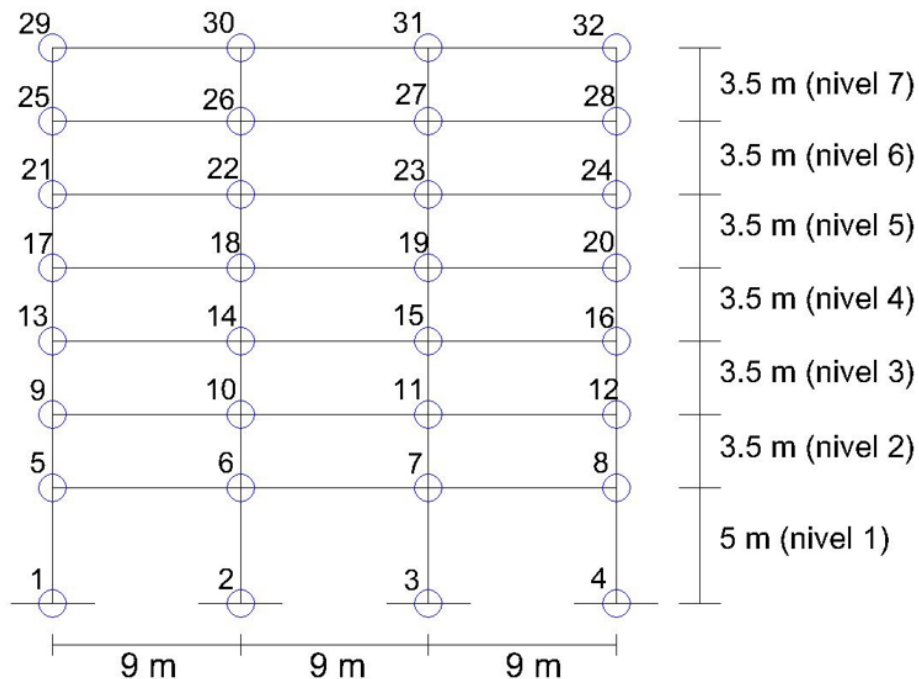


Figura 4.2: Geometría de los edificios de acero y concreto reforzado analizados.

Los modelos estructurales de acero y concreto reforzado fueron construidos siguiendo los lineamientos de las normas de construcción de la Ciudad de México (MCBC, 2017). En la Tabla 4.2 se muestran los periodos de vibrar utilizados para la selección de la carga sísmica de cada una de las estructuras de acero y concreto reforzado, respectivamente.

Tabla 4.2: Periodos de vibrar de los modelos estructurales.

Ciudad	Modelo estructural	
	Acero	Concreto Reforzado
Agua Prieta	1.196	1.6828
Ciudad Victoria	1.162	1.8024
Chilpancingo	1.295	0.9057
Culiacán	1.2846	1.8024
Guadalajara	1.3042	1.5675
Mérida	1.3042	1.8024
Mexicali	1.1115	0.8416
Oaxaca de Juárez	1.2772	1.2745
Torreón	1.1929	1.8024
Villahermosa	1.3042	1.6136

A continuación, se muestran los valores máximos de las distorsiones (adimensional) de los 7 entresijos de los diseños estructurales de acero y concreto, esto para cada una de las 10 ciudades con sus respectivos periodos de retorno (72, 475 y 2475 años). Las distorsiones de entresijos son obtenidas de los desplazamientos laterales de los nodos analizados a partir del software OpenSees (Mazzoni *et al.*, 2006).

4.2.1. Respuesta estructural de estructuras de acero

Para cada uno de los modelos estructurales de acero excitados con sismos representativos de la zona con periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años que corresponden a niveles de desempeño de OI (Ocupación Inmediata), SV (Seguridad de Vida) y PC (Prevención del Colapso), se obtienen los valores máximos de los promedios de las distorsiones por los 11 sismos seleccionados. La figura 4.3 muestra los resultados del promedio de las distorsiones

máximas obtenidas de las respuestas de cada uno de los 11 sismos seleccionados del modelo estructural de Agua Prieta, Sonora., con $T = 72, 475$ y 2475 años, respectivamente.

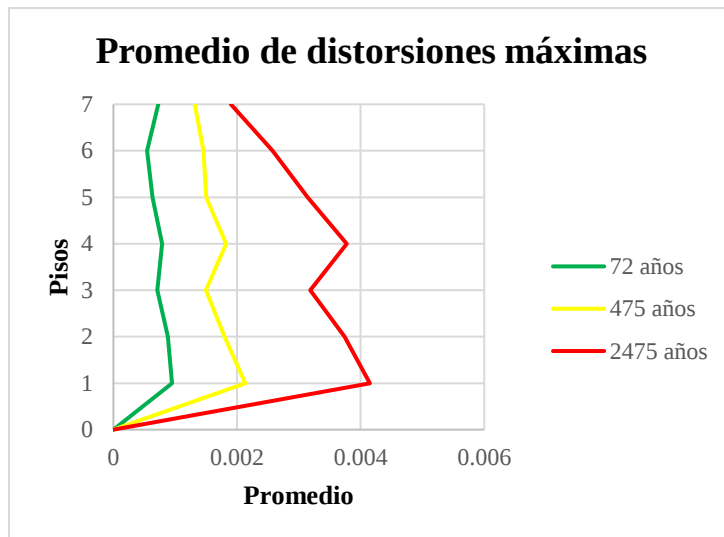


Figura 4.3: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Agua Prieta, Sonora, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Agua Prieta, se obtienen resultados del promedio de distorsiones máximas entre 0.0005 y 0.0009 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionadas con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años obtuvimos valores de 0.0013 a 0.0021 y con $T = 2475$ años entre 0.0019 y 0.0041. La Figura 4.4 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Ciudad Victoria, Tamaulipas., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

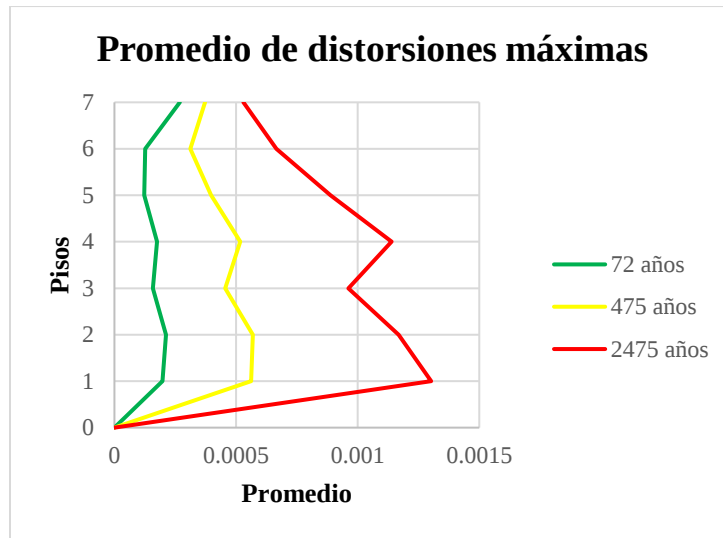


Figura 4.4: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entresijos del modelo estructural de acero para Ciudad Victoria, Tamaulipas, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Ciudad Victoria, se obtienen resultados entre 0.0001 y 0.0002 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtienen valores de 0.0003 a 0.0006 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0005 a 0.0013. La Figura 4.5 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Villahermosa, Tabasco., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

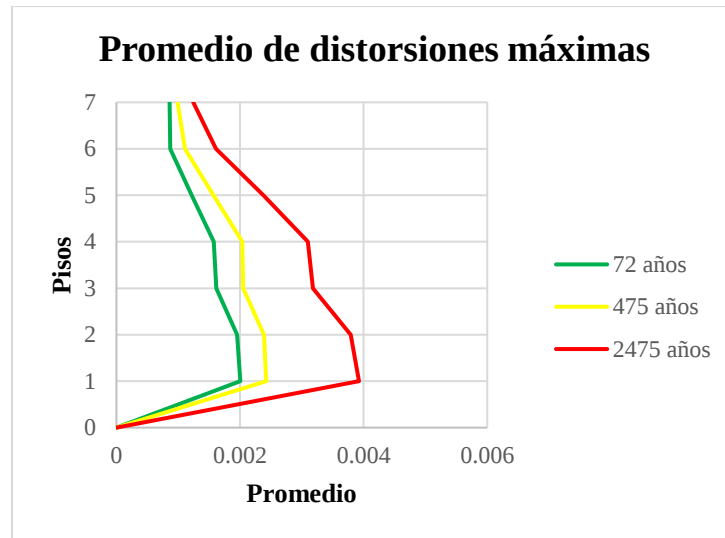


Figura 4.5: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entresijos del modelo estructural de acero para Villahermosa, Tabasco, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Villahermosa, se obtienen resultados del promedio de distorsiones máximas entre 0.0009 y 0.0020 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas con $T = 475$ años se obtienen valores de 0.0010 a 0.0024 y con $T = 2475$ años resultó de 0.0012 a 0.0039. La Figura 4.6 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Chilpancingo, Guerrero., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

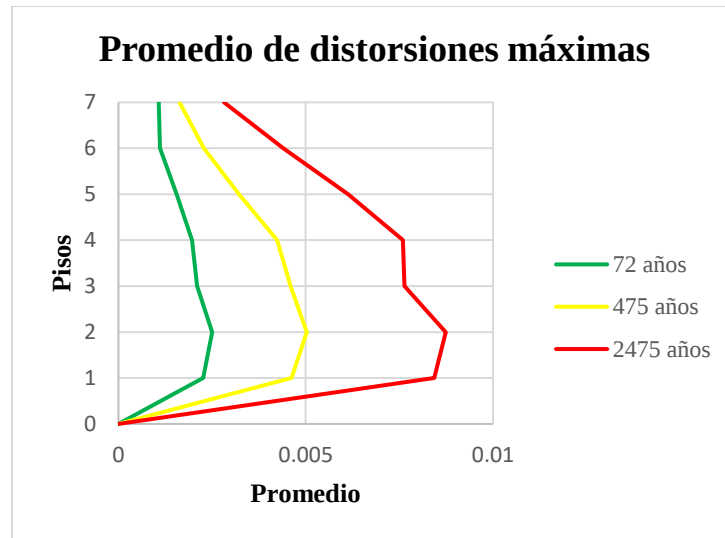


Figura 4.6: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Chilpancingo, Guerrero, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Chilpancingo, se obtienen resultados entre 0.0011 y 0.0025 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtienen valores de 0.0016 a 0.0050 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0028 a 0.0087. La Figura 4.7 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Culiacán, Sinaloa, con periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

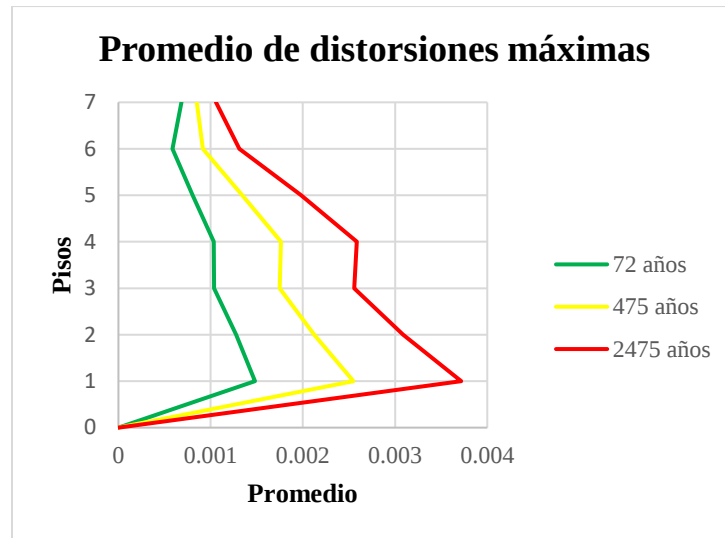


Figura 4.7: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entresijos del modelo estructural de acero para Culiacán, Sinaloa, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Culiacán, se obtienen resultados entre 0.0006 y 0.0015 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionadas con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtiene valores de 0.0008 a 0.0025 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0011 a 0.0037. La Figura 4.8 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Guadalajara, Jalisco., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

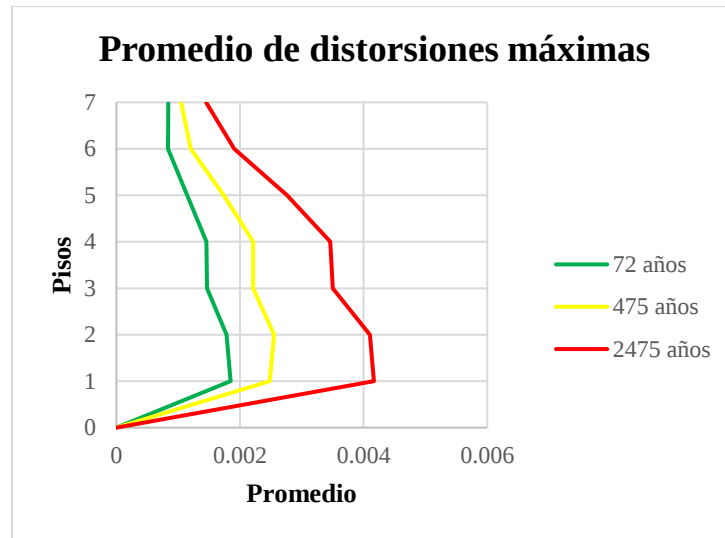


Figura 4.8: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Guadalajara, Jalisco, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Guadalajara, se obtienen resultados del promedio de distorsiones máximas entre 0.0008 y 0.0018 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtiene valores de 0.0010 a 0.0026 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0014 a 0.0042. La Figura 4.9 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Mérida, Yucatán., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

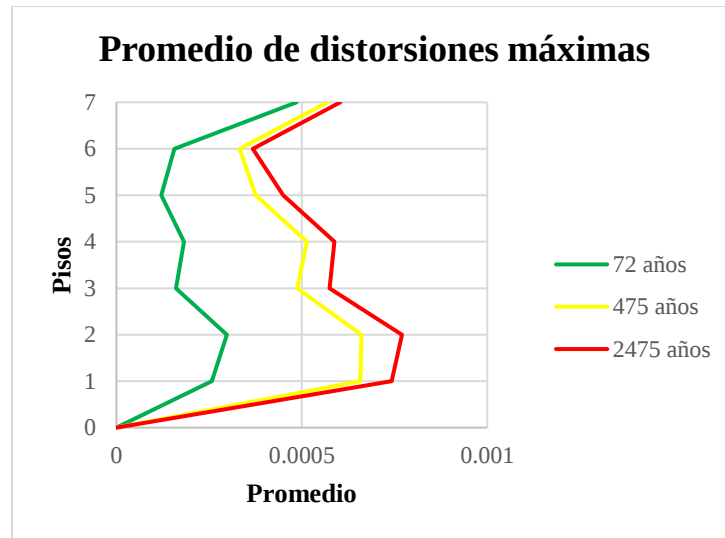


Figura 4.9: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entresijos del modelo estructural de acero para Mérida, Yucatán, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Mérida, se obtienen resultados del promedio de distorsiones máximas entre 0.0001 y 0.0005 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtiene valores de 0.0003 a 0.0007 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0004 a 0.0008. La Figura 4.10 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Mexicali, Baja California., con $T = 72$, 475 y 2475 años, respectivamente.

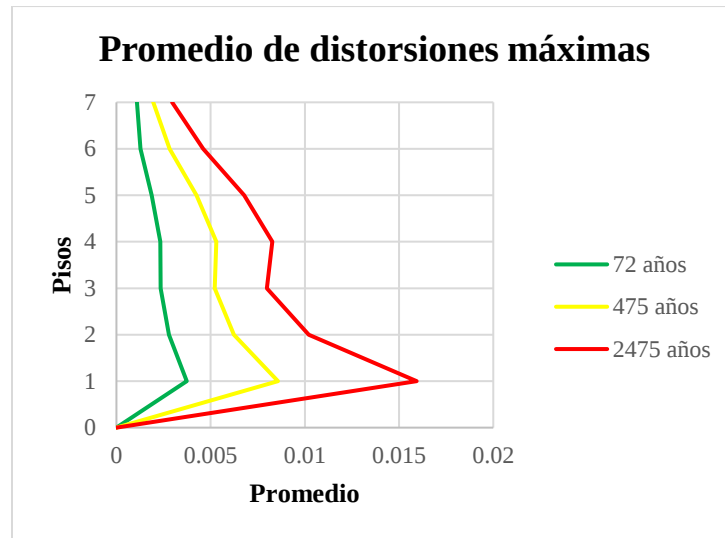


Figura 4.10: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entresijos del modelo estructural de acero para Mexicali, Baja California, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Mexicali, se obtienen resultados entre 0.0011 y 0.0037 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtiene valores de 0.0020 a 0.0086 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.003 a 0.016. La Figura 4.11 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Oaxaca de Juárez, Oaxaca., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

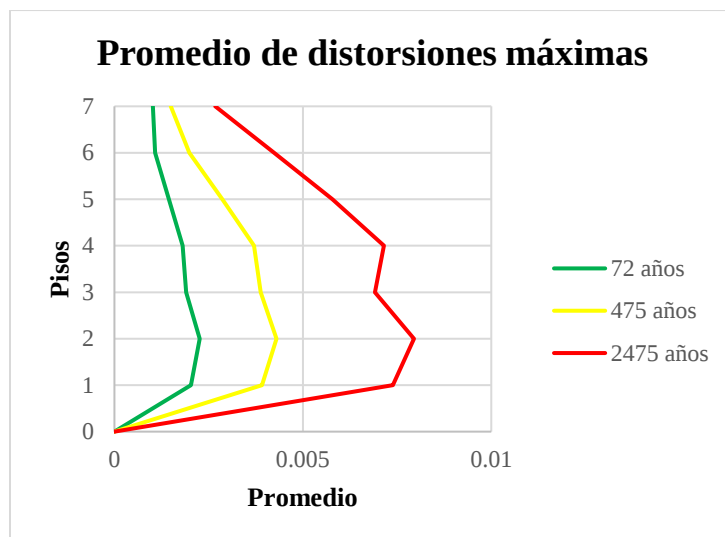


Figura 4.11: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de acero para Oaxaca de Juárez, Oaxaca, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Oaxaca de Juárez, se obtienen resultados entre 0.001 y 0.0023 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas con $T = 475$ años se obtiene valores de 0.0015 a 0.0043 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0027 a 0.0079. La Figura 4.12 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Torreón, Coahuila., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

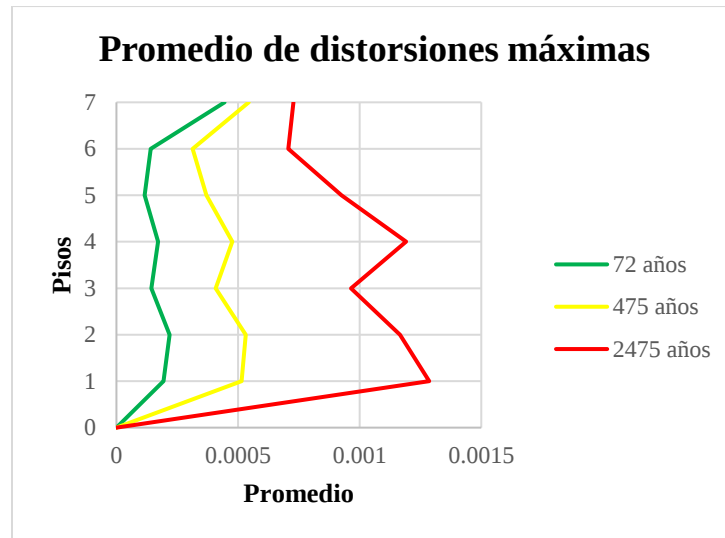


Figura 4.12: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entresijos del modelo estructural de acero para Torreón, Coahuila, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Torreón, se muestran resultados del promedio de distorsiones máximas entre 0.0001 y 0.0004 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtienen valores de 0.0003 a 0.0005 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0007 a 0.0013. Las distorsiones más altas se obtuvieron para los modelos de Mexicali, Chilpancingo y Oaxaca. Por otro lado, las distorsiones más bajas resultaron para los modelos de Torreón, Mérida y Tamaulipas. Esto muestra una correspondencia de la respuesta estructural con respecto a la zona sísmica en la que se evaluó el modelo estructural de acero, es decir, en las zonas con mayor actividad sísmica (zona sísmica D) se obtienen respuestas estructurales más altas y en las zonas con menor actividad sísmica (zona sísmica A) las respuestas estructurales resultan más bajas.

4.2.2. Respuesta estructural de estructuras de concreto

Para cada uno de los modelos estructurales de concreto excitados con sismos representativos con periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años, se obtienen los valores máximos de los promedios de las distorsiones obtenidas por las respuestas de los 11 sismos seleccionados para cada modelo. La figura 4.13 muestra los resultados de las distorsiones

máximas promedio de los entrepisos del modelo estructural de Agua Prieta, Sonora., con $T = 72, 475$ y 2475 años, respectivamente.

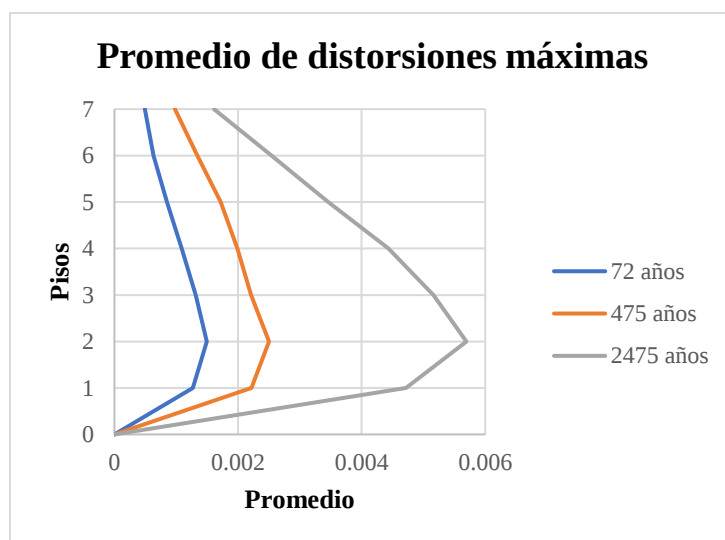


Figura 4.13: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Agua Prieta, Sonora, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Agua Prieta, se obtienen resultados del promedio de distorsiones máximas entre 0.0005 y 0.0015 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años obtuvimos valores de 0.0010 a 0.0025 y con $T = 2475$ años entre 0.0016 y 0.0057. La Figura 4.14 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Ciudad Victoria, Tamaulipas., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

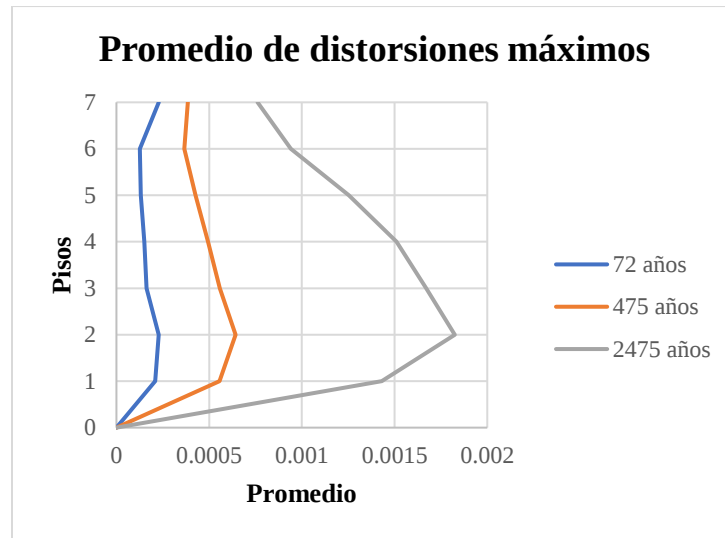


Figura 4.14: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entresijos del modelo estructural de concreto para Ciudad Victoria, Tamaulipas, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Ciudad Victoria, se obtienen resultados entre 0.0001 y 0.0002 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtienen valores de 0.0004 a 0.0006 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0008 a 0.0018. La Figura 4.15 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Villahermosa, Tabasco., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

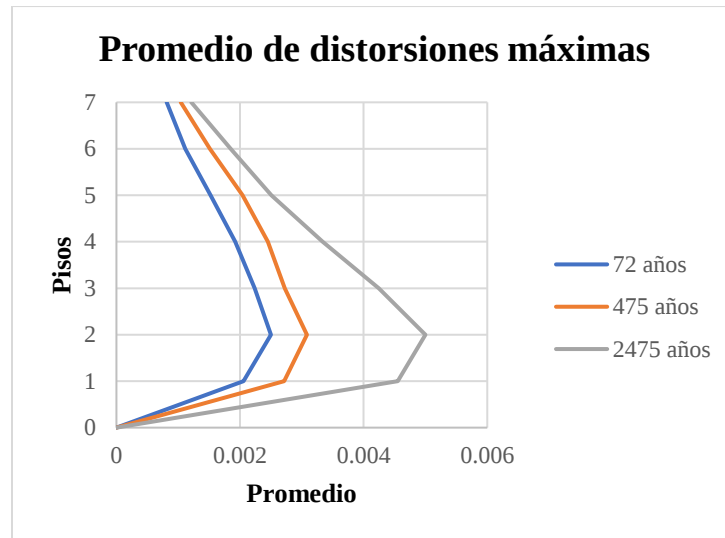


Figura 4.15: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Villahermosa, Tabasco, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Villahermosa, se obtienen resultados del promedio de distorsiones máximas entre 0.0008 y 0.0025 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas con $T = 475$ años se obtienen valores de 0.0010 a 0.0031 y con $T = 2475$ años resultó de 0.0012 a 0.0050. La Figura 4.16 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Chilpancingo, Guerrero., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

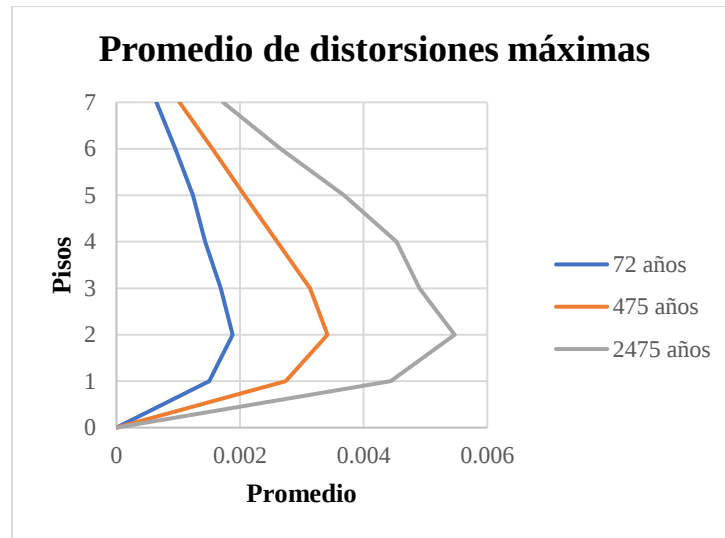


Figura 4.16: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Chilpancingo, Guerrero, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Chilpancingo, se obtienen resultados entre 0.0006 y 0.0019 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtiene valores de 0.0010 a 0.0034 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0017 a 0.0055. La Figura 4.17 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Culiacán, Sinaloa, con periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

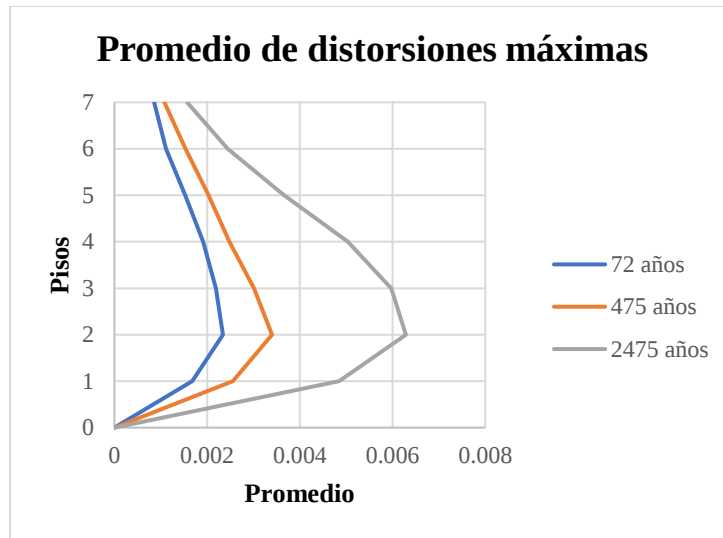


Figura 4.17: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Culiacán, Sinaloa, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Culiacán, se obtienen resultados entre 0.0009 y 0.0023 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtienen valores de 0.0011 a 0.0034 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0016 a 0.0063. La Figura 4.18 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Guadalajara, Jalisco., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

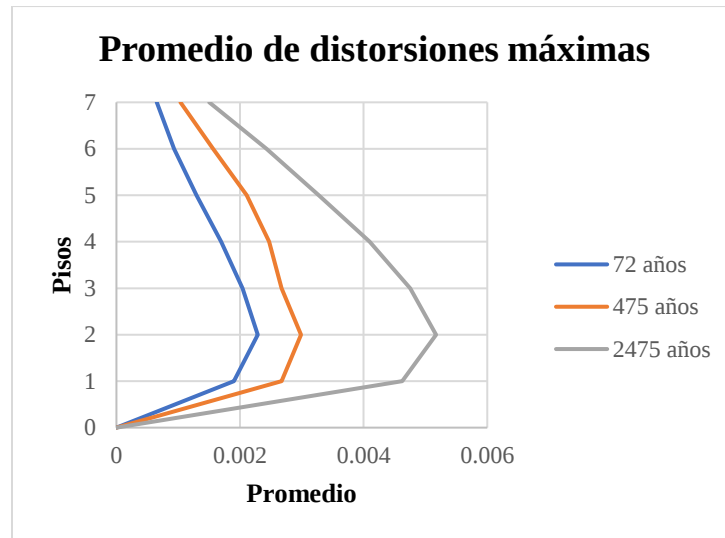


Figura 4.18: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Guadalajara, Jalisco, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Guadalajara, se obtienen resultados del promedio de distorsiones máximas entre 0.0007 y 0.0023 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtiene valores de 0.0010 a 0.0030 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0015 a 0.0052. La Figura 4.19 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Mérida, Yucatán., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

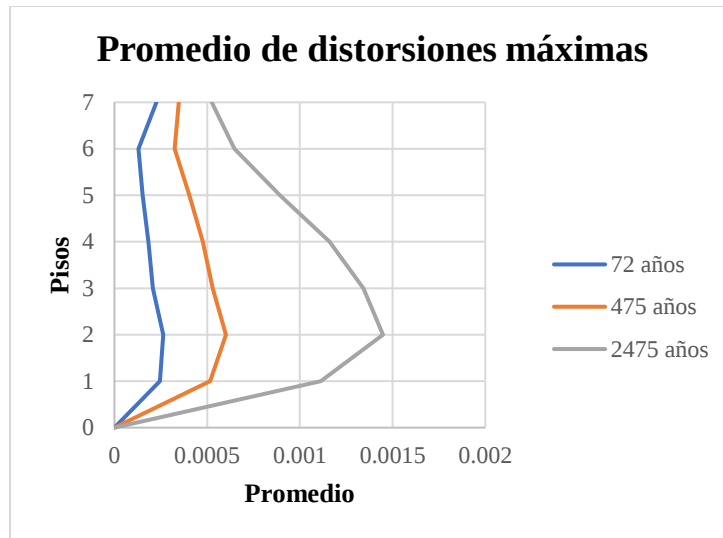


Figura 4.19: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entrepisos del modelo estructural de concreto para Mérida, Yucatán, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Mérida, se obtienen resultados del promedio de distorsiones máximas entre 0.0001 y 0.0003 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtiene valores de 0.0003 a 0.0006 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0005 a 0.0014. La Figura 4.20 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Mexicali, Baja California., con $T = 72$, 475 y 2475 años, respectivamente.

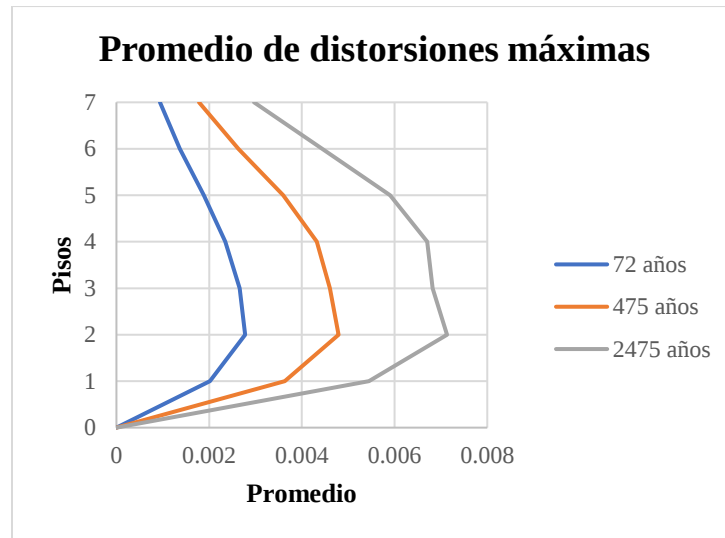


Figura 4.20: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entresijos del modelo estructural de concreto para Mexicali, Baja California, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Mexicali, se obtienen resultados entre 0.0009 y 0.0028 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtiene valores de 0.0018 a 0.0048 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0030 a 0.0071. La Figura 4.21 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Oaxaca de Juárez, Oaxaca, con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

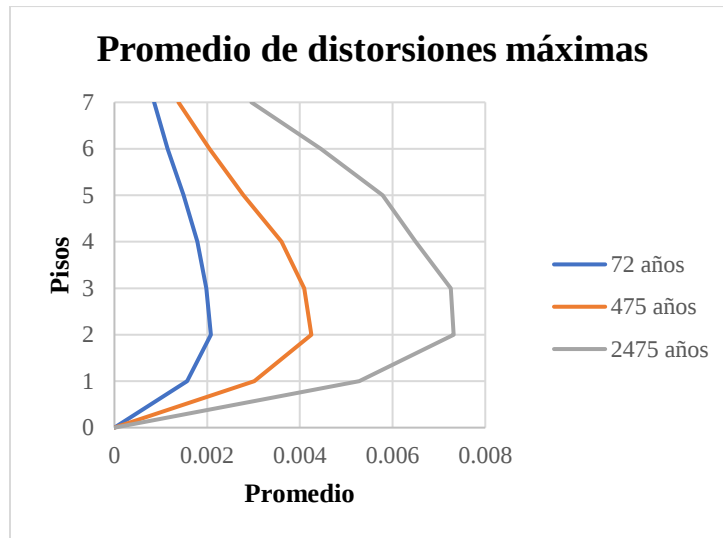


Figura 4.21: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entresijos del modelo estructural de concreto para Oaxaca de Juárez, Oaxaca, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Oaxaca de Juárez, se obtienen resultados entre 0.0009 y 0.0021 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionadas con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas con $T = 475$ años se obtienen valores de 0.0014 a 0.0042 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0030 a 0.0073. La Figura 4.22 muestra la gráfica de los resultados de distorsiones para el modelo estructural de Torreón, Coahuila., con T de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

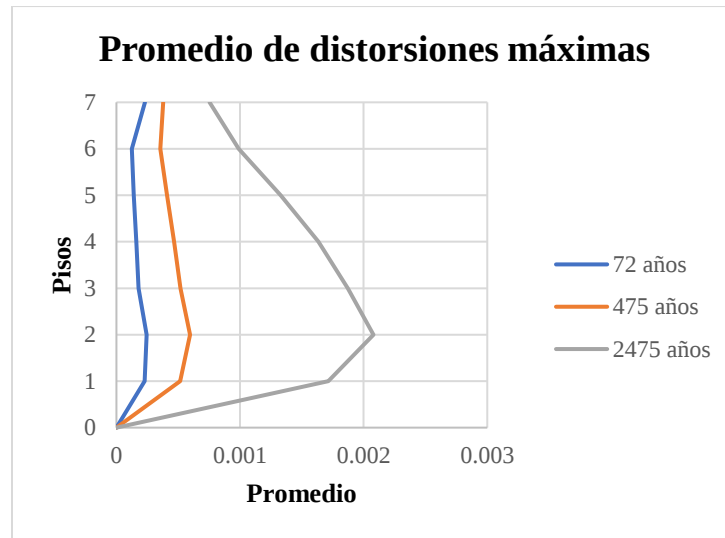


Figura 4.22: Promedio de los valores máximos de distorsiones de los entresijos del modelo estructural de concreto para Torreón, Coahuila, usando periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años para la selección de carga sísmica.

Para el modelo de Torreón, se muestran resultados del promedio de distorsiones máximas entre 0.0001 y 0.0002 cuando empleamos cargas sísmicas seleccionada con $T = 72$ años en la evaluación del modelo, para el modelo con cargas sísmicas seleccionadas usando $T = 475$ años se obtienen valores de 0.0004 a 0.0006 y con $T = 2475$ años resultan valores de 0.0008 a 0.0021.

Las distorsiones más altas en los modelos estructurales de concreto reforzado se obtuvieron para los modelos de Mexicali, Oaxaca y Culiacán. Por otro lado, las distorsiones más bajas resultaron para los modelos de Torreón, Ciudad Victoria y Mérida. Similar a los modelos de acero se mostró una correspondencia con la zona sísmica del modelo evaluado donde coincidió en que el modelo de Mexicali resulta con la respuesta más alta y el modelo de Torreón la más baja, esto está relacionado a su zona sísmica. En la comparación de las respuestas estructurales de los modelos de acero y concreto reforzado, se observó que las respuestas estructurales máximas de las distorsiones resultan mayores para los correspondientes modelos estructurales de acero, sin embargo, para el nivel de desempeño de prevención del colapso, las distorsiones resultan más altas para el modelo de concreto reforzado en la mayoría de las ubicaciones estudiadas. Los resultados de las distorsiones de entresijo en términos de nivel de desempeño, para los modelos estructurales de acero y

concreto reforzado, muestran que los valores más altos de distorsiones de entrepisos resultan cuando se empleó un nivel de desempeño de prevención del colapso, dicho nivel de desempeño es calculado utilizando carga sísmica con un periodo de retorno de 2475 años. Para el caso del nivel de desempeño de ocupación inmediata, donde se selecciona carga sísmica utilizando un periodo de retorno de 72 años, se observaron resultados más bajos de las distorsiones de entrepisos de las estructuras. Esto se esperaba ya que la carga sísmica seleccionada con periodo de retorno de 2475 años presenta mayor intensidad que la seleccionada con periodo de retorno de 72 años. Por otro lado, el segundo piso de los modelos estructurales de acero y concreto reforzado fue el que resultó con mayor distorsión de entrepiso. Esto se puede asociar a que la altura del primer piso es 5.5 metros y para los demás pisos es de 3.5 metros. Es decir, hay un cambio en las alturas de los pisos que puede producir una mayor distorsión. Finalmente, se observó que en algunos casos el modelo estructural de acero es más flexible que el modelo estructural de concreto reforzado. Sin embargo, en algunos otros casos el comportamiento es lo opuesto. Esto puede deberse a diversos factores que afectan el desempeño sísmico de los edificios, como el contenido de las frecuencias del movimiento del suelo, tipo de suelo donde se ubica la estructura, mecanismos geológicos de los terremotos, duración de la carga sísmica, problemas de resonancia, etc. Cabe mencionar, que la consideración de tales factores está fuera del alcance de esta tesis doctoral.

4.3. Cálculo de confiabilidad utilizando PDF

Una vez que la respuesta estructural es determinada de los modelos estructurales de acero y concreto reforzado bajo consideración, las distorsiones de entrepisos pueden ser utilizadas para determinar la confiabilidad estructural en términos del índice de confiabilidad (β) usando el enfoque probabilístico presentado en la Sección 3. Para lograr esto, el riesgo estructural es evaluado respecto a los límites permisibles resumidos en la Tabla 4.3. Cabe señalar que estos límites están documentados en los reportes FEMA-350 (2000) y su principal objetivo es asegurar una relación confiable entre los niveles de desempeño (OI, SV y PC) con carga sísmica seleccionada con periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años, respectivamente.

Tabla 4.3: Distorsión de entrepiso permisible para cada nivel de desempeño (FEMA-350, 2000).

Periodo de retorno (años)	Nivel de desempeño	Distorsión de entrepiso permisible
72	OI	± 0.007
475	SV	± 0.025
2475	PC	± 0.050

Por otro lado, se calcula la distribución de probabilidad que más se ajusta a los valores de las distorsiones de los entrepisos. La distribución que más se ajustó a los datos se determinan a partir de 11 distribuciones de probabilidad. El cálculo de confiabilidad estructural se determinó a partir del valor de los entrepisos de cada nivel del diseño estructural evaluado, se realizó el cálculo para cada una de las ciudades estudiadas. Cabe mencionar, que los valores de probabilidad de falla cumplen con el reglamento ASCE/SEI 7-16 (2017) para todas las estructuras, donde ningún valor está por debajo del valor límite (1.285), lo cual indica que los modelos estructurales de acero y concreto reforzado cumplen con cada uno de los niveles de desempeño (ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención del colapso).

4.3.1. Resultados de confiabilidad para estructuras de acero

Los resultados de los modelos estructurales de acero se muestran a continuación, donde se determinaron las distribuciones de probabilidad que más se ajustaron a los datos y el índice de confiabilidad (β) obtenido para cada una de las respuestas resultantes a partir de los 11 sismos seleccionados. Se muestran los resultados promedios a partir de los 11 sismos seleccionados, donde son obtenidos para cada nivel del diseño estructural evaluado. Primeramente, se muestran los resultados de confiabilidad promedio para el modelo estructural de Agua Prieta, Sonora, con sus respectivos periodos de retorno (Tabla 4.4).

Tabla 4.4: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Agua Prieta, Sonora con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	39.33	VEG	71.98	VEG	60.22
2	VEG	43.51	VEG	63.01	VEG	95.32
3	VEG	54.16	VEG	105.36	VEG	89.76
4	VEG	46.94	Estable	88.13	Estable	56.29
5	VEG	62.59	VEG	131.44	VEG	78.29
6	VEG	69.36	VEG	129.53	Estable	117.55
7	tLS	64.32	Logística	77.41	VEG	94.61
μ	VEG	54.32	VEG	95.27	VEG	84.58

La Tabla 4.4 muestra los resultados para el modelo de Agua Prieta, donde la distribución que más se ajustó a las distorsiones de entrepisos de los tres niveles de desempeño del modelo estructural es VEG, mientras que los valores de β están en el rango de 39.33 a 131.44 con promedios de 54.32, 95.27 y 84.54 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. Se observó, que todos los valores de β están por encima del valor límite de 1.285 (ASCE/SEI 7-16, 2017), esto indica que la estructura cumple con cada uno de los niveles de desempeño asignado (OI, SV y PC). A continuación, se muestran los resultados de confiabilidad para el modelo estructural de acero para Ciudad Victoria, Tamaulipas.

Tabla 4.5: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Ciudad Victoria, Tamaulipas con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	152.35	VEG	269.86	VEG	235.16
2	tLS	142.81	VEG	271.15	VEG	252.25
3	VEG	135.66	VEG	323.38	VEG	252.25
4	VEG	152.58	VEG	330.02	VEG	249.35
5	VEG	359.58	VEG	423.33	VEG	322.16
6	tLS	264.72	VEG	210.99	VEG	519.56
7	tLS	527.28	tLS	599.99	tLS	452.21
μ	VEG	247.85	VEG	346.96	VEG	326.13

La Tabla 4.5 muestra los resultados para el modelo de Ciudad Victoria, se observó que la distribución que más se ajustó a los resultados de distorsiones de entrepisos es VEG, siendo tLS otra distribución que se ajustó en algunos pocos casos. Los resultados de β están entre

135.658 y 599.997 con promedios de 247.85, 346.96 y 326.13 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. En este caso, se presentan valores más altos de β en la mayoría de los resultados de distorsiones por nivel comparado con el modelo anterior, es decir, se presenta una mayor seguridad para este diseño estructural que el diseño de Agua Prieta (Tabla 4.4). A continuación, se muestran los resultados de confiabilidad para el modelo estructural de Villahermosa, Tabasco.

Tabla 4.6: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Villahermosa, Tabasco con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	Estable	17.75	VEG	38.21	VEG	83.38
2	VEG	16.15	VEG	40.71	VEG	93.02
3	VEG	19.43	VEG	52.09	VEG	105.25
4	Estable	22.24	VEG	54.75	VEG	103.53
5	Estable	28.57	VEG	76.56	VEG	103.53
6	Estable	38.85	VEG	97.03	VEG	173.61
7	VEG	18.65	VEG	48.94	tLS	171.40
μ	Estable	23.09	VEG	58.33	VEG	119.10

La Tabla 4.6 muestra los resultados de confiabilidad del modelo estructural de acero para Villahermosa, donde se muestra que la distribución que más se ajustó en la mayoría de los casos es VEG, en el nivel de desempeño de ocupación inmediata la distribución Estable se ajustó a la mayoría de los resultados de distorsión de cada uno de los niveles de las estructuras. Los valores promedios de β presentan valores de 16.15 a 173.61 con promedios de 23.09, 58.33 y 119.10 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. Lo que indica que la confiabilidad se cumple para los niveles de desempeño evaluados. A continuación, se muestran los resultados obtenidos para el modelo estructural de Chilpancingo, Guerrero, con los tres niveles de desempeño.

Tabla 4.7: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Chilpancingo, Guerrero con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	Estable	12.19	Estable	25.28	VEG	32.84
2	VEG	11.17	VEG	25.19	VEG	30.42
3	Estable	12.42	VEG	28.62	VEG	33.65
4	VEG	14.02	VEG	29.04	Estable	34.15
5	Estable	19.53	VEG	37.13	VEG	43.56
6	Estable	24.48	VEG	58.61	VEG	62.84
7	Estable	24.48	Estable	55.58	Estable	93.12
μ	Estable	16.90	VEG	37.06	VEG	47.23

La Tabla 4.7 muestra los resultados de confiabilidad del modelo estructural de acero para Chilpancingo, donde los resultados de β resultan desde 11.17 a 93.12 con promedios de 16.90, 37.06 y 47.23 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. Por otro lado, la distribución que se ajustó mayormente a las distorsiones de entrepisos obtenidas en el nivel de desempeño de OI es Estable, mientras que para SV y PC es VEG. A continuación, se muestran los resultados del modelo estructural de acero para Culiacán, Sinaloa., con cada uno de los periodos de retorno.

Tabla 4.8: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Culiacán, Sinaloa con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	16.16	VEG	41.47	VEG	64.74
2	Estable	23.45	VEG	53.00	VEG	94.15
3	VEG	32.24	VEG	64.57	VEG	105.81
4	VEG	33.50	VEG	67.97	VEG	104.38
5	VEG	44.26	VEG	88.94	VEG	136.48
6	VEG	55.43	VEG	134.91	VEG	185.38
7	VEG	43.33	tLS	96.62	tLS	204.42
μ	VEG	35.48	VEG	78.21	VEG	127.91

Los resultados del modelo estructural de acero para Culiacán, de cada uno de los periodos de retorno se muestran en la Tabla 4.8, donde la distribución que más se ajustó a la mayoría de los resultados de las distorsiones de cada nivel fue VEG. Los valores de β resultaron desde 16.16 a 204.42 con promedios de 35.48, 78.21 y 127.91 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. A continuación, se muestra los resultados del

modelo estructural de acero para Guadalajara, Jalisco, con cada uno de los periodos de retorno.

Tabla 4.9: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Guadalajara, Jalisco con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	Estable	18.93	VEG	37.94	VEG	57.05
2	VEG	17.56	VEG	38.35	VEG	68.89
3	VEG	21.06	VEG	46.60	VEG	81.32
4	Estable	23.52	VEG	48.20	VEG	82.57
5	VEG	30.49	Estable	69.16	VEG	102.75
6	VEG	40.70	VEG	81.21	VEG	137.31
7	VEG	25.65	VEG	31.07	VEG	80.46
μ	VEG	25.41	VEG	50.36	VEG	87.19

La Tabla 4.9 muestra los resultados de confiabilidad del modelo estructural de acero para Guadalajara, donde en la mayoría de los casos la distribución que más se ajustó a los datos fue VEG, con valores de β entre 17.56 a 137.31 con promedios de 25.41, 50.36 y 87.19 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. Lo anterior demuestra que la confiabilidad se cumple para cada uno de los niveles de desempeño. A continuación, se muestran los resultados del modelo estructural de acero para Mérida, Yucatán, con cada uno de sus periodos de retorno.

Tabla 4.10: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Mérida, Yucatán con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	tLS	113.42	VEG	206.64	VEG	330.21
2	tLS	115.68	VEG	199.60	VEG	293.21
3	VEG	171.00	VEG	337.00	VEG	473.72
4	VEG	137.98	VEG	288.75	VEG	481.39
5	VEG	287.13	VEG	451.00	VEG	633.39
6	tLS	289.16	VEG	304.17	VEG	542.80
7	tLS	533.48	tLS	768.30	tLS	665.11
μ	tLS	235.41	VEG	365.06	VEG	488.55

La Tabla 4.10 muestra los resultados de confiabilidad del modelo estructural de acero para Mérida, Yucatán, donde resultan valores del índice de confiabilidad en el rango de 113.42 a 768.30 con promedios de 235.41, 365.06 y 488.55 para los tres niveles de desempeño

evaluados, respectivamente. Por otro lado, la distribución que más se ajustó a los datos es VEG y la distribución tLS se ajustó en algunos casos de los resultados de distorsión de entrepisos. A continuación, se muestran los resultados del modelo estructural de acero para Mexicali, Baja California.

Tabla 4.11: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Mexicali, Baja California con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	10.14	VEG	12.60	VEG	15.01
2	VEG	13.84	VEG	15.38	VEG	20.05
3	VEG	16.91	Estable	23.22	Estable	29.14
4	VEG	17.53	Estable	23.30	Estable	29.50
5	VEG	22.32	VEG	31.92	Log-Logística	42.50
6	VEG	32.94	VEG	52.27	Estable	59.50
7	tLS	28.43	VEG	64.76	VEG	94.90
μ	VEG	20.30	VEG	31.92	VEG	41.52

La Tabla 4.11, muestra los resultados de confiabilidad del modelo estructural de acero para Mexicali, se muestra que para la mayoría de los casos la distribución que más se ajustó a los datos es VEG, mientras que para el modelo estructural con T = 2475 años se observa que la distribución Estable se ajustó a la misma cantidad de datos que VEG (3 de 7 niveles). Los valores de β resultan entre 10.14 y 94.90 con promedios de 20.30, 31.92 y 41.52 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. Lo cual muestra que todos los casos evaluados cumplen con la confiabilidad para cada uno de los niveles de desempeño evaluados. A continuación, se muestran los resultados del modelo estructural de acero para Oaxaca de Juárez, Oaxaca.

Tabla 4.12: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Oaxaca de Juárez, Oaxaca con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	15.21	Estable	29.70	Estable	34.93
2	Estable	14.11	VEG	28.45	VEG	33.42
3	VEG	16.40	VEG	33.13	VEG	36.92
4	Estable	16.93	VEG	34.83	VEG	34.70
5	Estable	21.46	VEG	43.59	VEG	45.47
6	Estable	29.62	VEG	55.86	VEG	65.73
7	VEG	8.38	VEG	57.13	Estable	101.40
μ	Estable	17.45	VEG	40.38	VEG	50.37

La tabla 4.12 muestra que los resultados del modelo estructural de Oaxaca de Juárez, donde se muestra que la distribución que más se ajustó a los datos del modelo con $T = 72$ años es la Estable, mientras que para los modelos estructurales con $T = 475$ y 2475 años, la distribución que más se ajustó en la mayoría de los niveles es la VEG. Los resultados de β están en el rango de 8.38 a 101.40 con promedios de 17.45, 40.38 y 50.37 para los tres niveles de desempeño, respectivamente. Lo cual muestra que los resultados cumplen con las reglamentaciones (ASCE/SEI 7-16, 2017). A continuación, se muestran los resultados del modelo estructural de acero para Torreón, Coahuila, con los tres niveles de desempeño.

Tabla 4.13: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de acero para Torreón, Coahuila con $T = 72$, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	tLS	168.88	Estable	302.00	VEG	259.10
2	tLS	115.54	VEG	239.39	VEG	246.47
3	VEG	260.88	VEG	376.00	VEG	285.69
4	tLS	191.44	VEG	335.62	VEG	247.34
5	VEG	332.37	Estable	433.00	VEG	307.22
6	tLS	246.58	VEG	297.47	VEG	495.35
7	tLS	407.61	tLS	503.66	tLS	342.32
μ	tLS	246.19	VEG	355.31	VEG	311.93

La Tabla 4.13 muestra los resultados de los modelos estructurales de acero para el modelo de Torreón, donde en la mayoría de los niveles la distribución que más se ajustó a las respuestas estructurales es la VEG, para el caso del modelo estructural con $T = 72$ años la distribución que más se ajustó es la tLS. Los valores de β resultan en el rango de 115.54 a 503.66 con promedios de 246.19, 355.31 y 311.93 para los tres niveles de desempeño (OI, SV y PC) evaluados, respectivamente. Se muestra que la mayoría de los resultados de distorsiones de entrepiso por cada uno de los niveles de los modelos estructurales de acero de cada ciudad tienden a ajustarse a la distribución VEG. En el análisis de todos los resultados de confiabilidad estructural de todos los modelos, los resultados muestran que los valores más altos de β se obtienen para los modelos de Mérida, Ciudad Victoria y Torreón, es decir, estos modelos resultan con una mayor confiabilidad. Los modelos menos confiables resultan para los diseños de Mexicali, Oaxaca de Juárez y Chilpancingo, es decir, presentan valores de β más bajos. Por otro lado, todos los resultados obtenidos del índice de confiabilidad cumplen con no estar por debajo del valor límite 1.285, de esta

manera observamos que los diseños de todas las estructuras de acero evaluadas cumplen con el reglamento de la sociedad americana de ingenieros civiles (ASCE/SEI 7-16, 2017).

4.3.2. Resultados de confiabilidad para estructuras de concreto reforzado

Los resultados de los modelos estructurales de concreto reforzado se muestran a continuación, donde se determinan las distribuciones promedio que más se ajustan a cada una de las 11 respuestas estructurales (distorsiones de entrepisos), los promedios se obtienen para cada nivel estructural a partir de las 11 respuestas. Primeramente, se muestran los valores de confiabilidad promedio para el modelo de Agua Prieta, Sonora, con sus respectivos periodos de retorno (Tabla 4.14).

Tabla 4.14: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Agua Prieta, Sonora con $T = 72, 475$ y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	29.84	VEG	58.19	VEG	55.11
2	VEG	25.01	VEG	51.99	Estable	43.36
3	VEG	28.44	VEG	60.57	VEG	45.76
4	VEG	33.41	Estable	67.72	VEG	60.00
5	VEG	42.36	VEG	77.52	VEG	74.85
6	VEG	61.56	VEG	120.43	VEG	99.06
7	VEG	35.22	VEG	123.38	VEG	156.44
μ	VEG	36.55	VEG	79.97	VEG	76.37

La Tabla 4.14 muestra los resultados obtenidos para el modelo estructural de Agua Prieta, donde la distribución que más se ajustó a la respuesta estructural fue VEG, mientras que los valores de β están en el rango de 25.01 a 156.44 con promedios de 36.55, 79.97 y 76.37 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. Se observó, que todos los valores de β están por encima del valor límite de 1.285, esto indica que la estructura cumple con cada uno de los niveles de desempeño asignado. La Figura 4.23 muestra la comparación de los promedios del índice de confiabilidad obtenidos de los 7 niveles para los modelos estructurales de concreto reforzado y acero de la ciudad de Agua Prieta.

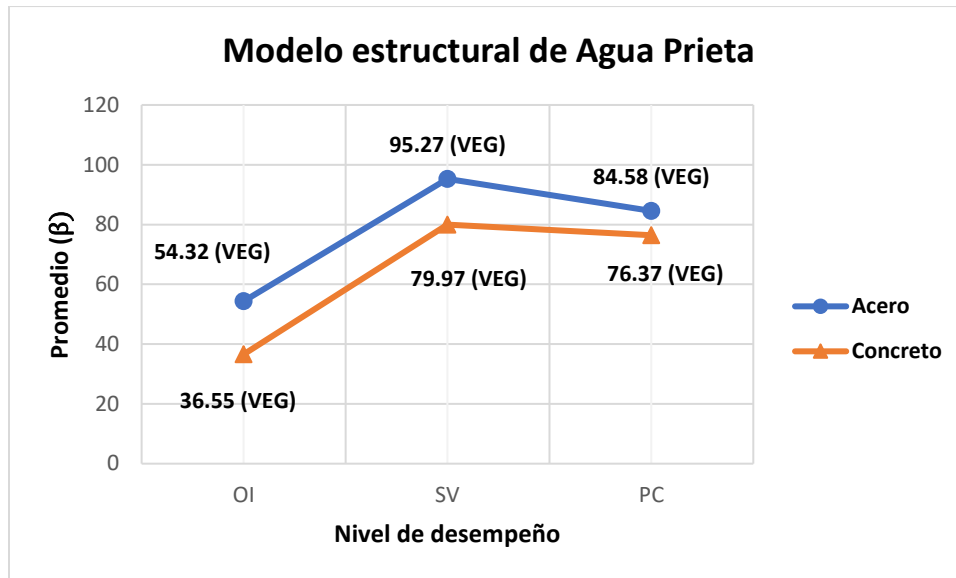


Figura 4.23: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Agua Prieta.

Los resultados de los promedios de β del modelo estructural de Agua Prieta muestran que los promedios resultaron mayores para los diseños de acero que los de concreto reforzado en los tres niveles de desempeño evaluados, esto indica que en general se muestra una mayor confiabilidad para el modelo de estructural de acero. A continuación, se muestran los resultados de confiabilidad para el modelo estructural de concreto para Ciudad Victoria, Tamaulipas.

Tabla 4.15: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Ciudad Victoria, Tamaulipas con $T = 72, 475$ y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	tLS	101.74	VEG	206.57	VEG	140.35
2	VEG	125.74	VEG	190.69	VEG	151.34
3	Estable	230.41	VEG	232.18	VEG	151.58
4	VEG	226.41	VEG	260.98	VEG	127.42
5	VEG	298.44	VEG	265.73	VEG	192.29
6	VEG	277.91	Estable	326.08	VEG	326.37
7	tLS	260.88	tLS	179.84	VEG	186.27
μ	VEG	217.36	VEG	237.44	VEG	182.23

La Tabla 4.15 muestra los resultados de probabilidad del modelo de concreto para Ciudad Victoria, la distribución que más se ajustó a los resultados es VEG. Los resultados de β están entre 101.74 y 326.37 con promedios de 217.36, 237.44 y 182.23 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. La Figura 4.24 muestra la comparación de los promedios del índice de confiabilidad obtenidos de los 7 niveles para los modelos estructurales de concreto reforzado y acero de la ciudad de Ciudad Victoria.

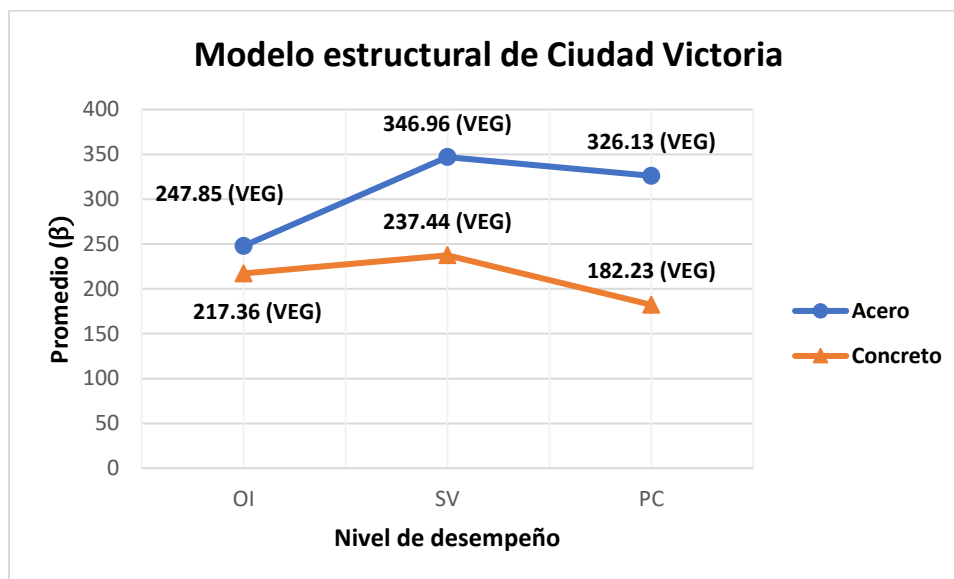


Figura 4.24: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Ciudad Victoria.

Los resultados de los promedios de β del modelo estructural de Ciudad Victoria muestran que los promedios resultaron mayores para los diseños de acero que los de concreto reforzado en los tres niveles de desempeño evaluados, esto indica que en general se muestra una mayor confiabilidad para el modelo de estructural de acero. A continuación, se muestran los resultados de confiabilidad para el modelo estructural de concreto reforzado para Villahermosa, Tabasco.

Tabla 4.16: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Villahermosa, Tabasco con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	16.51	VEG	38.25	VEG	198.21
2	VEG	10.85	VEG	32.37	VEG	73.77
3	VEG	12.29	VEG	35.47	VEG	89.04
4	VEG	18.08	VEG	40.83	VEG	108.38
5	VEG	22.38	VEG	51.29	VEG	122.13
6	VEG	30.85	VEG	74.09	VEG	161.45
7	VEG	42.17	VEG	117.12	VEG	221.76
μ	VEG	21.87	VEG	55.63	VEG	139.25

La Tabla 4.16 muestra los resultados de confiabilidad del modelo estructural de concreto reforzado para Villahermosa, donde se muestra que la distribución que mayormente se ajustó a los resultados de los promedios de distorsión de cada nivel es la VEG. Los valores de β resultan entre 10.85 y 221.76 con promedios de 21.87, 55.63 y 139.25 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. Lo que indica que la estructura cumple con los valores de probabilidad de falla para los tres niveles de desempeño. La Figura 4.25 muestra la comparación de los promedios del índice de confiabilidad obtenidos de los 7 niveles para los modelos estructurales de concreto reforzado y acero de la ciudad de Villahermosa.

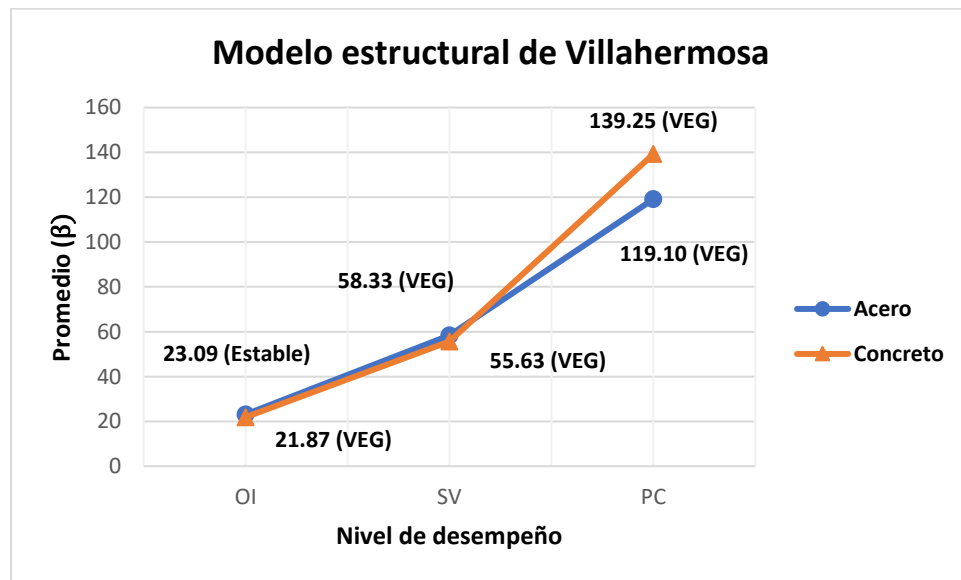


Figura 4.25: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Villahermosa.

Los resultados muestran que los promedios de β de los modelos estructurales de acero resultaron relativamente mayores que los de concreto reforzado, esto para los niveles de desempeño de OI y SV. Para el nivel de desempeño de prevención del colapso el promedio resulta mayor en el modelo estructural de concreto reforzado. A continuación, se muestran los resultados obtenidos del modelo estructural de concreto para Chilpancingo, Guerrero, con los tres niveles de desempeño.

Tabla 4.17: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Chilpancingo, Guerrero con $T = 72, 475$ y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	23.80	VEG	48.96	VEG	60.16
2	VEG	18.12	VEG	42.21	VEG	38.15
3	VEG	20.14	VEG	42.63	VEG	49.18
4	VEG	24.35	VEG	49.94	VEG	65.74
5	VEG	29.74	VEG	61.16	Estable	80.62
6	VEG	40.53	VEG	82.97	VEG	108.93
7	VEG	58.51	VEG	137.95	VEG	144.09
μ	VEG	30.74	VEG	66.55	VEG	78.12

La Tabla 4.17 muestra los resultados de confiabilidad del modelo estructural de concreto para Chilpancingo, donde los valores obtenidos de β muestran resultados desde 18.12 a 144.09 con promedios de 30.74, 66.55 y 78.12 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. Por otro lado, la distribución que más se ajustó a los datos fue la VEG. La Figura 4.26 muestra la comparación de los promedios del índice de confiabilidad obtenidos de los 7 niveles para los modelos estructurales de concreto reforzado y acero de la ciudad de Chilpancingo.

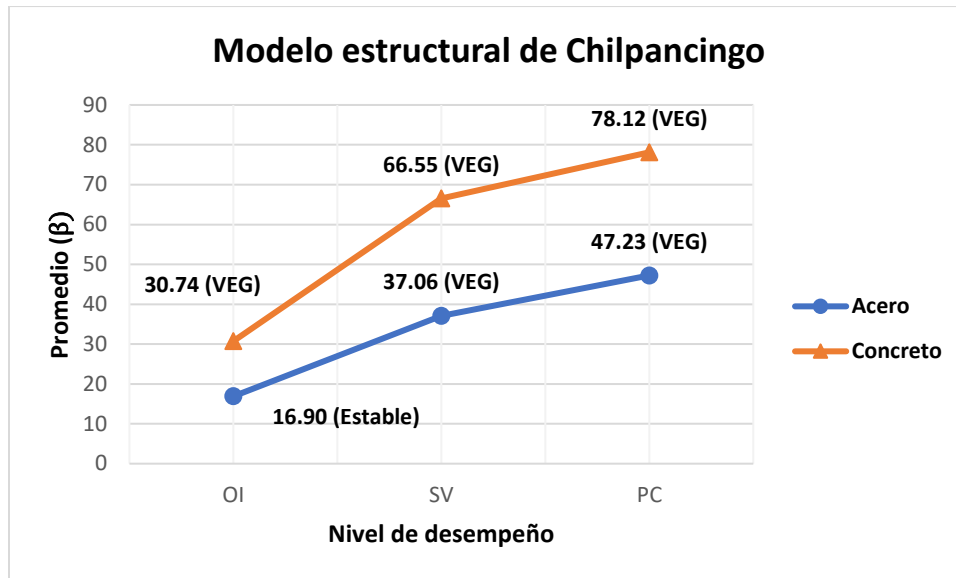


Figura 4.26: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Chilpancingo.

Los resultados de los promedios de β muestran que los promedios resultaron mayores para los modelos de concreto reforzado que los de acero en los tres niveles de desempeño evaluados para la ciudad de Chilpancingo, esto indica que en general se muestra una mayor confiabilidad para el modelo estructural de concreto reforzado. A continuación, se muestran los resultados del modelo estructural de concreto reforzado para Culiacán, Sinaloa, con cada uno de los periodos de retorno.

Tabla 4.18: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Culiacán, Sinaloa con $T = 72, 475$ y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	20.80	Estable	44.38	VEG	55.48
2	Estable	17.02	Estable	33.88	VEG	45.24
3	VEG	15.41	VEG	38.07	VEG	49.40
4	VEG	21.31	VEG	46.36	Estable	53.15
5	VEG	25.52	VEG	69.79	VEG	73.58
6	VEG	34.04	VEG	69.93	VEG	109.10
7	Estable	37.18	VEG	115.22	VEG	170.21
μ	VEG	24.47	VEG	59.66	VEG	79.45

Los resultados del modelo estructural de concreto para Culiacán, Sinaloa, de cada uno de los periodos de retorno se muestran en la Tabla 4.18, donde la distribución que más se ajustó a la mayoría de los resultados de las distorsiones de cada nivel fue la VEG. Los valores de β muestran resultados desde 15.41 a 170.21 con promedios de 24.47, 59.66 y 79.45 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente, lo cual indica que cumple con cada uno de los niveles de desempeño. La Figura 4.27 muestra la comparación de los promedios del índice de confiabilidad obtenidos de los 7 niveles para los modelos estructurales de concreto reforzado y acero de la ciudad de Culiacán.

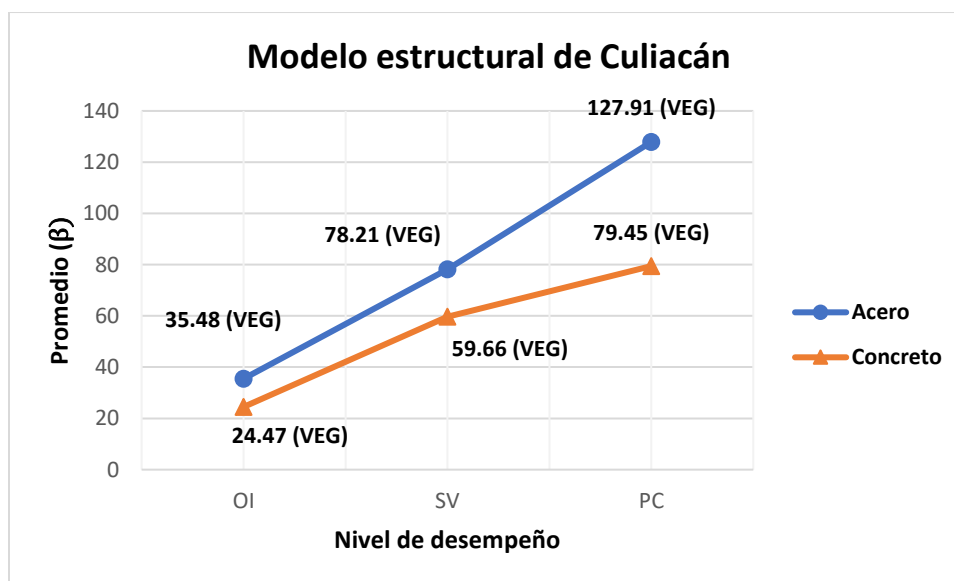


Figura 4.27: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Culiacán.

Los resultados de los promedios de β del modelo estructural de Culiacán muestran que los promedios resultaron mayores para los diseños estructurales de acero que los de concreto reforzado en los tres niveles de desempeño evaluados, esto indica que en general se muestra una mayor confiabilidad para el modelo de estructural de acero. A continuación, se muestran los resultados del modelo estructural de concreto para Guadalajara, Jalisco, con cada uno de los periodos de retorno.

Tabla 4.19: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Guadalajara, Jalisco con $T = 72, 475$ y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	46.32	VEG	38.25	VEG	56.86
2	VEG	12.52	VEG	33.05	Estable	46.72
3	VEG	14.26	VEG	37.58	Estable	50.26
4	VEG	21.06	VEG	44.56	Estable	63.79
5	VEG	25.10	VEG	54.91	VEG	86.29
6	VEG	36.97	VEG	73.93	VEG	99.62
7	VEG	46.32	VEG	113.55	Estable	176.20
μ	VEG	29.06	VEG	56.55	Estable	82.82

La Tabla 4.19 muestra que los resultados de confiabilidad del modelo estructural de concreto reforzado para Guadalajara, donde en la mayoría de los casos la distribución que más se ajustó a los datos fue la VEG, mientras que la distribución Estable resultó la que más se ajustó a las distorsiones de los niveles del modelo con $T = 2475$ años. Los resultados de β resultaron entre 12.52 y 176.20 con promedios de 29.06, 56.55 y 82.82 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. Lo cual muestra, que la confiabilidad cumple para cada uno de los niveles de desempeño. La Figura 4.28 muestra la comparación de los promedios del índice de confiabilidad obtenidos de los 7 niveles para los modelos estructurales de concreto reforzado y acero de la ciudad de Guadalajara.

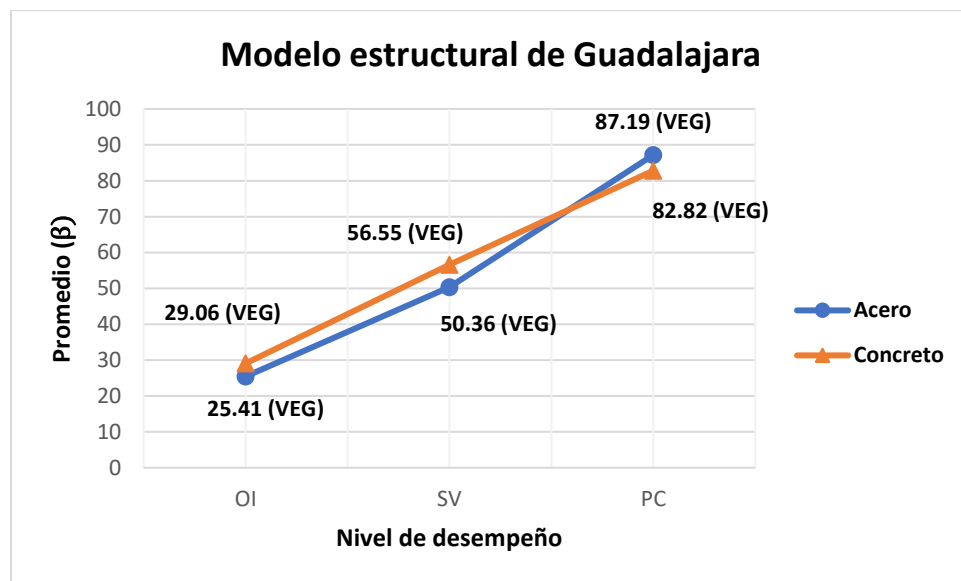


Figura 4.28: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Guadalajara.

Los resultados muestran que los promedios de β de los modelos estructurales de concreto reforzado resultaron relativamente mayores que los de acero, esto para los niveles de desempeño de ocupación inmediata y seguridad de vida. Para el nivel de desempeño de prevención del colapso el promedio resulta mayor en el modelo estructural de acero. A continuación, se muestran los resultados del modelo estructural de concreto reforzado para Mérida, Yucatán, con cada uno de sus periodos de retorno.

Tabla 4.20: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Mérida, Yucatán con $T = 72, 475$ y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	95.77	VEG	268.89	Estable	256.65
2	VEG	142.88	VEG	251.34	VEG	217.52
3	VEG	216.96	VEG	287.36	VEG	240.95
4	VEG	231.15	VEG	311.26	VEG	280.40
5	VEG	274.87	VEG	396.92	Estable	332.08
6	VEG	270.42	VEG	479.11	Estable	443.42
7	tLS	300.55	tLS	415.58	Estable	411.57
μ	VEG	218.94	VEG	344.35	Estable	311.80

La Tabla 4.20 muestra que los resultados de confiabilidad del modelo estructural de concreto para Mérida, Yucatán, resultan con valores de β en el rango de 95.77 a 479.11 con promedios de 218.94, 344.35 y 311.80 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. Por otro lado, la distribución que más se ajustó a la mayoría de los datos es VEG, mientras que la distribución Estable se ajustó a la mayoría de los resultados de distorsiones para el modelo con $T = 2475$ años. La Figura 4.29 muestra la comparación de los promedios del índice de confiabilidad obtenidos de los 7 niveles para los modelos estructurales de concreto reforzado y acero de la ciudad de Mérida.

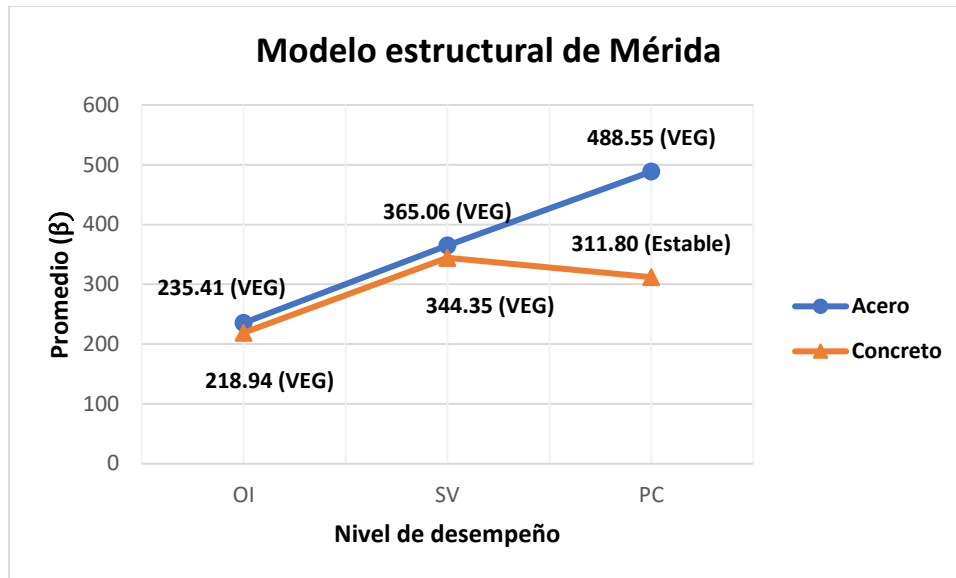


Figura 4.29: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Mérida.

Los resultados de los promedios de β del modelo estructural de Culiacán muestran que los promedios resultaron mayores para los diseños de acero que los de concreto reforzado en los tres niveles de desempeño evaluados, esto indica que en general se muestra una mayor confiabilidad para el modelo estructural de acero. A continuación, se muestran los resultados del modelo estructural de concreto reforzado para Mexicali, Baja California.

Tabla 4.21: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Mexicali, Baja California con $T = 72, 475$ y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	39.08	VEG	44.09	VEG	57.79
2	VEG	11.49	VEG	28.02	Estable	36.33
3	VEG	11.40	Estable	28.15	VEG	36.51
4	VEG	13.16	Estable	32.03	VEG	39.85
5	VEG	19.29	Estable	28.51	VEG	48.34
6	VEG	26.13	Estable	58.50	VEG	70.21
7	VEG	39.08	Estable	86.38	VEG	105.44
μ	VEG	22.80	Estable	43.67	VEG	56.35

La Tabla 4.21 muestra los resultados de confiabilidad del modelo estructural de concreto para Mexicali, se muestra que para la mayoría de los casos la distribución que más se ajustó

a los datos es la VEG, mientras que para el modelo estructural con $T = 475$ años la distribución Estable se ajustó a la mayoría de los resultados de distorsiones obtenidos por cada nivel. Los valores de β están en el rango de 11.40 a 105.44 con promedios de 22.80, 43.67 y 56.35 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. Lo cual muestra que todos los casos evaluados cumplen con cada uno de los niveles de desempeño. La Figura 4.30 muestra la comparación de los promedios del índice de confiabilidad obtenidos de los 7 niveles para los modelos estructurales de concreto reforzado y acero de la ciudad de Mexicali.

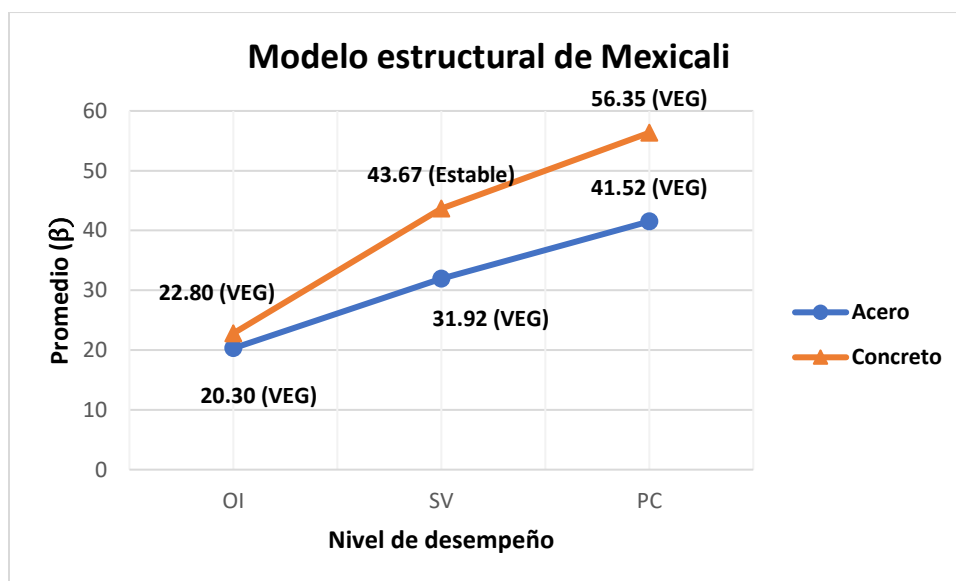


Figura 4.30: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Mexicali.

Los resultados de β muestran que los promedios resultaron mayores para los modelos de concreto reforzado que los de acero en los tres niveles de desempeño evaluados para la ciudad de Mexicali, esto indica que en general se muestra una mayor confiabilidad para el modelo de estructural de concreto reforzado. A continuación, se muestran los resultados del modelo estructural de concreto reforzado para Oaxaca de Juárez, Oaxaca.

Tabla 4.22: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Oaxaca de Juárez, Oaxaca con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	VEG	18.60	VEG	35.29	VEG	48.29
2	VEG	13.63	Estable	24.83	VEG	35.30
3	Estable	15.29	Estable	25.32	VEG	37.52
4	Estable	17.52	VEG	32.87	VEG	39.07
5	Estable	21.47	VEG	41.50	Estable	48.18
6	VEG	29.30	Estable	65.53	Estable	68.05
7	VEG	40.47	Estable	90.36	Estable	97.07
μ	VEG	22.33	Estable	45.10	VEG	53.35

La Tabla 4.22 muestra los resultados del modelo estructural de concreto reforzado para Oaxaca de Juárez, donde se muestra que las distribuciones que más se ajustaron a los datos son VEG y Estable. Los resultados de β están en el rango de 13.63 a 97.07 con promedios de 22.33, 45.10 y 53.35 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. La Figura 4.31 muestra la comparación de los promedios del índice de confiabilidad obtenidos de los 7 niveles para los modelos estructurales de concreto reforzado y acero de la ciudad de Oaxaca de Juárez.

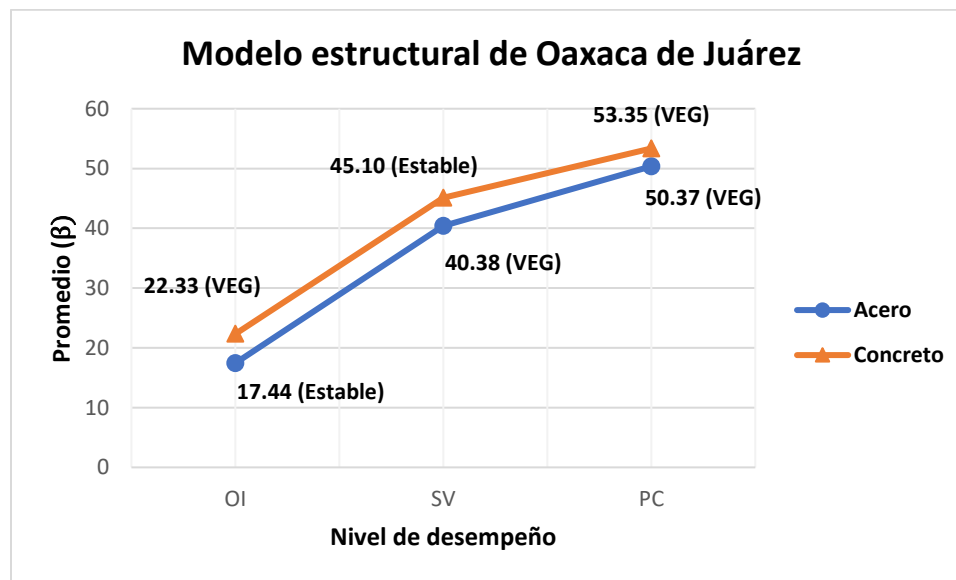


Figura 4.31: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Oaxaca de Juárez.

Los resultados de los promedios de β muestran que los promedios resultaron mayores para los modelos de concreto reforzado que los de acero en los tres niveles de desempeño evaluados para la ciudad de Oaxaca de Juárez, esto indica que en general se muestra una mayor confiabilidad para el modelo de estructural de concreto reforzado. A continuación, se muestran los resultados del modelo estructural de concreto para Torreón, Coahuila, con los tres niveles de desempeño.

Tabla 4.23: Valores promedio de confiabilidad para cada uno de los niveles del modelo estructural de concreto reforzado para Torreón, Coahuila con T = 72, 475 y 2475 años.

Nivel	Niveles de desempeño					
	Ocupación Inmediata		Seguridad de Vida		Prevención de Colapso	
	Distribución	β	Distribución	β	Distribución	β
1	tLS	133.71	VEG	209.31	VEG	135.63
2	VEG	111.66	Estable	198.13	VEG	97.93
3	VEG	218.95	VEG	243.01	VEG	114.16
4	VEG	229.43	VEG	271.58	VEG	137.23
5	VEG	270.57	VEG	276.22	VEG	196.98
6	VEG	207.62	Estable	319.48	VEG	363.92
7	tLS	262.18	VEG	127.55	VEG	139.21
μ	VEG	204.87	VEG	235.04	VEG	169.29

La Tabla 4.23 muestra los resultados de los modelos estructurales de concreto para Torreón, donde en la mayoría de los niveles la distribución que más se ajustó a las respuestas estructurales es la GEV para los tres niveles de desempeño. Los valores de β están en el rango de 97.93 a 363.92 con promedios de 204.87, 235.04 y 169.29 para los tres niveles de desempeño evaluados, respectivamente. La Figura 4.32 muestra la comparación de los promedios del índice de confiabilidad obtenidos de los 7 niveles para los modelos estructurales de concreto reforzado y acero de la ciudad de Torreón.

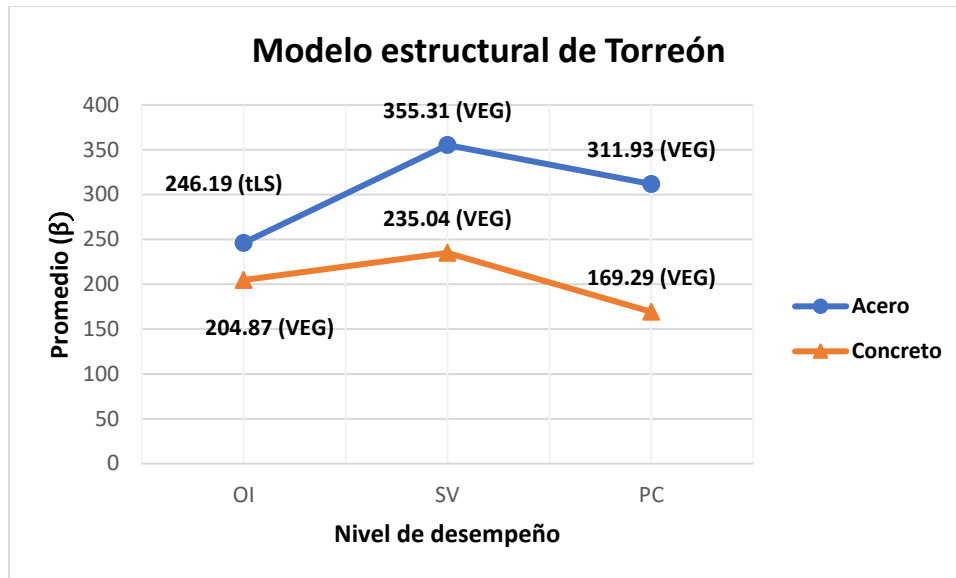


Figura 4.32: Promedios obtenidos de β a partir de los resultados de los 7 niveles estructurales evaluados de los modelos de acero y concreto reforzado para la ciudad de Torreón.

Los resultados de los promedios de β del modelo estructural de Torreón muestran que los promedios resultaron mayores para los diseños de acero que los de concreto reforzado en los tres niveles de desempeño evaluados, esto indica que en general se muestra una mayor confiabilidad para el modelo estructural de acero en la Ciudad de Torreón. Con base en los resultados de confiabilidad estructural presentados para los modelos de acero y concreto reforzado presentados en esta tesis doctoral, se pueden documentar algunas observaciones. Primeramente, se observó que los valores de β para los niveles de desempeño (OI, SV y PC) son mayores para las estructuras de concreto reforzado localizadas en zona sísmica D. Por otro lado, en la mayoría de los casos, las estructuras de acero presentan los valores más altos de β para OI, SV y PC para zonas sísmicas A, B, C y D. Con base en estas observaciones, las estructuras de concreto reforzado tienen un mejor desempeño que las estructuras de acero en regiones propensas a terremotos en México (zona sísmica D). En caso contrario, las estructuras de acero son generalmente más confiables que las estructuras de concreto reforzado para ubicaciones con intensidad sísmica baja, media y alta (zona sísmica A, B y C). Las estructuras de acero y concreto reforzado localizadas en zona sísmica A muestran los valores más altos de β . Este comportamiento era esperado debido a la muy baja intensidad de la carga sísmica que se presenta en esas regiones, lo que se

traduce en pequeñas distorsiones de entrepisos en las estructuras estudiadas. Por el contrario, las estructuras que se encuentran en la zona sísmica D presentaron los valores más bajos de β . Esto es debido a la intensidad de la carga sísmica seleccionada en una zona sísmica D, dicha carga sísmica es muy fuerte, la cual produce distorsiones de entrepisos muy fuertes, y como consecuencia un decremento en los valores de β . Una observación interesante de las Figuras 4.23-4.32 es el incremento del valor de β de los niveles de desempeño de OI a SV. En este contexto, para seis de diez casos, los valores de β del nivel de desempeño de SV a PC y cuatro casos de diez presentan un decremento de los valores de β . Sin embargo, estas disminuciones no son tan grandes para ninguno de los casos. Además, centrándonos en la región de mayor sismicidad de México (zona sísmica D) se puede observar que de OI a SV y SV a PC hay siempre un incremento en los valores de β . Esto es relevante porque hay una gran probabilidad de que sismos fuertes ocurran en esta zona y que causen grandes distorsiones de entrepisos en los edificios. También, se observó que para la mayoría de los casos los valores de β incrementan para los modelos estructurales donde se emplean periodos de retorno mayores. Esto sucede debido a que los terremotos relacionados con periodos de retorno de 2475 años generan mayor aceleración del suelo en este estudio, y su correspondiente límite de desempeño son también más grandes. Por lo tanto, es poco probable que supere el límite de desempeño para terremotos con periodo de retorno de 2475 años y en consecuencia su confiabilidad aumenta en muchos de los casos. Finalmente, la Tabla 4.24 muestra las funciones de densidad de probabilidad (PDFs, por sus siglas en inglés) correspondientes a las distorsiones de entrepisos que resultaron con mejor ajuste para las estructuras de acero y concreto reforzado, respectivamente. La Tabla 4.24 está organizada considerando las ubicaciones de las estructuras y sus tres niveles de desempeño correspondientes: OI, SV y PC. Como se mencionó anteriormente (Sección 2.7), los resultados de distorsión de entrepisos se ajustaron a once distribuciones de probabilidad y posteriormente se realizó una prueba de bondad Chi-cuadrada para seleccionar el PDF que mejor se ajustó a las distorsiones de entrepisos.

Tabla 4.24: Funciones de densidad de probabilidad con mejor ajuste para cada ubicación y estructura.

Ubicación	Estructuras de acero			Estructuras de concreto reforzado		
	OI	SV	PC	OI	SV	PC
Agua Prieta, Sonora	VEG	VEG	VEG	VEG	VEG	VEG
Ciudad Victoria, Tamaulipas	VEG	VEG	VEG	VEG	VEG	VEG
Culiacán, Sinaloa	VEG	VEG	VEG	VEG	VEG	VEG
Mexicali, Baja California	VEG	VEG	VEG	VEG	Estable	VEG
Torreón, Coahuila	tLS	VEG	VEG	VEG	VEG	VEG
Chilpancingo, Guerrero	Estable	VEG	VEG	VEG	VEG	VEG
Guadalajara, Jalisco	VEG	VEG	VEG	VEG	VEG	Estable
Mérida, Yucatán	tLS	VEG	VEG	VEG	VEG	Estable
Oaxaca de Juárez, Oaxaca	Estable	VEG	VEG	VEG	Estable	VEG
Villahermosa, Tabasco	Estable	VEG	VEG	VEG	VEG	VEG

En resumen, se puede observar en la Tabla 4.24 que la función de distribución que domino fue VEG para la mayoría de los casos. En este sentido, en algunos pocos casos Estable o tLS fue la distribución de probabilidad que se ajustó en el análisis. En general, con base en los resultados obtenidos, podemos observar que la distribución de densidad de probabilidad VEG es una distribución que tiene buen ajuste y puede ser usada para la representación del comportamiento estocástico de las distorsiones de entrepisos de acero y concreto reforzado para estructuras sometidas a carga sísmica.

5. CONCLUSIONES

Con base en los análisis y resultados obtenidos en el presente trabajo, se tienen las siguientes conclusiones:

- Se desarrolló una técnica computacional y una base de datos con las cuales es posible seleccionar carga sísmica para realizar análisis dinámicos no lineales de estructuras sometidas a terremotos.
- Se utilizó un software de acceso libre (OpenSees) para calcular la respuesta sísmica de estructuras de acero y concreto reforzado con la cual se pudo determinar el desempeño real de las edificaciones bajo estudio.
- Se implementó un método probabilístico para extraer el riesgo estructural de edificios de acero y concreto reforzado en diferentes ubicaciones (zona sísmica A, B, C y D) en México. Los valores máximos promedios de las distorsiones mostraron que las estructuras localizadas en regiones con alta actividad sísmica (zona sísmica D) presentan las deformaciones mayores. Esto lo asociamos a que los sismos de mayor intensidad suceden en estas regiones.
- Las estructuras localizadas en regiones con baja actividad sísmica en México (zona sísmica A) muestran los resultados de distorsión de entrepisos más bajos. Esto era un escenario anticipado ya que ocurren sismos de baja magnitud en esas regiones, es decir, la carga sísmica no es significativa en esas localidades. Por otro lado, las estructuras localizadas en zonas con peligro sísmico alto (zona sísmica D) en México resultaron con los valores más bajos del índice de confiabilidad (β). En contraste, las estructuras localizadas en una zona sísmica A (peligro sísmico bajo) mostraron los valores más altos del índice de confiabilidad (β).
- En general, para casi cada caso estudiado, se observó que la confiabilidad estructural de edificios incremento de Ocupación Inmediata a Seguridad de Vida y de Seguridad de Vida a Prevención del Colapso, respectivamente, lo cual refleja una confiabilidad estructural mayor para las estructuras sometidas a carga sísmica intensa.
- Se demostró que la distribución de probabilidad que más se ajustó a los resultados de distorsiones de entrepisos fue la distribución GEV. Esto es una importante

observación que indica que la incertidumbre del daño en las estructuras puede ser estudiada usando funciones de densidad de probabilidad.

- Se observó en los resultados una variabilidad considerable entre los valores del índice de confiabilidad para los diversos sismos en consideración, lo cual demuestra el gran grado de incertidumbre asociado a la carga sísmica.
- Para todos los casos se determinó que el índice de confiabilidad (β) es mayor al recomendado en las reglamentaciones de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE, por sus siglas en inglés), el cual es de 1.285, por lo tanto, todas las estructuras analizadas tienen un grado de confiabilidad adecuado, para los niveles de desempeño.
- En general los modelos de acero resultan relativamente más confiables comparado con el correspondiente de concreto reforzado, esto puede variar debido principalmente a la incertidumbre de la carga sísmica seleccionada.

Finalmente, debe señalarse que las conclusiones mencionadas anteriormente se basan solo en los resultados presentados en esta tesis doctoral. Por lo tanto, se recomienda realizar análisis adicionales para complementar lo que se presenta en esta investigación. Por ejemplo, se recomienda realizar análisis tridimensionales (3D) paso a paso en el dominio del tiempo dinámico no lineal, así como la consideración de la evaluación de modelos estructurales ubicados en otras regiones de México. Además, se recomiendan comparaciones utilizando otros métodos probabilísticos que implementen curvas de fragilidad. Se concluye que la principal ventaja del enfoque probabilístico propuesto es que la confiabilidad estructural en términos del índice de confiabilidad (β) se puede obtener de una manera eficiente usando funciones de densidad de probabilidad de las distorsiones de entrepiso, lo cual representa el comportamiento estocástico más adecuado de la variable aleatoria considerada. Por lo tanto, con la ayuda del enfoque probabilístico presentado en este artículo, es posible predecir el desempeño de las estructuras con un nivel de confianza controlado bajo diferentes cargas sísmicas. Esto es muy importante, ya que la seguridad de los edificios bajo el riesgo sísmico puede ser garantizada con estos métodos alternativos.

6. TRABAJOS FUTUROS

Tomado como referencia los resultados y conclusiones alcanzados en esta investigación, se proponen como trabajos futuros los siguientes:

- Incrementar la base de datos de registros sísmicos para la selección de carga sísmica, con esto se logrará tener más candidatos disponibles para realizar la selección de la carga sísmica y con esto ser más certeros en los cálculos de confiabilidad estructural.
- Realizar el cálculo de confiabilidad de las estructuras de acero y concreto reforzado considerando modelos en tres dimensiones (3D).
- Realizar el cálculo del desempeño estructural de los modelos implementados en este trabajo con diferentes softwares y compararlo con el correspondiente de OpenSees.
- Implementar otras configuraciones estructurales y materiales en los edificios para evaluar condiciones distintas a las presentadas en esta tesis y observar posibles variaciones en el cálculo de la confiabilidad estructural.
- Utilizar metodologías distintas a la presentada en esta investigación para con esto validar el grado de precisión que se logra con respecto a otras técnicas ya establecidas para extraer el riesgo de edificaciones sometidas a sismos.

REFERENCIAS

- Aci Committee (2019). ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. *American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA*.
- AISC (2011), “Steel Construction Manual”, American Institute of Steel Construction (AISC).
- Al-Shomrani, A. A., Shawky, A. I., Arif, O. H., y Aslam, M. (2016). Log-logistic distribution for survival data analysis using mcmc. *SpringerPlus*, 5(1):1774. <https://link.springer.com/content/pdf/10.1186/s40064-016-3476-7.pdf>
- ANSI/AISC 360-10 (2010), “Specification for Structural Steel Building”, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois 60601-1802.
- ANSI/AISC 341-10 (2010), “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois 60601-1802.
- ANSI/AISC 358-10 (2014), “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois 60601-1802.
- ASCE/SEI 41-13 (2014), “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, USA. <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/9780784412855>
- ASCE/SEI (2004), “Seismic Evaluation of Existing Buildings”, American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, USA.
- ASCE 7-16 (2017), “Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures”, American Society of Civil Engineer (ASCE), Reston, Virginia, USA.
- ATC-40 (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council (ATC).
- Atienza, V. M. C. (2013). *Los sismos: una amenaza cotidiana*. La Caja de Cerillos Ediciones.
- Birnbaum, Z. W. y Saunders, S. C. (1969). A new family of life distributions. *Journal of applied probability*, 6(2):319-327. <https://doi.org/10.2307/3212003>

- Canavos, G. (1988). Probabilidad y estadística. Aplicaciones y métodos. Editorial mcgrawhill. México.
- CFE, (2015). Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles. Capítulo de diseño por sismo 2015. <https://www.gob.mx/ineel>
- Coburn, A., y Spence, R. (2003). *Earthquake protection*. John Wiley & Sons. <https://www.wiley.com/en-us/Earthquake+Protection,+2nd+Edition-p-9780470849231>
- Coles, S., Bawa, J., Trenner, L., y Dorazio, P. (2001). *An introduction to statistical modeling of extreme values*, volumen 208. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-1-4471-3675-0>
- Esteva, L. (1988). The Mexico earthquake of September 19, 1985 - Consequences, lessons, and impact on research and practice. *Earthquake Spectra*, 4(3), 413-426. <https://doi.org/10.1193/1.1585482>
- FEMA P-58-1 (2012), “Seismic Performance Assessment of Buildings”, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA-273 (1997), “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA-350 (2000), “Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings”, Federal Emergency Management Agency (FEMA). <https://www.nehrp.gov/pdf/fema350.pdf>
- FEMA-351 (2000). *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA-352 (2000). *Recommended Post-earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA-353 (2000). *Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications*, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA-354 (2000). *A Policy Guide to Steel Moment Frame Construction*, Federal Emergency Management Agency (FEMA).

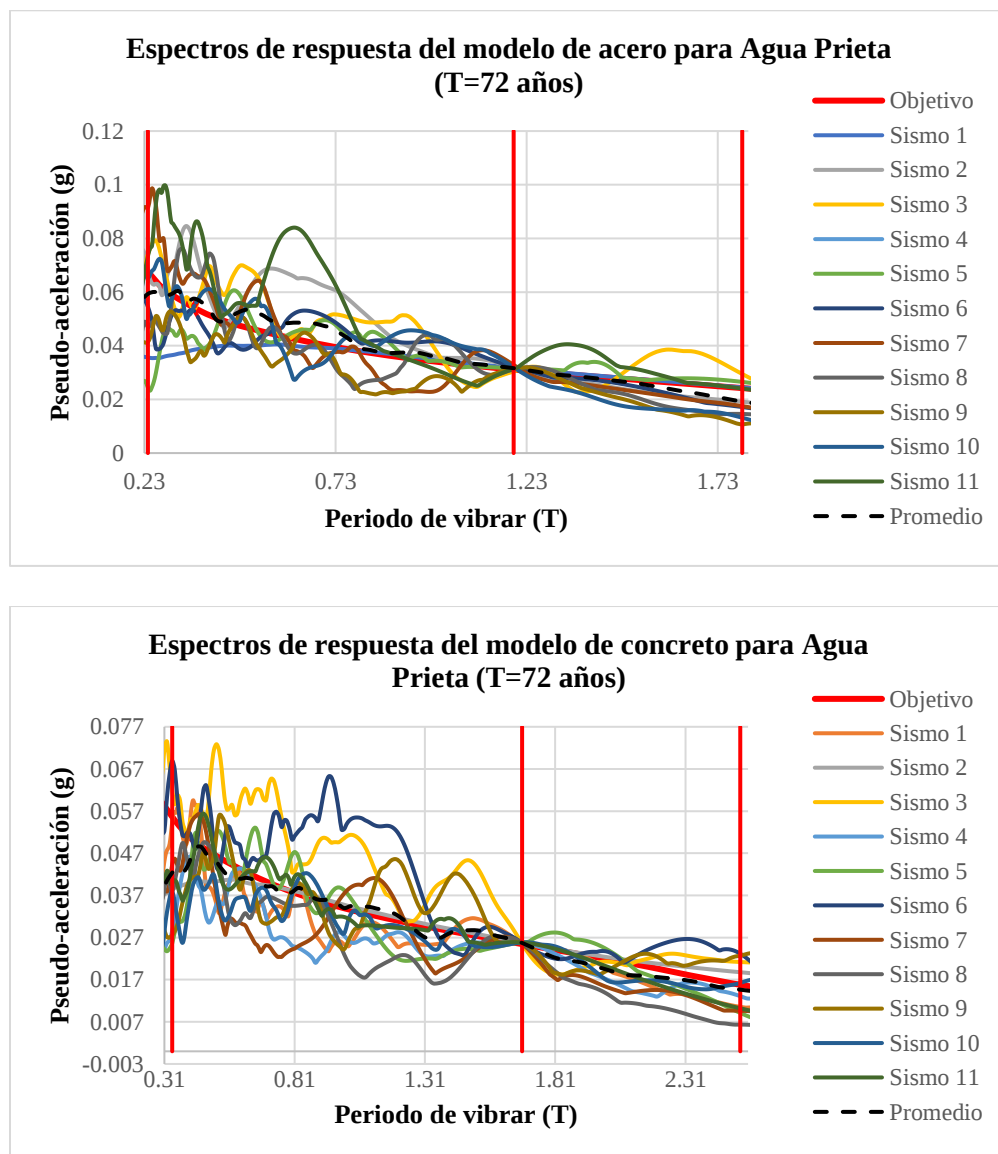
- FEMA-355C (2000). *State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking*, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA-355F (2000). *State of the art report on performance prediction and evaluation of steel moment-frame buildings*, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- Gaxiola-Camacho, J. R., Azizsoltani, H., Villegas-Mercado, F. J., y Haldar, A. (2017a). A novel reliability technique for implementation of Performance-Based Seismic Design of structures. *Engineering Structures*, 142, 137-147. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.076>
- Gaxiola-Camacho, J. R., Haldar, A., Azizsoltani, H., Valenzuela-Beltran, F., y Reyes-Salazar, A. (2017b). Performance-Based Seismic Design of Steel Buildings Using Rigidities of Connections. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 4(1), 04017036. <https://doi.org/10.1061/AJRUA6.0000943>
- Gaxiola-Camacho, J. R., Haldar, A., Villegas-Mercado, F. J., y Reyes-Salazar, A. (2017c). Performance-Based Seismic Design Using an Integrated Structural Reliability Evaluation Approach. In *Proc. 16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile. <https://www.wcee.nicee.org/wcee/article/16WCEE/WCEE2017-4968.pdf>
- Gaxiola-Camacho, J. R., Haldar, A., Reyes-Salazar, A., Valenzuela-Beltran, F., Vazquez-Becerra, G. E., & Vazquez-Hernandez, A. O. (2018). Alternative reliability-based methodology for evaluation of structures excited by earthquakes. *Earthquake and Structures*, 14(4), 361-377. <https://doi.org/10.12989/eas.2018.14.4.361>
- Ghobarah, A. (2001), "Performance-based design in earthquake engineering: state of development", *Engineering structures*, 23(8), 878-884. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00036-0](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00036-0)
- Gudbjartsson, H. y Patz, S. (1995). The rician distribution of noisy mri data. *Magnetic resonance in medicine*, 34(6):910-914. <https://doi.org/10.1002/mrm.1910340618>

- Gumbel, E. J. (2012). Statistics of extremes. Courier Corporation.
- Haldar, A., y Mahadevan, S. (2000). *Probability, reliability, and statistical methods in engineering design*. John Wiley.
- Hamburger, R. O., y Hooper, J. D. (2011), “Performance-based seismic design”, *Modern Steel Construction*, 51(4), 36-39.
- Hwang, J.-N., Lay, S.-R., y Lippman, A. (1994). Nonparametric multivariate density estimation: a comparative study. *IEEE Transactions on Signal Processing*, 42(10): 2795-2810. <http://www.yaroslavvb.com/papers/hwang-nonparametric.pdf>
- IBC (2012), “International Building Code”, International Code Council, Washington DC, United States.
- Kissell, R. y Poserina, J. (2017). Chapter 4-advanced math and statistics. En Kissell, R. y Poserina, J., editors, *Optimal Sport Math, Statistics, and Fantasy*, páginas 103-135. Academic Press.
- Khuri, A. I., y Cornell, J. A. (1996), *Response Surfaces: Designs and Analyses*, Marcel Dekker, New York, NY, USA. <https://doi.org/10.1201/9780203740774>
- Kotz., S. y Nadarajah, S. (2000). Extreme value distributions: theory and applications. World Scientific.
- Lemaire, M. (2013). Structural reliability. John Wiley & Sons.
- Mandelbrot, B. (1961). Stable parentian random functions and the multiplicative variation of income. *Econometrica: Journal of the Econometric Society*, páginas 517-543. <https://doi.org/10.2307/1911802>
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., y Fenves, G. L. (2006). *The open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) user command-language manual*. <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.476.1843>
- Mendoza-Ponce, A. del R. (2012). Estudio de la Estabilidad del Valor b para Regiones Sismo-tectónicas de México. Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad de México, México. <http://132.248.9.195/ptd2013/abril/0692915/0692915.pdf>
- MCBC (2017). *Complementary Technical Norms for Earthquake Resistant Design*. Mexico City Building Code (MCBC). Mexico City, Mexico.

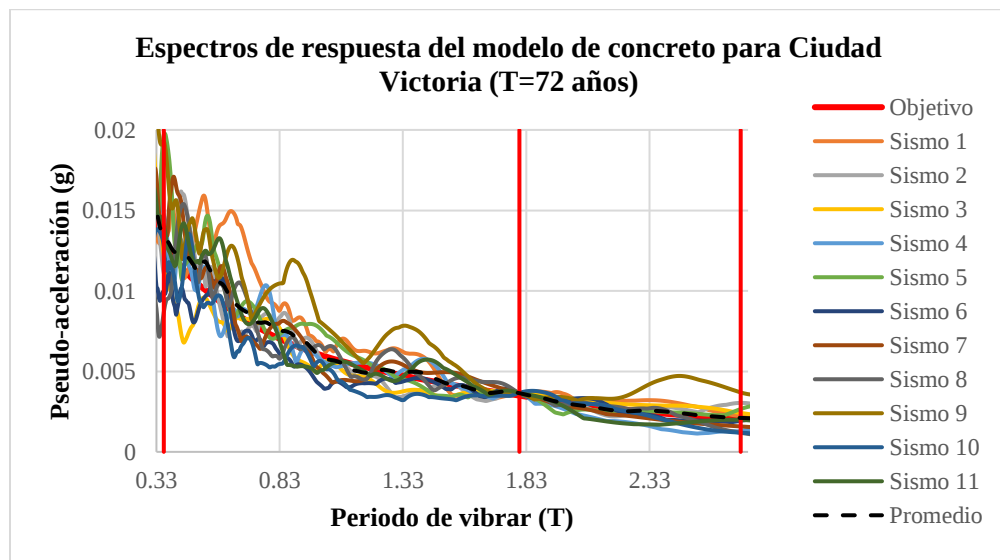
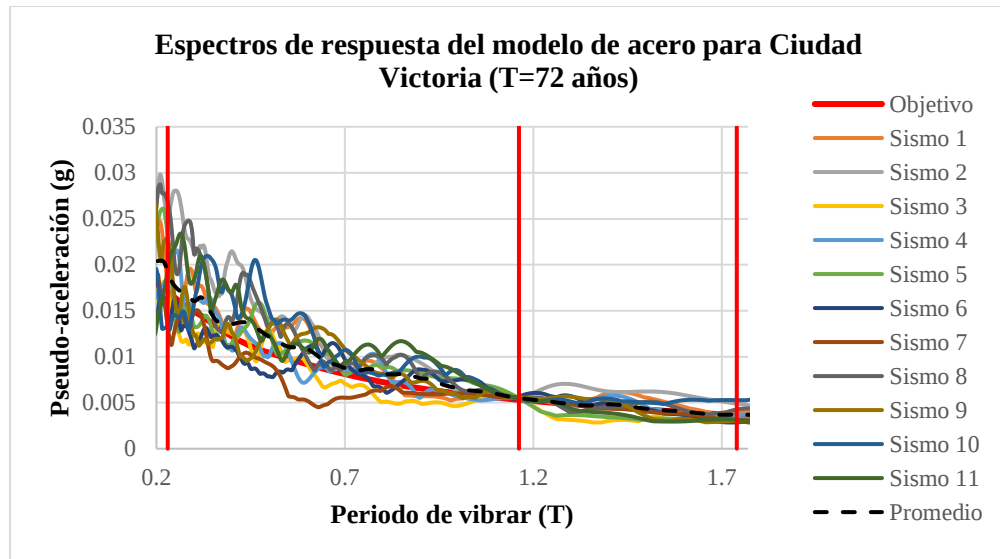
- Moehle, J. P. (1992). Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes. *Earthquake spectra*, 8(3), 403-428. <https://doi.org/10.1193/1.1585688>
- Monjardin-Quevedo, J. G., Reyes-Salazar, A., Tolentino, D., Gaxiola-Camacho, O. D., Vazquez-Becerra, G. E., & Gaxiola-Camacho, J. R. (2022a, August). Seismic reliability of steel SMFs with deep columns based on PBSD philosophy. In *Structures* (Vol. 42, pp. 1-15). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.06.001>
- Monjardin-Quevedo, J. G., Valenzuela-Beltran, F., Reyes-Salazar, A., Leal-Graciano, J. M., Torres-Carrillo, X. G., & Gaxiola-Camacho, J. R. (2022b). Probabilistic Assessment of Buildings Subjected to Multi-Level Earthquake Loading Based on the PBSD Concept. *Buildings*, 12(11), 1942. <https://doi.org/10.3390/buildings12111942>
- Nowak, A. S. y Collins, K. R. (2012). *Reliability of structures*. CRC Press.
- Pliego, F. J. M. y Ruiz-Maya, L., (2004). *Estadística: Probabilidad*. Thomson.
- SEAOC (1999), *Recommended lateral force requirements and commentary*. Structural Engineers Association of California (SEAOC).
- SEAOC Vision 2000 (1995). Performance Based Seismic Engineering of Buildings; Structural Engineers Association of California (SEAOC): Los Angeles, CA, USA.
- Sejal, P. D., Vasanwala, S. A., & Desai, A. K. (2011). Performance based seismic design of structure: A review. *International Journal of Civil & Structural Engineering*, 1(4), 795-803. [10.6088/ijcser.00202010067](https://doi.org/10.6088/ijcser.00202010067)
- Snedecor, G. W. y Cochran, W. G. (1989). Statistical methods, eight edition. Iowa state University press, Arnes, Iowa.
- Tweedie, M. C. (1957). Statistical properties of inverse Gaussian distributions. I. *The Annals of Mathematical Statistics*, 28(2), 362-377. <https://doi.org/10.1214/aoms/1177706964>
- Vázquez-Ontiveros, J. R. (2019). Implementación de la técnica PPP-GNSS para el monitoreo de la salud estructural en puentes (Tesis de maestría, UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA).

- Vazquez-Ontiveros, J. R., Vazquez-Becerra, G. E., Quintana, J. A., Carrion, F. J., Guzman-Acevedo, G. M., & Gaxiola-Camacho, J. R. (2021). Implementation of PPP-GNSS measurement technology in the probabilistic SHM of bridge structures. *Measurement*, 173, 108677.
<https://doi.org/10.1016/j.measurement.2020.108677>
- Wen, Y. K. (2001), “Reliability and performance-based design”, *Structural Safety*, 23(4), 407-428. [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00011-5](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00011-5)

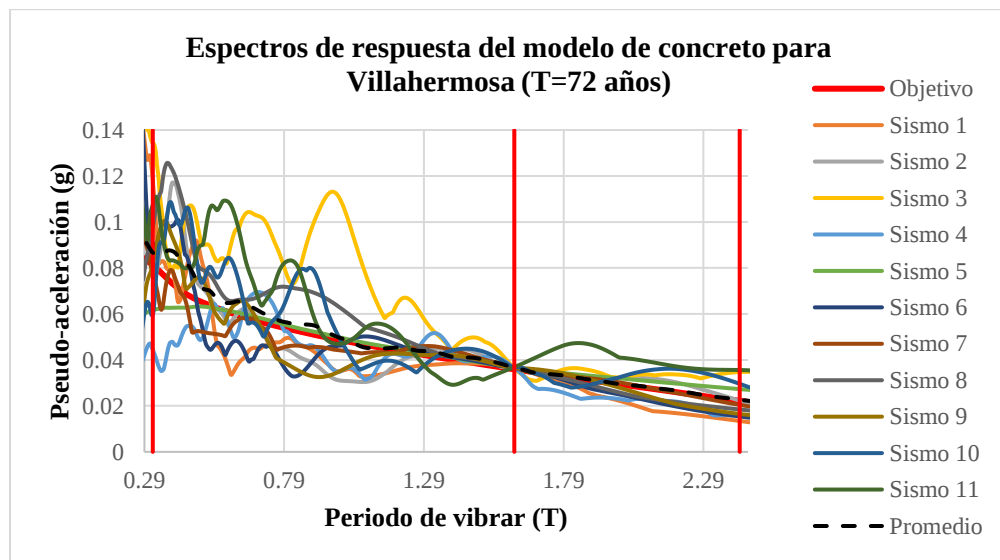
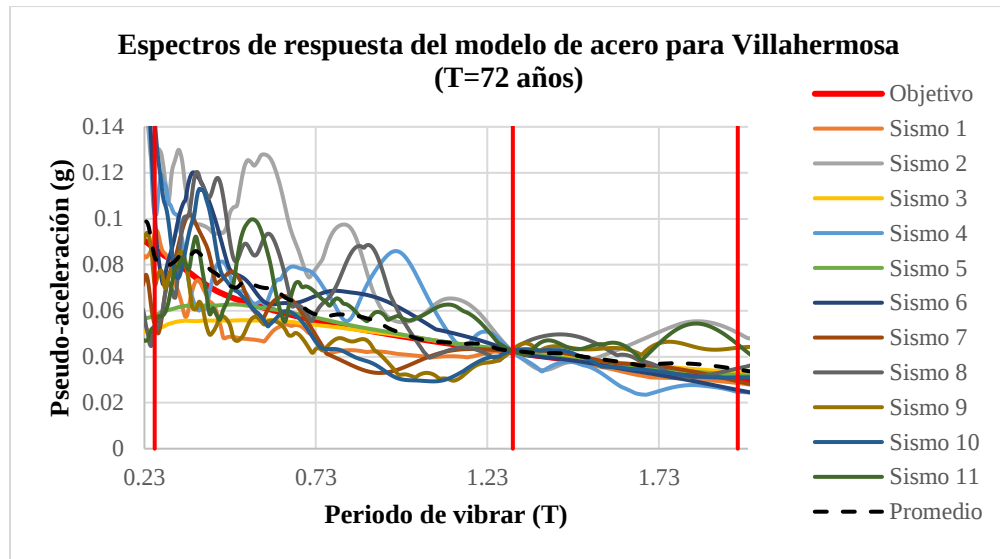
ANEXO A Espectros de respuesta de sismos representativos de la zona bajo estudio



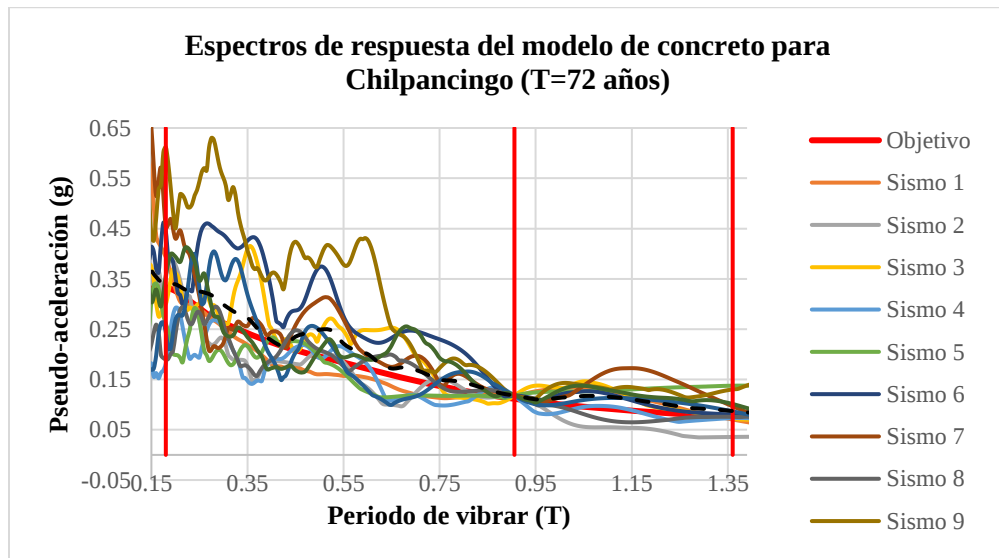
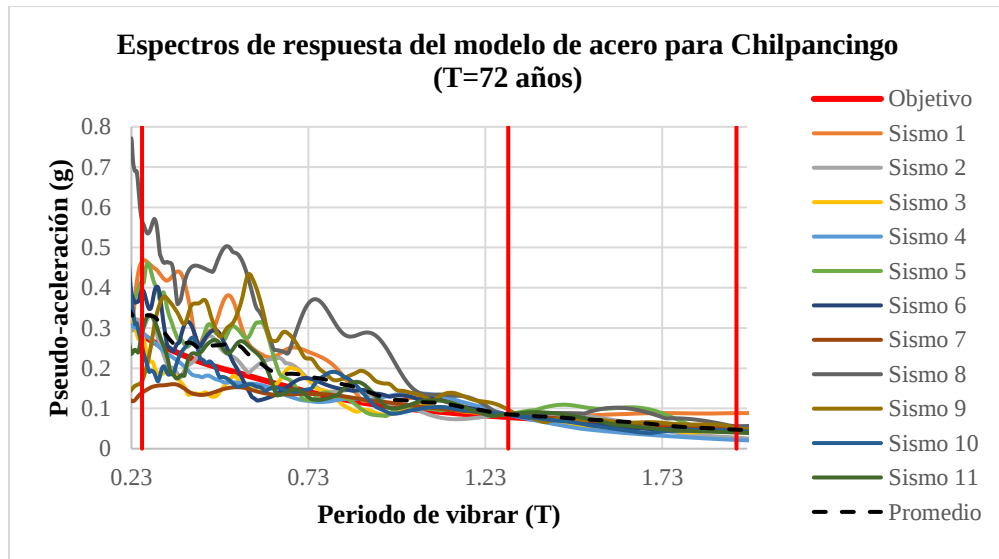
Anexo A.1: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Agua Prieta, Sonora, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



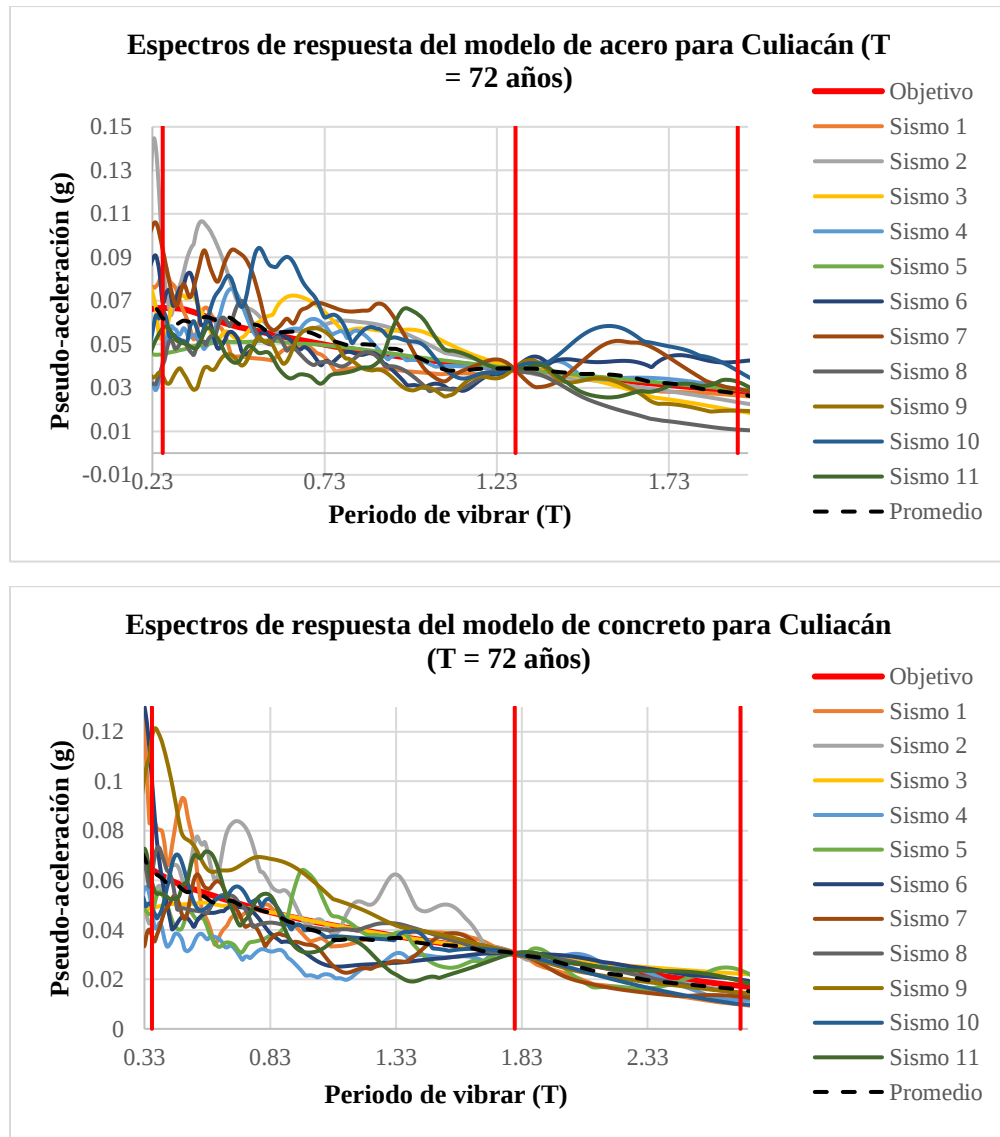
Anexo A.2: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Ciudad Victoria, Tamaulipas, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



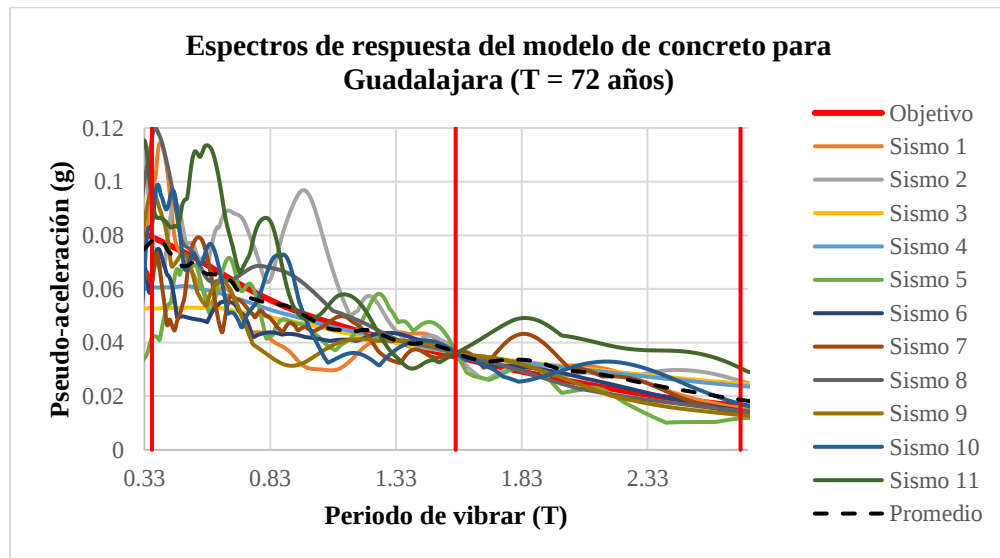
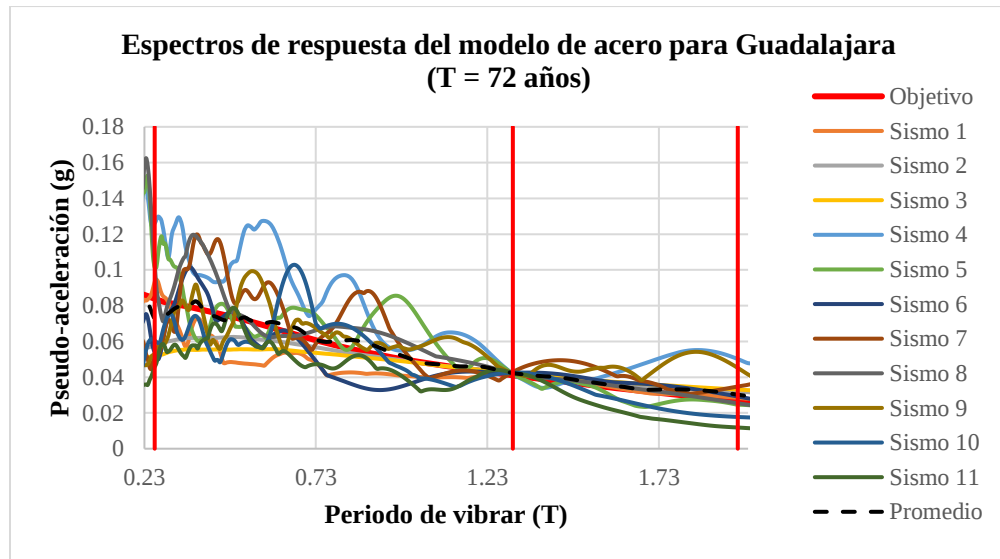
Anexo A.3: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Villahermosa, Tabasco, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



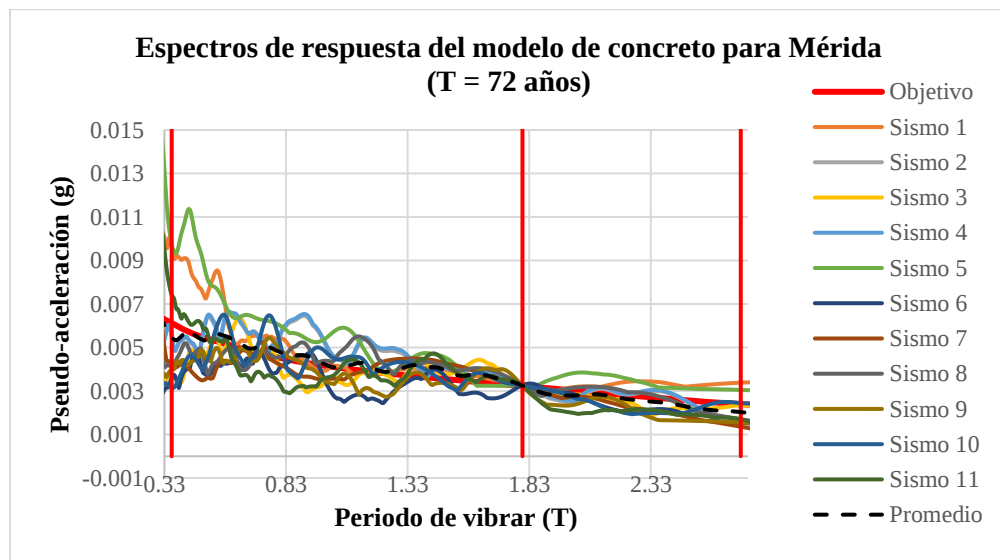
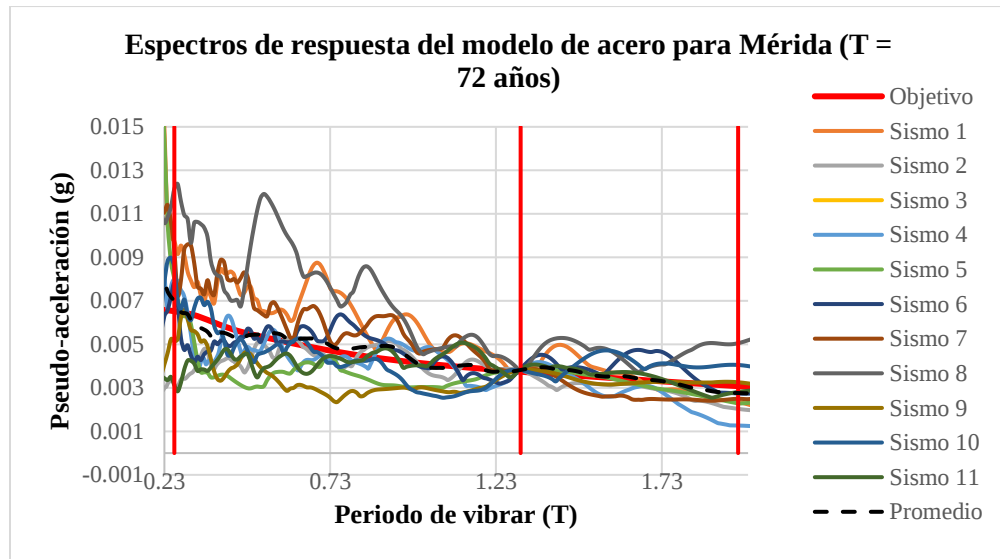
Anexo A.4: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Chilpancingo, Guerrero, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



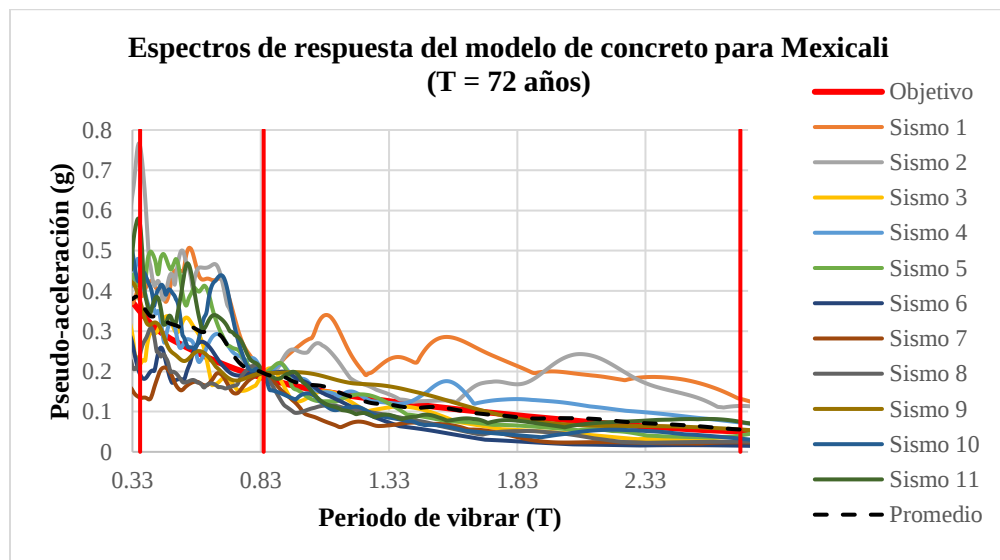
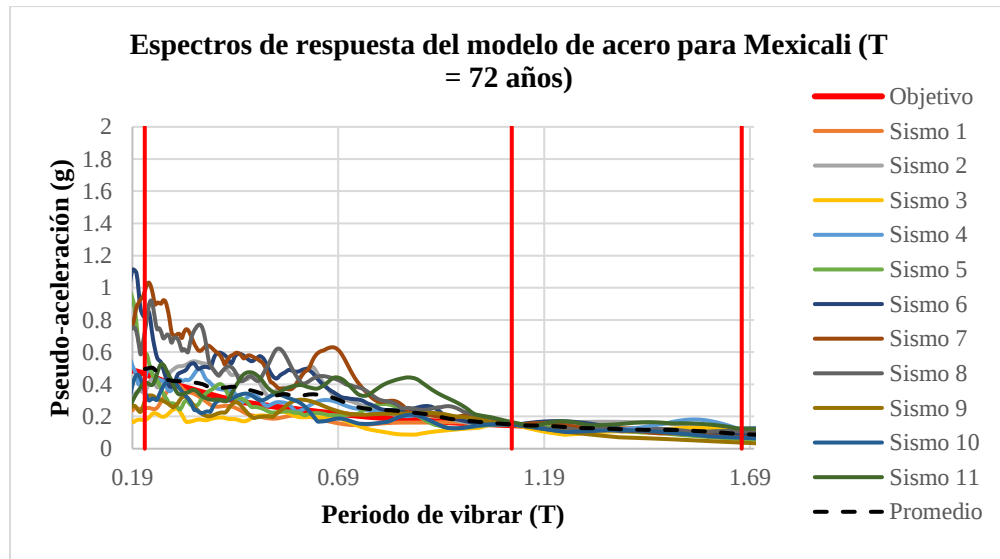
Anexo A.5: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Culiacán, Sinaloa, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



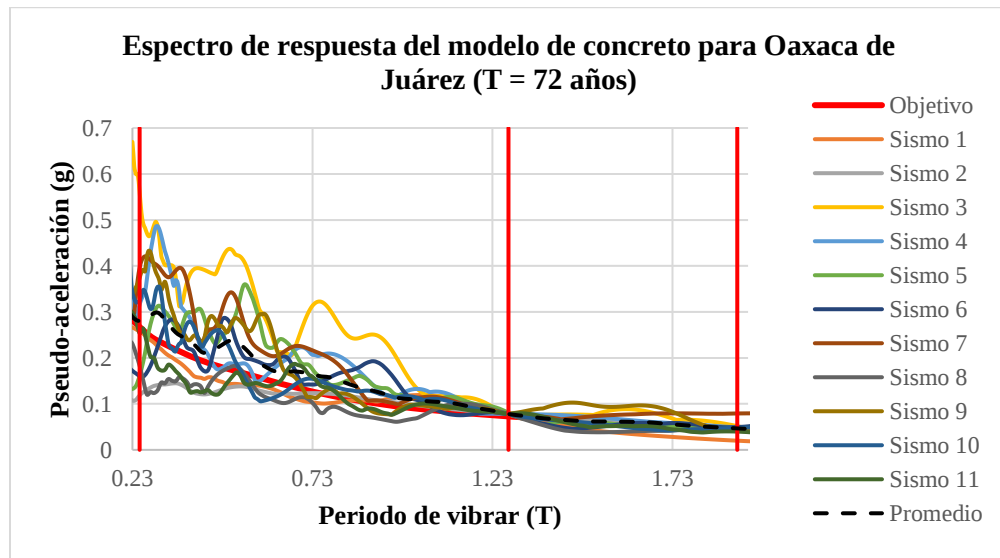
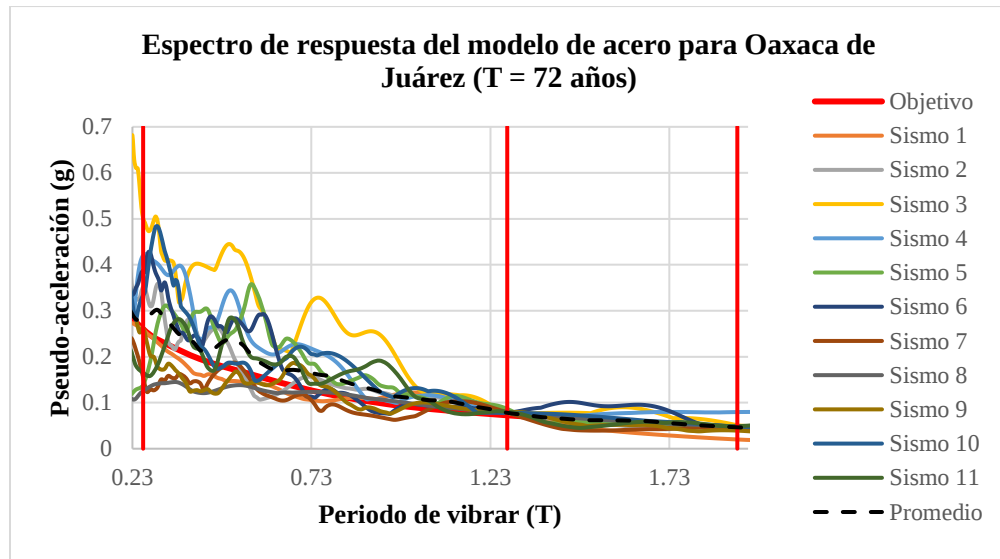
Anexo A.6: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con T = 72 años para el modelo estructural de Culiacán, Sinaloa, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



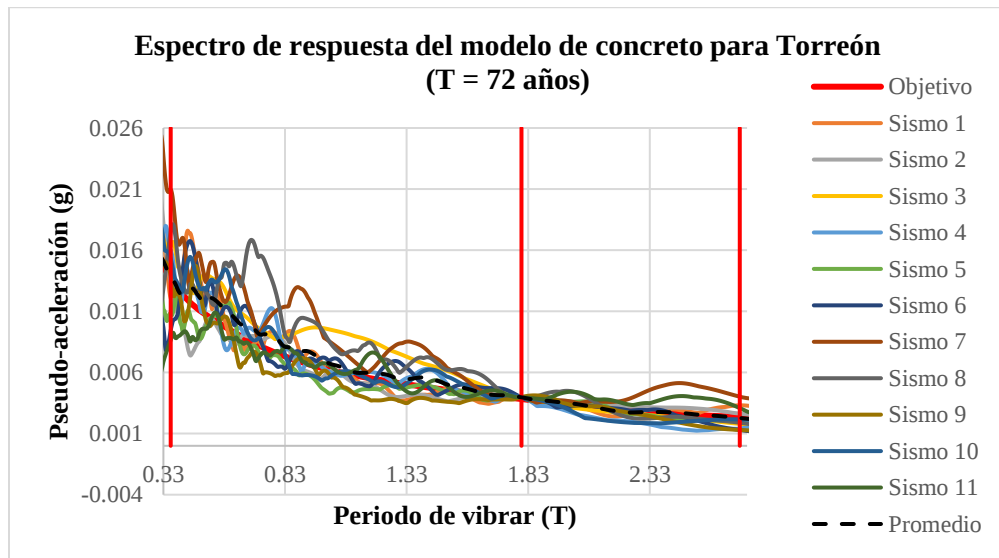
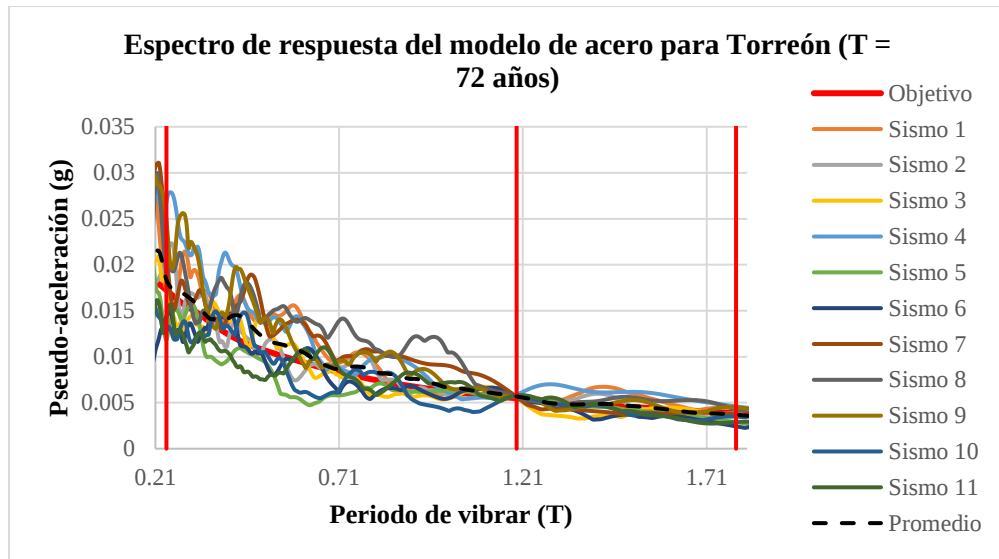
Anexo A.7: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con T = 72 años para el modelo estructural de Mérida, Yucatán, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



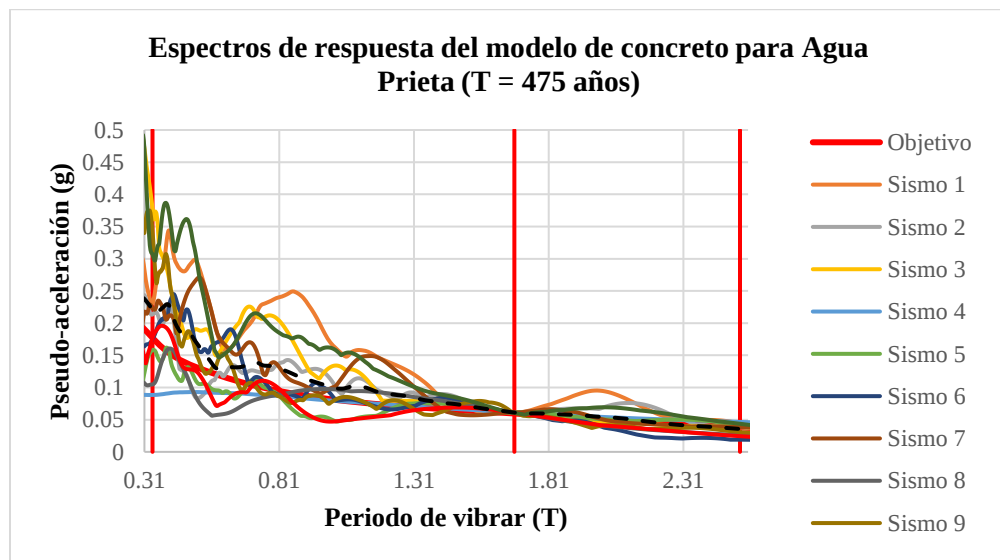
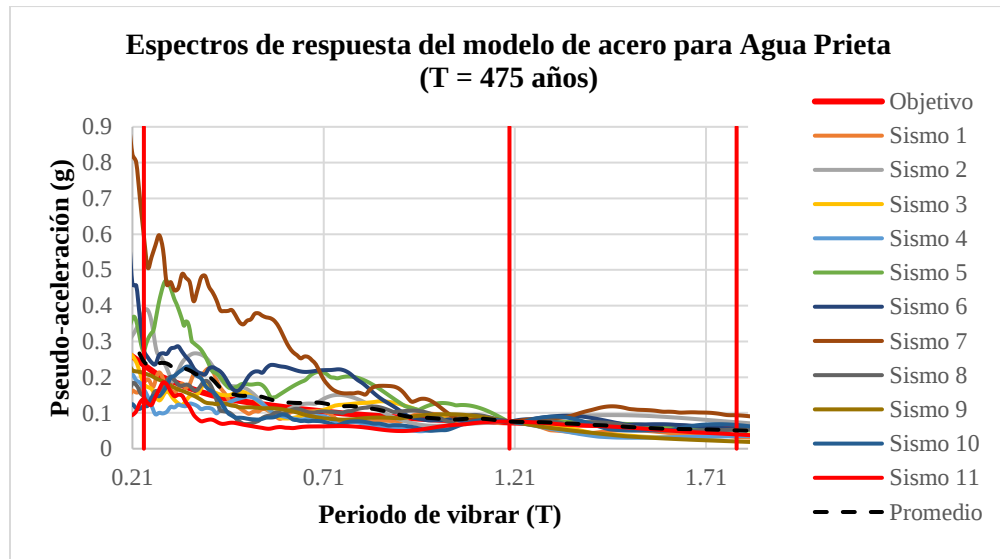
Anexo A.8: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Mexicali, Baja California, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



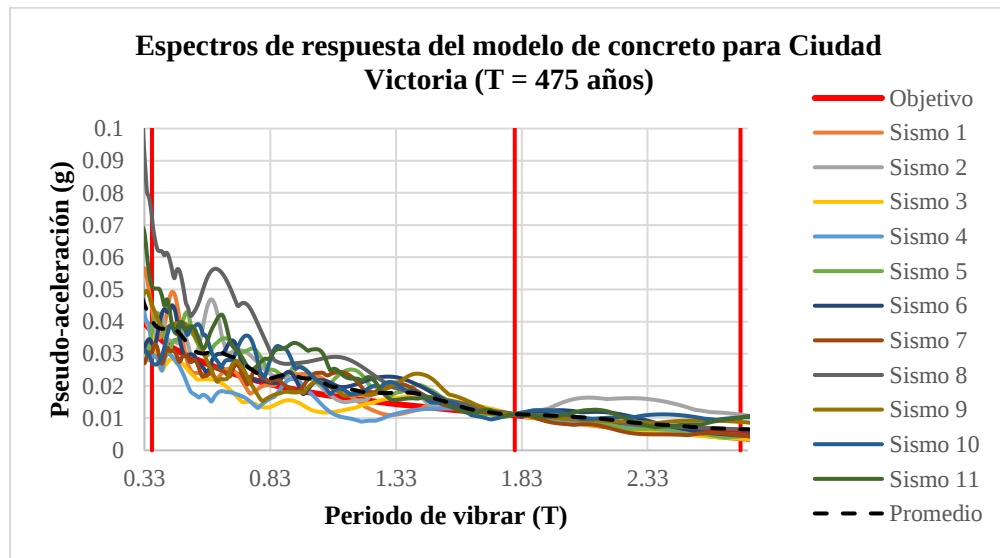
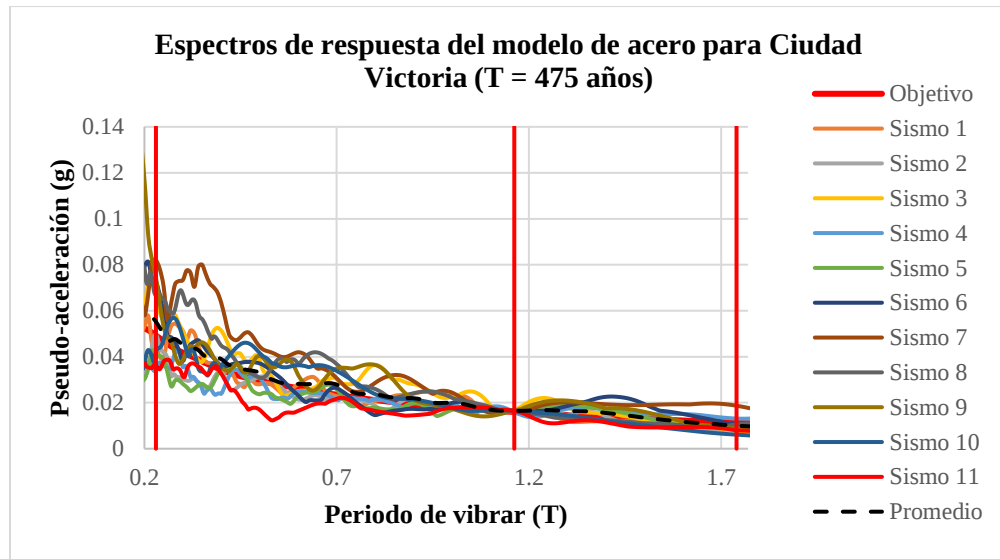
Anexo A.9: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Oaxaca de Juárez, Oaxaca, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



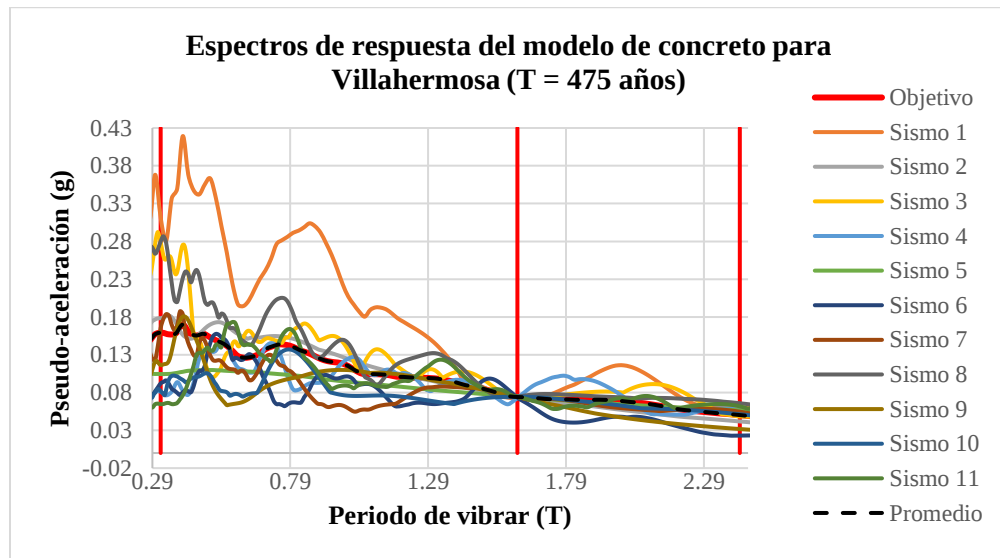
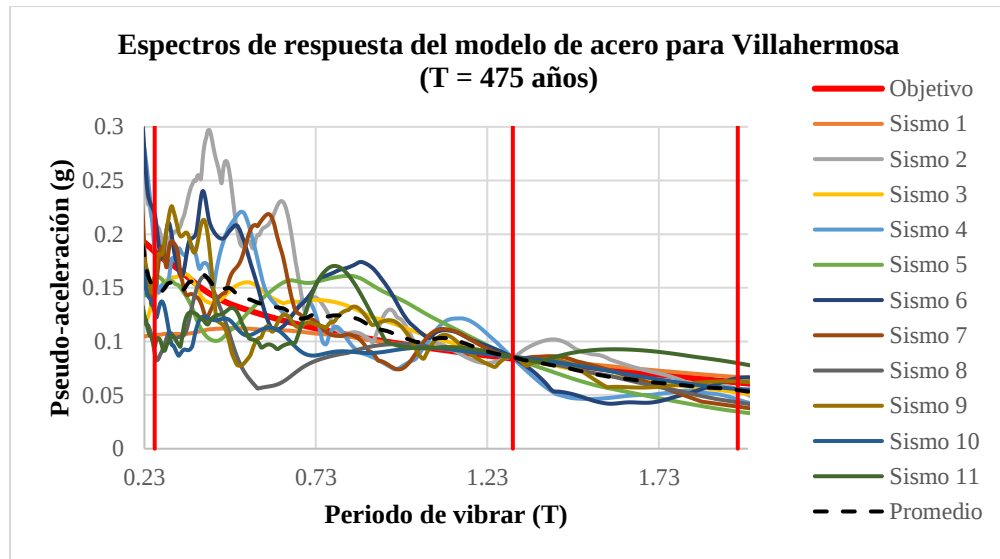
Anexo A.10: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 72$ años para el modelo estructural de Mexicali, Baja California, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



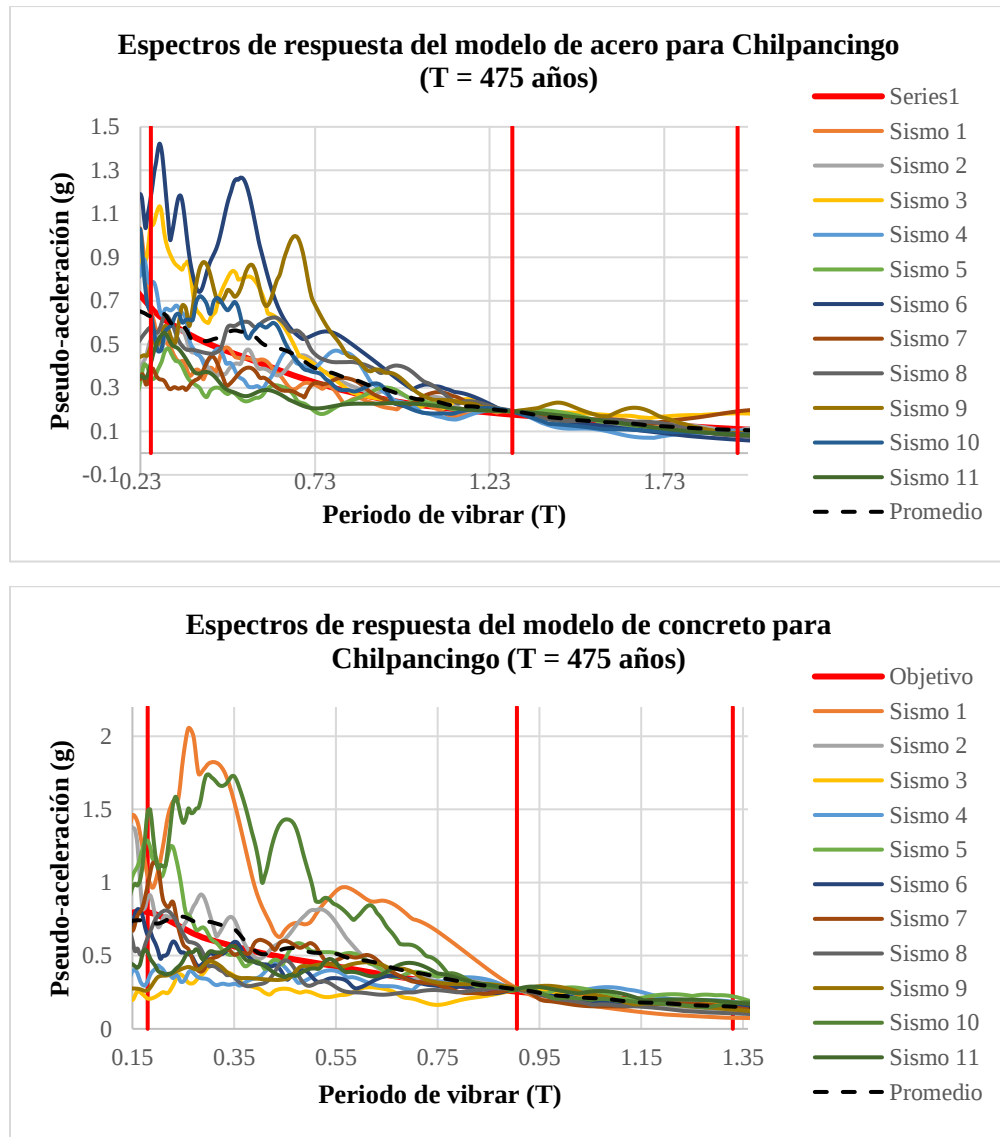
Anexo A.11: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con T = 475 años para el modelo estructural de Agua Prieta, Sonora, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



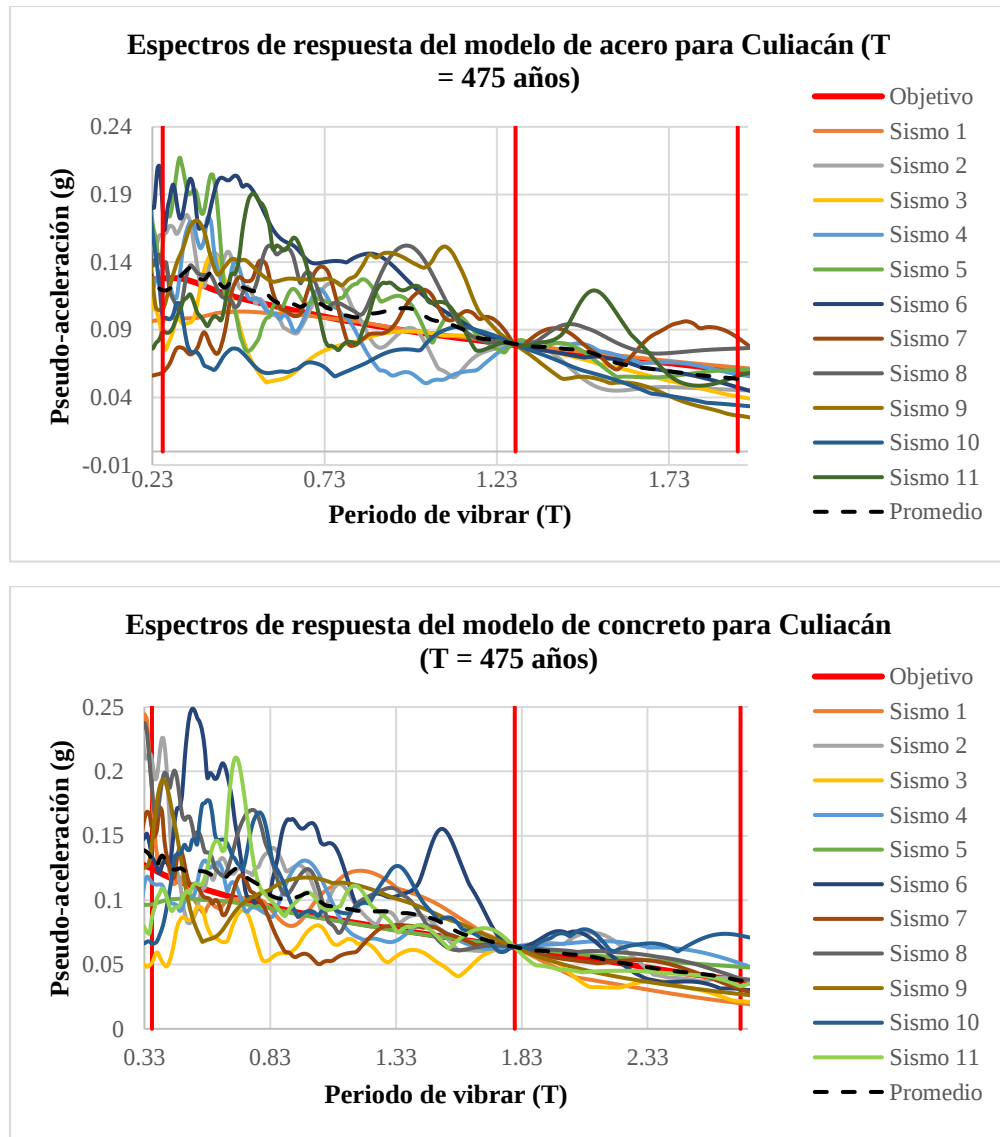
Anexo A.12: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Ciudad Victoria, Tamaulipas, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



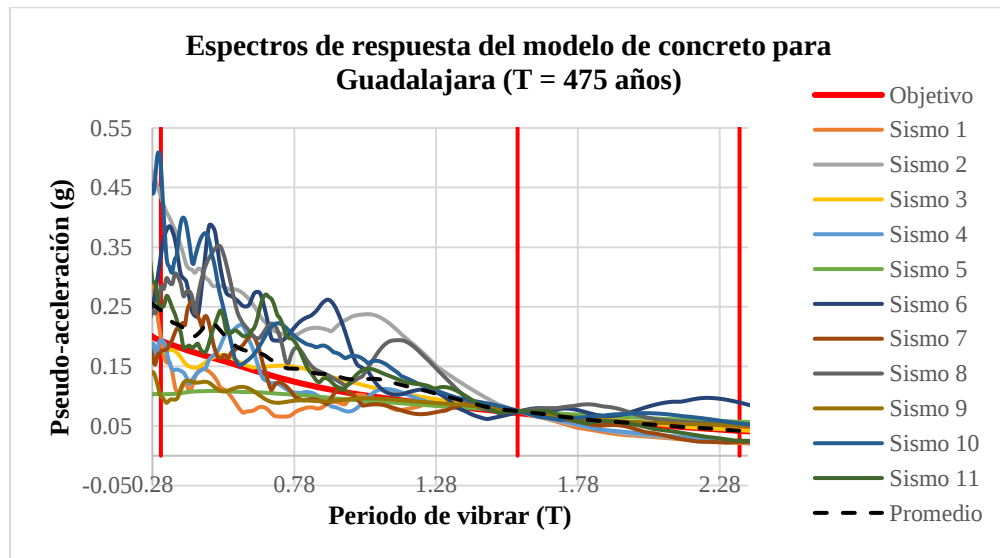
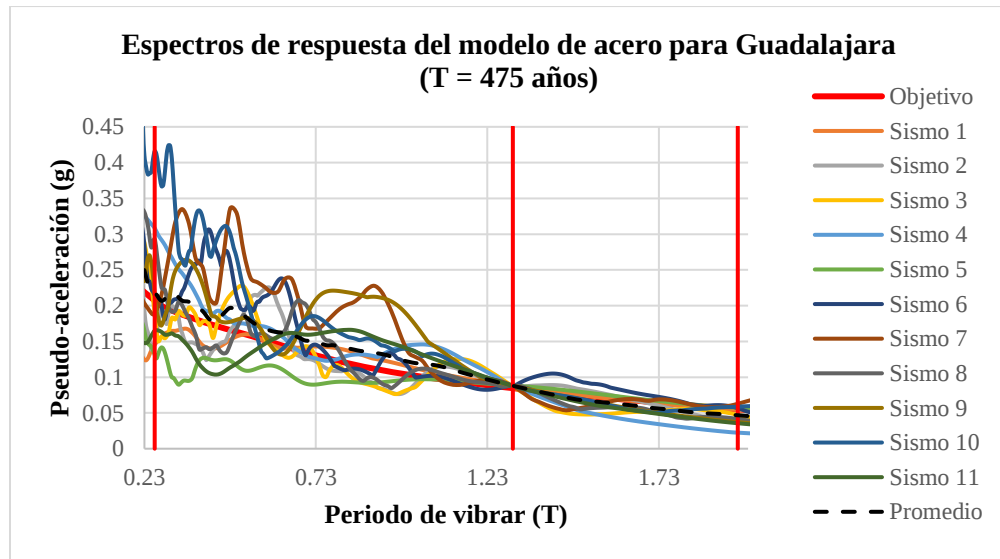
Anexo A.13: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con T = 475 años para el modelo estructural de Villahermosa, Tabasco, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



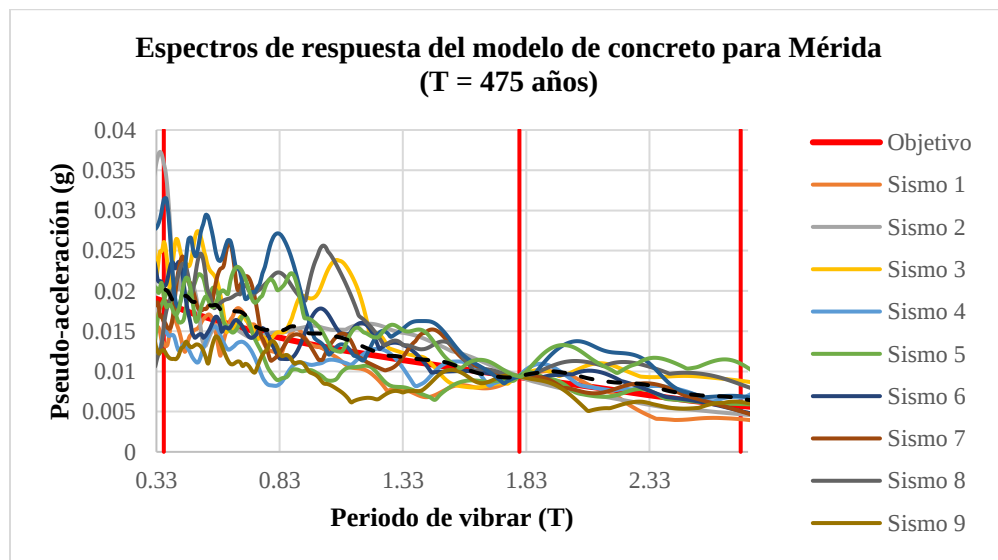
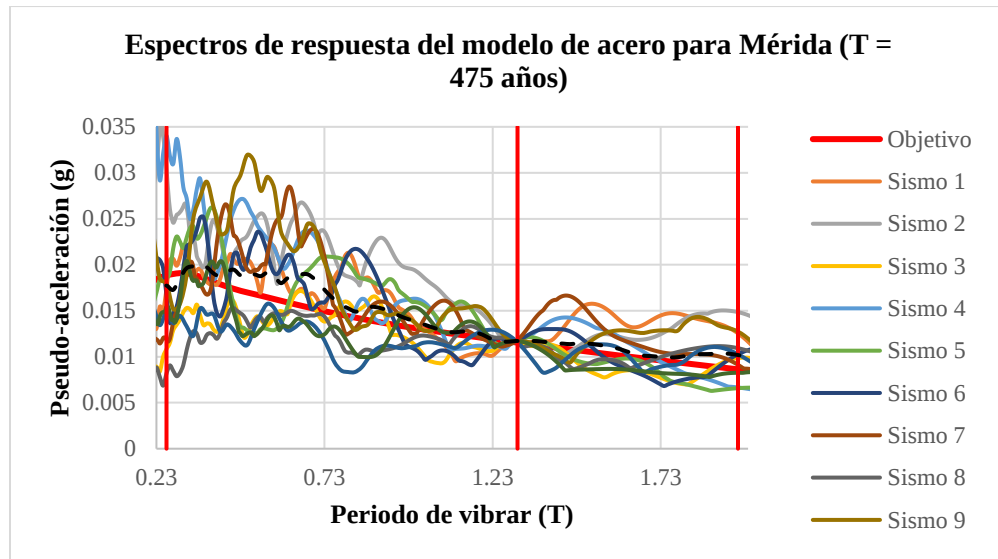
Anexo A.14: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con T = 475 años para el modelo estructural de Chilpancingo, Guerrero, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



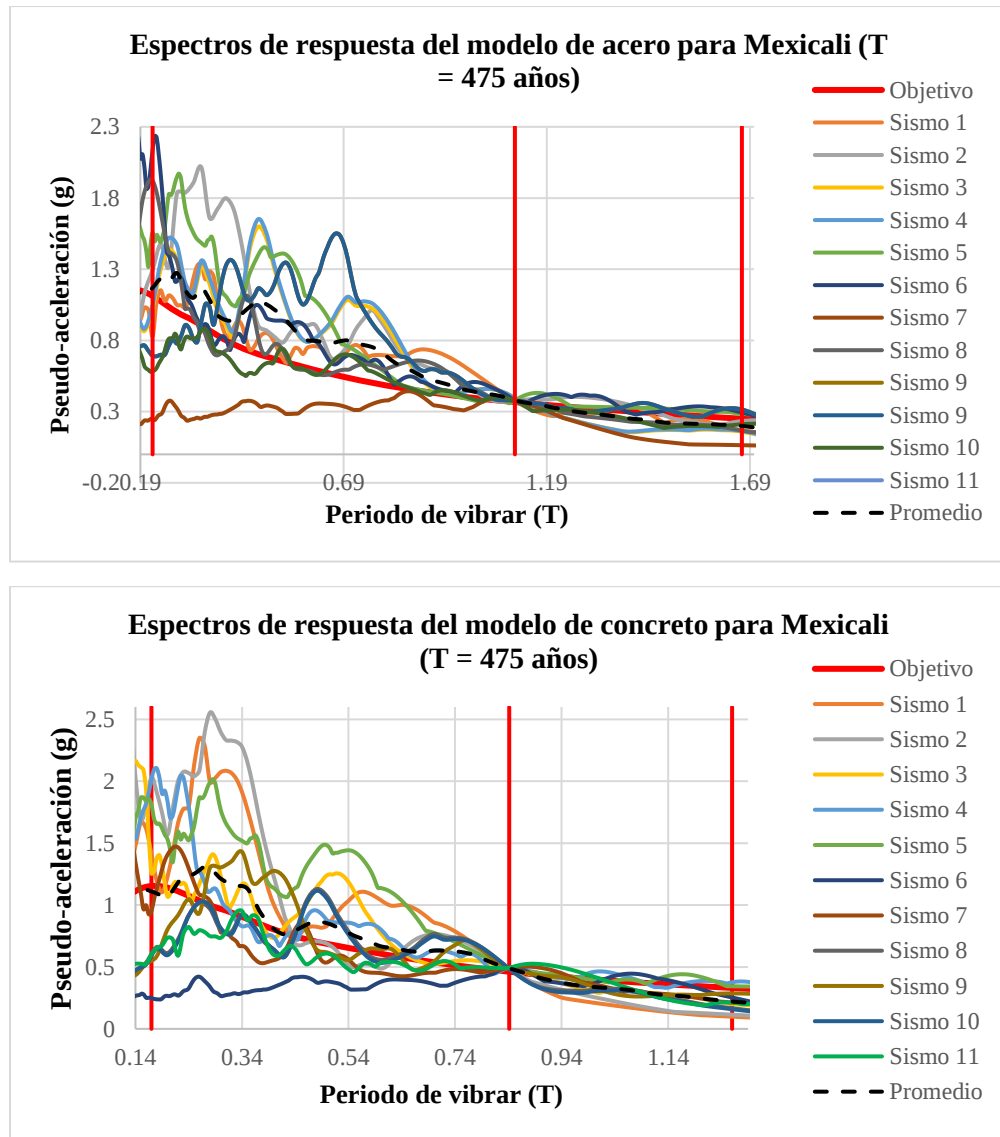
Anexo A.15: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Culiacán, Sinaloa, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



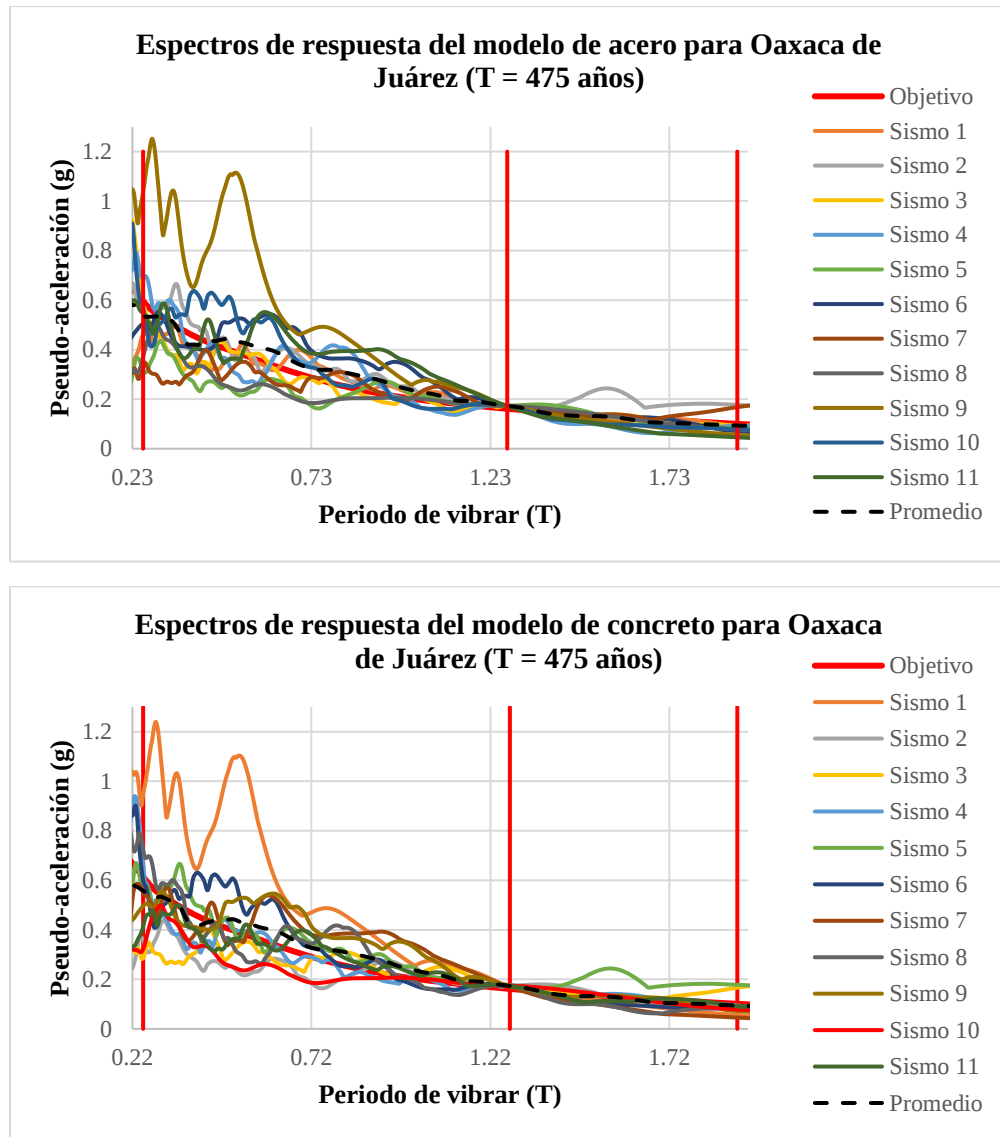
Anexo A.16: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con T = 475 años para el modelo estructural de Guadalajara, Jalisco, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



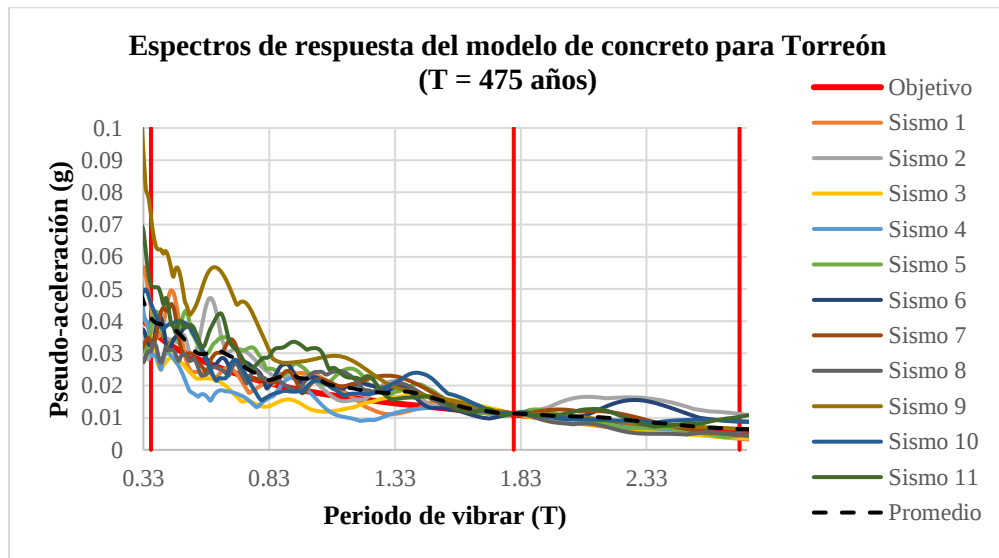
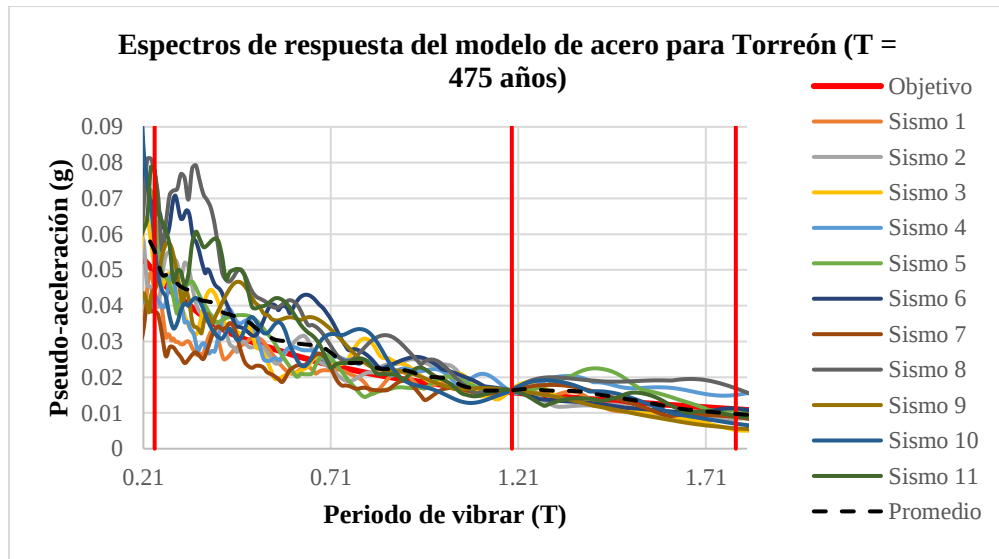
Anexo A.17: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con T = 475 años para el modelo estructural de Mérida, Yucatán, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



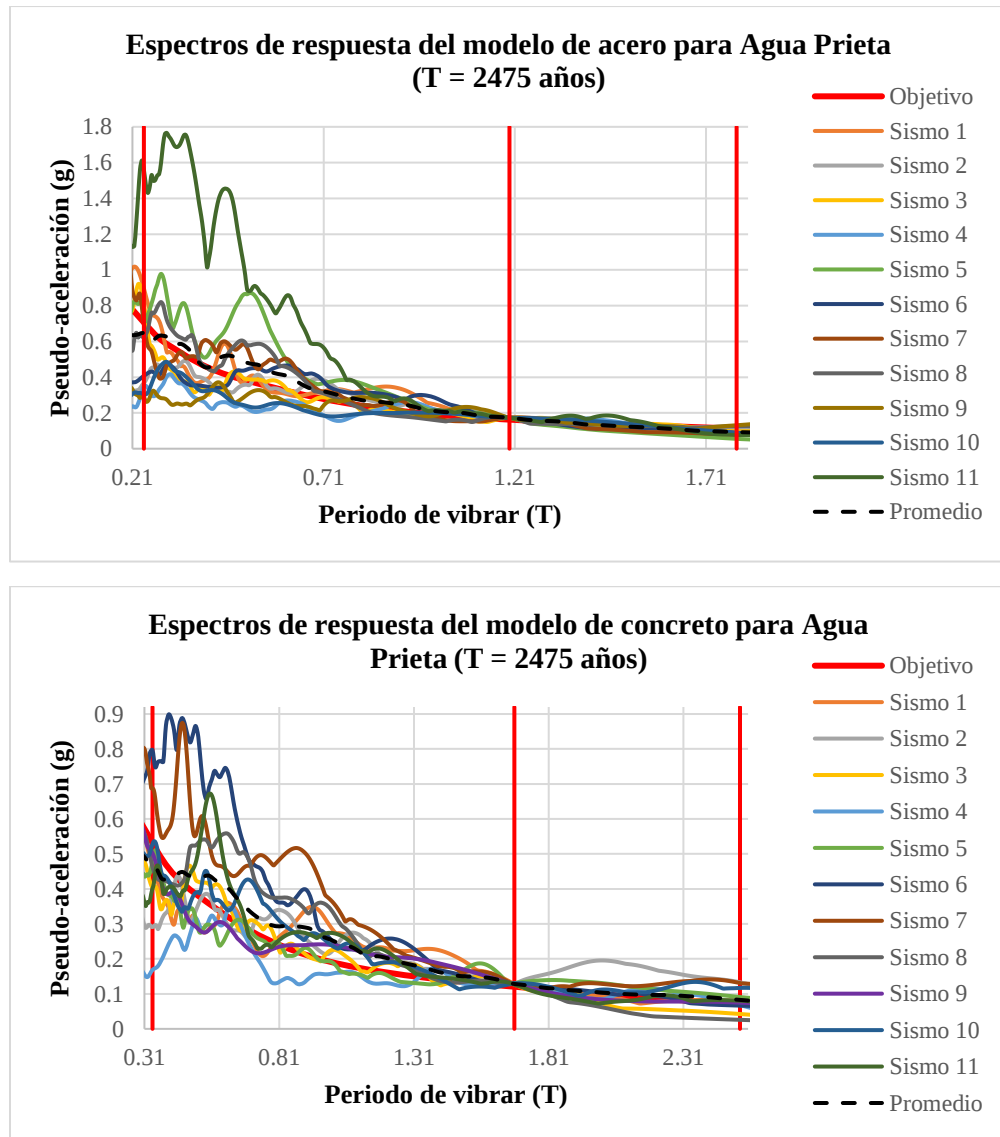
Anexo A.18: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Mexicali, Baja California, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



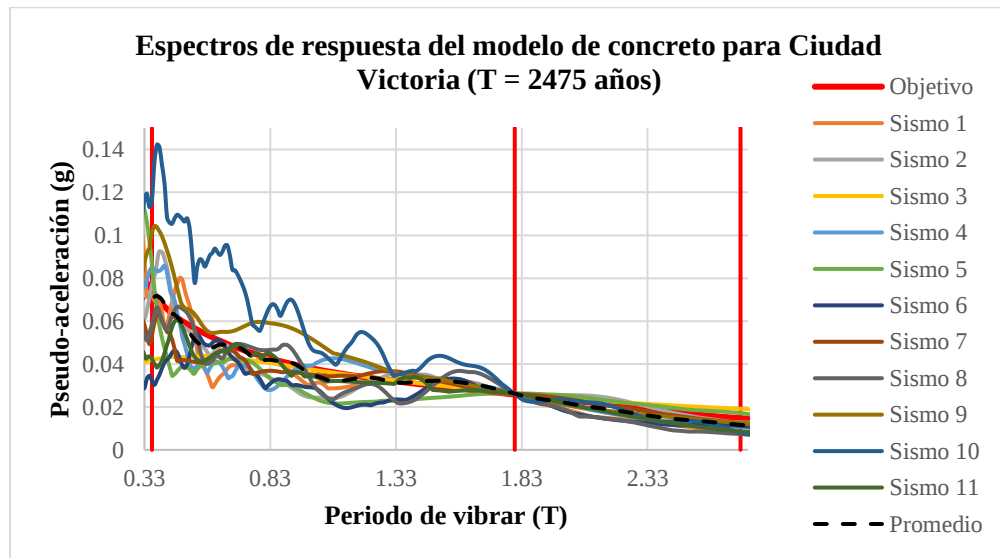
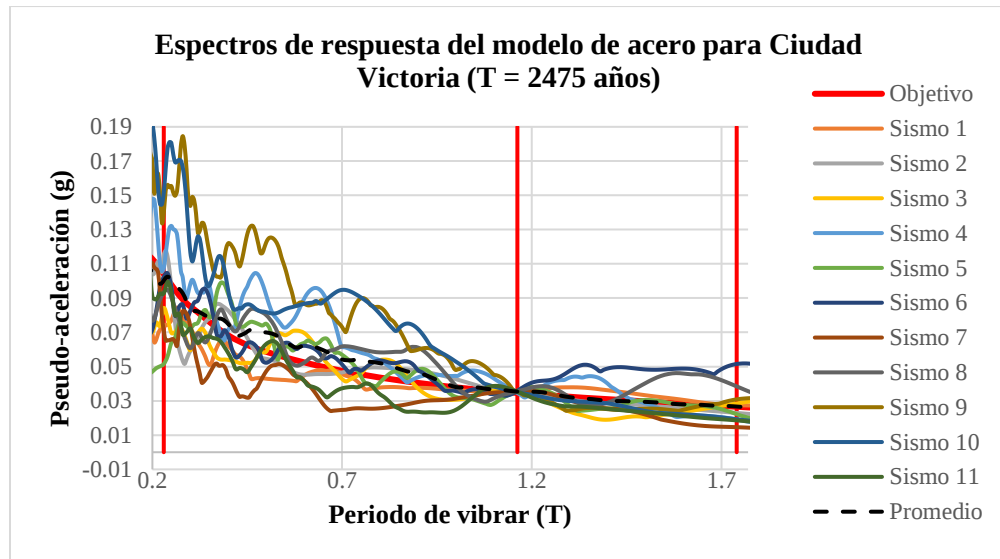
Anexo A.19: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con T = 475 años para el modelo estructural de Oaxaca de Juárez, Oaxaca, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



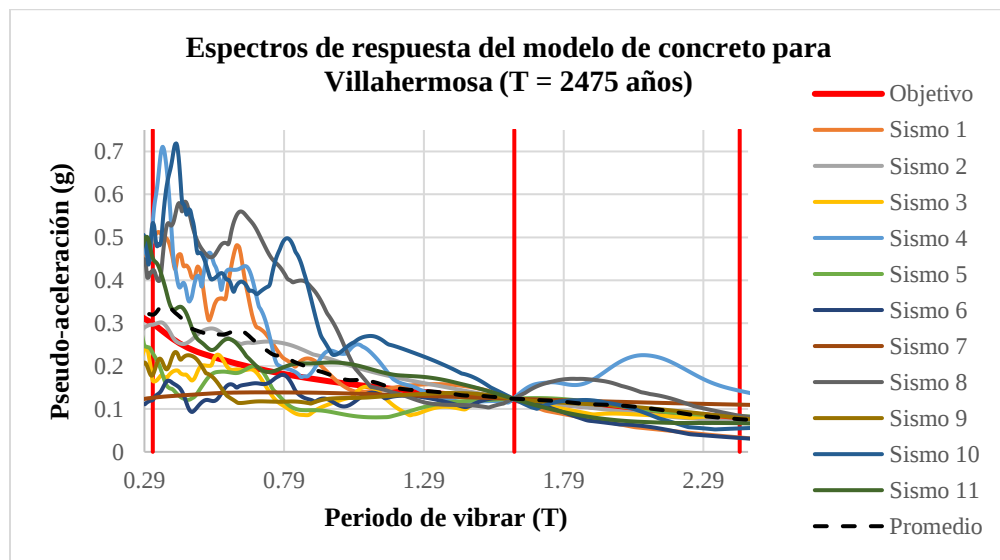
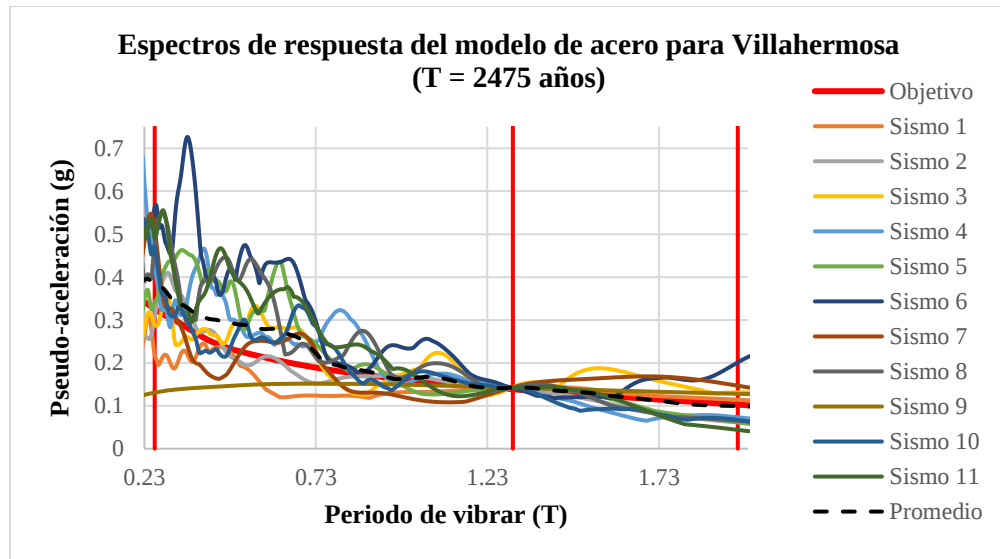
Anexo A.20: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 475$ años para el modelo estructural de Torreón, Coahuila, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



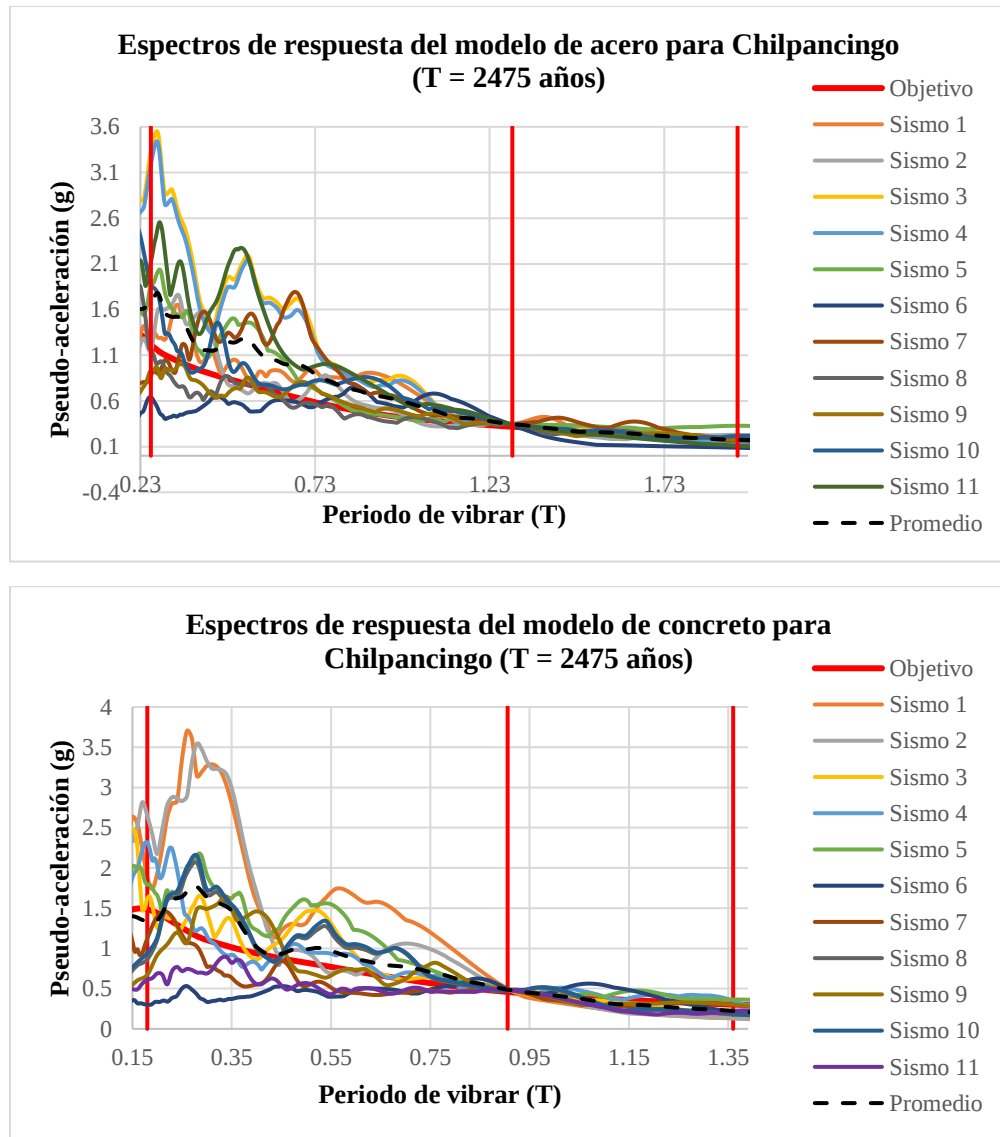
Anexo A.21: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Agua Prieta, Sonora, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



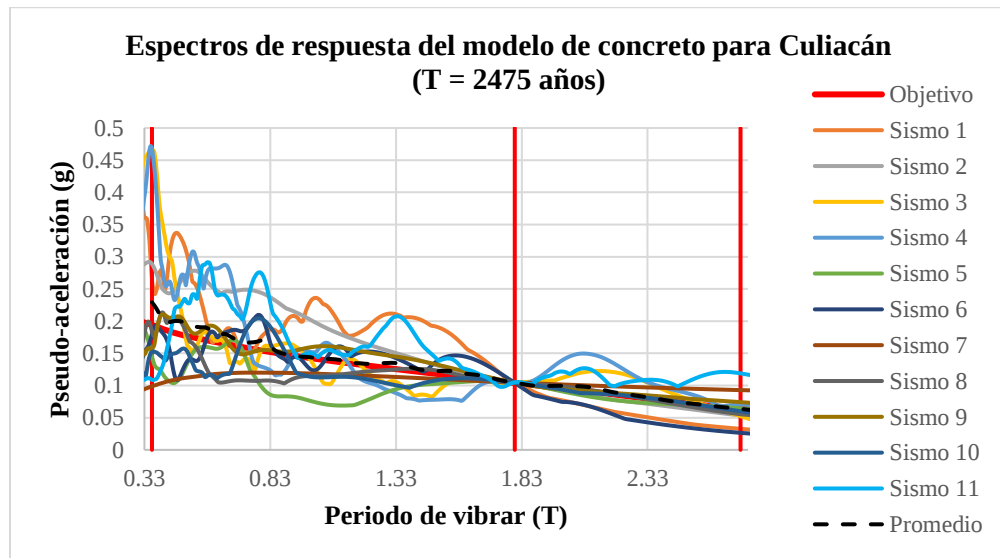
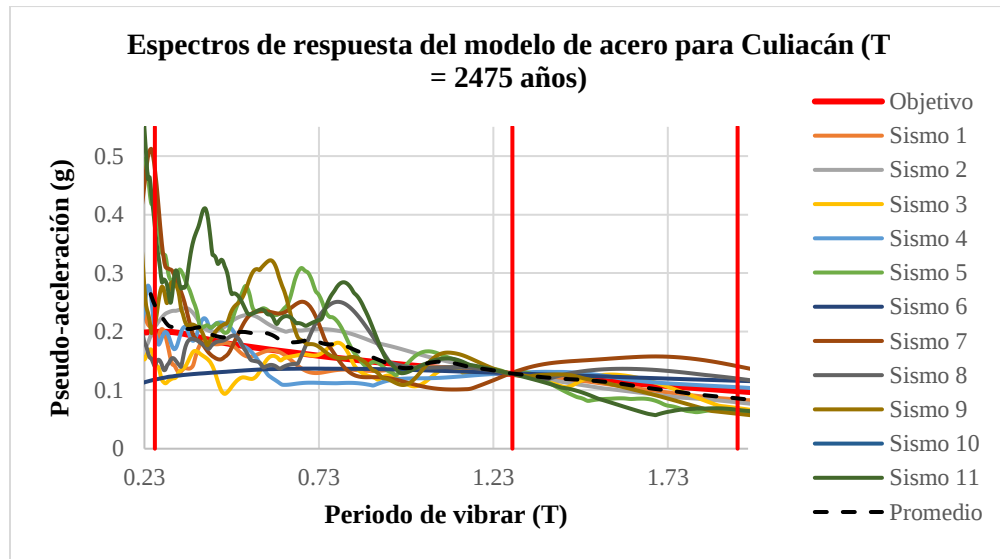
Anexo A.22: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con T = 2475 años para el modelo estructural de Ciudad Victoria, Tamaulipas, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



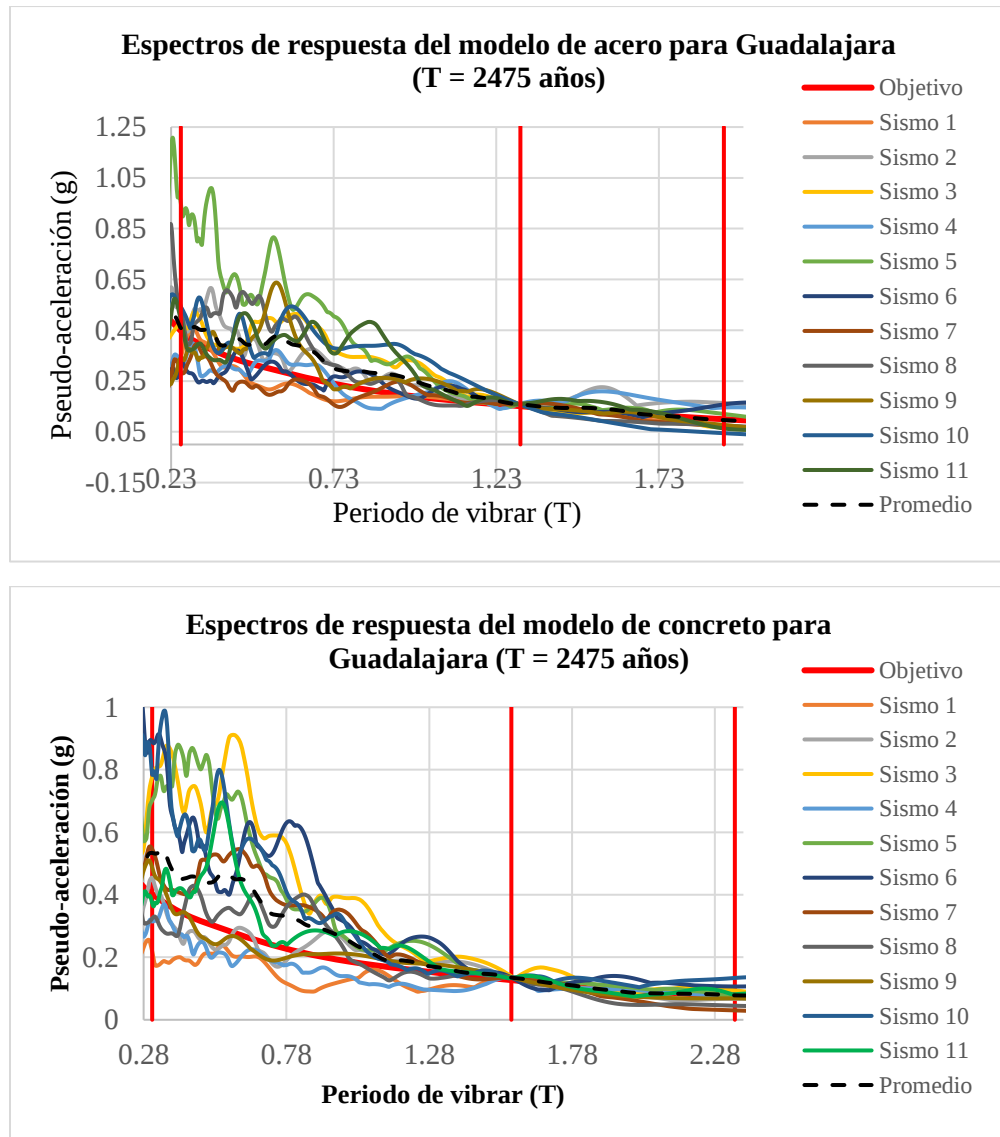
Anexo A.23: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Villahermosa, Tabasco, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



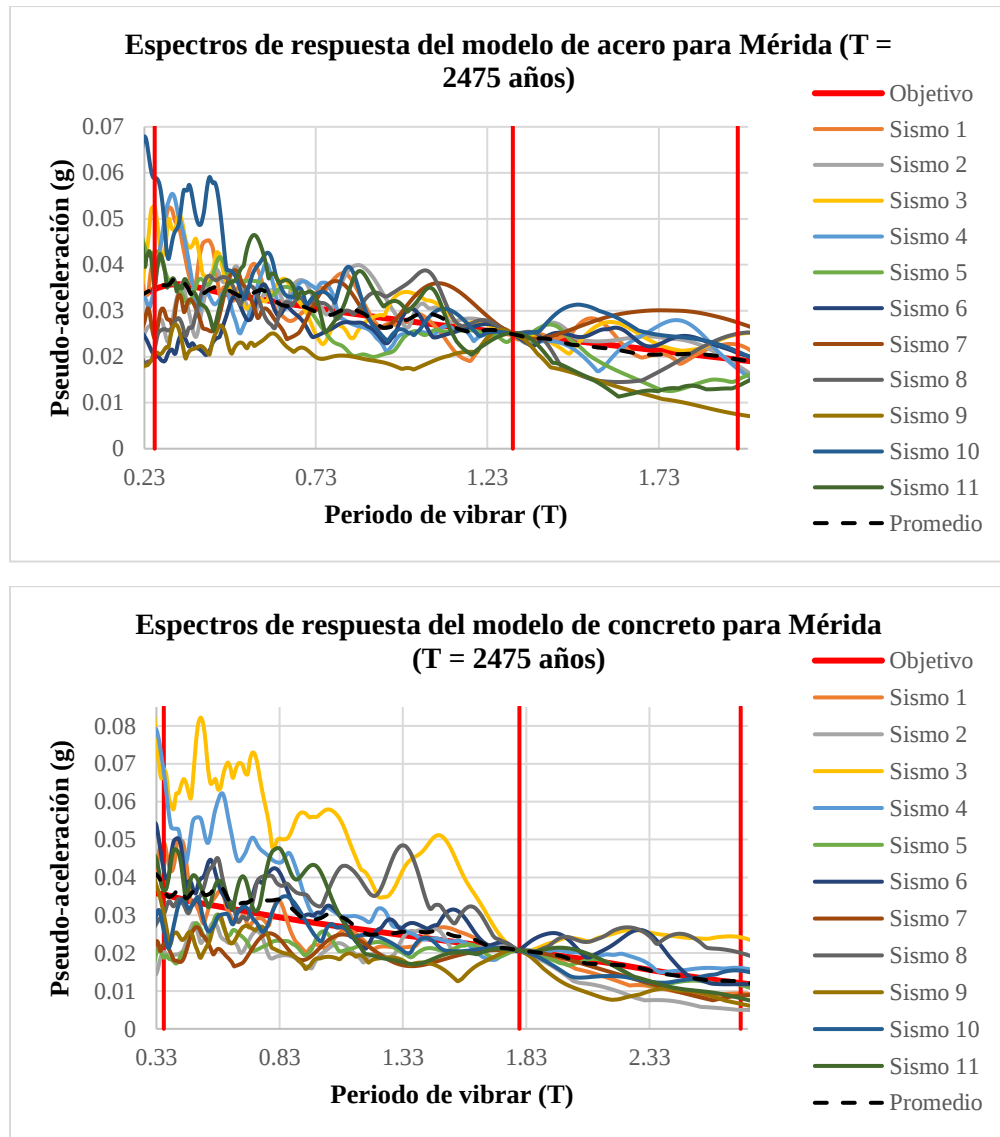
Anexo A.24: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Chilpancingo, Guerrero, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



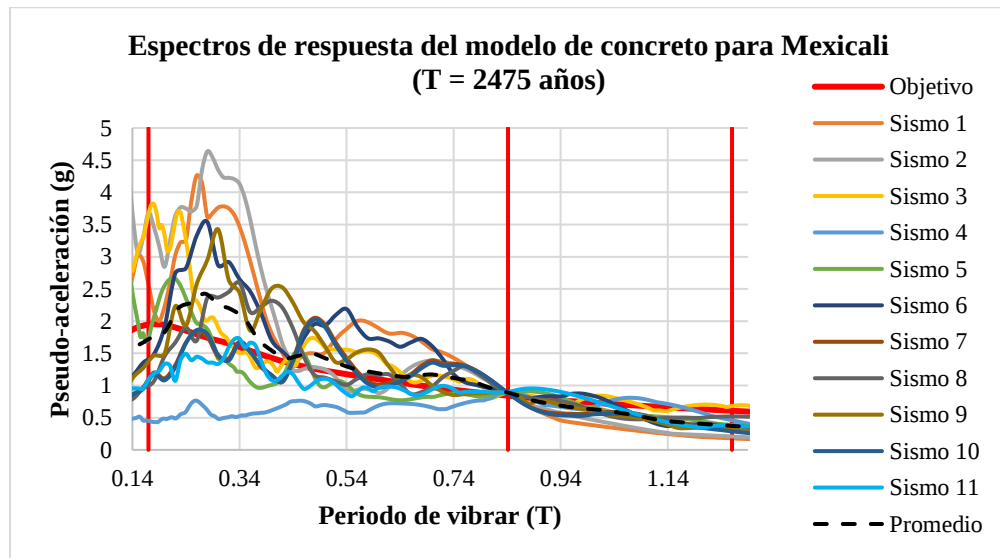
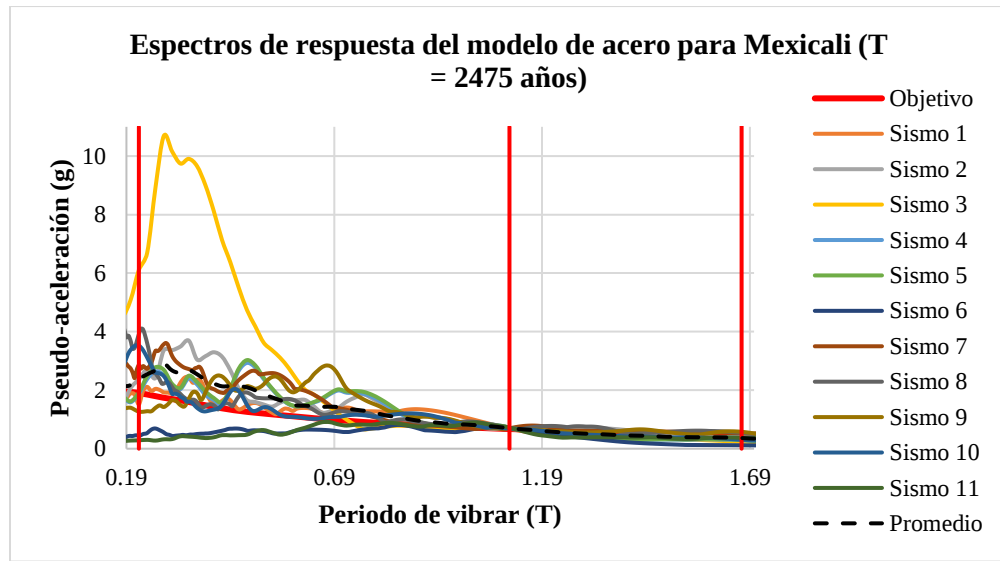
Anexo A.25: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Culiacán, Sinaloa, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



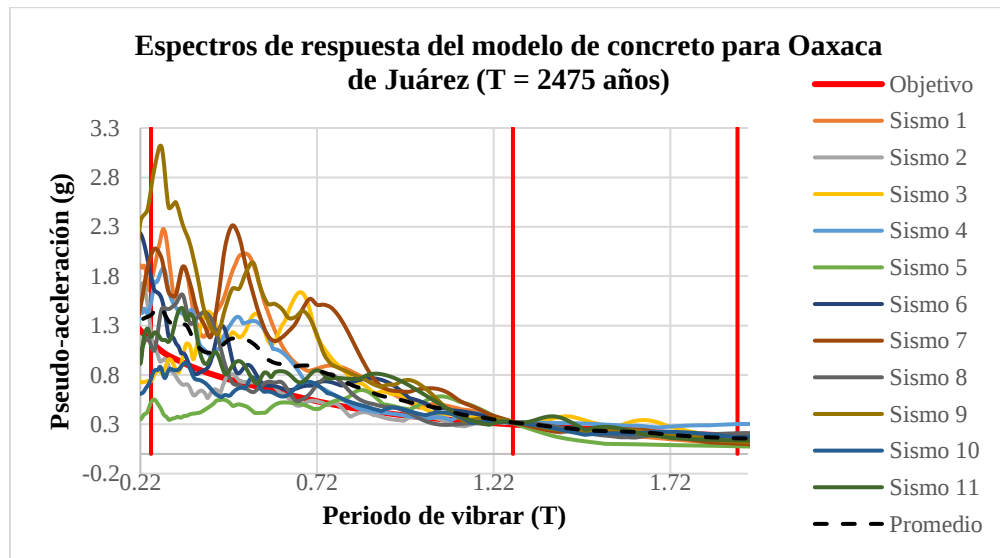
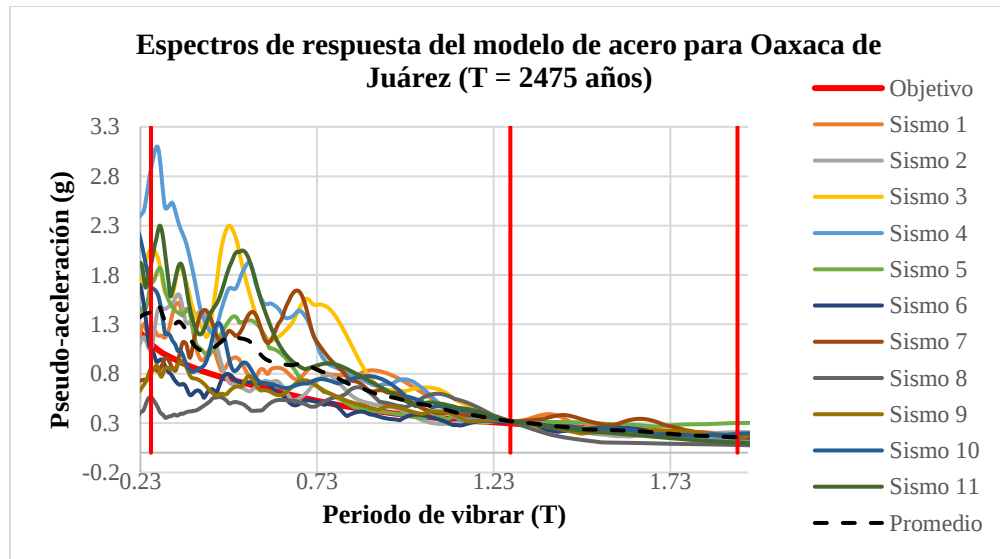
Anexo A.26: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Guadalajara, Jalisco, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



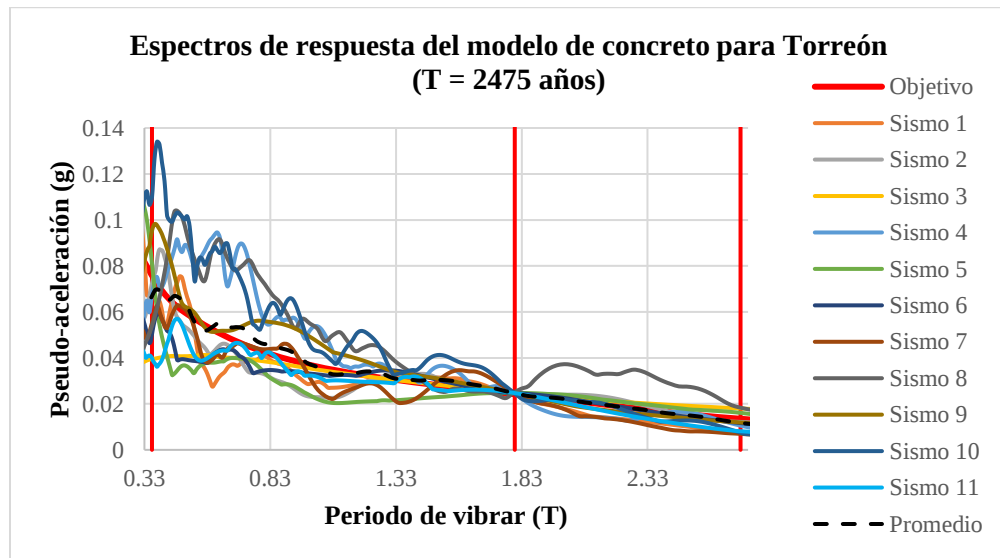
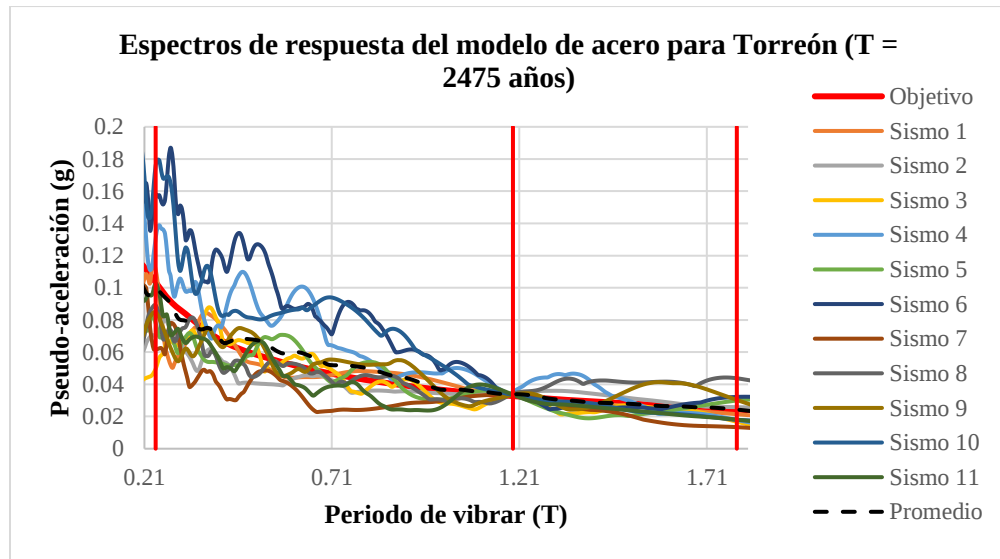
Anexo A.27: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Mérida, Yucatán, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



Anexo A.28: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Mexicali, Baja California, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



Anexo A.29: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Oaxaca de Juárez, Oaxaca, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.



Anexo A.30: Espectros de respuesta de los sismos representativos seleccionados con $T = 2475$ años para el modelo estructural de Torreón, Coahuila, diseñados usando material de acero y concreto reforzado, respectivamente.

PRODUCTOS OBTENIDOS

Los productos obtenidos con base en los resultados de esta investigación son los siguientes:

- Dos artículos publicados como primer autor en revistas Q1 e incluidas en el *Journal Citations Report* (JCR), las cuales son reconocidas por el CONACYT.
 1. **Monjardin-Quevedo, J. G.**, Valenzuela-Beltran, F., Reyes-Salazar, A., Leal-Graciano, J. M., Torres-Carrillo, X. G., & Gaxiola-Camacho, J. R. (2022). Probabilistic Assessment of Buildings Subjected to Multi-Level Earthquake Loading Based on the PBSO Concept. *Buildings*, 12(11), 1942. <https://doi.org/10.3390/buildings12111942>
 2. **Monjardin-Quevedo, J. G.**, Reyes-Salazar, A., Tolentino, D., Gaxiola-Camacho, O. D., Vazquez-Becerra, E. G., & Gaxiola-Camacho, J. R. (2022). Seismic Reliability of Steel SMFs with Deep Columns Based on PBSO Philosophy. *Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.06.001>
- Participación en el XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica en Juriquilla, Querétaro. Del 25 al 28 de mayo del 2022 con ponencia y publicación de un artículo como primer autor y participación como coautor en cuatro artículos.
 1. **Monjardin-Quevedo, J. G.**, Gaxiola-Camacho, J. R., Vazquez-Becerra, G. E., Valenzuela-Beltran, F., Reyes-Salazar, A., Gaxiola-Camacho, O. D. (2022). Desarrollo e implementación de metodología alternativa para el cálculo de confiabilidad de edificios sometidos a terremotos considerando niveles de desempeño. *23rd National Mexican Conference on Earthquake Engineering*, Queretaro, Mexico.
 2. Gutierrez-Lopez, A., Gaxiola-Camacho, J. R., Valenzuela-Beltran, F., Reyes-Salazar, A., **Monjardin-Quevedo, J. G.**, Vazquez-Becerra, G. E. (2022). Evaluación del desempeño sísmico de edificios de acero con sistemas de contraventeo en configuración tipo x en la ciudad de Culiacán, Sinaloa. *23rd National Mexican Conference on Earthquake Engineering*, Queretaro, Mexico.
 3. Rodelo-Lopez, L. G., Gaxiola-Camacho, J. R., Valenzuela-Beltran, F., Reyes-Salazar, A., **Monjardin-Quevedo, J. G.**, Vazquez-Becerra, G. E.

- (2022). Confiabilidad estructural de edificios de concreto reforzado con muros de cortante sometidos a carga sísmica considerando criterios de desempeño. *23rd National Mexican Conference on Earthquake Engineering*, Queretaro, Mexico.
4. Gonzalez-Lopez, L. A., Alfaro-Vega, D. F., Gaxiola-Camacho, J. R., Valenzuela-Beltran, F., Reyes-Salazar, A., **Monjardin-Quevedo, J. G.** (2022). Confiabilidad estructural de edificios de acero considerando conexiones semirrígidas y criterios de desempeño sísmico. *23rd National Mexican Conference on Earthquake Engineering*, Queretaro, Mexico.
 5. Alfaro-Vega, D. F., Gaxiola-Camacho, J. R., Valenzuela-Beltran, F., Reyes-Salazar, A., **Monjardin-Quevedo, J. G.**, & Vazquez-Becerra, G. E. (2022). Confiabilidad estructural de edificios de concreto reforzado sometidos a terremotos con base en criterios de desempeño. *23rd National Mexican Conference on Earthquake Engineering*, Queretaro, Mexico.