



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería

Ingeniería Civil – Ing. Sísmica

**ESTUDIO COMPARATIVO DEL COSTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO
REFORZADO CON Y SIN AMORTIGUADORES VISCOSOS SOMETIDOS A LA
ACCIÓN SÍSMICA: UN ESTUDIO CONSIDERANDO EL CRITERIO DE DISEÑO
ÓPTIMO**

Tesis que para optar el Grado de:

Doctor en Ingeniería

Presenta:

Rigoberto Flores Mendoza

Tutores principales:

Dr. Adrián Pozos-Estrada. Instituto de Ingeniería, UNAM

Dr. Roberto Gómez Martínez. Instituto de Ingeniería, UNAM

Comité tutor:

Dr. Francisco José Sánchez Sesma. Instituto de Ingeniería, UNAM

Dr. Fernando Peña Mondragón. Instituto de Ingeniería, UNAM

Dr. José Alberto Escobar Sánchez. Instituto de Ingeniería, UNAM

Ciudad Universitaria, Ciudad de México, Septiembre 2022



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO

Cargo	Grado/Nombre	Entidad de adscripción
Presidente	Dr. Sánchez Sesma Francisco José	Instituto de Ingeniería
Secretario	Dr. Escobar Sánchez José Alberto	Instituto de Ingeniería
Vocal	Dr. Gómez Martínez Roberto	Instituto de Ingeniería
Primer Suplente	Dr. Pozos Estrada Adrián	Instituto de Ingeniería
Segundo Suplente	Dr. Peña Mondragón Fernando	Instituto de Ingeniería

Lugar donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México

TUTORES PRINCIPALES

Dr. Adrián Pozos-Estrada

Dr. Roberto Gómez Martínez

Firma

Firma

Dedico este trabajo:

A mi esposa Brenda Gabriela y a mis hijos por todo el amor y afecto, quienes son mi mayor apoyo.

A mi madre Josefina por su constante ayuda.

A mis hermanos Carlos y Sergio, que me han impulsado a lograr mis metas.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco enormemente al Dr. Roberto Gómez Martínez por la supervisión y revisiones, especialmente por haberme permitido hacer mi doctorado bajo su dirección. También agradezco al Dr. Adrián Pozos-Estrada por las revisiones, los constantes consejos, su tolerancia y por su dirección durante todo el doctorado. De igual modo, agradezco la contribución directa y esencial del comité, quienes ayudaron a enriquecer este trabajo desde diferentes puntos de vista durante su desarrollo.

Finalmente, doy las gracias a la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) y a la División de Posgrados en Ingeniería por permitirme desarrollar y promover mi formación académica.

RESUMEN

ESTUDIO COMPARATIVO DEL COSTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON Y SIN AMORTIGUADORES VISCOSOS SOMETIDOS A LA ACCIÓN SÍSMICA: UN ESTUDIO CONSIDERANDO EL CRITERIO DE DISEÑO ÓPTIMO

Rigoberto Flores Mendoza

Instituto de Ingeniería, UNAM, 2021

La investigación que se describe aquí consistió en calcular edificios de concreto reforzado con y sin amortiguadores viscosos de manera que soporten la acción sísmica. La comparación de los resultados se presenta en términos de costos, empleando un criterio de diseño óptimo. Los edificios fueron diseñados con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS, 2017) y el Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Sismo (MDOCS, 2015) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Las ubicaciones seleccionadas de los edificios fueron la Ciudad de México (suelo blando), y Puebla y Guerrero (suelo firme). Para los análisis numéricos, los modelos matemáticos se desarrollaron en el programa libre *OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)*, en el que se realizaron diversos análisis dinámicos no lineales para evaluar el comportamiento estructural ante la acción sísmica. La acción sísmica fue caracterizada por registros sísmicos reales, los cuales fueron escalados de acuerdo con la aceleración máxima del terreno que fue obtenida mediante técnicas de simulación. La comparación de los costos de los edificios, con y sin amortiguadores, sometidos a la acción sísmica incluye el costo inicial estructural y no estructural, el costo de daño parcial, el costo de colapso y los costos de pérdida de vidas humanas y lesiones, demolición y remoción.

Los resultados indican que el uso de los disipadores viscosos implica un costo inicial mayor, más el beneficio y la economía se cumple en el momento de un sismo. La estructura complementada con este sistema no sufrirá los daños que sufre una estructura

convencional, en la que los costos de daño, costo reparación/reconstrucción es alto y en algunos casos la demolición es inevitable.

Palabras Clave: diseño óptimo; técnicas de simulación; amortiguadores viscosos; registros sísmicos; costo de daño; costo de reparación/reconstrucción; edificio de concreto reforzado.

ABSTRACT

COMPARATIVE STUDY OF THE COST OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH AND WITHOUT VISCOUS DAMPERS SUBJECTED TO SEISMIC ACTION: A STUDY CONSIDERING THE OPTIMAL DESIGN CRITERIA

Rigoberto Flores Mendoza

Engineering Institute, UNAM, 2021

This research reports the obtained results of reinforced concrete buildings with and without viscous dampers under seismic loading. The comparison of the results in terms of costs is presented by adopting an optimal design criterion. The buildings were designed according to the Mexican Standard for Seismic Design (NTCS, 2017) and the handbook of Civil Works for Seismic Design (MDOCS, 2015) by the Mexican Commission of Electricity (CFE). The selected locations of the buildings were Mexico City (soft soil), and Puebla & Guerrero (firm soils). For the numerical analyses, mathematical models were developed in the free software *OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation)*, in which a series of nonlinear dynamic analyses were carried out to evaluate the structural behavior under seismic action. The seismic action was characterized with actual seismic records, which were scaled according to the peak ground acceleration obtained with simulation techniques. The comparison of the costs of the buildings, with and without viscous dampers, under seismic loading include the structural and nonstructural costs, partial damage cost, collapse cost and the costs associated with loss of human lives and injuries, demolition and remotion.

The results indicate that the use of viscous dampers implies a higher initial cost, the benefits are met at the time of an earthquake. The structure complemented with this system will not suffer the damages that a conventional structure suffers, in which the damage cost, repair/reconstruction cost is high and in some cases demolition is unavoidable.

Keywords: Optimal Design; Simulation Techniques; Viscous Damper; Seismic Records; Cost of Damage; Cost of Repair/Reconstruction; Reinforced Concrete Building.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	VI
RESUMEN	9
LISTA DE TABLAS	16
LISTA DE FIGURAS	18
LISTA DE SIGLAS	23
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	24
1.1 Antecedentes	24
1.2 Objetivo y alcance	29
1.2.1 Objetivos específicos	30
1.3 Organización	30
1.4 Referencias	31
CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS EN ESTUDIO	34
2.1 Introducción	34
2.2 Descripción de la estructura y modelos de análisis	34
2.3 Dimensiones de elementos estructurales	35
2.4 Caracterización de la capacidad de ductilidad de desplazamiento global de los edificios	37
2.4.1 Resultados de los modelos en estudio	39
2.5 Conclusiones	41
2.6 Referencias	42
CAPÍTULO 3 SIMULACIÓN DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO CONSIDERANDO INFORMACIÓN SÍSMICA DETALLADA	44
3.1 Introducción	44
3.2 Modelo de peligro sísmico	45

3.3 Zonas sismogénica	46
3.4 Magnitud-recurrencia	49
3.4.1 Relación de magnitud-recurrencia para la zona de fuentes sísmicas de interplaca	49
3.4.2 Relación de magnitud-recurrencia para la zona de fuentes sísmicas de intraslab	50
3.5 Leyes de atenuación utilizadas para el análisis de peligro sísmico probabilístico	51
3.5.1 Leyes de atenuación de México central para terreno firme	52
3.5.2 Leyes de atenuación de la CDMX cerca de la SCT	54
3.6 Procedimiento de análisis probabilístico de peligro sísmico	55
3.7 Resultados del análisis probabilístico de peligro sísmico	56
3.8 Tratamiento de acelerogramas	60
3.9 Duración de movimiento fuerte del suelo (DMFS)	61
3.10 Escalamiento de acelerogramas	64
3.11 Conclusiones	67
3.12 Referencias	68
CAPÍTULO 4 AMORTIGUAMIENTO ADICIONAL EN ESTRUCTURAS	71
4.1 Introducción	71
4.2 Amortiguadores viscosos no lineales (AVNL)	72
4.2.1 Comportamiento de los disipadores viscosos no lineales	72
4.2.2 Distribución de las propiedades del amortiguamiento viscoso no lineales de acuerdo con el FEMA 274	75
4.2.3 Rigidez del dispositivo "K" (brazo metálico)	78
4.2.4 Distribución de disipadores de energía en las estructuras estudiadas de acuerdo con el FEMA 274	79

4.3 Algoritmo genético simple aplicado para estimar el tamaño óptimo de los AVNL en los edificios	81
4.3.1 Optimación de las propiedades de los AVNL con AG	85
4.3.1.1 Distorsión de Entrepiso (DE)	85
4.3.1.2 Variación de disipación de energía (IE)	86
4.4 Análisis de los edificios con AVNL	90
4.4.1 Modelo bidimensional	91
4.4.2 Comparación del desplazamiento del modelo bidimensional y tridimensional	92
4.4.3 Resultados del tamaño óptimo de los disipadores de energía con AG	97
4.5 Conclusiones	104
4.6 Referencias	105
CAPÍTULO 5 ESTIMACIÓN DE COSTOS DE DAÑO EN LOS EDIFICIOS ANALIZADOS CON Y SIN EL EMPLEO DE AMORTIGUADORES VISCOSOS	
	107
5.1 Introducción	107
5.2 Modelo de costo de ciclo de vida	108
5.2.1 Costo de ciclo de vida de una estructura	108
5.2.2 Costo inicial de construcción	109
5.2.3 Costo de daño sísmico	110
5.2.4 Capacidad de ductilidad estructural	112
5.2.5 Demanda de ductilidad	112
5.3 Evaluación de daño y estimación de pérdida en edificios	114
5.3.1 Estimación del factor de daño y respuesta estructural	114
5.3.1.1 Análisis del edificio ubicado en la Ciudad de México (caso 1)	115
5.3.1.2 Análisis del edificio ubicado en la ciudad de Puebla (caso 2)	122

5.3.1.3 Análisis del edificio ubicado en la ciudad de Guerrero (caso 3)	129
5.4 Estimación costo	136
5.4.1 Estimación de costo de daño	137
5.4.2 Estimación de costo de reparación/reconstrucción	140
5.5 Conclusiones	143
5.6 Referencias	144
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	146
6.1 Conclusiones	146
6.2 Recomendaciones para futuras investigaciones	147
APÉNDICE A RESULTADOS DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS	148
APÉNDICE B ALGORITMO GENÉTICO PARA LA DISTRIBUCIÓN ÓPTIMA	162
APÉNDICE C	172

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO 1

Tabla 1.1 Costos económicos de daños en México en el periodo 1978-2014	26
Tabla 1.2 Resultados de la encuesta sobre las afectaciones de los sismos de septiembre de 2017	27

CAPÍTULO 2

Tabla 2.1 Dimensiones y acero de refuerzo estructural	36
Tabla 2.2 Frecuencias y periodos fundamentales de vibración	37

CAPÍTULO 3

Tabla 3.1a Parámetros de tasas de excedencia para la zona de subducción, acotada aproximadamente por los estados de Jalisco y Chiapas (Ordaz y Reyes, 1999)	47
Tabla 3.1b Parámetros de tasas de excedencia para la zona de subducción, acotada aproximadamente a lo largo de la costa (Ordaz y Reyes, 1999)	48
Tabla 3.1c Parámetros de tasas de excedencia para la zona dentro de la placa oceánica subducida (Jaimes y Reinoso, 2006)	49
Tabla 3.2a Coeficientes de atenuación desarrollados con base en la media geométrica, que consideran los registros de los sismos interplaca (Hong <i>et al.</i> , 2009)	52
Tabla 3.2b Coeficientes de atenuación desarrollados con base en la media geométrica, que consideran los registros de los sismos intraslab (c_4 es igual a 1) (Hong <i>et al.</i> , 2009)	53
Tabla 3.2c Coeficientes de atenuación usando regresión lineal bayesiana, que consideran los registros de los sismos interplaca para SCT (Jaimes, 2007)	54
Tabla 3.2d Coeficientes de atenuación usando regresión lineal bayesiana, que consideran los registros de los sismos intraslab para SCT (Jaimes, 2007)	55
Tabla 3.3 Filtros empleados (García <i>et al.</i> , 2005; Jaimes <i>et al.</i> , 2015)	61
Tabla 3.4 Registros sísmicos empleados para el caso 1	65
Tabla 3.5 Registros sísmicos empleados para el caso 2	66
Tabla 3.6 Registro sísmico empleados para el caso 3	66

CAPÍTULO 4

Tabla 4.1 Parámetro λ	77
Tabla 4.2 Resumen cálculo de amortiguamiento efectivo	80

Tabla 4.3 Coeficiente de amortiguamiento,(dirección x, dirección y)	80
Tabla 4.4 Propiedades dinámicas del modelo bidimensional	91
Tabla 4.5 Periodos naturales de vibrar de las estructuras analizadas	92
Tabla 4.6 Parámetros de los AVNL para los casos 1, 2 y 3	104

CAPÍTULO 5

Tabla 5.1 Factores de daño, Kang y Wen (2000)	111
Tabla 5.2 Descripción de los estados de daño (FEMA 227, 1992)	112
Tabla 5.3 Resumen de las aceleraciones y su correspondiente factor de daño	122
Tabla 5.4 Resumen de las aceleraciones y su correspondiente factor de daño	129
Tabla 5.5 Resumen de las aceleraciones y su correspondiente factor de daño	136

APÉNDICE A

Tabla A.1 Carga muerta de los modelos empleados	148
Tabla A.2 Carga viva de acuerdo con las NTC-2017	148
Tabla A.3 Periodos de vibrar de la estructura para el caso 1	148
Tabla A.4 Masas consideradas para cada entrepiso	149
Tabla A.5 Periodos de vibrar de la estructura para el caso 2	153
Tabla A.6 Masas consideradas para cada entrepiso	153
Tabla A.7 Periodos de vibrar de la estructura para el caso 3	157
Tabla A.8 Masas consideradas para cada entrepiso	158

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 Costo de daño económico reportado en el periodo de 1974-2003 (EM-DAT/The OFDA/CRED, 2011)	25
---	-----------

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 Configuración geométrica de los edificios en planta elevación	35
Figura 2.2 Representación gráfica de la curva de capacidad y curva de capacidad bilineal (ATC-40,1996)	38
Figura 2.3 Curva de capacidad para la determinación de la ductilidad global	41

CAPÍTULO 3

Figura 3.1a Zonas de fuentes sísmicas de interplaca $M_w \leq 7$ (Ordaz y Reyes, 1999)	47
Figura 3.1b Zonas de fuentes sísmicas de interplaca $M_w \leq 7$ (Ordaz y Reyes, 1999)	48
Figura 3.1c Zonas de fuentes sísmicas de intraslab (Jaimes y Reinoso, 2006)	49
Figura 3.2a Sitio de la CDMX	57
Figura 3.2b Sitio de Puebla	57
Figura 3.2c Sitio de la Guerrero	58
Figura 3.3 Aceleraciones máximas del suelo para los tres casos en estudio	59
Figura 3.4 Simulación PGA usados en los análisis	60
Figura 3.5a Cálculo de la duración de movimiento fuerte, del registro acelerográfico de la estación SCT N00E	63
Figura 3.5b Cálculo de la duración de movimiento fuerte, del registro acelerográfico de la estación SCT N90W	63

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 Curva fuerza-desplazamiento de un modelo viscoso no lineal con diferentes valores de α y diferentes valores de C	74
Figura 4.2 Esquema de un amortiguamiento viscoso (Christopoulos y Filiatrault, 2006)	74
Figura 4.3 Codificación de disipadores	82
Figura 4.4 Representación del porcentaje de selección (tipo ruleta)	83
Figura 4.5 Cruzamiento de los individuos	84
Figura 4.6 Mutación de los individuos	84

Figura 4.7 Población de un algoritmo genético	85
Figura 4.8 Diagrama de flujo del AG	89
Figura 4.9 Distribución de los AVNL	90
Figura 4.10 Caso 1: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje X	93
Figura 4.11 Caso 1: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje Y	93
Figura 4.12 Caso 2: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje X	94
Figura 4.13 Caso 2: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje Y	94
Figura 4.14 Caso 3: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje X	95
Figura 4.15 Caso 3: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje Y	95
Figura 4.16 Caso 1: distorsiones de entrepiso de los modelos 2D y 3D sin disipadores de energía para: a) eje X, b) eje Y	96
Figura 4.17 Caso 2: distorsiones de entrepiso de los modelos 2D y 3D sin disipadores de energía para a) eje X, b) eje Y	96
Figura 4.18 Caso 3: distorsiones de entrepiso de los modelos 2D y 3D sin disipadores de energía para: a) eje X, b) eje Y	96
Figura 4.19 Caso 1: distorsión de entrepiso sin disipadores de energía dirección a) eje X; b) eje Y	97
Figura 4.20 Caso 2: distorsión de entrepiso sin disipadores de energía dirección a) eje X; b) eje Y	98
Figura 4.21 Caso 3: distorsión de entrepiso sin disipadores de energía dirección a) eje X; b) eje Y	98
Figura 4.22 Índice de energía del individuo 15 (índice 15), a) caso 1; b) caso 2; c) caso 3	99
Figura 4.23 Caso 1: distorsión de entrepiso a) dirección X, b) dirección Y	100
Figura 4.24 Caso 2: distorsión de entrepiso a) dirección X, b) dirección Y	101
Figura 4.25 Caso 3: distorsión de entrepiso a) dirección X, b) dirección Y	102
Figura 4.26 Calificación global: a) caso 1, b) caso 2 c) caso 3	105

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 Sistema lineal y su correspondiente sistema elastoplástico	113
Figura 5.2a Caso 1: factor de daño con y sin amortiguadores viscosos en la dirección X	115
Figura. 5.2b Caso 1: factor de daño con y sin amortiguadores viscosos en la dirección Y	115
Figura 5.3a Caso 1: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.09g, a) Dirección X, b) Dirección Y	116

Figura 5.3b Caso 1: cortante basal para una aceleración de 0.09g, a) Dirección x, b) Dirección y	117
Figura 5.3c Caso 1: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.09g, a) Dirección x, b) Dirección y	117
Figura 5.4a Caso 1: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.14g, a) Dirección X, b) Dirección y	117
Figura 5.4b Caso 1: cortante basal para una aceleración de 0.14g, a) Dirección x, b) Dirección y	118
Figura 5.4c Caso 1: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.14g, a) Dirección X, b) Dirección y	118
Figura 5.5a Caso 1: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.20g a) Dirección X, b) Dirección y	118
Figura 5.5b Caso 1: cortante basal para una aceleración de 0.20g, a) Dirección X, b) Dirección y	119
Figura 5.5c Caso 1: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.20g, a) Dirección X, b) Dirección y	119
Figura 5.6a Caso 1: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.26g, a) Dirección X, b) Dirección y	119
Figura 5.6b Caso 1: cortante basal para una aceleración de 0.26g, a) Dirección X, b) Dirección y	120
Figura 5.6c Caso 1: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.26g, a) Dirección X, b) Dirección y	120
Figura 5.7a Caso 1: desplazamiento de la azotea para una aceleración de 0.42g, a) Dirección X, b) Dirección y	120
Figura 5.7b Caso 1: cortante basal para una aceleración de 0.42g, a) Dirección X, b) Dirección y	121
Figura 5.7c Caso 1: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.42g, a) Dirección X, b) Dirección y	121
Figura 5.8a Caso 2: factor de daño con y sin amortiguadores viscosos en la dirección X	122
Figura 5.8b Caso 2: factor de daño con y sin amortiguadores viscosos en la dirección y	123
Figura 5.9a Caso 2: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.10g, a) Dirección X, b) Dirección y	123
Figura 5.9b Caso 2: cortante basal para una aceleración de 0.10g, a) Dirección X, b) Dirección y	124
Figura 5.9c Caso 2: distorsión de entrepiso para una aceleración 0.10g, a) Dirección X, b) Dirección y	124
Figura 5.10a Caso 2: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.18g, a) Dirección X, b) Dirección y	124
Figura 5.10b Caso 2: cortante basal para una aceleración de 0.18g, a) Dirección X, b) Dirección y	125
Figura. 5.10c Caso 2: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.18g, a) Dirección X, b) Dirección y	125
Figura 5.11a Caso 2: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.28g, a) Dirección X, b) Dirección y	125

Figura 5.11b Caso 2: cortante basal para una aceleración de 0.28g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	126
Figura 5.11c Caso 2: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.28g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	126
Figura 5.12a Caso 2 desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.51g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	126
Figura 5.12b Caso 2: cortante basal para una aceleración de 0.51g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	127
Figura 5.12c Caso 2: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.51g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	127
Figura 5.13a Caso 2: desplazamiento de azotea para una aceleración de 1.3g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	127
Figura 5.13b Caso 2: cortante basal para una aceleración de 1.3g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	128
Figura 5.13c Caso 2 distorsión de entrepiso para una aceleración de 1.3g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	128
Figura 5.14a Caso 3: factor de daño con y sin amortiguadores viscosos dirección <i>x</i>	129
Figura 5.14b Caso 3: factor de daño con y sin amortiguadores viscosos dirección <i>y</i>	130
Figura 5.15a Caso 3: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.16g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	130
Figura 5.15b Caso 3: cortante basal para una aceleración de 0.16g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	131
Figura 5.15c Caso 3: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.16g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	131
Figura 5.16a Caso 3: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.25g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	131
Figura 5.16b Caso 3: cortante basal para una aceleración de 0.25g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	132
Figura 5.16c Caso 3: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.25g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	132
Figura 5.17a Caso 3 desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.33g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	132
Figura 5.17b Caso 3: cortante basal para una aceleración de 0.33g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	133
Figura 5.17c Caso 3: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.33g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	133
Figura 5.18a Caso 3: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.97g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	133
Figura 5.18b Caso 3: cortante basal para una aceleración de 0.97g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	134
Figura 5.18c Caso 3: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.97g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	134

Figura 5.19a Caso 3: desplazamiento de azotea para una aceleración de 1.3g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	134
Figura 5.19b Caso 3: cortante basal para una aceleración de 1.3g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	135
Figura 5.19c Caso 3: distorsión de entrepiso para una aceleración de 1.3g, a) Dirección <i>x</i> , b) Dirección <i>y</i>	135
Figura 5.20 Costo inicial de los componentes estructurales	136
Figura 5.21a Caso 1: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección <i>x</i>	137
Figura 5.21b Caso 1: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección <i>y</i>	137
Figura 5.22a Caso 2: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección <i>x</i>	138
Figura 5.22b Caso 2: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección <i>y</i>	138
Figura 5.23a Caso 3: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección <i>x</i>	139
Figura 5.23b Caso 3: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección <i>y</i>	139
Figura 5.24a Caso 1: costo reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección <i>x</i>	140
Figura 5.24b Caso 1: costo de reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección <i>y</i>	141
Figura 5.25a Caso 2: costo reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección <i>x</i>	141
Figura 5.25b Caso 2: costo de reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección <i>y</i>	142
Figura 5.26a Caso 3: costo de reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección <i>x</i>	142
Figura 5.26b Caso 3: costo de reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección <i>y</i>	143

APÉNDICE A

Figura A.1 Caso 1: estado límite de colapso (a), Estado límite de servicio (b)	149
Figura A.2 Caso 1: geometría y refuerzo longitudinal y transversal	152
Figura A.3 Caso 2: estado límite de colapso (a), estado límite de servicio (b)	154
Figura A.4 Caso 2: geometría y refuerzo longitudinal y transversal	157
Figura A.5 Caso 3: estado límite de colapso (a), estado límite de servicio (b)	158
Figura A.6 Caso 3: geometría y refuerzo longitudinal y transversal	161

LISTA DE SIGLAS

2D	Dos dimensiones
3D	Tres dimensiones
NTC	Normas técnicas complementarias
NTCDEC	Normas técnicas complementarias de diseño de estructuras de concreto
UNAM	Universidad Nacional Autónoma de México
CEPAL	Comisión Económica para América Latina
CENAPRED	Centro Nacional de Prevención de Desastre
CRED	Centro de Estudios de la Epidemiología (siglas en inglés)
CPT	Teoría de la Perspectiva Acumulativa (siglas en inglés)
CFE	Comisión Federal de Electricidad
AG	Algoritmo Genético
OpenSees	Sistema Abierto para la Simulación en Ingeniería Sísmica (siglas en inglés)
PIB	Producto Interno Bruto
PRODISIS	Programa de Diseño Sísmico
SASID	Sistema de Acciones Sísmica de Diseño
RCDF	Reglamento de construcción del Distrito Federal
CDMX	Ciudad de México
DME	Distorsión Máxima de Entrepiso
EPPS	Evaluación Probabilista de Peligro Sísmico
SEUT	Teoría de la utilidad subjetiva esperada (siglas en inglés)
SA	Aceleración espectral (siglas en inglés)
EPU	Espectro de Peligro Uniforme
MDOCS	Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Sismo
DMFS	Duración de movimiento fuerte del suelo
DUR	Duración de movimiento fuerte
AVNL	Amortiguamiento viscoso no lineal
IE	Índice de energía
VEM	Valor esperado Máximo o Mínimo

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Las experiencias de daños causados por terremotos pasados y recientes han establecido claramente la gravedad de las pérdidas económicas y las consecuencias de este tipo de evento natural. Los terremotos generan una variedad de impactos económicos y éstos afectan negativamente la economía de las personas y del país. El impacto económico de un terremoto o cualquier desastre natural puede clasificarse, como (1) pérdidas de activos inmobiliarios, (2) pérdidas de activos muebles, (3) pérdidas económicas debido a la interrupción del negocio, (4) costos económicos del sector público y (5) pérdidas de ingresos familiares debido a muertes y lesiones (Gokhale Vasudha A. *et al.*, 2004). Los dos primeros impactos se consideran como pérdidas económicas directas y los últimos tres como pérdidas indirectas.

Dentro del entorno de la construcción actual, existe evidencia de que las estructuras se vuelven más vulnerables en comparación con los últimos años. Como se observa en la Figura 1.1, el costo económico de los terremotos tiene una tendencia creciente durante el periodo de 1974 a 2003. Es de notar que los países más ricos tienden a clasificarse con frecuencia en una lista de los desastres más costosos, como es el caso de Japón, Italia y Estados Unidos (EM-DAT / The OFDA/CRED, 2011). En la Figura 1.1 también se observa que el desastre más costoso fue el terremoto de Kobe en 1995 con un valor de 159 mil millones de dólares estadounidenses. La siguiente pérdida más alta, ajustada nuevamente a los valores en dólares, de 2003, fue el terremoto de 1980 en el sur de Italia que totalizó alrededor de 44 mil millones. El siguiente terremoto más caro ocurrió en el área de Los Ángeles en 1994 (32,34 mil millones de dólares) y en el terremoto del 17 de agosto de 1999, Turquía enfrentó un costo de daños de 20 566 millones de dólares.

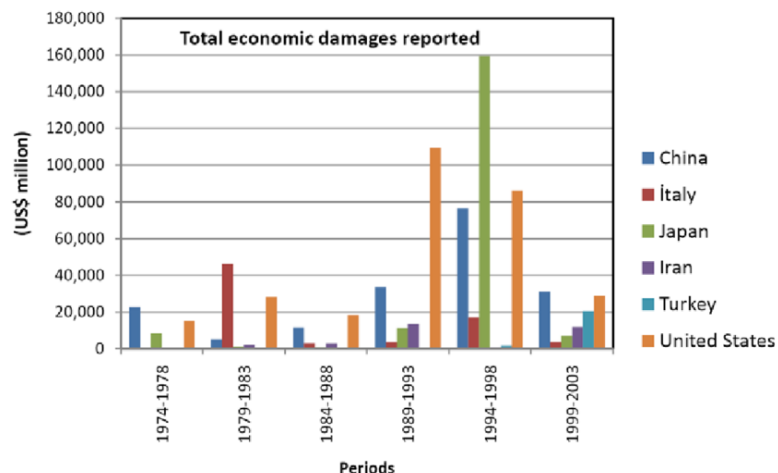


Figura 1.1 Costo de daño económico reportado en el periodo de 1974-2003 (EM-DAT / The OFDA/CRED, 2011)

En México, las pérdidas económicas derivadas de los terremotos de 1985 se calculan entre 2.1% y 2.4% del Producto Interno Bruto (PIB) nacional, y el 9.9% del PIB de la Ciudad de México en 1985. De acuerdo con las estimaciones de la Comisión Económica para América Latina (CEPAL) y Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), estos terremotos dejaron sin empleos a 150 mil personas, aproximadamente. La Tabla 1.1 presenta los costos económicos de daños en dólares durante el periodo de 1978-2014. Es importante destacar que para el sismo del 19 de septiembre de 2017 se estimó un costo de daños de 2 a 4.5 mil millones de dólares (Caprano *et al.*, 2018). Estas cifras representan entre el 0.2% y 0.4% del PIB de 2017 de acuerdo con los datos de las proyecciones del Banco de México, que afectaron la infraestructura gubernamental y en algunos casos el colapso de las estructuras (Pozos-Estrada *et al.*, 2019), perjudicando de alguna manera a las familias y a las empresas. Este desastre natural originó mayores afectaciones en las entidades federativas localizadas en la región centro y sur del país (*i.e.*, Chiapas, Ciudad de México, Guerrero, México, Morelos, Oaxaca, Puebla y Tlaxcala). Es importante destacar que las ocho entidades concentran más de dos quintas partes de los establecimientos en México y participan con el 35.3% del PIB nacional. La Tabla 1.2 muestra que, en promedio, 16.1% de los establecimientos ubicados en las ciudades entidades resultaron afectados.

Tabla 1.1*Costos económicos de daños en México en el periodo 1978-2014*

Fecha	Magnitud	Personas Fallecidas	Total, de Personas Afectadas	Pérdidas Económicas (\$ USD)
29/11/1978	7.9	9	3,850	0.0
14/03/1979	7.6	5	7,535	30
06/09/1980	6.4	2	60	0.0
24/10/1980	6.7	65	6,300	0.0
25/10/1981	6.2	3	28	0.0
06/07/1982	6.3	9	17	0.0
19/09/1985	8.1	9500	2,130,204	4,104
24/11/1987	6	2	3,050	0.0
25/04/1989	7	3	350	0.0
24/10/1993	6.5	0	-	0.0
10/09/1995	7.5	58	44,465	0.0
14/09/1995	7.2	6	4,670	21.1
20/10/1995	6.5	0	18,000	0.0
22/05/1997	5.9	0	12,000	0.0
01/12/1997	7.3	1	5,000	0.0
15/06/1999	6.5	15	16,200	226.8
21/06/1999	6.2	0	6,500	0.0
30/09/1999	7.5	31	115,215	164.8
08/09/2000	6.5	0	1	0.0
22/01/2003	7.6	29	178,603	116.3
04/04/2010	7.2	2	25,232	1,150.0
12/11/2011	6.5	2	152	0.0
20/03/2012	7.4	2	49,011	320
18/04/2014	7.2	0	381	0.0
07/07/2014	6.4	3	27,000	0.0

Fuente: Centro de estudios de la Epidemiología de Desastres (CRED, por sus siglas en inglés)

Las estructuras y su infraestructura situadas en las regiones sísmicas están sujetas a grandes terremotos que ocurren al azar en el tiempo y en el espacio con una intensidad incierta. Las estructuras podrían construirse lo suficientemente fuertes y confiables para soportar grandes cargas sísmicas sin causar el colapso ni daños severos. Sin embargo, es probable que tales estructuras tengan un costo de construcción inicial muy alto y puedan no ser rentables. Para lograr la eficiencia económica en el diseño estructural, la selección del nivel de diseño sísmico óptimo no es solo una cuestión de seguridad, sino fundamental,

es un asunto de optimación que equilibra el beneficio y el costo para la toma de decisiones. Además de mitigar los impactos adversos debido a terremotos catastróficos, las partes interesadas pueden fortalecer las estructuras y comprar seguros contra terremotos como una protección financiera.

Tabla 1.2

Resultados de la encuesta sobre las afectaciones de los sismos de septiembre de 2017

Entidad Federativa	Número de Establecimientos		Participación en el PIB Nacional (%)	Establecimientos con afectaciones (%)	Establecimiento que suspendieron actividades (%)				
	Total	(%)			Total	1 Día	2 Día	3 Día	Más de 3 Días
Chiapas	238,333	4.2	1.6	20.8	32.7	42	18.2	18.9	20.9
CDMX	452,939	8	16.8	16.1	48.9	47.9	28.1	8.2	15.8
Guerrero	202,092	3.6	1.4	9.4	27.3	31.3	26	23.4	19.3
Edo. México	664,785	11.8	8.9	13.1	35.6	38.1	20.4	11.5	30
Morelos	109,852	1.9	1.2	22.5	55.2	49.5	14.6	8.4	27.5
Oaxaca	251,847	4.5	1.6	24.6	30.8	35.4	32	12.5	20.1
Puebla	339,601	6	3.2	16.5	47.5	48.5	22.1	6.8	22.6
Tlaxcala	79,609	1.4	0.6	10	20.9	46.9	16.4	12.7	24
Total	2,339,058	41.4	35.3	16.1	39.3	43.2	23.4	10.8	22.6

Fuente: Elaboración propia con base en datos de INEGI 2017

El diseño sísmico óptimo y la codificación basados en el mínimo costo de ciclo de vida esperado han sido discutidos por Rosenblueth y Mendoza (1971), Hasofer (1974), Rosenblueth (1976, 1987), Liu *et al.* (1976), Rosenblueth y Jara (1991), Rackwitz (2000), Kang y Wen (2000), Ellingwood y Wen (2005), Goda y Hong (2006) y más recientemente por Pozos-Estrada *et al.* (2016). En todos estos estudios, la selección de nivel de diseño sísmico se ve como una cuestión económica y de seguridad que equilibra el beneficio y costo para el ciclo de vida de la estructura. Para seleccionar el nivel de diseño sísmico óptimo, la mayoría de los estudios consideran el beneficio máximo esperado o la regla de costo mínimo esperado, aunque no considera los momentos estadísticos de orden superior del beneficio o costo y la actitud de riesgo para la toma de decisión. Para incorporar la actitud de riesgo, Rosenblueth (1987) consideró la teoría de la utilidad subjetiva esperada (SEUT, por sus siglas en inglés), desarrollada por von Neumann y Morgenstern (1944) y por Savage

(1954). Esta teoría es normativa y prescribe cómo debe comportarse un tomador de decisiones racional. Mientras que Goda y Hong (2006) adoptaron la teoría de la perspectiva acumulativa (CPT, por sus siglas en inglés) desarrollada por Tversky y Kahneman (1992). Esta teoría incorpora varios aspectos del proceso cognitivo humano y la percepción de riesgo en la toma de decisiones. Es importante notar que el uso de los criterios de CPT junto con los criterios de riesgo social tolerable (Stewart and Melchers, 1997; Reid, 2000) y el criterio de índice de calidad de vida social (LQI, por sus siglas en inglés) (Nathwani *et al.*, 1997; Pandey and Nathwani, 2004; Rackwitz *et al.*, 2005) pueden identificar niveles de diseño sísmicos aceptables y eficientes para quienes toman decisiones con aversión al riesgo (Goda and Hong, 2006b).

Cabe señalar que, para lograr un diseño sísmico óptimo que consiga el equilibrio de beneficio/costo, es importante incorporar la ocurrencia de los sismos, que impactan con poca frecuencia y de forma aleatoria, mediante estudios de peligro sísmico como los reportados por Cornell (1968), Esteva (1968), Newmark and Rosenblueth (1970), Rosenblueth y Esteva (1972).

En un contexto de diseño sísmico óptimo, la demanda sísmica es caracterizada con curvas de peligro o mediante técnicas de simulación, y la capacidad de la estructura es establecida por el diseñador. La capacidad de las estructuras es generalmente caracterizada con el coeficiente de diseño sísmico. Para estimar el coeficiente de diseño sísmico óptimo, el ejercicio consiste en simular la demanda sísmica en un periodo de tiempo predefinido y someter a la estructura de interés, diseñada con un valor de coeficiente de diseño sísmico establecido por el diseñador, a la demanda sísmica. El daño sobre la estructura es evaluado con base en algún indicador de daño bien definido, como es el caso de los indicadores que se basan en la ductilidad de desplazamiento. A partir del indicador de daño es posible estimar el costo de las pérdidas asociadas. El ejercicio anterior se repite un número considerable de veces, en el que la estructura es diseñada con un coeficiente sísmico creciente en cada repetición. Posteriormente, se construye una curva de costo que es función del coeficiente de diseño sísmico y el óptimo se define como aquel coeficiente de diseño sísmico asociado con el costo menor.

En este estudio, se emplean elementos del criterio de diseño sísmico óptimo con la siguiente perspectiva:

- 1) la acción sísmica puede ser caracterizada por registros sísmicos reales, los cuales pueden ser escalados de acuerdo con las aceleraciones máximas del movimiento de terreno simuladas;
- 2) las estructuras de interés son diseñadas con coeficientes de diseño sísmico predefinidos, de acuerdo con su ubicación y características estructurales;
- 3) el daño en las estructuras debido a la acción sísmica puede ser medido mediante un indicador que es función de la demanda de ductilidad de desplazamiento; y
- 4) el costo del daño en las estructuras consideradas puede ser estimado con base en las expresiones de costo que son función del indicador de daño.

Los pasos anteriores son adoptados en este estudio con la finalidad de comparar los costos de daños en edificios de concreto reforzado con y sin amortiguadores viscosos ubicados en diferentes localidades de México.

1.2 Objetivo y alcance

En la actualidad existen pocos estudios que evalúan o cuantifican el costo de las pérdidas asociadas con reparación, reconstrucción, pérdida de contenidos, pérdida relacionada con la interrupción de negocio, y lesiones y fatalidades en estructuras con amortiguadores viscosos. Aunado a lo anterior, el reciente reconocimiento de dispositivos de amortiguamiento viscoso para mitigar la acción sísmica por parte de reglamentos y especificaciones nacionales evidencia la necesidad de desarrollar estudios que aporten información acerca del comportamiento de estructuras con este tipo de dispositivos y los costos asociados debido a los daños causados por la acción sísmica. Esta investigación tiene como propósito aportar más elementos para tener un mejor entendimiento del comportamiento de estructuras de concreto con amortiguadores viscosos no lineales y los costos asociados con el daño ocasionado por la acción sísmica.

Los objetivos generales de la presente tesis doctoral son las siguientes:

Estimar las pérdidas económicas por daños estructurales de tres edificios regulares de concreto reforzado convencionales sin y con amortiguadores viscosos no lineales,

diseñados de acuerdo con las normativas de diseño sísmico aplicables en tres zonas sísmicas del país.

Aplicar un criterio de diseño sísmico óptimo en estructuras de concreto reforzado sin y con amortiguadores viscosos para comparar los costos asociados con los daños por reparación, reconstrucción, pérdida de contenidos, pérdida relacionada con la interrupción de negocio y, por último, lesiones y fatalidades.

1.2 .1 Objetivos específicos

Los objetivos específicos del trabajo son las siguientes:

- Evaluar el nivel de aceleración máxima del terreno (PGA) por efectos de la actividad sísmica mediante un modelo de peligro sísmico que incorpore los sismos de interplaca e intraslab para la Ciudad de México (suelo blando), estado de Guerrero y Puebla (suelo duro).
- Implementar un algoritmo genético para estimar el tamaño óptimo de los disipadores de energía incorporados en los edificios.
- Analizar la capacidad de ductilidad estructural de los edificios mediante análisis estáticos no lineales (“Push-over”).
- Comparar valores de la capacidad de ductilidad estructural con demanda de ductilidad provocada por los eventos sísmicos considerados.
- Analizar la influencia del empleo de amortiguadores viscosos no lineales en la evaluación del daño provocado por la acción sísmica.

1.3 Organización

Esta tesis consta de seis capítulos, los cuales se resumen a continuación.

En el capítulo 1 se presenta una visión global sobre el trabajo de investigación en el que se establecen los antecedentes, objetivos y alcances.

En el capítulo 2 se describen y se muestran los criterios de diseño de cada uno de los edificios considerados y se evalúan los requisitos de desplazamiento relativo máximo de entresuelo.

La caracterización de la acción sísmica en las zonas de estudio consideradas se presenta en el capítulo 3, se detalla el procedimiento y se definen los parámetros empleados para simular la aceleración máxima del terreno, que incluye las zonas de fuente sísmicas (sismogénicas), los modelos de ocurrencia, de las relaciones de magnitud-recurrencia y las leyes de atenuación (ecuaciones de predicción de movimiento del terreno) para los sismos de interplaca e intraslab. También en este capítulo se detalla el método para escalar los registros sísmicos que son empleados en capítulos posteriores.

En el capítulo 4 se describe el empleo de algoritmos genéticos (AG) para estimar los parámetros de los amortiguadores viscosos, que incluye aspectos de la evaluación, selección, reproducción y mutación.

Los resultados de los análisis sísmicos de los modelos matemáticos en las ubicaciones propuestas sin el empleo y con el empleo de amortiguadores viscosos se presentan en el capítulo 5.

Finalmente, el capítulo 6 presenta las conclusiones y las recomendaciones obtenidas después del desarrollo de esta investigación.

1.4 Referencias

- Academia de Ingeniería de México (2017). *Inventario de Atlas de Riesgos en México. Estudio estratégico. Informe del estado actual*. México: AIM.
- Allier Montaño E. (2018). Memorias imbricadas: terremotos en México, 1985 y 2017. *Revista Mexicana de Sociología*, 80, 9-40.
- Banco de México (1986). *Informe anual 1985*. Recuperado de <https://goo.gl/UK6Zoc>.
- Bitrán Bitrán, D. (2001). *Características del impacto socioeconómico de los principales desastres ocurridos en México en el periodo 1980-1999*. México D. F.: CENAPRED.
- Caprano S., Ortiz S. y Valencia R. (2018). Los efectos económicos de los sismos de septiembre *Economía Informa*, 408, 16-33.
- CFE (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Viento (MDOC-DV)*. Centre for Research on the Epidemiology of Disasters (CRED) (2018). *Economic losses, poverty and disasters 1998-2017*. Recuperado de shorturl.at/irz37
- CENAPRED (2014). Eds. Oscar Zepeda Ramos y Susana González Martínez. *Diagnóstico de peligros e identificación de riesgos de desastres en México. Atlas Nacional de Riesgos de la República Mexicana*. Recuperado de shorturl.at/CFGQ3
- Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismic Society of America*, 58, 1583-1606.
-

- Guevara Ortiz, E., Quas Weppen, R. & Fernández Villagómez, G. (2006). *Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos. Conceptos básicos sobre peligros, riesgos y su representación geográfica*. Versión electrónica 2014. México: CENAPRED & CNPC. Recuperado de <https://goo.gl/YJvF1Z>
- Esteva, L. (1968). *Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico (tesis doctoral)*. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- Esteva L., Campos D. & Díaz O. (2010). Life-cycle optimisation in earthquake engineering. *Structure and Infrastructure Engineering*, 7, 33-49.
- Ellingwood, B. R. & Wen, Y. K. (2005). Risk-benefit based design decisions for low probability/high consequence earthquake events in Mid-America. *Prog. In Struct. Engrg. and Mat*, 7(2),56-70.
- Goda, K., & Hong, H. P. (2006a). Optimal seismic design for limited planning time horizon with detailed seismic hazard information. *Structural Safety*, 28, 247-260.
- Goda, K., & Hong, H. P. (2006b). Optimal seismic design considering risk attitude, societal tolerable risk level and life quality criterion. *Journal of Structural Engineering*, 132, 2027-2035.
- Goda, K. y Hong, H. P. (2008). Implied preference for seismic design level and earthquake insurance. *Risk Analysis*, 28(2), 247-260.
- Gokhale, V. A., Joshi, D. R. & Abhayankar, A. L. (2004). The Psychological And Socio Economic Aspects Of Earthquake Occurrence. *13th WCEE*, Vancouver, B.C., Canada.
- Hasofer, A. M. (1974). Design for infrequent overloads. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2, 387-388.
- Kang, Y. J. & Wen, Y. K. (2000). Minimum lifecycle cost structural design against natural hazards. *Structural Research Series No. 629*. Urbana-Champaign, IL.: Univ. of Illinois at Urbana-Champaign.
- Kutanis, M., Abut, Y., Demir, I. & Orack, E. (2011). Cost Benefit Analysis of the structures designed for alternative seismic hazard levels. *International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE*. EPOKA University, Tirana, Albania.
- Lagaros, N. D. & Magoula, E. (2013). Life-cycle cost assessment of mid-rise and high-rise stees and steel-reinforced concrete composite minimum cost building designs. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22, 954-974.
- Liu, S. C., Dougherty, M. R. & Neghabat, F. (1976). Optimal aseismic design of building and equipment. *ASCE J. Eng. Mechanics Div.*, 102, 395-414.
- Liu, M., Wen, Y. K. & Burns, S. A. (2004). Life cycle cost oriented seismic design optimization of steel moment frame structures with risk-taking preference. *Eng. Structures*, 26, 1407-1421.
- Nathwani, J. S., Lind, N. C., & Pandey, M. D. (1997). *Affordable safety by choice: the life quality method*. Waterloo, Canada: Institute for Risk Research, Univ. of Waterloo.
- Pandey, M. D. & Nathwani, J. S. (2004). Life quality index for the estimation of societal willingness-to-pay for safety. *Structural Safety*, 26, 181-199.
- Pozos-Estrada A., Gomez, R. & Hong, H. P. (2008). Seismic design: benefit/cost for overall service time versus per unit service time. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- Pozos-Estrada, A., Gómez R. & Hong H. P. (2014). Desagregación del peligro sísmico para algunos sitios seleccionados de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 91, 31-53.
- Pozos-Estrada, A., Liu, T. J., Gómez R. & Hong, H. P. (2016). Seismic design and importance factor: Benefit/cost for overall service time versus per unit service time. *Structural Safety*, 58, 40-51.
- Pozos-Estrada, A., Chávez. M. M., Jaimes, M., Arnau, O., & Guerrero, H. (2019). Damages observed in locations of 507 Oaxaca due to the Tehuantepec Mw8.2 earthquake. *Nat. Hazards*, 97, 623–641. doi: <https://doi.org/10.1007/s11069-019-03662-9>
- Rackwitz, R., Lentz, A., & Faber, M. (2005). Socio-economically sustainable civil engineering infrastructures by optimization. *Structural Safety*, 27, 187-229.
- Rackwitz, R. (2000). Optimization - the basis of code-making and reliability verification. *Structural Safety*, 22, 27-60.
- Reid, S. G. (2000). Acceptable risk criteria. *Progress in Structural Eng. and Materials*, 2, 254-262.
- Rosenblueth, E. (1975). Diseño óptimo en ingeniería sísmica. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 45, 4-19.
- Rosenblueth, E. & Esteva, L. (1972). Reliability Basis for Some Mexican Codes Publication, *ACI Special Publication*, 31, 1-42.
-

- Rosenblueth, E. & Mendoza, E. (1971). Reliability optimization in isostatic structures. *ASCE J. Eng. Mechanics Div.*, 97, 1625-1642.
- Rosenblueth, E. (1976). Optimum design for infrequent disturbance". *ASCE J. Structural Div.*, 102, 1807-1825.
- Rosenblueth, E. & Gómez, R. (1991). Comentarios y ejemplos a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, DDF. *Series del Instituto de Ingeniería, Repositorio Universitario Digital*. México: UNAM.
- Rosenblueth, E. & Jara, J. M. (1991). Constant versus time dependent seismic design coefficients. Proceedings of the 3rd IFIP WG 7.5. Conference on Reliability and Optimization of Structural Systems '90. *Springer-Verlag,1*, 315-327.
- Savage, L. J. (1954). *The foundations of statistics*. New York, NY: Wiley, .
- Spence, R., So, E. & Scawthorn, C. (Eds.). (2011). En Human Casualties In Natural Disasters: Progress in Modeling and Mitigation. London, New York: Springer.13-24.
- Stewart, M. G., & Melchers, R. E. (1997). *Probabilistic risk assessment of engineering systems*. London, United Kingdom: Chapman & Hall.
- Tversky, A., & Kahneman, D. (1992). Advances in prospect theory: cumulative representation of uncertainty. *J. Risk Uncertainty*, 5, 297-323.
- von Neumann, J. & Morgenstern, O. (1944). *Theory of Games and Economic Behavior*. Princeton: Princeton University Press.
- Zúniga, A., Roberto, A. & González Villoria, A. (2018). Desastres en México de 1900 a 2016: patrones de ocurrencia, población afectada y daños económicos. En *Pan American Health Organization*. Rev. Panam Salud Pública. [https:// goo.gl/iWNb88](https://goo.gl/iWNb88).
-

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS EN ESTUDIO

2.1 Introducción

Se seleccionaron tres edificios para este estudio. Los edificios se diseñaron de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2017) y el Manual de Diseño de Obras Civiles por Sismo (MDOC-DS, 2015) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

Se realizaron análisis estáticos no lineales bajo deformación lateral monótonamente creciente (*pushover*) para evaluar la capacidad de ductilidad global de las estructuras diseñadas. En experiencias pasadas y en observaciones del comportamiento de los edificios después de un terremoto severo se ha demostrado que la ductilidad juega un papel muy importante en la protección de los edificios ante el colapso, ya que son capaces de resistir excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, logrando desplazamientos tolerables impuestos por el sismo, capaz de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce en la estructura (Park y Paulay, 1975; Paulay, 1996). Los análisis *pushover* se llevaron a cabo con el software OpenSees, desarrollado por “Pacific Earthquake Engineering Research Center” (Mazzoni *et al.*, 2006).

2.2 Descripción de la estructura y modelos de análisis

Se trata de tres edificios de concreto reforzado de 12 niveles con una altura de entrepiso de 3.5 m, cuatro crujías de 6 m, en dirección x y tres crujías de 6 m en dirección y (Figura 2.1). Para el caso 1, el modelo se ubicó en la Ciudad de México (19.39 latitud y -99.14 longitud), en la zona sísmica del lago, de acuerdo con las NTCDS (2017), cerca de la estación acelerográfica SCT. Para el caso 2, la estructura se ubicó en el estado de Puebla (18.56

latitud y -98.44 longitud), zona sísmica C, suelo firme de acuerdo con el MDOC-DS (2015) y, por último, para el caso 3, la estructura se localizó en el estado de Guerrero (16.97 latitud y -99.33 longitud), zona sísmica D y suelo firme de acuerdo con el MDOC-DS (2015). Los edificios son regulares en planta y en elevación. Se diseñaron para uso de oficinas y se clasificaron como estructuras del grupo B de acuerdo con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF, 2017) y el MDOC-DS (2015).

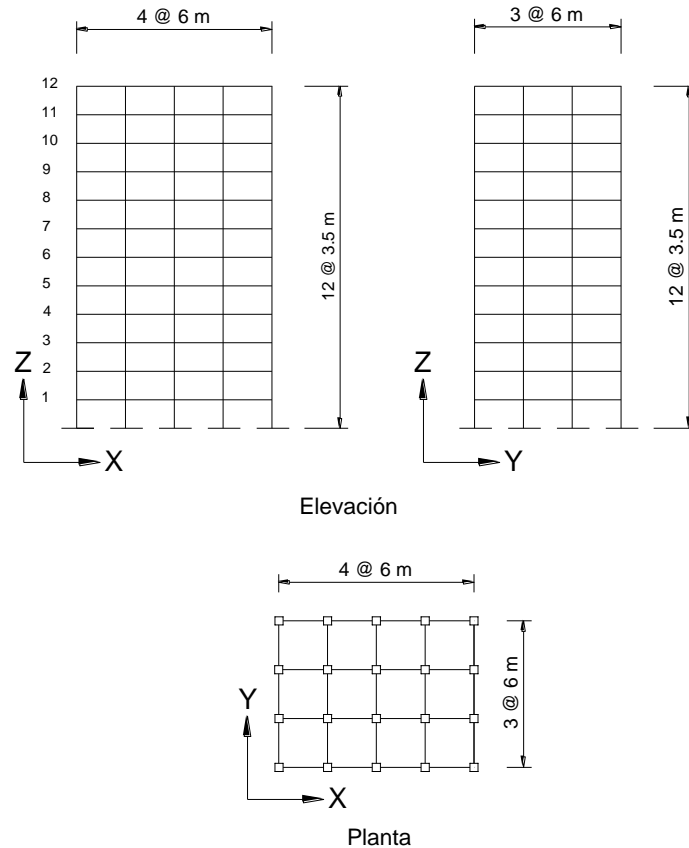


Figura 2.1 Configuración geométrica de los edificios en planta y elevación

2.3 Dimensiones de elementos estructurales

En el apéndice A se presentan aspectos generales del diseño estructural de los edificios y en las siguientes secciones se presentan las dimensiones y propiedades dinámicas de los edificios.

Para el diseño de todos los edificios se consideró una distorsión máxima de entrepiso igual a 0.015 para el estado límite de colapso. Las dimensiones de los elementos resistentes para los tres edificios se resumen en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1*Dimensiones y acero de refuerzo estructural*

Localización del Edificio: Ciudad de México			
Niveles	Viga (cm)	Vigas laterales	Vigas interiores
1, 2 y 3	45 x 90	10 # 10	12 # 10
4, 5 y 6	45 x 90	10 # 10	11 # 10
7, 8 y 9	40 x 80	9 # 10	10 # 10
10, 11 y 12	40 x 80	7 # 8	9 # 8
Niveles	Columna (cm)	Columnas laterales	Columnas interiores
1, 2 y 3	85 x 95	40 # 10	40 # 10
4, 5 y 6	85 x 95	24 # 8	24 # 10
7, 8 y 9	85 x 95	20 # 8	20 # 10
10, 11 y 12	85 x 95	16 # 8	28 # 8
Localización del Edificio: Puebla			
Niveles	Viga (cm)	Vigas laterales	Vigas interiores
1, 2 y 3	45 x 90	7 # 10	9 # 10
4, 5 y 6	45 x 90	7 # 10	9 # 10
7, 8 y 9	40 x 80	8 # 8	8 # 10
10, 11 y 12	35 x 70	6 # 8	8 # 8
Niveles	Columna (cm)	Columnas laterales	Columnas interiores
1, 2 y 3	75 x 85	20 # 10	20 # 10
4, 5 y 6	75 x 85	24 # 8	32 # 8
7, 8 y 9	75 x 85	32 # 6	24 # 8
10, 11 y 12	75 x 85	24 # 6	28 # 6
Localización del Edificio: Guerrero			
Niveles	Viga (cm)	Vigas laterales	Vigas interiores
1, 2 y 3	60 x 120	12 # 10	13 # 10
4, 5 y 6	60 x 110	12 # 10	13 # 10
7, 8 y 9	50 x 100	10 # 10	10 # 10
10, 11 y 12	45 x 90	9 # 8	10 # 8
Niveles	Columna (cm)	Columnas laterales	Columnas interiores
1, 2 y 3	100 x 120	48 # 10	48 # 10
4, 5 y 6	100 x 120	40 # 10	44 # 10
7, 8 y 9	100 x 120	36 # 10	36 # 10
10, 11 y 12	100 x 120	28 # 8	32 # 8

Las dimensiones y el armado de cada uno de los elementos estructurales corresponden a la intensidad de la acción sísmica. Por lo tanto, el edificio 3 requiere de una mayor sección transversal y una mayor cantidad de acero de refuerzo, por estar localizada a lo largo de las placas tectónicas que comprende un riesgo severo (zona D). Mientras que el edificio 1 y 2, la sección transversal es menor, por estar situada lejos de las placas

tectónicas (zona B moderada). Sin embargo, el edificio situado en la CDMX, en suelo blando, está dominado por el arribo de ondas de periodo largo y sobre todo, por la amplificación dinámica en los sitios de zona de lago. En la Tabla 2.2 se muestra un resumen de las propiedades dinámicas de los edificios diseñados.

Tabla 2.2
Frecuencias y periodos fundamentales de vibración

Localización del Edificio		Ciudad de México		Puebla		Guerrero	
Modo	Dirección	Frecuencia (Hz)	Periodo (Hz)	Frecuencia (Hz)	Periodo (Hz)	Frecuencia (Hz)	Periodo (Hz)
1	Y	0.890	1.122	0.819	1.220	1.293	0.773
2	X	0.901	1.108	0.865	1.155	1.302	0.767
3	Z	1.035	0.965	0.983	1.017	1.514	0.660
4	X	2.589	0.386	2.312	0.432	3.582	0.279
5	Y	2.590	0.385	2.418	0.413	3.662	0.273
6	Z	2.947	0.339	2.707	0.369	4.121	0.242
7	X	4.724	0.211	4.036	0.247	6.341	0.157
8	Y	4.803	0.208	4.323	0.231	6.652	0.150
9	Z	5.341	0.187	4.723	0.211	7.250	0.137
10	X	6.873	0.145	5.883	0.169	9.257	0.108

Obsérvese que los periodos de vibración en edificaciones dependen de su rigidez y masa. Mientras más masa, mayor periodo, y mientras más rigidez, menor periodo. Usualmente unos pocos modos de vibrar controlan el comportamiento estructural, siendo el más importante el de periodo más largo, denominado fundamental. En forma aproximada es igual a 0.11 veces el número de pisos. Las frecuencias son simplemente el inverso de los periodos.

2.4 Caracterización de la capacidad de ductilidad de desplazamiento global de los edificios

Con el objetivo de caracterizar la capacidad de ductilidad global de los edificios, se determinó la curva de capacidad de cada uno, la cual se determinó mediante una curva bilineal. En la literatura existen dos propuestas para trazar esta curva, una es de la (ATC-40, 1996) y otra es del Eurocódigo 8. En este estudio se empleó el procedimiento indicado en ATC-40 (1996) para trazar la curva bilineal de capacidad.

En la Figura 2.2 se muestra una representación típica de una curva de capacidad calculada con el método de ATC-40 (1996) (línea continua) y la curva bilineal de capacidad (línea discontinua). Se identifica en la curva dos puntos de interés; el primero se asocia con el desplazamiento Δ_y y el cortante basal V_y , en el que el subíndice “y” hace referencia a la fluencia o punto de plastificación de la estructura; y un segundo punto está constituido por el desplazamiento Δ_u y el cortante basal V_u , en el que el subíndice “u” se refiere a la capacidad última de la estructura. La curva calculada del análisis estático no lineal y la curva idealizada deben tener la misma área bajo la curva ($A_1=A_2$) hasta el desplazamiento objetivo, que en este caso es el límite de seguridad contra colapso (Figura 2.2).

El criterio del ATC-40 (1996) considera el criterio de balance de energía (*i.e.*, se presenta igual magnitud de área que la curva de capacidad). Las curvas de capacidad de la Figura 2.2 absorben igual cantidad de energía y presentan igual punto de colapso. Esto se traduce en decir, que el área comprendida por ambas curvas tanto a la izquierda como a la derecha del punto de intersección de ambas, es igual. Con este último criterio y partiendo del hecho de que la primera pendiente de la curva bilineal coincide con la rigidez elástica de la estructura, se calcula el punto de fluencia.

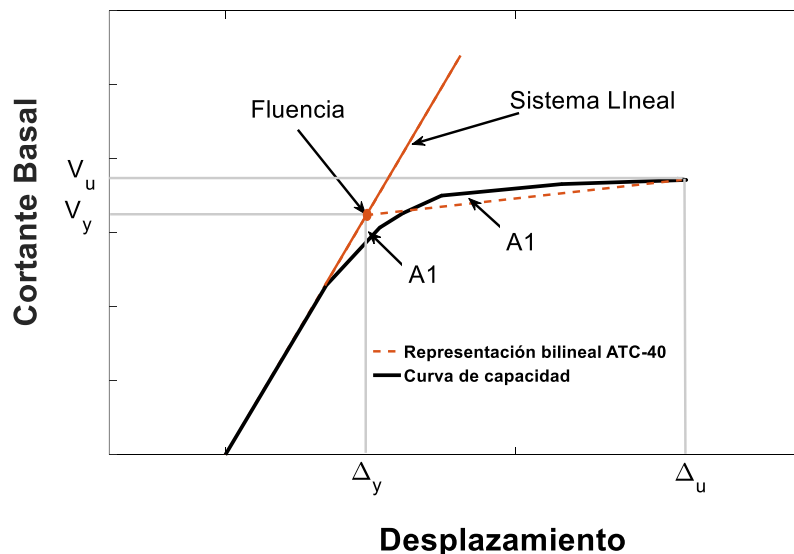


Figura 2.2 Representación gráfica de la curva de capacidad y curva de capacidad bilineal (ATC-40, 1996)

Con base en los desplazamientos definidos en la curva bilineal, la ductilidad de desplazamiento queda definida como la habilidad de un elemento o sistema estructural de deformarse más allá del límite elástico con aceptable reducción de la rigidez y resistencia dada como:

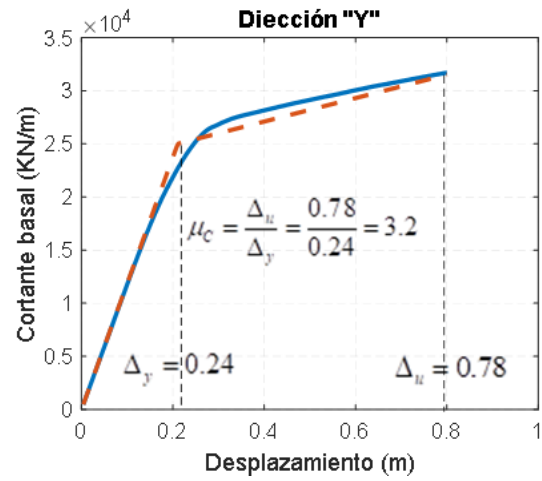
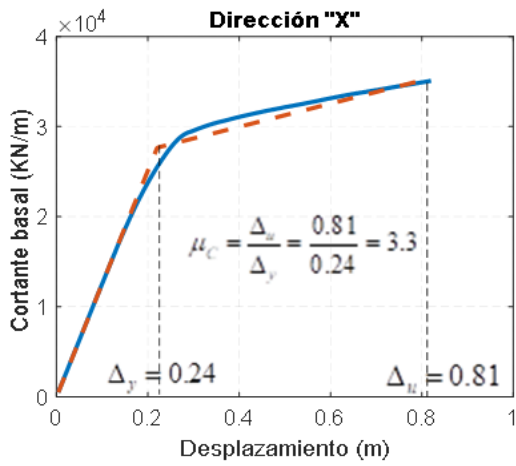
$$\mu_c = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.81}{0.24} = 3.3 \quad (2.1)$$

2.4.1 Resultados de los modelos en estudio

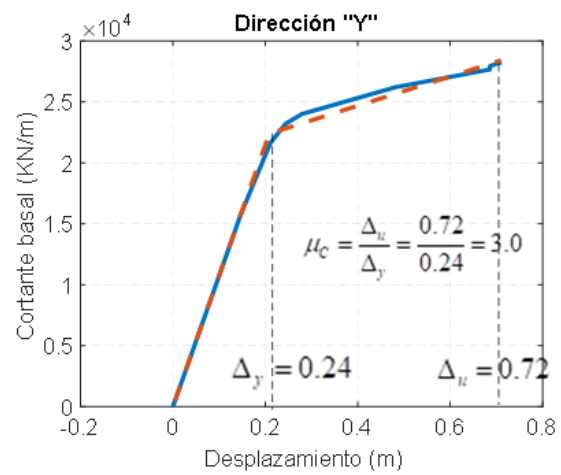
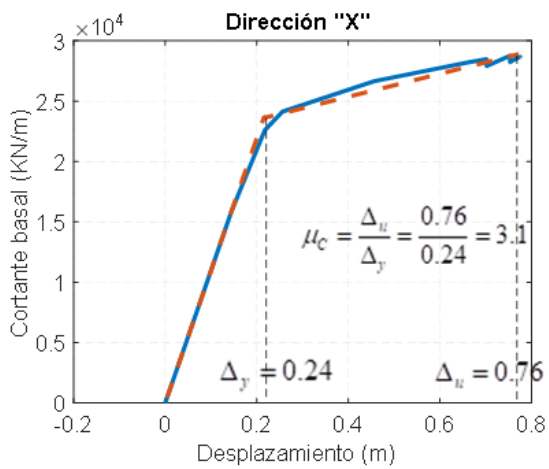
Para determinar las curvas de capacidad de los edificios en estudio, se realizaron análisis estáticos no lineales (*pushover*). Este tipo de análisis consiste en aplicar un empuje lateral incremental a la estructura, además de ser afectada por cargas gravitacionales constantes, hasta llegar al colapso. Las cargas laterales se distribuyen a lo alto del edificio, conforme a un patrón de carga predefinido. Para este estudio las fuerzas aplicadas variaron de manera lineal con la altura del edificio y se empleó el programa de código libre OpenSees.

La capacidad de la estructura puede ser representada por la curva de capacidad, en términos del cortante de la base del edificio y el desplazamiento de la azotea (Guerra R. y Esteva L., 1977; Fernández S. *et al.*, 2017; Sánchez B. A y Terán G. A, 2008).

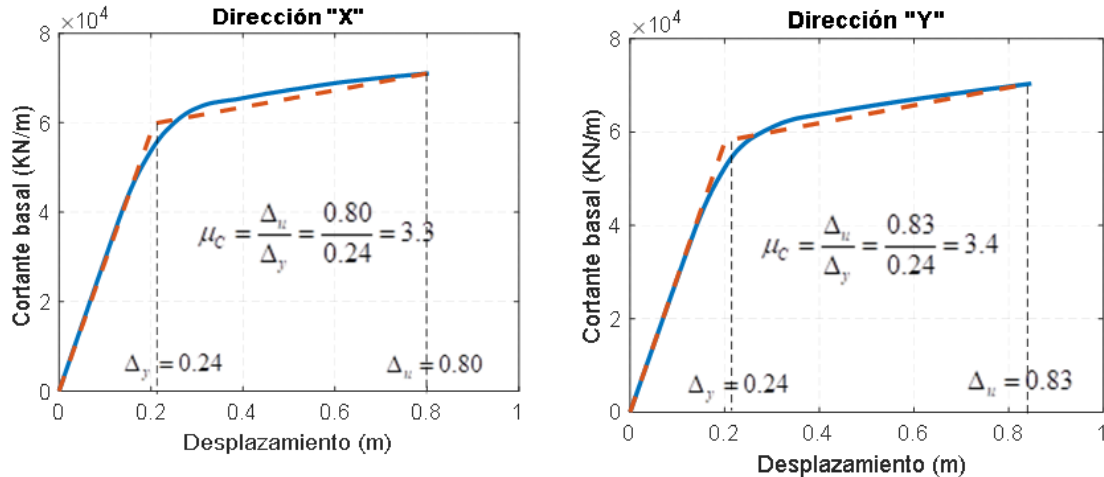
En la Figura 2.3 se muestran las curvas de capacidad para los tres casos en estudio. Estas curvas representan los desplazamientos del último entrepiso del edificio en función del cortante sísmico en la base; la línea continua (azul) muestra el comportamiento de la estructura de forma proporcional a los desplazamientos aplicados. Los cambios en la trayectoria de la curva muestran la generación de rótulas plásticas. De la curva de capacidad bilineal determinada y con el empleo de la ecuación 2.1, la ductilidad de desplazamiento global calculada para el edificio ubicado en la Ciudad de México fue igual a $\mu=3.3$ y $\mu=3.2$ para las direcciones x y y, respectivamente. Para el edificio ubicado en Puebla, la ductilidad de desplazamiento global obtenida fue de $\mu=3.1$ y $\mu=3.0$ para las direcciones x y y, y para el edificio ubicado en Guerrero, la ductilidad global de desplazamiento fue igual a $\mu=3.3$ y $\mu=3.4$ para para la dirección x y y, respectivamente.



a) Edificio de 12 niveles ubicado en la Ciudad de México



b) Edificio de 12 niveles ubicado en Puebla



c) Edificio de 12 niveles ubicado en Guerrero

Figura. 2.3 Curva de capacidad para la determinación de la ductilidad global

2.5 Conclusiones

En relación con el procedimiento de análisis y el diseño estructural que se realizó para los tres edificios en estudio, fue necesario desarrollar varias iteraciones para cumplir con los desplazamientos laterales permisibles por la NTCDS (2017) y el MDOCS (2015). Es importante mencionar que la obtención de los límites de distorsión adecuados en los edificios en estudio solo se pudo conseguir mediante la variación de las secciones transversales de las columnas y de forma secundaria de las trabes.

La resistencia y la ductilidad de las edificaciones son factores esenciales que determinan el desempeño de éstas durante la presencia de un evento sísmico, principalmente en edificios que contienen una densidad baja de muros resistente a cortante y, por lo tanto, con una resistencia lateral considerablemente menor, como en los casos de estudio.

Para evaluar la ductilidad de desplazamiento global de los modelos, fue necesario evaluar el desempeño de las estructuras, mediante análisis estáticos no lineales (*pushover*).

La ductilidad desarrollada por los modelos está relacionada con el detallado de los elementos estructurales y de las leyes constitutivas de los materiales. Se observó que el uso de los requerimientos de detallado de marcos incluidos en las NTCDEC (2017) ha dado lugar

a que los marcos que constituyen el sistema estructural de los edificios estudiados exhiban una capacidad de deformación última satisfactoria.

2.6 Referencias

- ATC-63 (2008). *Quantification of buildings seismic performance factors ATC-63 Project Report – 90 % Draft*. FEMA P695. Recuperado de shorturl.at/elo38
- ATC-40 (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, (vol. 1 y 2). Recuperado de shorturl.at/fgqtX
- ATC (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440)*. Washington (DC). Bazán, E. & Meli, R. (2002). *Manual de diseño sísmico de edificios* (2.^a ed). México: Editorial Limusa.
- Chopra, A. & Goel, R. K. A. (2002). Modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for building. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(11), 561-582.
- CFE (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo (MDOC-DS)*. Ciudad de México: Instituto de Investigaciones Eléctricas de la CFE.
- Eurocode 8 (2004). *Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges, Anexo E*.
- Fernández, S., Luciano, R. & Juan, E. (2017). Inelastic Behavior of RC Building Considering Dynamic Soil-Structure Interaction. *16 World Conference on Earthquake Engineering*. Chile.
- Federal Emergency Management Agency (2000). *Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)*. Washington (DC).
- Guerra, O. R. & Esteva, L. (1977). Equivalent properties and ductility requirements in seismic dynamic analysis of nonlinear systems. *Sixth World Conference on Earthquake Engineering*. New Delhi, India.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). Theoretical Stress Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. & Fenves, G. (2006). Open system for earthquake engineering simulation, user command-language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research*. University of California. Berkeley, CA.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H. & Fenves, G. L. (2007). *OpenSees Command Language Manual*. California, Estados Unidos.
- Meli Piralla, R. (2008). *Diseño estructural* (2.^a ed). México: Limusa.
- Miranda, E. (1994). Observaciones a los criterios de diseño sismorresistente del reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 50, 15-30.
- NTCDEC (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto*. Gobierno de la Ciudad de México, México.
- NTCDCEC Gaceta Oficial del Distrito Federal. (2017). *“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”*. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. México D. F.
- NTCDS (2017). *“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”*,. Gobierno de la Ciudad de México, México.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York, NY, USA: John Wiley & Sons.
- Sánchez Badillo, A. & Terán Gilmore, A. (2008). Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona de lago del Distrito Federal: Ejemplos de aplicación. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 78, 47-71.
- SAP 2000 (s.f.). *Static and dynamic finite element analysis of structures nonlinear*, Computers and Structures. Berkeley, California, Estados Unidos.

- Tapia, E. (2011). *Estudio del comportamiento de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico en suelos blandos* (Tesis de Doctorado). Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, Ciudad de México, México.
- Terán-Gilmore, A. & Espinoza-Johnson, M. (2008). Diseño por desempeño de marcos dúctiles de concreto reforzado ubicados en la Zona del Lago del D.F.: la resistencia lateral de diseño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 78, 23-46.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H. & Oller, S. (2007). Procedimiento de evaluación de edificios de concreto armado mediante un índice de daño sísmico objetivo. *Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural*, 4(3), 732.
-

CAPÍTULO 3

SIMULACIÓN DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO CONSIDERANDO INFORMACIÓN SÍSMICA DETALLADA

3.1 Introducción

Los estudios de peligro sísmico estiman de forma aproximada la probabilidad de que un evento sísmico ocurra en una zona dada. El peligro sísmico es la probabilidad de que un parámetro del movimiento del suelo supere un nivel o valor esperado en un tiempo “ t ” de interés, que depende de la tectónica y la sismicidad (Ordaz, 1999).

Una forma de conocer la ocurrencia de un movimiento sísmico, en términos probabilístico, es la evaluación probabilista de peligro sísmico (EPPS), la cual emplea como medida a la aceleración máxima del terreno (a_{max}) o la pseudoaceleración espectral (SA) (Esteva, 1968); Newmark y Rosenblueth, 1970; Rosenblueth y Esteva, 1972). Para estimar el modelo de peligro sísmico se requiere la información de sismicidad definida por la caracterización de los modelos de ocurrencia de los sismos, las zonas sismogénicas (fuentes sísmicas), las relaciones de magnitud-recurrencia y las leyes o relaciones de atenuación (ecuaciones de predicción de movimiento del terreno), los cuales son incluidos en los modelos de cálculo para conformar la EPPS (Esteva, 1968; Cornell, 1968; Cornell y Van Marcke, 1969 y McGuire, 2004).

Finalmente, la aceleración máxima obtenida es el resultado de la combinación de los efectos de todos los sismos de las fuentes sismogénicas y no de un evento específico. Esta información se puede inferir a través de catálogos y el registro histórico de movimientos del terreno.

En algunos trabajos la EPPS es usada para desarrollar espectros de peligro uniforme (EPU) y mapas de contorno de peligro sísmicos, los cuales sirven de base para la elaboración de códigos de diseño sísmico, como los estudios desarrollados en Estados Unidos por Frankel *et al.* (1991), Frankel *et al.* (1996), mientras en Canadá por Adams y Halchuk (2003) y en México Rosenblueth y Gómez (1991), Zúñiga *et al.* (1997), Ordaz y Reyes (1999), Reyes

et al. (2002), *Esteva et al.* (2002), *García* (2006), *Ordaz et al.* (2007), *Bojórquez et al.* (2008), y *Tena-Colunga et al.* (2008), y más reciente, *García-Soto et al.* (2012) que incluye el modelo de peligro sísmico para obtener EPU, así como la inclusión en reglamentos de diseño. Actualmente, las bases comúnmente aceptadas y reconocidas para el desarrollo de reglamentos son las que se sustentan en alcanzar una confiabilidad consistente y en la teoría del mínimo costo esperado para el ciclo de vida útil (*Rosenblueth*, 1976; *Rackwitz*, 2000; *Ellingwood*, 2001; *Goda y Hong*, 2006).

En el presente estudio se adopta el modelo de peligro sísmico estudiado por (*Pozos-Estrada et al.*, 2008; *Hong et al.*, 2009, 2010a; *García Soto et al.*, 2012), como se detalla a continuación.

3.2 Modelo de peligro sísmico

El modelo de peligro sísmico requiere estadísticos y la caracterización de modelos sobre la ocurrencia de un sismo, las zonas de fuentes sísmicas, las relaciones de magnitud-recurrencia, y las relaciones de atenuación y las demandas de ductilidad para sismos de interplaca e intraslab. El modelo no incorpora los sismos *corticales* (*Zuñiga et al.*, 1997 y *Ordaz et al.*, 2007), ni la contribución de la actividad sísmica en los Estados Unidos de Norteamérica que afecta a México.

El proceso de ocurrencia de un sismo es comúnmente modelado como un proceso Poissoniano (*Esteva*, 1968), aunque también se ha considerado como un proceso no Poissoniano (*Singh et al.*, 1983; *Hong y Rosenblueth*, 1988; *Rosenblueth y Jara*, 1991). En el primer caso, el tiempo de llegada entre dos temblores sucesivos se asume como una variable con distribución exponencial con un parámetro determinado por la tasa de ocurrencia sísmica (*Esteva*, 1968), mientras que, para el segundo caso el tiempo entre eventos es usualmente considerado una variable del tipo lognormal, gamma o Gaussiana inversa. Más aún, se asume frecuentemente que la ocurrencia de un sismo es estadísticamente homogénea en magnitud y en ubicación dentro de una zona de la fuente sísmica.

Para el cálculo probabilístico del peligro sísmico, la magnitud de los sismos es tratada como una variable aleatoria. Es común considerar que las magnitudes siguen la relación magnitud-recurrencia de Gutenberg-Richter (*i.e.*, distribuciones exponenciales). Para evaluar el peligro sísmico, se considera que son adecuadas las zonas de las fuentes sísmicas proporcionadas por Ordaz y Reyes (1999) para los sismos interplaca y por Jaimes y Reinoso (2006) para los sismos *intraslab*.

3.3 Zonas sismogénicas

El modelo considera las fuentes sísmicas mostradas en la Figura 3.1, en el que las fuentes sísmicas son separadas en tres grupos, dependiendo del tipo de sismo y la magnitud considerados. Los dos primeros grupos, ubicados cerca de la costa del Pacífico mexicano, están asociados con sismos interplaca. El primero de ellos considera una fuente sísmica definida por 4 polígonos, los cuales abarcan una zona de subducción acotada aproximadamente por los estados de Jalisco y Chiapas. Las magnitudes de los sismos dentro de esta zona sísmica se consideran inferiores a 7 (Ordaz y Reyes, 1999). El segundo grupo considera una fuente sísmica conformada por 14 polígonos con extensión similar a la primera zona definida. De acuerdo con Ordaz y Reyes (1999), las magnitudes de los sismos dentro de esta zona sísmica se consideran mayores a 7. El tercer grupo, que considera los sismos *intraslab*, tiene una fuente sísmica definida por dos grandes polígonos ubicados dentro de la placa oceánica subducida (Jaimes y Reinoso, 2006; Nishenko y Singh, 1987; Reinoso y Jaimes, 2009). Los parámetros que definen las zonas y las tasas de excedencia se enlistan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1a

Parámetros de tasas de excedencia para la zona de subducción, acotada aproximadamente por los estados de Jalisco y Chiapas (Ordaz y Reyes, 1999)

Zona	$\lambda_0, \lambda(\tau)$ (1/año)	β	Coordenadas (latitud, longitud)
IS1	2.014	1.827	[19.975, -105.975]; [18.513, -104.475]; [19.025, -104]; [20.65, -105.525]
1*	4.792	1.547	[18.513, -104.475]; [16.063, -99.030]; [17.025, -99.030]; [19.025, -104]
IS2	6.717	1.847	[16.063, -99.030]; [15.150, -95.070]; [16.120, -95.070]; [17.025, -99.030]
2*	18.938	2.059	[15.150, -95.070]; [13.975, -90.075]; [15.100, -90.075]; [16.120, -95.070]

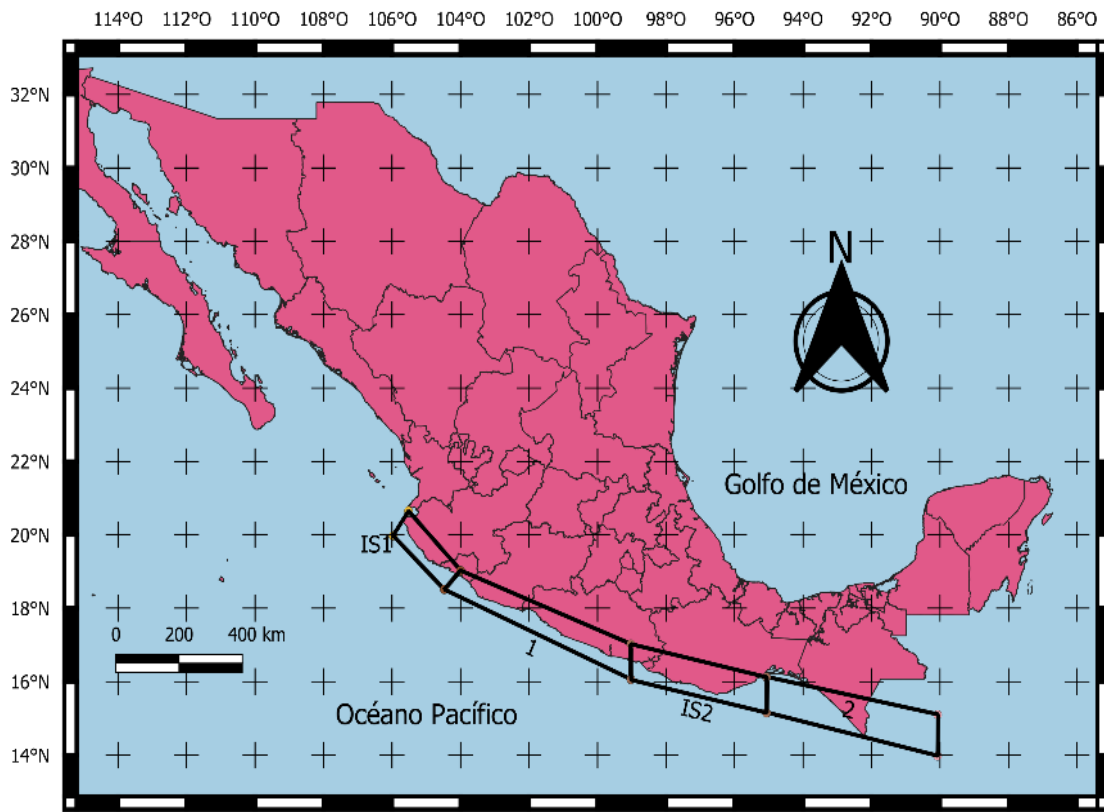


Figura 3.1a Zonas de fuentes sísmicas de interplaca con $M_w \leq 7$ (Ordaz y Reyes, 1999)

Tabla 3.1b

Parámetros de tasas de excedencia para la zona de subducción, acotada aproximadamente a lo largo de la costa (Ordaz y Reyes, 1999)

Zona	$\lambda_0, \lambda(\tau)$ (1/año)	Coordenadas (latitud, longitud)
1 Chiapas	0.0369	[14.390, -94.145]; [13.451, -92.804]; [14.370, -92.168]; [15.318, -93.510]
2 Tehuantepec	0.0334	[15.045, -95.164]; [14.390, -94.145]; [15.318, -93.510]; [15.994, -94.660]
3 Oaxaca E	0.0279	[15.318, -96.405]; [15.045, -95.164]; [15.994, -94.660]; [16.185, -96.314]
4 Oaxaca I	0.0189	[15.440, -97.430]; [15.318, -96.405]; [16.185, -96.314]; [16.286, -97.273]
5 Oaxaca II	0.0133	[15.652, -97.935]; [15.440, -97.430]; [16.286, -97.273]; [16.478, -97.676]
6 Oaxaca O	0.0111	[15.783, -98.288]; [15.652, -97.935]; [16.478, -97.676]; [16.610, -98.040]
7 Ometepec	0.0289	[16.308, -99.640]; [15.783, -98.288]; [16.610, -98.040]; [17.134, -99.392]
8 San Marcos	0.0111	[16.419, -100.08]; [16.308, -99.640]; [17.134, -99.392]; [17.265, -99.805]
9 Guerrero	0.0223	[16.762, -101.00]; [16.419, -100.08]; [17.265, -99.805]; [17.59, -100.733]
10 Petatlán	0.0156	[17.165, -101.66]; [16.762, -101.00]; [17.598, -100.733]; [17.98, -101.38]
11 Michoacán	0.0335	[17.74, -103.08]; [17.165, -101.66]; [17.983, -101.385]; [18.558, -102.80]
12 Colima	0.0178	[18.265, -103.84]; [17.740, -103.08]; [18.558, -102.808]; [19.03, -103.423]
13 Brecha	0.0167	[18.668, -104.432]; [18.265, -103.84]; [19.032, -103.423]; [19.446, -103.968]
14 Jalisco	0.0456	[19.81, -106.08]; [18.668, -104.432]; [19.446, -103.968]; [20.505, -105.56]

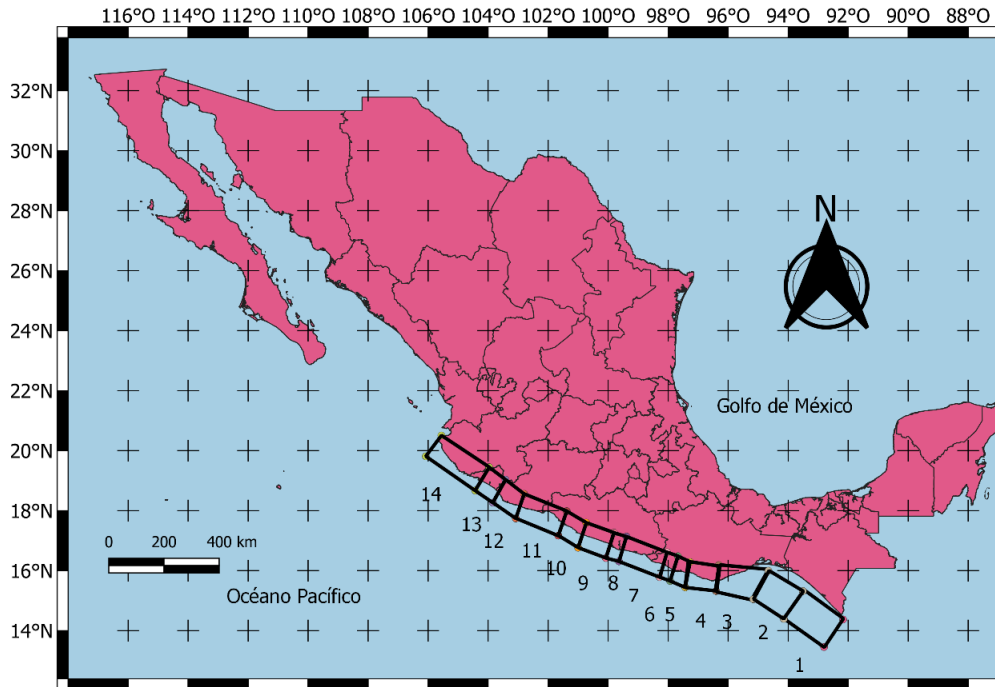


Figura 3.1b Zonas de fuentes sísmicas de interplaca con $M_w > 7$ (Ordaz y Reyes, 1999)

Tabla 3.1c

Parámetros de tasas de excedencia para la zona dentro de la placa oceánica subducida (Jaimes y Reinoso, 2006)

Zona	$\lambda_0, \lambda(\tau)$ (1/año)	β	Coordenadas (latitud, longitud)
Prof. Intermedia Oeste Nueva (Intraslab)	2.161	1.699	[21, -105.5]; [20, -105]; [19, -104]; [18, -102]; [17, -99]; [19.2, -99]; [19.3, -100]; [19.2, -101]; [19.4, -103]; [19.4, -103.3]; [19.8, -104]; [21, -105]
Prof. Intermedia Centro Nueva (Intraslab)	1.174	1.576	[19.2, -99]; [17, -99]; [16.7, -98]; [16.4, -96]; [16, -95]; [17.4, -95]; [18.5, -96]; [18.9, -97]; [19, -98]

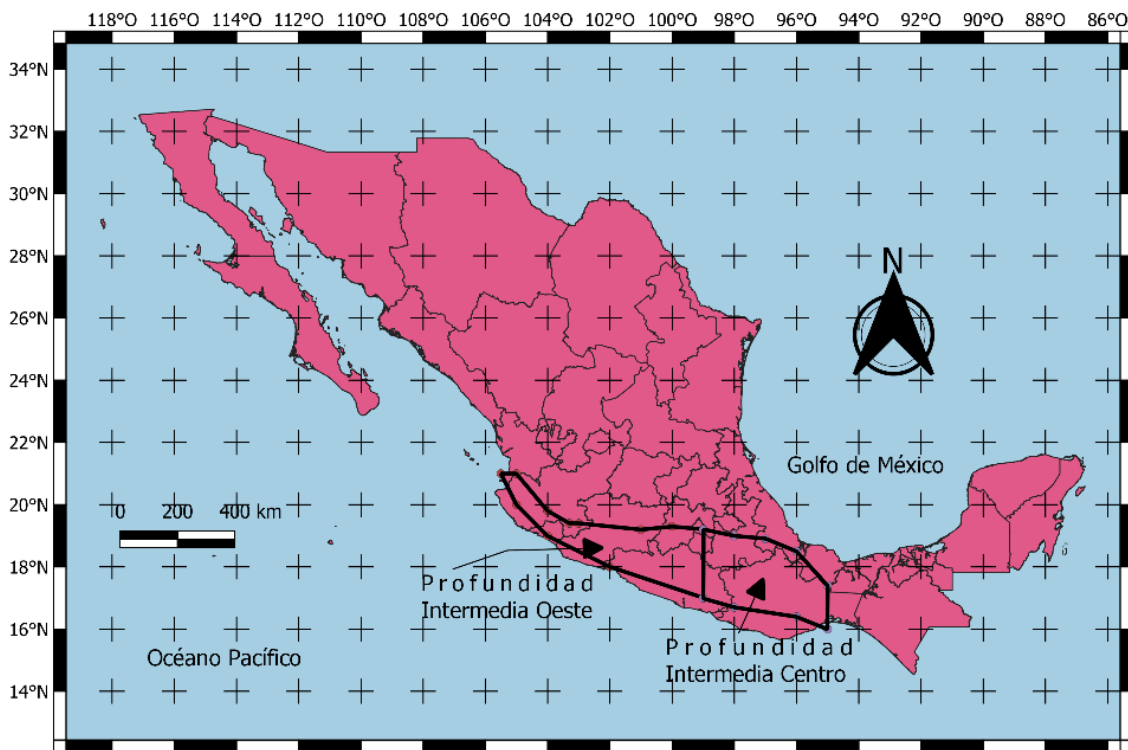


Figura 3.1c Zonas de fuentes sísmicas de intraslab (Jaimes y Reinoso, 2006)

3.4 Magnitud-recurrencia

3.4.1 Relación de magnitud-recurrencia para la zona de fuentes sísmicas de interplaca

Para evaluar la peligrosidad sísmica de cada una de las fuentes sismogénicas es necesario calcular la relación de recurrencia de la actividad de la fuente sísmica que se especifica en términos de la tasa de excedencia de magnitudes $\lambda(M_w)$ generada por esta fuente. La tasa

de excedencia de magnitudes mide qué tan frecuente se generan temblores con magnitudes superiores a una dada. Para la mayor parte de las fuentes sísmicas la función $\lambda(M_w)$, es una versión modificada de la relación de Gutenberg y Richter (1954).

La siguiente es la relación de magnitud-recurrencia para zonas de subducción de acuerdo con Ordaz y Reyes (1999), magnitudes menores a 7:

$$\lambda(M_w) = \lambda_0 \frac{\exp(-\beta M_w) - \exp(-\beta M_U)}{\exp(-\beta M_L) - \exp(-\beta M_U)} \quad (3.1)$$

En el caso de contar con magnitudes mayores a 7, para la zona de subducción se ha observado que la distribución se aparta sensiblemente de la relación de Gutenberg y Richter, que da origen al llamado sismo característico (Singh *et al.*, 1981). Por lo tanto, para fuentes sísmicas de subducción de mayor magnitud $\lambda(M_w)$ se define de la siguiente manera.

$$\lambda(M_w) = \lambda_7 (1 - \phi((M_w - m_M) / S_M)) \quad (3.2)$$

En el que M_w , es la magnitud de momento, M_L , es la mínima magnitud relevante, tomada como 4; M_U , es la máxima magnitud que puede generarse en cada fuente y se estima con base en la máxima longitud de ruptura posible de cada una de las fuentes; para este estudio se toma 7; m_M , S_M son parámetros que se deben obtener estadísticamente para la zona mexicana de subducción, tomando valores de 7.5 y 0.3, respectivamente, ϕ denota la función de distribución de probabilidad normal estándar, λ_7 (donde $\lambda_7 = \lambda(7) / (1 - \phi((7 - m_M) / S_M))$) y $\lambda(7)$, λ_0 , β , son parámetros de modelación que se muestran en las Tablas 3.1a y 3.1b.

3.4.2 Relación de magnitud-recurrencia para la zona de fuentes sísmicas de intraslab

Se considera que la ecuación 3.3 es adecuada para esta zona sísmica, pero con $M_L=4.5$ y $M_U=7.9$ para la región denominada profundidad intermedia Oeste y $M_U=7.88$ para la región denominada profundidad intermedia centro.

Relación de magnitud-recurrencia para zonas de falla normal de acuerdo con Jaimes y Reinoso (2006).

$$\lambda(M_w) = \lambda_0 \frac{\exp(-\beta M_w) - \exp(-\beta M_U)}{\exp(-\beta M_L) - \exp(-\beta M_U)} \quad (3.3)$$

En las ecuaciones anteriores se infiere que el tiempo de llegada de un sismo está distribuido exponencialmente, su media es igual a $1/\lambda_0$ y $1/\lambda_0$ para las zonas de fuentes sísmicas correspondientes, siempre que la ocurrencia esté representada por un proceso Poissoniano. En el presente estudio se adopta el modelo de ocurrencia Poissoniano. Esta suposición ha sido ampliamente adoptada en la literatura (Pozos-Estrada *et al.*, 2008). Lo anterior conlleva a la utilización de caracterizaciones simples del peligro sísmico, independientes del tiempo.

La ecuación 3.4 define la función de distribución de probabilidad de la magnitud, $F_w(M_w)$, para sismos interplaca con $M_w < 7$ se puede expresar como:

$$F_{M_w}(M_w) = \frac{1 - \exp(-\beta(M_w - M_L))}{1 - \exp(-\beta(M_U - M_L))} \quad (3.4)$$

Mientras que la función de distribución de probabilidad para sismos de interplaca con $M_w > 7$ está dada en la ecuación 3.5:

$$F_{M_w}(M_w) = \frac{\phi((M_w - m_M)/S_M) - \phi((7 - m_M)/S_M)}{(1 - \phi((7 - m_M)/S_M))} \quad (3.5)$$

Los parámetros de la Tabla 3.1 y la Figura 3.1 fueron tomados de Rosenblueth *et al.* (1989), Ordaz y Reyes (1999) y Jaimes y Reinoso (2006), las coordenadas para las zonas que son inferidas de las dos últimas referencias están tabuladas en García-Soto *et al.* (2012).

3.5 Leyes de atenuación utilizadas para el análisis de peligro sísmico probabilístico

Para continuar con el EPPS es necesario tener expresiones de atenuación para el sitio de interés, las cuales relacionan, en términos probabilísticos, la magnitud y la distancia fuente-sitio con la medida de intensidad de interés, usualmente en términos de aceleración máxima del suelo o aceleración espectral (SA).

Para diferenciar la actividad de la placa continental y la subducida García Soto *et al.* (2012) consideraron profundidades deterministas de 10.45 km para sismos interplaca, y de

64.56 km para sismos intraslab, estas profundidades fueron tomadas en cuenta en cada una de las leyes de atenuación mostradas en la Tabla 3.2a y Tabla 3.2b respectivamente, estas ecuaciones son aplicables para México central. Para el caso de la zona blanda de la Ciudad de México fue incorporado al modelo de EPPS las leyes de atenuación mostradas en las Tablas 3.2c y 3.2d de Jaimes *et al.* (2007), estas ecuaciones son aplicables para la Ciudad de México cerca de la SCT, para los sismos de interplaca e intraslab, respectivamente.

3.5.1 Leyes de atenuación de México central para terreno firme

Las formas funcionales para las relaciones de atenuación empleadas para México central que se listan en la Tabla 3.2a y Tabla 3.2b son aquellas utilizadas por García Jiménez *et al.* (2006 y 2005), respectivamente, y empleadas posteriormente por Hong *et al.* (2009).

Tabla 3.2a

Coefficientes de atenuación desarrollados con base en la media geométrica, que consideran los registros de los sismos interplaca (Hong *et al.*, 2009)

$$\log_{10} Y = c_1 + c_2 M_w + c_3 R - c_4 \log_{10} (R + c_5 10^{c_5 M_w}) + c_7 H + \varepsilon$$

Tn(s)	c ₁	c ₂	c ₃	c ₅	c ₆	c ₇	σ
0	2.545	0.108	-0.0037	0.0075	0.474	-0.0024	0.35
0.1	3.040	0.091	-0.0045	0.0075	0.496	-0.0020	0.39
0.2	2.609	0.144	-0.0034	0.009	0.475	-0.0041	0.36
0.3	2.256	0.178	-0.0026	0.005	0.492	-0.0058	0.36
0.4	1.841	0.212	-0.0020	0.004	0.504	-0.0036	0.37
0.5	1.542	0.238	-0.0015	0.003	0.515	-0.0030	0.36
0.7	1.058	0.282	-0.0009	0.002	0.512	-0.0029	0.36
1.0	0.734	0.301	-0.0005	0.002	0.509	-0.0050	0.36
2.0	-0.314	0.391	-0.0002	0.002	0.489	-0.0052	0.33
3.0	-0.869	0.432	-0.0003	0.002	0.490	-0.0049	0.35

Tabla 3.2b

Coefficientes de atenuación desarrollados con base en la media geométrica, que consideran los registros de los sismos intraslab (c_4 es igual a 1) (Hong et al., 2009)

$\log_{10} Y = c_1 + c_2 M_W + c_3 R - c_4 \log_{10} R + c_5 H + \varepsilon$					
Tn(s)	c ₁	c ₂	c ₃	c ₅	σ
0	-0.109	0.569	-0.0039	0.0070	0.30
0.1	0.387	0.549	-0.0040	0.0077	0.35
0.2	-0.020	0.595	-0.0036	0.0068	0.30
0.3	-0.355	0.640	-0.0032	0.0048	0.29
0.4	-0.653	0.658	-0.0027	0.0047	0.28
0.5	-0.907	0.687	-0.0024	0.0034	0.28
0.7	-1.346	0.714	-0.0019	0.0038	0.29
1.0	-1.931	0.781	-0.0016	0.0029	0.29
2.0	-2.903	0.867	-0.0012	0.0014	0.28
3.0	-3.513	0.916	-0.0008	0.0008	0.27

En la Tabla 3.2, Y denota la aceleración máxima del terreno o la pseudoaceleración SA, $SA(T_n, \xi)$ como una fracción de la aceleración de la gravedad (g), $T_n(s)$ es el periodo fundamental de vibración, ξ es el porcentaje de amortiguamiento crítico, el cual es igual a 5 % a lo largo de este estudio, M_W es la magnitud de momento de un sismo, $R(km)$ es la distancia más cercana a la superficie de falla para eventos con $M_W > 6.0$, o la distancia hipocentral, $H(km)$ es la profundidad focal, ε es el error considerado como una variable normal con media cero y desviación estándar σ , en la ecuación ver Tabla 3.2a, $c_4 = 1.82 - 0.16M_W$, y c_1, c_2, c_3 , y c_7 son coeficientes de regresión y para ecuación ver Tabla 3.2b, $c_4=1$, $c_i = 1,2,3,4,5$, también representa coeficientes de regresión, $R = (R_{cld}^2 + \Delta_0)^{1/2}$, $R_{cld}(km)$ es la distancia más cercana a la superficie de falla para eventos con $M_W > 6.5$, o la distancia hipocentral, $H(km)$ es la profundidad focal, y $\Delta_0 = 0.0075 \times 100.507 M_W$ es un término de saturación de la fuente definido por Atkinson y Boore (2003).

Los coeficientes de regresión de las ecuaciones de las Tablas 3.2a y 3.2b fueron obtenidos con base en la media geométrica de acuerdo con (Hong et al., 2009) "definida como la raíz cuadrada del producto de pseudoaceleración espectral para dos componentes horizontales", ya que σ representa la desviación estándar de predicción de movimiento del terreno para una orientación aleatoria.

3.5.2 Leyes de atenuación de la CDMX cerca de la SCT

Los coeficientes de atenuación empleados en este trabajo fueron sugeridos por Jaimes (2007) para sismos de interplaca y sismos de intraslab para la zona de lago de la Ciudad de México, ubicada en la SCT. Estos fueron incorporados al modelo de peligro sísmico.

Los coeficientes mostrados en las Tabla 3.2c y 3.2d fueron obtenidos con el uso de regresiones lineales bayesiana (Ordaz *et al.*, 1994) empleando distribuciones de probabilidad previas por Reyes (1999), con el fin de reducir las incertidumbres, debido a que se incluyen efectos de sitio de forma directa, usando datos observados. De igual forma que las ecuaciones anteriores Y , R , M y ε de las Tablas 3.2c y 3.2d representan la aceleración máxima del terreno, la distancia al área de ruptura, la magnitud sísmica y el error de estimación aleatorio, respectivamente.

Tabla 3.2c

Coefficientes de atenuación usando regresión lineal bayesiana, que consideran los registros de los sismos interplaca para SCT (Jaimes, 2007)

$\ln Y = c_1 + c_2(M_w - 6) + c_3 \ln R + c_4 R + \varepsilon$					
Tn	c ₁	c ₂	c ₃	c ₄	σ
0.001	5.7962	1.6328	-0.50	-0.0044	0.0634
0.2	6.0527	1.5841	-0.50	-0.0046	0.0694
0.4	6.2063	1.5638	-0.50	-0.0046	0.0634
0.6	6.6180	1.4293	-0.50	-0.0042	0.0525
0.8	6.3107	1.6049	-0.50	-0.0044	0.0987
1	6.2809	1.5633	-0.50	-0.0043	0.11
1.2	6.4015	1.4574	-0.50	-0.0034	0.0859
1.4	6.7468	1.3862	-0.50	-0.0035	0.098
1.6	6.8058	1.5075	-0.50	-0.0033	0.0681
1.8	7.1556	1.5831	-0.50	-0.0037	0.0403
2	7.4992	1.7803	-0.50	-0.0052	0.0829
2.2	7.5028	1.8101	-0.50	-0.0062	0.11
2.4	6.9067	1.9633	-0.50	-0.0058	0.136
3.4	5.4499	1.9488	-0.50	-0.0051	0.211
3.6	5.1882	1.9458	-0.50	-0.0050	0.209
3.8	5.0502	1.9379	-0.50	-0.0050	0.198
4	5.0775	1.9604	-0.50	-0.0055	0.159

Tabla 3.2d

Coefficientes de atenuación usando regresión lineal bayesiana, que consideran los registros de los sismos intraslab para la SCT (Jaimes, 2007)

$LnY = c_1 + c_2 M_w + c_3 \ln R + c_4 R + \varepsilon$					
Tn	c1	c2	c3	c4	σ
0.001	0.4089	1.23	-1	-0.0016	0.55
0.2	1.5834	1.21	-1	-0.0038	0.62
0.4	1.3971	1.23	-1	-0.0033	0.67
0.6	1.7297	1.22	-1	-0.0031	0.58
0.8	1.0093	1.26	-1	-0.0024	0.49
1	0.6566	1.27	-1	-0.0014	0.52
1.2	0.8281	1.27	-1	-0.0013	0.54
1.4	0.8742	1.29	-1	-0.001	0.55
1.6	0.3391	1.38	-1	-0.0004	0.58
1.8	0.2631	1.37	-1	-0.0002	0.58
2	-1.3885	1.61	-1	-0.0002	0.65
2.2	-1.9197	1.65	-1	-0.0002	0.65
2.4	-2.6341	1.7	-1	-0.00004	0.63
2.6	-3.0936	1.73	-1	-0.0002	0.62
2.8	-3.6653	1.78	-1	-0.00003	0.6
3	-4.1079	1.82	-1	-0.0001	0.59
3.2	-4.2772	1.81	-1	-0.00004	0.58
3.4	-4.6434	1.84	-1	-0.00001	0.58
3.6	-4.9558	1.87	-1	-0.0002	0.57
3.8	-5.0802	1.88	-1	-0.0002	0.57
4	-5.1961	1.88	-1	-0.0002	0.56

3.6 Procedimiento de análisis probabilístico de peligro sísmico

El modelo de peligro sísmico empleado en el presente estudio se basa en la técnica de simulación descrita por Hong et al. (2006), que supone que las zonas de fuentes sísmicas son conocidas (véase la Figura 3.1); estas zonas sísmicas se separan en tres grupos según el tipo de sismo. La magnitud de la ocurrencia de un sismo en cada zona sísmica es uniformemente distribuida en el espacio; se conocen las leyes de atenuación para predecir la aceleración máxima del terreno (PGA) y la aceleración espectral (SA), e incluye un término de error incierto para tomar en cuenta el hecho de que el modelo es imperfecto. Un sismo puede ser representado como una fuente puntual y el modelo probabilístico del tiempo de llegada entre sismos para cada zona está asignado. Basados en estas suposiciones, la

función de densidad de probabilidad de Y , $F_Y(y)$, como las hechas por Cornell (1968) y McGuire (1976) puede expresarse como:

$$F_Y(y) = 1 - \sum_{zona_si=1}^{n1} \int_{\Omega_x} \left(\lambda_{M_{min},i} \int_{\Omega_i} (1 - F_{Y|M_w,R,i}(y)) f_{M_w,R,i}(m_w, r) dm_w dr \right) f_{X_i}(x) dx \quad (3.6)$$

En el que la variable y representa el peligro sísmico, ésta puede estar en término de aceleración máxima del suelo (PGA) o como aceleración espectral $SA(T_n, \xi)$ asociada al periodo fundamental de la estructura para un 5 % de amortiguamiento; $n1$ denota el número total de zonas sísmicas; $\lambda_{M_{min},i}$ es la relación de ocurrencia de los eventos sísmicos con $M_w \geq M_{min}$ para la i -ésima zona sísmica; $f_{M_w,R,i}(m_w, r)$ denota la función de densidad de probabilidad conjunta de M_w y R para la i -ésima zona sísmica; $F_{Y|M_w,R,i}(y)$ es la función de densidad de probabilidad conjunta de Y condicionada a M_w , R , y la i -ésima zona sísmica cuya función de densidad de probabilidad conjunta está definida por $f_{X_i}(x)$; y Ω_{X_i} denota el dominio de X_i para la i -ésima zona sísmica. En lugar de realizar la integración numérica como fue hecha por McGuire (1976), la ecuación 3.6 puede ser evaluada mediante técnicas de simulación para modelos de ocurrencia tanto Poissonianos como no Poissoniano.

3.7 Resultados del análisis probabilístico de peligro sísmico

Después de emplear las leyes de atenuación propuestas por Hong et al. (2009) para eventos de interplaca e intraslab situadas fuera de la Ciudad de México y para el caso de eventos de interplaca e intraslab dentro de la Ciudad de México, ubicada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), se incorpora el modelo propuesto por Jaimes (2007) en el que es posible estimar las aceleraciones máximas del suelo para cada sitio de estudio. Las leyes de atenuación incorporados al modelo están en función de la magnitud del temblor M_w , distancia hipocentral R (km) y la profundidad focal H (km), véase la Tabla 3.2. Los resultados del análisis probabilístico de peligro sísmico correspondientes al caso 1(CDMX), caso 2 (Puebla) y caso 3 (Guerrero) establecidos en el capítulo 2 se muestran en la Figura 3.2.

El modelo de peligro sísmico dentro de este estudio consiste en la generación de un conjunto de terremotos estocásticos de posibles afectaciones en el futuro, es una de las formas de representar los resultados de una evaluación de peligro sísmico. En la Figura 3.2, se muestran los resultados mediante un conjunto de eventos sísmicos expresados en aceleraciones máximas del suelo (cm/s^2) con respecto a la distancia del epicentro hasta el sitio de interés (km)

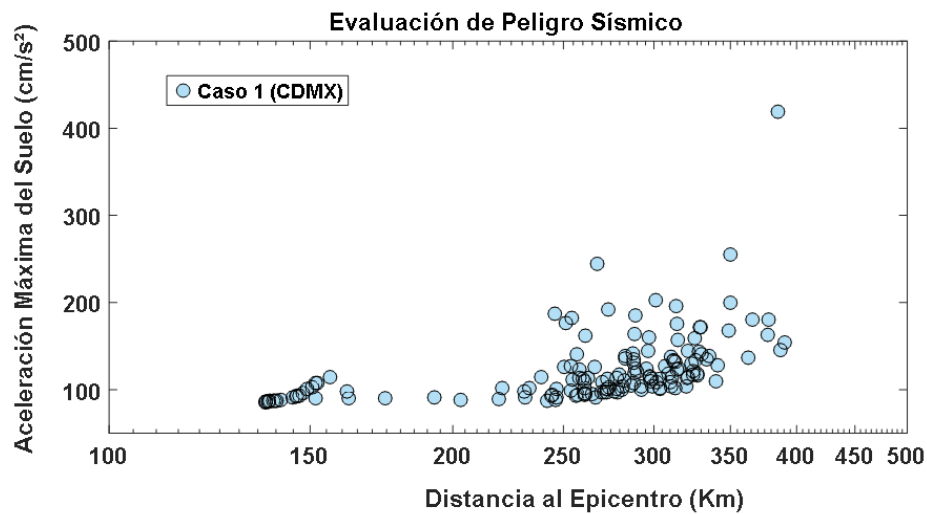


Figura 3.2a Sitio de la CDMX

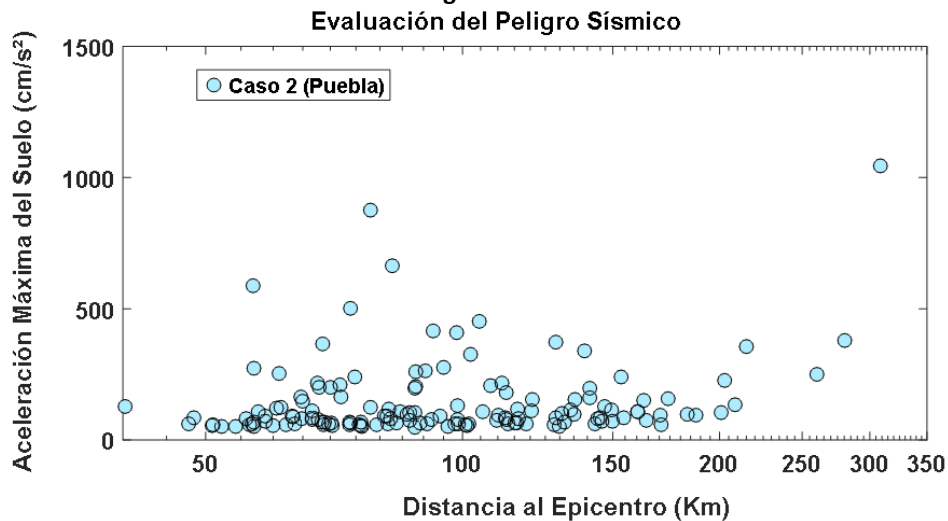


Figura 3.2b Sitio de Puebla

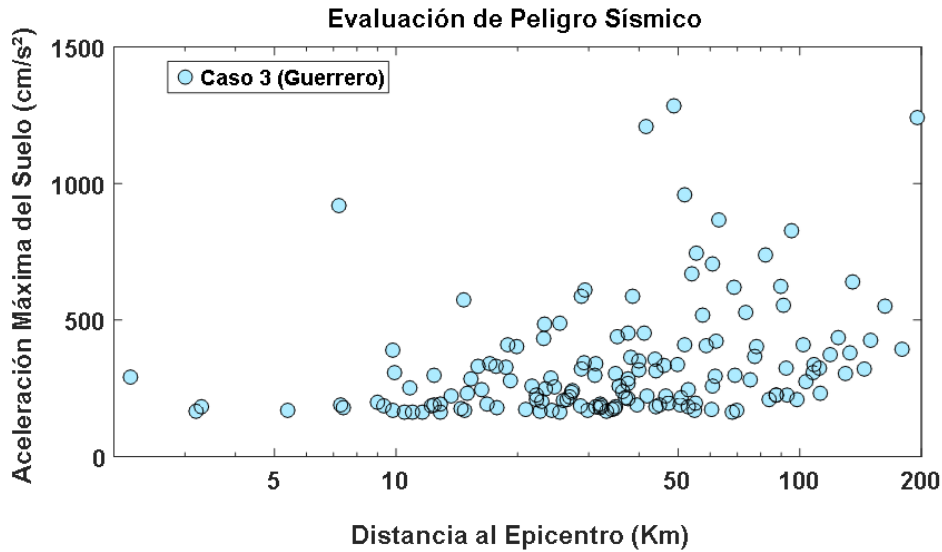


Figura 3.2c Sitio de Guerrero

Figura. 3.2. Aceleración máxima del suelo con respecto a la distancia del sitio de interés al epicentro

En la Figura 3.2a se observa que para el caso 1, modelo situado en la CDMX, las aceleraciones máximas del suelo son generadas por fuentes sísmicas alejadas del sitio de interés mientras que para los casos 2 y 3 las fuentes sísmicas que generan las aceleraciones máximas del suelo, ocurren tanto cerca como lejos de la zona en estudio.

En la Figura 3.3 se muestran las aceleraciones máximas del suelo para los tres casos de estudio, con un total de 150 muestras. En la Figura 3.3, se observa que para el caso 1, CDMX, las aceleraciones máximas del terreno son menores a los 450 cm/s^2 , mientras que para el caso 2 y 3 casi superan la aceleración máxima de 1500 cm/s^2 , con la diferencia de que en el caso 2 se tiene un menor número de eventos con aceleraciones grandes del suelo.

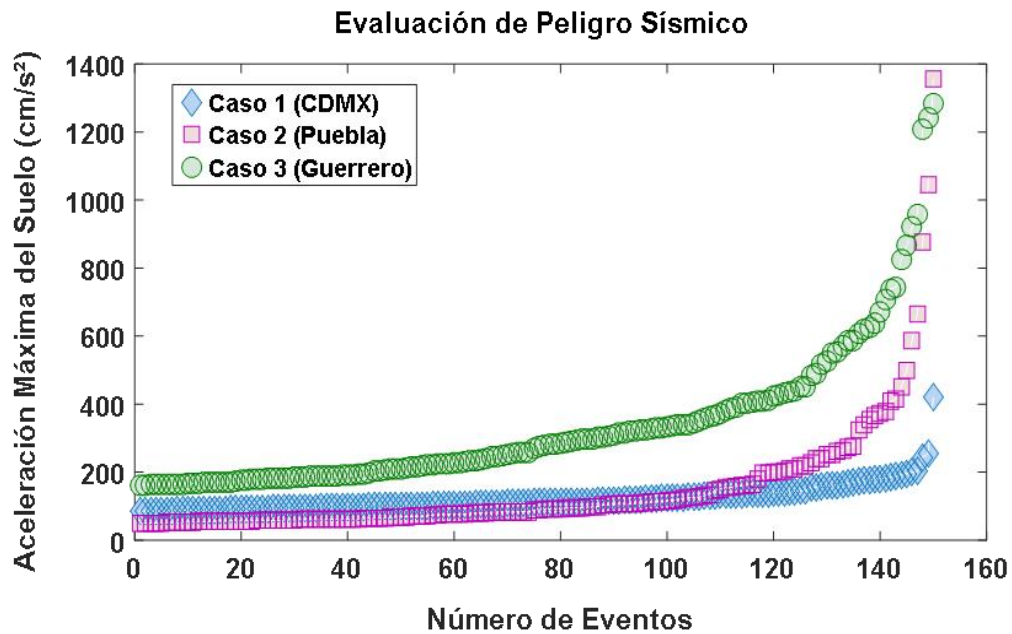


Figura 3.3 Aceleraciones máximas del suelo para los tres casos en estudio

Una vez simulado el PGA (véase la Figura 3.4) se ilustra la caracterización de los registros sísmicos (Hong et al., 2006) adoptados en el presente estudio. En el que una vez simulado el PGA, los registros sísmicos reales que representen la sismicidad de la región investigada, se les aplicará el método de escalado. Los registros sísmicos empleados integran información de diferentes redes. Se escalaron un total de 150 registros de movimiento fuerte del suelo utilizando 23 eventos sísmicos de interplaca e intraslab.

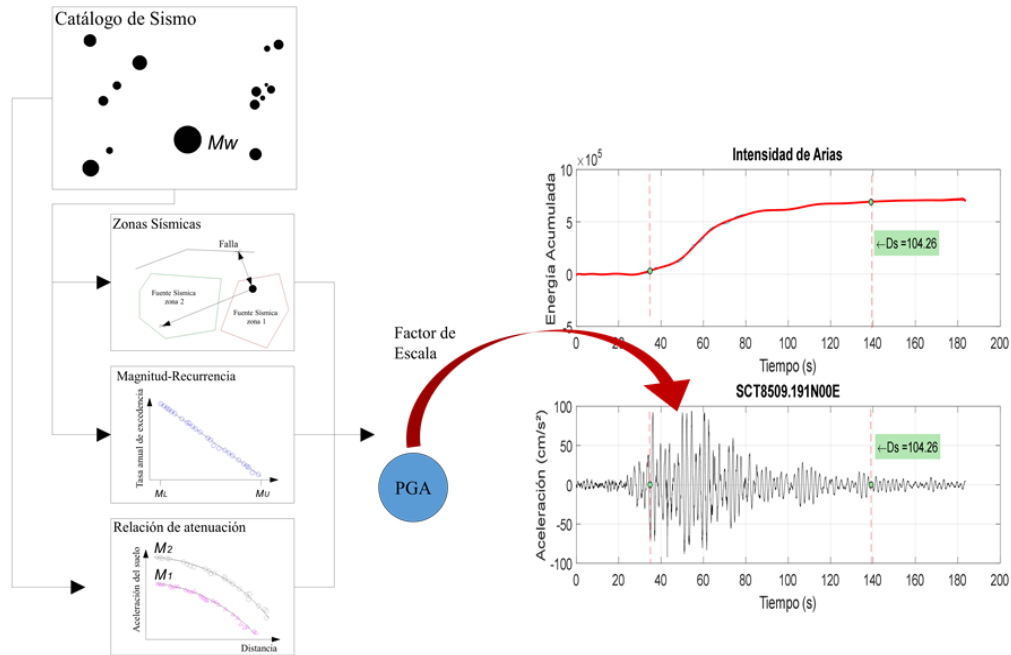


Figura 3.4 Simulación PGA usados en los análisis

3.8 Tratamiento de acelerogramas

Los resultados del modelo del peligro sísmico servirán de base para caracterizar la acción sísmica mediante registros sísmicos reales, los cuales son escalados de acuerdo con las aceleraciones máximas del movimiento de terreno para posteriormente evaluar la demanda sísmica de una estructura situada en distintas ubicaciones.

Antes de escalar los registros acelerográficos es necesario realizar el tratamiento de señales, como la remoción de ruidos ambientales, así como los adquiridos por el mismo equipo. Esto se realizó por medio de la técnica corrección de línea base de todos los registros acelerográficos. Además, para los eventos registrados en suelo firme con $M_w > 6.5$, se utilizó un filtro de pasa-alta con una frecuencia de esquina de 0.05 Hz; para eventos de menor magnitud, se utilizó el filtro de pasa-alta con una frecuencia de esquina de 0.1 Hz. Este criterio de procesamiento fue guiado por el trabajo de García *et al.* (2005) y García (2006). Para los eventos registrados en suelos blandos, se utilizó un filtro de pasa-banda con frecuencias de esquina de 0,1 a 10 Hz (Jaimes *et al.*, 2015). Los registros de mala calidad

fueron descartados. A continuación, se detallan las operaciones para procesar los registros sísmicos:

- Corrección línea base, consiste en evitar la desviación de los acelerogramas respecto al centro de origen.
- Filtrado de la señal es utilizado para eliminar el problema de ruido de las señales. En la Tabla 3.3 se presenta un resumen de los filtros empleados.
- Este paso consiste en integrar la aceleración para obtener historias de velocidad una vez concluido los pasos antes descritos.
- Una vez concluida la integración de la señal, se realiza una corrección de línea base y filtrado para realizar la siguiente integración para obtener la historia de desplazamiento.
- En este último paso se procede a realizar la última corrección de línea base y por último regresar a la historia de aceleración.

Tabla 3.3

Filtros empleados (García et al., 2005; Jaimes et al., 2015)

Tipo de Filtro	Tipo de suelo	Frecuencia de esquina
Pasa alta $M_w \geq 6.5$	Suelo firme	0.05 Hz
Pasa alta $M_w < 6.5$	Suelo firme	0.1 Hz
Pasa-banda	Suelo blando	0.1 y 10 Hz

3.9 Duración de movimiento fuerte del suelo (DMFS)

Para el análisis numérico, se calculó la duración del movimiento fuerte del suelo (DMFS) de todos los registros sísmicos considerados. Por lo que en este trabajo interesa aquella duración intensa que es capaz de provocar daño a las estructuras sin perder la fase máxima de energía, reduciendo así el tiempo computacional, y se basa en la energía contenida en un registro de aceleración. La Intensidad de Arias (Arias, 1970) ha sido ampliamente utilizada para relacionar la DMFS con la aceleración en un lapso de tiempo y la energía acumulada, aunque también se ha utilizado para estudiar los patrones

de daño en las direcciones principales de excitación sísmica (Hong y Goda, 2007; y Hong *et al.*, 2009).

En este estudio se evalúa la DMFS basado en la Intensidad de Arias definida como la acumulación de energía durante un cierto intervalo, que de acuerdo con Reinoso, E., Ordaz, M. (2001), la DMFS se encuentra entre 2.5 a 97.5 % de Intensidad de Arias. Algunos autores han propuesto ecuaciones empíricas para determinar la DMFS (Reinoso y Ordaz, 2001), que incluyen expresiones en función de la magnitud M_W , la distancia más cercana a la falla R , y el periodo de vibración del suelo T .

El empleo de métodos de predicción basados en redes neuronales artificiales se ha vuelto muy popular, ya que permite predecir valores de una variable de interés con base en parámetros de entrada, a través de relaciones no lineales. La adaptación del modelo de la red neuronal artificial con fines de predicción ha sido empleada en el área de la ingeniería sísmica para predecir aceleraciones máximas, pseudoaceleraciones, acelerogramas sintéticos, entre otros. En el presente trabajo se pronosticó la DMFS utilizando el entrenamiento de las redes neuronales para eventos de interplaca e intraslab considerando como variables de entrada (neuronas de entrada) la magnitud del evento M_W , la distancia más cercana a la falla R , el periodo de vibración del suelo T y la profundidad focal H (Flores-Mendoza *et al.*, 2022). Los análisis fueron desarrollados con el programa MATLAB para la caracterización de las redes neuronales artificiales.

En la Figura 3.5 se muestra el registro acelerográfico de la estación SCT en las dos direcciones ortogonales, el intervalo de la duración de movimiento fuerte del suelo se muestra con línea discontinua, esta duración alcanza 2.5 y el 97.5 % de la integral total de la aceleración al cuadrado.

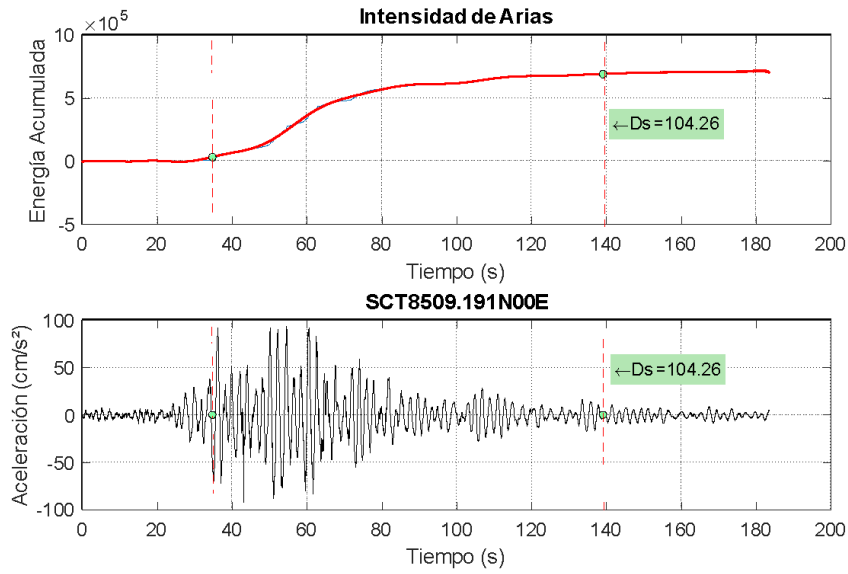


Figura 3.5a Cálculo de la duración de movimiento fuerte, del registro acelerográfico de la estación SCT N00E

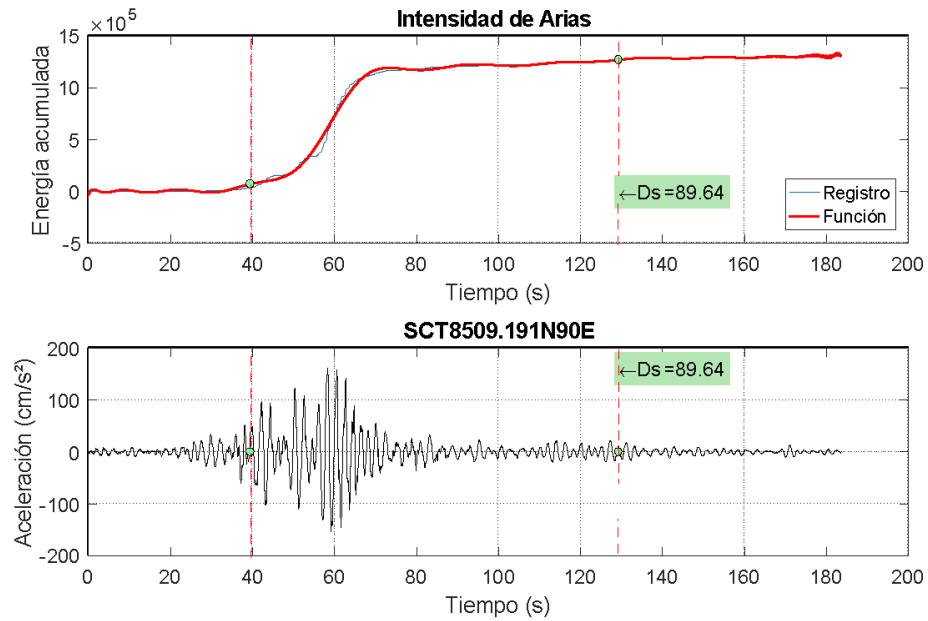


Figura 3.5b Cálculo de la duración de movimiento fuerte, del registro acelerográfico de la estación SCT N90W

3.10 Escalamiento de acelerogramas

Para poder alcanzar la respuesta de las estructuras ante movimientos sísmicos con diferentes niveles de intensidad sísmica, es necesario multiplicar las amplitudes de los movimientos sísmicos registrados por un factor de escala, de tal manera que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura por analizar tenga una intensidad especificada (Ruiz *et al.*, 2005), dicha intensidad se asocia a un periodo de retorno.

El procedimiento para calcular el factor de escala es el siguiente (Ruiz *et al.*, 2005).

- Se obtiene el periodo fundamental de vibrar (T_o) de la estructura en estudio.
- Se proponen los periodos de retorno de los sismos (T_R) para los cuales se revisa la estructura.
- Con el periodo de retorno propuesto en el paso (b), se encuentra la intensidad correspondiente.
- Se calcula el valor del espectro de resistencia por unidad de masa de cada registro en estudio, correspondiente al periodo T_o , para la misma demanda de ductilidad y amortiguamiento crítico, considerado en la curva de peligro sísmico.
- El factor de escala (FE), correspondiente al registro en cuestión, se calcula como el cociente de la intensidad obtenida de la curva de peligro sísmico $(Sa/g)_{TR}$, y la obtenida a partir del espectro de respuesta $(Sa/g)_{esp}$, para un periodo fundamental de la estructura (Shome y Cornell, 1999; Chan, 2003 y Montiel y Ruiz, 2003).

$$FE = \left(\frac{(Sa/g)_{TR}}{(Sa/g)_{esp}} \right) \quad (3.10)$$

En las Tablas 3.4, 3.5 y 3.6 se muestran los registros sísmicos empleados para cada caso. Para el caso 1, localizado en la ciudad de México, cerca de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, se emplearon registros acelerográficos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y de la estación Alameda (AL01), que corresponden a

dos eventos sísmicos de intraslab con una profundidad focal mayor a 57 km y magnitud mayor a 5.4 y seis que corresponden a sismos de interplaca con profundidad focal menor a 23 km y magnitud mayor a 5.6. Los acelerogramas fueron previamente limitados conforme al concepto de duración de movimiento fuerte y filtrados para corregir su línea base.

En la Tabla 3.5 se observan los registros acelerográficos para el caso 2, usando registros de la estación del Pueblo Raboso en Izúcar de Matamoros, Puebla (RABOSO) en la que cuatro son sismos de intraslab con una profundidad focal mayor a 57 km magnitud a 5.4 y cuatro son sismos de interplaca con profundidad focal menor a 17 km y magnitud mayor a 6.

Finalmente, en la Tabla 3.6, se enlistan los registros acelerográficos para el caso 3, utilizando registros acelerográficos de la estación de Acapulco, Guerrero (ACAD); tres pertenecen a sismos de intraslab con una profundidad focal mayor a 58 km y magnitud de 6.5 y cinco son sismos de interplaca con profundidad focal menor a 35 km y magnitud mayor a 5.9.

Tabla 3.4

Registros sísmicos empleados para el caso 1

Tabla 3.4. Registros sísmicos empleados para el caso 1

No.	Fecha	Nombre de la Estación	Lat. °N	Long. °W	M _w	PGA (cm/s ²)	Hs (Km)	Dur. (s)	Componente
INTERPLACA									
1	19-09-85	SCT1	18.081	102.94	8.1	93.78 161.63	15	105 90	N00E N90E
2	24-10-93	SCT1	16.54	98.98	6.6	10.53 10.53	19	80 78	N00E N90E
3	11-01-97	SCT1	17.91	103.04	6.9	20.3 22.5	16	75 76	N00E N90E
4	30-09-99	SCT1	15.95	97.03	7.5	45.2 38.2	16	89 85	N00E N90E
5	18-04-14	AL01	17.18	101.19	7.2	28.94 37.00	10	119 120	N00E N90E
6	14-09-95	AL01	16.31	98.88	6.4	40.98 35.198	22	138 132	N00E N90E
INTRASLAB									
7	15-06-99	SCT1	18.18	97.51	6.5	35.71 29.64	69	35 36	N00E N90E
8	19-09-17	AL01	18.4	98.72	7.1	117.11 108.56	57	43 44	N00E N90E

Nota. M_w, es la magnitud; PGA, aceleración máxima del suelo (cm/s²); Hs, profundidad focal (km); Dur, Duración de movimiento fuerte del suelo (s).

Tabla 3.5*Registros sísmicos empleados para el caso 2*

No.	Fecha	Nombre de la Estación	Lat. °N	Long. °W	M _w	PGA (cm/s ²)	Hs (Km)	Dur. (s)	Componente
INTERPLACA									
1	30-06-10	RABOSO	16.22	98.03	6.0	4.37 5.41	8	59 60	N00E N90E
2	20-03-12	RABOSO	16.25	98.52	7.4	17.44 11.05	16	87 85	N00E N90E
3	08-05-14	RABOSO	17.11	100.87	6.4	5.88 6.12	17	67 70	N00E N90E
4	30-09-99	RABOSO	15.95	97.03	7.5	12.33 11.55	16	80 79	N00E N90E
INTRASLAB									
5	16-06-13	RABOSO	18.04	99.25	5.8	5.93 5.25	60	57 56	N00E N90E
6	20-03-15	RABOSO	17.96	98.58	5.4	18.74 17.98	61	25 26	N00E N90E
7	19-09-17	RABOSO	18.33	98.67	7.1	154.7 129.6	57	26 25	N00E N90E
8	15-Jun-99	RABOSO	18.18	97.51	6.5	162.6 122.9	69	25 24	N00E N90E

Nota. M_w, es la magnitud; PGA, aceleración máxima del suelo (cm/s²); Ts, periodo de vibrar del suelo (s); Hs, profundidad focal (km); Dur, Duración de movimiento fuerte del suelo (s).

Tabla 3.6*Registros sísmicos empleados para el caso 3*

No.	Fecha	Nombre de la Estación	Lat. °N	Long. °W	M _w	PGA (cm/s ²)	Hs (Km)	Dur. (s)	Componente
INTERPLACA									
1	14-09-95	ACAD	16.31	98.88	7.2	68.59 69.74	22	31 32	N00E N90E
2	30-09-99	ACAD	15.95	97.03	7.5	45.83 39.32	16	39 38	N00E N90E
3	08-05-14	ACAD	17.11	100.87	6.4	98.24 93.21	17	19 20	N00E N90E
4	31-05-90	ACAD	17.10	100.89	5.9	26.8 26.8	16	26 24	N00E N90E
5	24-10-93	ACAD	16.54	98.98	6.6	128.21 103.84	19	18 20	N00E N90E
INTRASLAB									
6	15-06-99	ACAD	18.18	97.51	6.5	22.47 24.50	69	65 63	N00E N90E
7	11-12-11	ACAD	17.84	99.98	6.5	66.49 51.56	58	48 44	N00E N90E
8	21-06-99	ACAD	17.99	101.72	5.8	13.68 9.26	54	23 22	N00E N90E

Nota. M_w, es la magnitud; PGA, aceleración máxima del suelo (cm/s²); Ts, periodo de vibrar del suelo (s); Hs, profundidad focal (km); Dur, Duración de movimiento fuerte del suelo (s).

3.11 Conclusiones

Al tener en cuenta la sismicidad de la fuente, así como los parámetros sismológicos y las leyes de atenuación, el peligro sísmico es evaluado para cada una de las regiones de estudio dentro del territorio mexicano que son afectadas por sismos de interplaca e intraslab.

La evaluación del peligro sísmico generó un conjunto de terremotos para la zona de Guerrero cerca de la costa, así como en el estado de Puebla y la Ciudad de México, cerca de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT). En el modelo de peligro sísmico fueron incluidas nuevas relaciones de atenuación para la estación SCT desarrollada por Jaimes (2007), permitiendo considerar las amplificaciones locales de las ondas sísmicas.

Como era de esperarse, el peligro sísmico es mayor para el estado de Guerrero (caso 3), cerca de la costa, debido a que en esta zona se centra la mayor actividad sísmica, por lo que las aceleraciones del suelo son máximas en comparación con los otros casos. El caso 2 (Puebla), es una zona de riesgo sísmico intermedio, con aceleraciones del suelo levemente inferiores al caso 3. Mientras, el caso 1 (zona blanda de la CDMX), cerca de la SCT, la aceleración del suelo es un poco menor en comparación con el caso 2 y 3, además, el movimiento del suelo exhibe una larga duración, con periodos dominantes grandes. En este estudio se pronostica la duración del movimiento fuerte del suelo para la zona blanda de la Ciudad de México, así como en suelo firme fuera de la CDMX publicado en la revista *Geofísica Internacional*, logrando una buena estimación en comparación con el modelo empírico para sismos de interplaca e intraslab (Flores Mendoza *et al.*, 2022).

Finalmente, los resultados del modelo de peligro sísmico para cada una de las zonas en estudio, así como la determinación de la duración del movimiento fuerte del suelo de cada uno de los registros sísmicos, servirán de base para evaluar el nivel de diseño sísmico en términos de costos, empleando los criterios de diseño óptimo de cada uno de los modelos matemáticos.

3.12 Referencias

- Adams, J., & Halchuk, S. (2003). Fourth generation seismic hazard maps of Canada: values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada. Open-File 4459. *Geological Survey of Canada*. Ottawa, Canada.
- Arias, A. (1970). A Measure of earthquake intensity. *MIT Press*, 438-489.
- Alcántara, L., Ovando, E. & Macías, M. (2006). Aplicación de un método neuronal artificial para estimar la fase intensa del movimiento sísmico. *Segundo Congreso Latinoamericano de Sismología*.
- Atkinson, G. M. & Goda, K. (2011). "Effects of Seismicity Models and New Ground-Motion Prediction Equations on Seismic Hazard Assessment for Four Canadian Cities.", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 101(, No. 1), pp. 176–189.
- Bojórquez, E., Ruiz, S. E. & Terán-Gilmore, A. (2008). Reliability-based evaluation of steel structures using energy concepts. *Engineering Structures*, 30(6), 1745-1759.
- Bolt, B. A. (1973). Duration of Strong Ground Motion. *World Conference on Earthquake Engineering*, 5(1), 1304-1313.
- Bommer, J. J. & Martinez-Pereira, A. (1999). The effective duration of earthquake strong motion. *Journal of Earthquake Engineering*, 3(2), 127-172.
- Boore, D. M. (2003). Simulation of ground motion using the stochastic method. *Pure and Applied Geophysics*, 160, 635-676. Recuperado de <https://doi.org/10.1007/PL00012553>
- Bolt, B. A. (1989). Estudio de los movimientos sísmicos fuertes del suelo. *Física de la tierra*, 1, 11-50.
- Castellanos, M. (2013). *Aplicación de redes neuronales para el diseño sísmico de edificios* (tesis de licenciatura). UNAM, México, D.F.
- CFE (2008). *Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo*. México: Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad.
- Chan, S. M. (2003). Influencia del escalamiento de movimientos sísmicos de banda estrecha en la evaluación de la confiabilidad de edificios (tesis de Maestría). División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583–1606.
- Cornell, C. A. & Vanmarcke, E. H. (1969). The major influences on seismic risk. *Proc. 4th World Conference on Earthquake Engineering*. Santiago, Chile. Ellingwood, B. R. (2001). Earthquake risk assessment of building structures. *Reliability Engineering & System Safety*, 74, 251–262.
- Esteva, L. (1968). *Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico (tesis doctoral)*. UNAM, Distrito Federal, México.
- Esteva, L., Díaz-López, O., García-Pérez, J., Sierra, G. & Ismael, E. (2002). Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design. *Structural Safety*, 24, 187-204.
- Flores Mendoza, R., Rodríguez Alcántara, U., Pozos-Estrada, A. & Gómez, R. (2022). Use of artificial neural networks to predict strong ground motion duration of interplate and in-slab Mexican earthquakes for soft and firm soils. *Geofísica Internacional*, 61(3), 153-179.
- Frankel, A., Mueller, C., Barnhard, T., Perkins, D., Leyendecker, E. V., Dickman, N., Hanson, S., & Hopper, M. (1996). National seismic hazard maps. Open-File 96-532. *U.S. Geological Survey*, Denver, Colorado.
- García, D. (2006). *Estimación de parámetros del movimiento fuerte del suelo para terremotos interplaca e intraslab en México Central* (tesis doctoral). Universidad Complutense de Madrid, Madrid, España.
- García, D., Singh, S. K., Herraiz, M., Ordaz, M. & Pacheco, J. P. (2005). In-slab earthquakes of Central Mexico: Peak ground-motion parameters and response spectra. *Bulletin of the Seismic Society of America*, 95, 2272-2282.
- García-Soto, A. D., Pozos-Estrada, A., Hong, H. P. & Gómez Martínez, R. (2012). Estimación del peligro sísmico debido a sismos interplaca e in-slab y sus implicaciones en el diseño sísmico. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 86, 27-54.
- García-Soto, A. D., Hong, H. P. & Gómez, R. (2012). Effect of the orientation of records on displacement ductility demand. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 39(4), 362-373.

- Goda, K. & Hong, H. P. (2006). Optimum seismic design considering risk attitude, societal tolerable risk level and life quality criterion. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 132(12), 2027-2035.
- Grases, J. (1989). Peligro Sísmico con fines de Ingeniería. *Revista Geofísica*, 31, 261- 279.
- Guerrero, R. (1997). *Duración del movimiento durante sismos: implicaciones en la degradación estructural (tesis de Maestría)*. DEPI, UNAM, México.
- Hong, H. P., Goda, K. & Davenport, A. G. (2006). Seismic hazard analysis: a comparative study. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(9), 1156-1171.
- Hong, H. P. & Rosenblueth, E. (1988). Model for generation of subduction earthquakes. *Earthquake Spectra*, 4, 481-498.
- Hong, H. P., & Hong, P. (2007). Assessment of ductility demand and reliability of bilinear single-degree-of-freedom-systems under earthquake loading. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(12), 1606-1615.
- Hong, H. P., Pozos-Estrada, A. & Gómez, R. (2009). Orientation effect on ground motion measure for Mexican subduction earthquakes. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 8(1), 1-16.
- Hong, H. P., García-Soto, A. D. & Gómez, R. (2010). Impact of different earthquake types on the statistics of ductility demand. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 136(7), 770-780.
- Housner, G. W. (1952). *Intensity of Ground Motion During Strong Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Laboratory. Recuperado de <https://resolver.caltech.edu/CaltechEERL:1952.EERL.1952.001>
- Jaimes, M. A. & Reinoso, E. (2006). Comparación del comportamiento de edificios en el valle de México ante sismos de subducción y de falla normal. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 75, 1-22.
- Joyner, W. B. & Boore, D. M. (1993). Methods for regression analysis of strong-motion data. *Bulletin of the Seismic Society of America*, 83, 469-487.
- Lee, J. (2009). *Engineering characterization of earthquake ground motions (tesis doctoral)*. University of Michigan, Ann Arbor.
- NTCDS (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gobierno de la Ciudad de México, México.
- McGuire, R. K. (1976). FORTRAN Computer program for seismic risk analysis. Open-File 76-67. *U.S. Geological Survey*, Denver, Colorado.
- McGuire, R. K. (2004). *Seismic hazard and risk analysis*. Berkeley, CA.: Earthquake Engineering Research Institute.
- Montiel, M. A., Ruiz, S. E. & Torres, M. A. (2003). Comparison of two alternative methods for estimating annual mean failure rates of building frames. *Memorias: International Conference Risk, Vulnerability and Reliability in Construction*, Argel, Argelia.
- Nishenko, S. P. & Singh, S. K. (1987). Conditional probabilities for the recurrence of large and great interpolate earthquakes along the Mexican subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 77(6), 2095-2114.
- Novikova, E. I. & Trifunac, M. D. (1993). *Duration of strong motion: physical basis and empirical equation* (No. 93-02). Department of Civil Engineering, University of Southern California, Los Angeles.
- Novikova, E. I. & Trifunac, M. D. (1994). Duration of strong ground motion in terms of earthquake magnitude, epicentral distance, site conditions and site geometry. *Earthq. Eng. & Struct. Dyn.*, 23(9), 1023-1043.
- NTCS (2004). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo*. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- Ordaz, M. & Reyes, C. (1999). Earthquake hazard in Mexico City: Observations versus computations. *Bulletin of the Seismic Society of America*, 89(5), 1379-1383.
- Ordaz, M., Pérez-Rocha, L. E. & Alemán Velásquez, J. (2007). Definición de sismos máximos para el diseño sísmico de estructuras. *XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Ixtapa-Zihuatanejo, Guerrero, México.
- Reinoso, E., Guerrero, R., & Ordaz, M., (1996). Duración del movimiento durante sismos: implicaciones en la degradación estructural. *X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, México.
- Reinoso, E. & Ordaz, M., (2001). Duration of strong ground motion during Mexican earthquakes in terms of magnitude, distance to the rupture area and dominant site period. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 653-673.

- Rosenblueth, E., & Jara, J. M. (1991). Constant versus time dependent seismic design coefficients. Proc., 3rd IFIP WG 7.5. Reliability and Optimization of Structural Systems. *Springer-Verlag*, 315-327.
- Trifunac, M. D. & Brady, A. G. (1975). A study on the duration of strong ground motion. *BSSA*, 65, 581-626.
- Trifunac, M. D. & Westermo, B. D. (1982). Duration of strong earthquake shaking. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1(3), 117-121.
- Pozos-Estrada, A., Gómez, R. & Hong, H. P. (2008). Seismic design: benefit/cost for overall service time versus per unit service time. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing.
- Rackwitz, R. (2000). Optimization-the basis of code-making and reliability verification. *Structural Safety*, 22, 27-60.
- Reyes, C., Miranda, E., Ordaz, M. & Meli, R. (2002). Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la Ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 66, 95-121.
- Rosenblueth, E. & Esteva, L. (1972). Reliability Basis for Some Mexican Codes Publication. *ACI Special Publication*, 31, 1-42.
- Rosenblueth, E. & Gómez, R. (1991). Comentarios y ejemplos a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, DDF. *Series del Instituto de Ingeniería*, 7, 269.
- Rosenblueth, E. & Jara, J. M. (1991). Constant versus time dependent seismic design coefficients. Proceedings of the 3rd IFIP WG 7.5 Conference on Reliability and Optimization of Structural Systems '90. *Springer-Verlag*, 1, 315-327.
- Ruiz, S. & Montiel, O. (2005). Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para análisis de estructuras. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 72, 1-24.
- Shome, N. & Cornell, C. A. (1999). Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Report RMS-35, Stanford Digital Repository. Recuperado de <http://purl.stanford.edu/qp089qb1141>
- Singh, S., Astiz, L. & Havskov, J. (1981). Seismic gaps and recurrence period of large earthquakes along the Mexican subduction zone: a re-examination. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 71, 827-843.
- Singh, S. K., Rodriguez, M. & Esteva, L. (1983). Statistics of small earthquakes and frequency of occurrence of large earthquakes along the Mexican subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 74, 135-158.
- Singh, S. K., Mena, E., Castro, R. & Carmona, C. (1988c). Prediction of peak, horizontal ground motion parameters in Mexico city from coastal earthquakes. *Geofísica*, 27, 111-129.
- Tena-Colunga, A., Mena, U., Pérez-Rocha, L. E., Ordaz, M., Avilés, J. & Vilar, J. I. (2008). Updated guidelines for the seismic design of buildings in the MOC-2008 code of Mexico. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Zúñiga, R., Suárez, G., Ordaz, M., & García, V. (1997). *Peligro sísmico en Latinoamérica y el Caribe*. Instituto Paleoamericano de Geografía e Historia.
-

CAPÍTULO 4

AMORTIGUADORES VISCOSOS NO LINEALES INSTALADOS EN LOS EDIFICIOS EN ESTUDIO

4.1 Introducción

Los edificios diseñados que utilizaron las normativas de diseño más recientes (NTC-2017, MOC-2008) proveen un comportamiento estructural adecuado bajo las hipótesis de las normativas; sin embargo, el costo de reparación del posible daño bajo un evento sísmico extremo, puede ser mayor al anticipado. Una alternativa para controlar la respuesta de una estructura y aumentar la cantidad de energía disipada es el empleo de dispositivos de amortiguamiento auxiliar de tipo activo (necesitan una fuente de energía externa) o pasivo (reaccionan a los movimientos estructurales).

En este estudio se emplean sistemas de control pasivo, y su efectividad depende de la capacidad de deformación de la estructura. Estos sistemas pueden ser de tipo: histérico, visco-elástico, fricción y viscoso, y su utilización tiene como objetivo incrementar el amortiguamiento de la estructura para reducir el nivel de daño. De manera particular, se emplearán disipadores viscosos no lineales. Así, una de las tareas más importantes para el diseñador será definir la distribución y el tamaño de los dispositivos con el fin de maximizar su eficiencia. Ésta se puede evaluar con el empleo de algoritmos genéticos (AG), los cuales han sido aplicados en diversos ámbitos de la ingeniería (Shah y Kusiak, 2007; Gould *et al.*, 2009; Cavill *et al.*, 2009), así como en la arquitectura (Ziyu y Wovo, 2011 y Park *et al.*, 2009). En el caso de la ingeniería estructural, los algoritmos genéticos se han utilizado para el diseño de edificios con disipadores de energía pasivos (Lavan y Dargush, 2009); diseño de edificios de acero considerando el costo de ciclo de vida (Liu *et al.*, 2003; Fragiadakis *et al.*, 2006); diseño sísmico de edificios con base en confiabilidad (Zacharenaki, *et al.*, 2013); desarrollo de planes de mantenimiento en puentes (Liu y Frangopol, 2004; Frangopol y Liu, 2007) y en redes de carreteras (Furuta *et al.*, 2006; Bocchini y Frangopol, 2011), entre otros.

4.2 Amortiguadores viscosos no lineales

La bondad de los disipadores o amortiguadores viscosos no lineales (AVNL), depende de la velocidad y no del desplazamiento, razón por la cual su empleo no impacta en la rigidez de la estructura y tampoco incrementa los esfuerzos en los elementos estructurales debido a su comportamiento denominado fuera de fase. Este comportamiento ocurre en los dispositivos fluido viscosos, cuya fuerza resistente aumenta al aumentar la velocidad con la que es comprimida. Esta propiedad origina que la estructura alcance una velocidad “cero” cuando alcanza su deformación máxima y, por lo tanto, la fuerza generada por el dispositivo, por tratarse de fluido viscoso, también sea “cero”. Por lo tanto, estos dispositivos tienen la propiedad de disminuir simultáneamente las deformaciones y los esfuerzos en la estructura.

La ley constitutiva que rige el comportamiento de los dispositivos de tipo viscoso no lineal es la siguiente:

$$F_D = C|V|^\alpha \operatorname{sgn}(V) \quad (4.1)$$

en el que F_D es la fuerza del disipador; α es el exponente de la no linealidad del amortiguamiento (positivo real) con valores en un intervalo de 0.35 a 1.0 (Lin y Chopra, 2002); C es la constante de amortiguamiento del disipador con unidades de fuerza por velocidad (KN s/m); V es la velocidad relativa que actúa en el disipador; y $\operatorname{sgn}(-)$ es la función que devuelve un valor unitario con el signo de la velocidad o cero.

4.2.1 Comportamiento de los disipadores viscosos no lineales

El comportamiento de un amortiguador es variado. Por ejemplo, el cilindro típico de Bernoulli con orificio produce fuerzas que son proporcionales al cuadrado de la velocidad con un valor de $\alpha=2$, estos amortiguadores se utilizan para la absorción de ondas de choque.

Si $\alpha=1$ el amortiguador viscoso se vuelve lineal; mientras que si $\alpha=0$ el comportamiento histerético de la curva desplazamiento-fuerza se vuelve rectangular, típico

en los amortiguadores de fricción (Pall y Marsh, 1982). Para aplicaciones de diseño sísmico en edificios a base de marcos, se busca delimitar la salida de fuerza del amortiguador bajo un pulso de alta velocidad. Por lo tanto, para aplicaciones sísmicas α se selecciona menor a 1. Debido a que los AVNL producen fuerzas que varían linealmente con respecto a la demanda de velocidad, pueden generar grandes fuerzas de amortiguamiento bajo demandas de alta velocidad. Esto introduce incertidumbres y conservadurismo en el diseño de capacidades de miembros no disipativos. En la Figura 4.1, se ilustra la curva fuerza-desplazamiento de un modelo viscoso no lineal con diferentes valores de α (exponente de velocidad) y diferentes valores de C (constante de amortiguamiento) para una misma acción sísmica.

En la Figura 4.2 se muestra un esquema de un amortiguador viscoso, este dispositivo disipa energía aplicando una fuerza de resistencia en un desplazamiento finito. La fuerza de salida del amortiguador es resistiva, por lo tanto, actúa en la dirección opuesta a la del movimiento de entrada. En cualquier momento el valor de la fuerza de resistencia varía con respecto a la velocidad de traslación del amortiguador. La energía mecánica se disipa mediante transferencia de calor, provocando un calentamiento del fluido del amortiguador y de las partes mecánicas; esta energía térmica se transfiere, sin causar daño al medio ambiente, mediante mecanismos de transporte, generalmente por convección y conducción. Cuando la fuerza de entrada intenta mover los vástagos del pistón, se reduce el volumen del fluido. Esta reducción va acompañada del desarrollo de una fuerza restauradora (similar a un resorte).

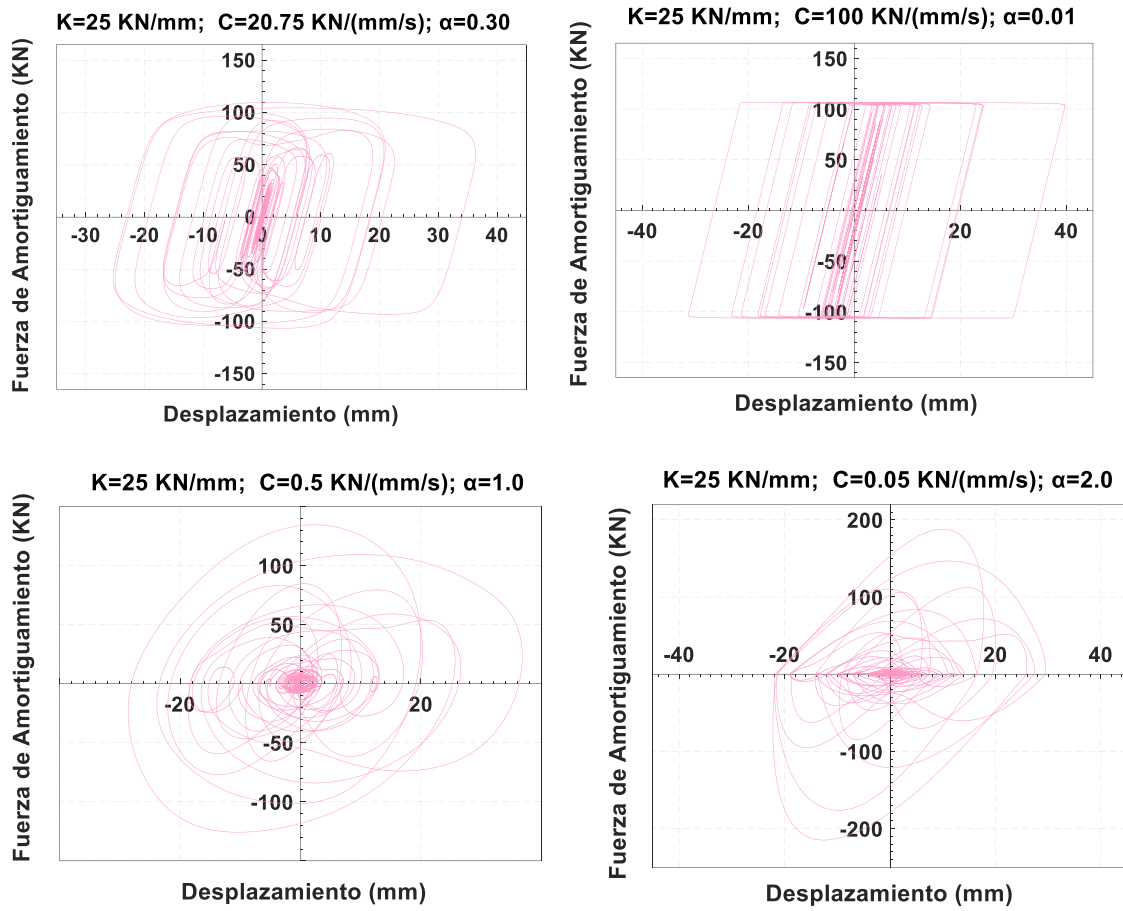


Figura 4.1 Curva fuerza-desplazamiento de un modelo viscoso no lineal con diferentes valores de α y diferentes valores de C

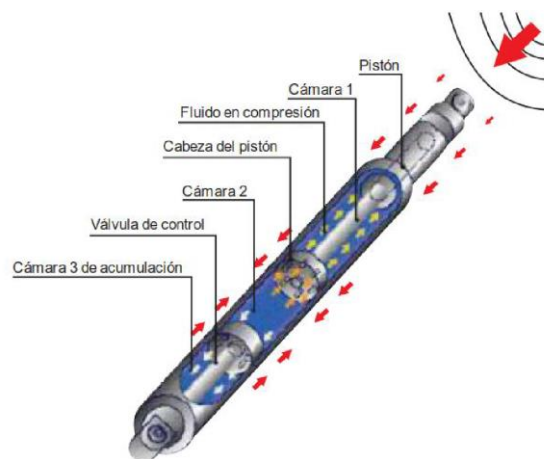


Figura 4.2 Esquema de un amortiguador viscoso (Christopoulos y Filiatrault, 2006)

4.2.2 Distribución de las propiedades del amortiguamiento viscoso no lineales de acuerdo con el FEMA 274

Según la ecuación de movimiento dinámico correspondiente a un grado de libertad (GL) con carga exterior y amortiguamiento adicional, la ecuación se puede escribir como:

$$[M]\{\ddot{X}\} + ([C_{nd}] + [C_{md}])\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{I\}a_g \quad (4.2)$$

En el que $[M]$ es la matriz de masa, $[C_{nd}]$ es la matriz de amortiguamiento, correspondiente al amortiguamiento propio de la estructura, $[C_{md}]$ es la matriz de amortiguamiento, correspondiente al amortiguamiento viscoso del disipador, $[K]$ es la matriz de rigidez, \ddot{X} , \dot{X} y X son la aceleración, velocidad y desplazamiento del sistema respectivamente y a_g es la aceleración del suelo. Debido a que el sistema puede tener N tipos de amortiguadores, entonces la matriz de amortiguamiento de los dispositivos puede expresarse como:

$$[C_{md}] = c_{md1}[C_1] + c_{md2}[C_2] + c_{md3}[C_3] + \dots + c_{mdN}[C_N] \quad (4.3)$$

En el que C_{mdi} corresponde al coeficiente de amortiguamiento del dispositivo i . Asumiendo que solo el modo fundamental de vibración es significativo, es decir, usando la frecuencia natural de vibración fundamental y el vector correspondiente al primer modo de vibración, la ecuación queda como:

$$2\xi_{nd1}\omega_1 = \frac{\{\phi_1\}^T [C_{md}] \{\phi_1\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} \quad (4.4)$$

en la que ϕ_1 es el vector de forma modal correspondiente al modo fundamental, ξ_{nd1} es el amortiguamiento crítico de la estructura, ω_1 es la frecuencia de vibrar de la estructura, si se conjugan las dos últimas ecuaciones se puede escribir:

$$2\xi_{nd1}\omega_1 = c_{md1} \frac{\{\phi_1\}^T [C_1] \{\phi_1\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} + c_{md2} \frac{\{\phi_1\}^T [C_2] \{\phi_1\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} + \dots + c_{mdN} \frac{\{\phi_1\}^T [C_N] \{\phi_1\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} \quad (4.5)$$

Una visión más detallada y moderna acerca del amortiguamiento añadido a las estructuras por medio de los disipadores sísmicos de fluido viscoso se presenta en FEMA 274, el cual define como la razón de amortiguamiento efectivo, ξ_{eff} , a la suma de la razón de amortiguamiento crítico natural (propio de la estructura) ξ_{nd} y la razón de amortiguamiento crítico atribuible a los dispositivos de disipación de energía suplementarios ξ_{md} , esto es:

$$\xi_{eff} = \xi_{nd} + \xi_{md} \quad (4.6)$$

La razón de amortiguamiento crítico debido a los dispositivos viscosos se determina por medio de la siguiente expresión:

$$\xi_{md} = \frac{\sum W_i}{2 \sum W_k} \quad (4.7)$$

En el que W_i es la energía disipada por los dispositivos viscosos en un ciclo de movimiento y W_k es la energía elástica de deformación del sistema sin amortiguamiento.

Por otro lado, la determinación de la razón de amortiguamiento crítico para disipadores sísmicos de fluido viscoso con exponente de velocidad menor a 1, de acuerdo con el FEMA 274, se define como:

$$\xi_{md} = \frac{\sum \lambda C_{mdi} \phi u_{ri}^{1+\alpha} (\cos(\theta_i))^{1+\alpha}}{2\pi\omega_i^{2-\alpha} \sum m_i u_i^2} \quad (4.8)$$

En el que λ es un parámetro definido en la Tabla 4.1; C_{mdi} es el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo "i"; u_{ri} es el desplazamiento relativo entre los bordes del dispositivo "i" (en la dirección horizontal); α es el exponente de la velocidad; θ_i es el ángulo de inclinación del dispositivo "i" (con respecto a la horizontal); ω_i es la frecuencia de vibración del modo "i"; m_i es la masa del piso "i", y u_i es el desplazamiento relativo del piso "i".

Tabla 4.1

Parámetro λ

Exponente α	Parámetro λ
0.25	3.70
0.50	3.50
0.75	3.30
1.00	3.10

Si solo se considera el modo principal de vibración, la respuesta de desplazamiento puede expresarse como:

$$u_i = A\phi_i \quad (4.9)$$

A es la amplitud del movimiento de la estructura; ϕ_i es el desplazamiento modal del piso i, correspondiente al modo fundamental de vibración. Así la razón de amortiguamiento crítico atribuible a los dispositivos de disipación de energía de tipo viscoso con comportamiento no lineales se puede escribir como:

$$\xi_{md} = \frac{\sum \lambda C_{mdi} \phi_{ri}^{1+\alpha} (\cos(\theta_i))^{1+\alpha}}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum \left(\frac{\omega_i}{g}\right) \phi_i^2} \quad (4.10)$$

Es importante señalar que la ecuación 4.11 considera un coeficiente de amortiguamiento constante para todos los dispositivos, éste se puede estimar una vez conocidas las demás variables. De esta manera, despejando el coeficiente de amortiguamiento de la ecuación 4.10 se obtiene:

$$\sum C_i = \frac{\xi_{md} 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\sum m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{ri}^{1+\alpha} (\cos(\theta_i))^{1+\alpha})} \quad (4.11)$$

Así mismo, el valor de ξ_{md} , depende del amortiguamiento objetivo que se desea alcanzar; este valor se puede calcular empleando el siguiente procedimiento:

- 1) Se determina el factor de reducción de la respuesta B , definido como:

$$B = \frac{D_{\max}}{D_{\text{objetivo}}} \quad (4.12)$$

en el que la distorsión máxima $D_{m\acute{a}x}$, se obtiene por medio del análisis tiempo historia de la estructura sin disipadores, para el sismo de diseño seleccionado; y $D_{objetivo}$ es la distorsión objetivo.

- 2) Se determina el amortiguamiento efectivo ξ_{eff} , despejando de la siguiente ecuación:

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{nd})}{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})} \quad (4.13)$$

en la que ξ_{nd} es el amortiguamiento inherente de la estructura que usualmente se fija en 5 % para estructuras de concreto reforzado. De esta manera, se obtiene el amortiguamiento efectivo ξ_{eff} , el cual incluye la acción del disipador de energía y el amortiguamiento inherente de la estructura.

- 3) Descontando el amortiguamiento inherente, se obtiene el amortiguamiento viscoso que se requiere:

$$\xi_{md} = \xi_{eff} - 5\% \quad (4.14)$$

4.2.3 Rigidez del dispositivo "K" (brazo metálico)

Tal como se mencionó, el AVNL solo depende de la velocidad para controlar la respuesta dinámica de la estructura. Para poder lograr esto, en la modelación se debe considerar la rigidez del sistema con un valor muy alto (brazo metálico), esto debido a que la rigidez axial de éste es mucho mayor que la del disipador. La rigidez de este brazo se calcula con la ecuación 4.15, de acuerdo con:

$$K = \frac{EA}{L} \quad (4.15)$$

En el que E es el módulo de elasticidad del acero; A es el área de la sección del brazo metálico, y L es su longitud.

Es importante indicar que este perfil metálico cuenta con un área (A) significativa, esto para minimizar las deflexiones elásticas en el brazo y maximizar las del disipador, logrando de

esta manera, que el dispositivo se active completamente ante una excitación sísmica. Asimismo, es importante que el perfil metálico seleccionado tenga suficiente momento de inercia (I) y área (A) para que se tenga suficiente resistencia contra el pandeo en la dirección de compresión.

4.2.4 Distribución de disipadores de energía en las estructuras estudiadas de acuerdo con el FEMA 274

De acuerdo con la metodología del FEMA 274 se realizó un análisis paso a paso no lineal de la estructura sin disipadores, empleando cuatro registros sísmicos escalados con el espectro de diseño para cada uno de los modelos matemáticos; se utilizaron las distorsiones de entrepiso para determinar el prediseño de los AVNL. Se observó que las distorsiones de entrepiso para el estado límite de servicio, obtenidas del análisis paso a paso no lineal, excedían el límite de 0.004, ver la Tabla 4.2 (distorsión máxima).

Con base en la relación entre la distorsión o deriva objetivo planteada y la máxima distorsión o deriva obtenida del análisis no lineal paso a paso en el tiempo de la estructura sin disipadores, el amortiguamiento efectivo puede ser calculado con la ecuación 4.13. La Tabla 4.2 presenta un resumen de los parámetros empleados para el cálculo del amortiguamiento efectivo.

Tabla 4.2

Resumen cálculo de amortiguamiento efectivo

Características	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
	DIR x	DIR y	DIR x	DIR y	DIR x	DIR y
Distorsión objetivo	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
Distorsión máxima (registro sísmico)	0.0067	0.0067	0.0067	0.0064	0.0064	0.007
Factor de respuesta (B)	1.68	1.68	1.68	1.60	1.60	1.75
Amortiguamiento efectivo necesario (ξ_{eff})	25.31%	25.31%	25.31%	22.62%	22.62%	28.05%
Amortiguamiento inherente (ξ_{nd})	5%	5%	5%	5%	5%	5%
Amortiguamiento de los disipadores (ξ_{md})	20.31%	20.31%	20.31%	17.62%	17.62%	23.05%

Finalmente, con la ecuación 4.11 se calcula el coeficiente de amortiguamiento que será distribuido uniformemente en la altura del edificio, fijando el exponente de velocidad α . A fin de realizar el primer cálculo del coeficiente de amortiguamiento, se propuso emplear cuatro amortiguadores por piso para cada dirección, colocados en dos pares por piso, cada par se encuentra en una de las caras externas opuesta a la estructura.

Los resultados de los coeficientes de amortiguamiento para los casos en estudio son mostrados en las Tablas 4.3, 4.4 y 4.5 variando el valor del exponente de velocidad α de 0.35 a 1, lo que a su vez está relacionado con el parámetro λ (Tabla 4.1). Las propiedades mostradas en las tablas serán utilizadas para ambas direcciones, ya que las distorsiones de entrepiso y los periodos naturales de vibrar de la estructura son muy similares.

Tabla 4.3

Coefficiente de amortiguamiento, (dirección x, dirección y)

Caso 1								
#piso	Coeficiente α							
	0.35	0.40	0.45	0.50	0.65	0.75	0.85	1.0
1	1823	3351	4176	5057	9243	13956	21082	38461
2	1823	3351	4176	5057	9243	13956	21082	38461
:	:	:	:	:	:	:	:	:
12	1823	3351	4176	5057	9243	13956	21082	38461
Caso 2								
#piso	Coeficiente α							
	0.35	0.40	0.45	0.50	0.65	0.75	0.85	1.0
1	920	1220	1380	1380	3682	6999	12380	37371
2	920	1220	1380	1380	3682	6999	12380	37371
:	:	:	:	:	:	:	:	:
12	920	1220	1380	1380	3682	6999	12380	37371
Caso 3								
#piso	Coeficiente α							
	0.35	0.40	0.45	0.50	0.65	0.75	0.85	1.0
1	2698	2698	4047	4047	10793	18888	35079	76349
2	2698	2698	4047	4047	10793	18888	35079	76349
:	:	:	:	:	:	:	:	:
12	2698	2698	4047	4047	10793	18888	35079	76349

C: coeficiente de amortiguamiento (KN S/m); α : exponente de velocidad

Estos valores serán empleados como datos de entrada para la búsqueda óptima de las propiedades de los AVNL en la altura de los edificios en estudio (constante de amortiguamiento "C" y el exponente de la no linealidad del disipador " α ").

4.3 Algoritmo genético simple aplicado para estimar el tamaño óptimo de los AVNL en los edificios

Para identificar el tamaño óptimo de las propiedades de los AVNL se emplea un método de optimización denominado algoritmos genéticos (AG), el cual se basa en los conceptos de selección natural y genética natural. En este método, los individuos más fuertes tienden a ser los ganadores en un entorno de competencia. Los algoritmos genéticos (denominados originalmente planes reproductivos genéticos) fueron desarrollados por John H. Holland a principios de 1960, motivado por resolver problemas de aprendizaje de máquina.

Para la búsqueda de los parámetros óptimos, el algoritmo genético sigue una serie de pasos que emulan los procesos naturales (Goldberg, Sastry y Kendall, 2005). Se utilizan estos operadores que se enmarcan en cuatro grupos: operadores de evaluación, operadores de selección, operadores de cruzamiento y operadores de mutación. Sin embargo, para poder aplicar estos operadores genéticos sobre la población, es necesario codificar a cada individuo convirtiéndolo en una aproximación al valor real, lo que facilita los mecanismos de búsqueda. Este proceso se repite para un número de ciclos (generaciones) hasta que no se observa mejoría en los mejores individuos de las generaciones posteriores. A continuación, se dan las definiciones de las operaciones empleadas con los AG.

Codificación y decodificación de individuos. Una característica esencial de un AG es la codificación de las variables que describen el problema. El método de codificación más común es transformar las variables en una cadena binaria de longitud específica. Esta cadena representa el cromosoma del problema y la longitud del cromosoma o individuo son representados por ceros y unos en la cadena binaria. Para un problema específico, que depende de más de una variable, se construye una codificación multivariable simplemente concatenando tantas codificaciones de variables individuales como el número de variables del problema. Cada variable puede tener su propia longitud correspondiente a los valores mínimo, máximo y un valor de paso especificado para la aplicación particular. Al decodificar

a los individuos de la población inicial, se determina la solución para cada instancia específica y se evalúa el valor de la función objetivo que corresponde a este individuo. Esto se aplica a todos los miembros de la población.

En la Figura 4.3, se muestra la codificación de los AVNL, en el que $G_1, G_2, G_3, \dots, G_N$ representa el conjunto de amortiguadores de cada entrepiso hasta el piso N ; GC representa el coeficiente de amortiguamiento "C" compuesto de una serie de 6 bits para el entrepiso que le corresponda y $G\alpha$ representa el exponente de amortiguamiento " α " conformado por 3 bits, cuyos valores codificados fueron 0.35, 0.45, 0.50, 0.60, 0.65, 0.75, 0.85 y 1.0, este exponente puede variar en cada entrepiso.

$\frac{GC}{G_1}$	$\frac{GC}{G_2}$	$\frac{GC}{G_3}$	$\frac{GC}{G_4}$	$\frac{GC}{G_5}$	$\frac{GC}{G_6}$	$\frac{GC}{G_7}$	$\frac{GC}{G_8}$	$\frac{GC}{G_9}$	$\frac{GC}{G_{10}}$	$\frac{GC}{G_{11}}$	$\frac{GC}{G_{12}}$

Figura 4.3

Codificación de disipadores

Operadores de evaluación. Se asigna un valor objetivo a cada individuo, este valor estará más cerca de una solución aceptable mientras mejor sea el comportamiento o la adaptabilidad que muestre dicho individuo. El valor objetivo adoptado para optimar las propiedades de los AVNL consiste en tomar en cuenta las distorsiones de entrepiso, como los estados límites de servicio y estados de límite de colapso, así como los índices de energía. En este trabajo se propone que las dispersiones de los índices de energía sean menores que el 25% del promedio para ser consideradas aceptables.

Operadores de selección. A cada individuo se le asigna una probabilidad proporcional a su valor de función objetivo normalizado con la suma de los valores de la función objetivo de la generación, en este proceso se elige a los individuos que pasarán a la siguiente generación o por lo menos parte del código. En este trabajo se emplea la selección de tipo ruleta en la que, una vez calculado, pasaran los valores de la función objetivo de todos los individuos de la generación actual. Éstos se suman generando números aleatorios, en este caso con distribución normal, se seleccionan N individuos que se requieren para la

nueva generación. La probabilidad de reproducción de cada individuo está dada por la siguiente expresión:

$$P_i = \frac{a_i}{\sum_{j=1}^N a_j} \quad (4.16)$$

P_i es la probabilidad de producción para i -ésimo; a_i es la aptitud de este mismo individuo; a_j es la aptitud del individuo j -ésimo y N es el tamaño de la población. Por lo tanto, los individuos con valores por encima del promedio tendrán una mayor probabilidad de ser seleccionados mientras que aquellos por debajo del promedio tendrán menos probabilidad de ser seleccionados. En la Figura 4.4, se muestra la ruleta en la que se acomodan a los individuos de peor a mejor desempeño, el bloque más pequeño es el más desfavorable.

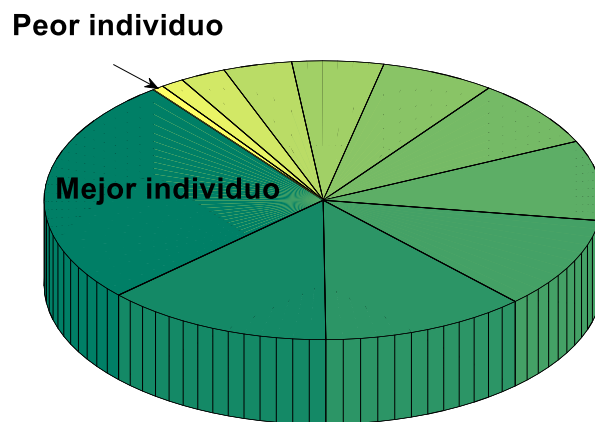


Figura 4.4

Representación del porcentaje de selección (tipo ruleta)

Operadores de cruzamiento. Es la operación en la que los padres heredan su información genética a sus hijos. Se utiliza la cruce de un solo punto, y nuevamente con la ayuda de números aleatorios se elige el punto de cruce (punto a partir del cual se intercambian los códigos o punto de corte). Esto se hace de manera similar a la selección, con la única diferencia de que cada punto de cruce tiene la misma probabilidad de ser elegido. En la Figura 4.5 se muestra un esquema del cruzamiento de los individuos. Una vez

que se traza la posición del cromosoma y todos los bits que se encuentran después de esa posición (punto de corte), los cromosomas se intercambiarán entre ellos.



Figura 4.5

Cruzamiento de los individuos

Operadores de mutación. Se utilizan para dar variedad a la población que no puede ser dada por el cruzamiento. Sin este operador el algoritmo podría quedar estancado, en el caso de operadores de selección rigurosos, y nunca llegar al óptimo. Gracias a la mutación pueden existir individuos con características únicas que ninguno de sus padres tuvo. En código binario, la mutación se refiere a cambiar el valor del bit por su complemento; esto es, si el bit tiene el valor de 0 se cambia por 1 y viceversa.

La mutación empleada en este estudio es uniforme, ya que todos los bits de una cadena tienen la misma probabilidad de mutar, aunque también el usuario puede definir la probabilidad de mutación de cada bit. La Figura 4.6 ilustra el caso de mutación de individuos.

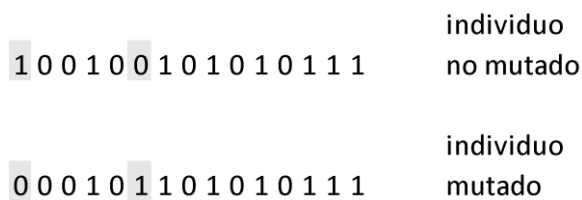


Figura 4.6

Mutación de los individuos

Elitismo. El empleo del elitismo consiste en conservar al mejor o a los mejores individuos a través de las generaciones y evitar perder a los mejores individuos de una generación a otra generación. El elitismo tiene muchas variables, la utilizada en este trabajo

es conservar al mejor individuo durante el proceso, la posición del mejor individuo solo será cedida si en una generación aparece un individuo mejor que el que se tiene actualmente.

La Figura 4.7 muestra todos los elementos básicos de una población y las reglas del algoritmo genético utilizadas para este estudio.

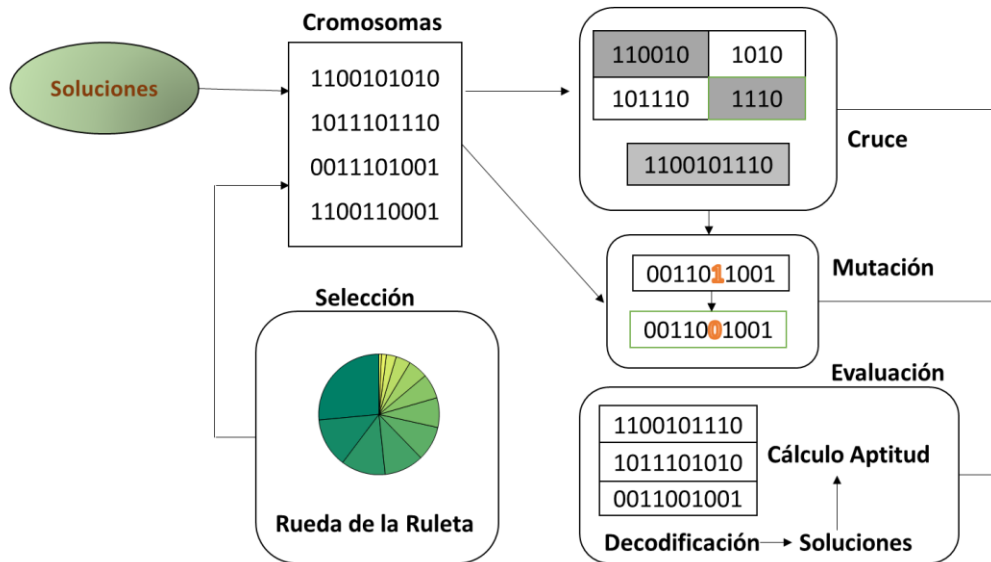


Figura 4.7

Población de un algoritmo genético

4.3.1 Optimación de las propiedades de los AVNL con AG

Para optimar las propiedades de los amortiguadores es necesario fijar un objetivo, lo que es parte fundamental para la realización de un AG, como se muestra a continuación.

4.3.1.1 Distorsión de Entrepiso (DE)

Las distorsiones de entrepiso (DE) son parámetros que pueden ser relacionados con el daño a elementos estructurales y no estructurales de un edificio, también son un buen indicador de la probabilidad de colapso. Así, las distorsiones de entrepiso serán empleadas como objetivo para alcanzar la distribución óptima de los AVNL en la altura de la estructura. Las

distorsiones admisibles objetivo fueron tomadas de acuerdo con las NTC-Sismo (2017), con un valor de 0.015 para el caso del estado límite de colapso y 0.002 para el estado límite de servicio cuando se emplean los AVNL, este último estado fue contemplado para este estudio. A partir de la distorsión objetivo, se calcula en cada entrepiso su efectividad. Para ello se asigna una calificación de 0 a 10 a cada entrepiso de acuerdo con la ecuación 4.17 y finalmente se realiza la suma de las calificaciones de cada entrepiso para así obtener la calificación global de la distorsión del entrepiso.

$$\begin{aligned}
 DE_i &= \frac{\gamma_{piso_i}}{0.002} * 10, si \dots \gamma_{piso_i} \leq 0.002 & DE_i &= \frac{\gamma_{piso_i}}{0.015} * 10, si \dots \gamma_{piso_i} \leq 0.015 \\
 DE_i &= \frac{0.004 * \gamma_{piso_i}}{0.002} * 9, si \dots 0.004 \geq \gamma_{piso_i} > 0.002 & DE_i &= \frac{0.020 * \gamma_{piso_i}}{0.015} * 9, si \dots 0.020 \geq \gamma_{piso_i} > 0.015 \\
 DE_i &= 0, si \dots \gamma_{piso_i} > 0.004 & DE_i &= 0, si \dots \gamma_{piso_i} > 0.020 \\
 DE &= \sum_{i=1}^N DE_i & DE &= \sum_{i=1}^N DE_i
 \end{aligned} \tag{4.17}$$

En el que γ_{piso_i} es la distorsión del entrepiso i ; DE_i es la calificación local de la distorsión de entrepiso con valores probables entre 0 y 10; DE es la suma de todas las calificaciones de entrepiso que alcanzaría valores entre 0 y 100. En el criterio de optimización que se plantea no se tratará de reducir DE_i al mínimo, se ajustará cercano al límite establecido por los reglamentos.

4.3.1.2 Variación de disipación de energía (IE)

Otro criterio considerado fue la variación de la disipación de energía (VDE), a la que se le asigna una calificación entre 0.7 y 1 para restarle importancia a la DE. La VDE funciona como un factor de castigo cuando se carece de regularidad en la disipación de energía en la altura del edificio. Para determinar cuánta energía disipa un amortiguador basta con multiplicar la fuerza que se genera en éste (F_{Di}) por el desplazamiento relativo máximo (D_{rel}). Para calcular el promedio del VDE se descarta el primero y el último entrepiso debido a que están asociados a velocidades relativas pequeñas. Se propone que la dispersión de la VDE sea

menor que 25 % para considerarlo aceptable. Una vez determinados cuántos niveles resultaron aceptables, se calcula la VDE como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned}
 VDE_i &= D_{rel_i} * F_{Di} \\
 L_{prom} &= \frac{\sum_{i=2}^{N-1} VDE_i}{N-2} \\
 L_{inf} &= 0.75 * L_{prom} \\
 L_{sup} &= 1.25 * L_{prom} \\
 CIE_i &= 1, si \dots L_{inf} \leq VDE_i \leq L_{sup} \\
 CIE_i &= 0, si \dots no-cumple \\
 CIE &= \sum_{i=2}^{N-1} CIE_i \\
 VDE &= 0.7 + 0.3 * \frac{CIE}{8}
 \end{aligned} \tag{4.18}$$

VDE_i es la variación de la disipación de energía local de entrepiso i ; D_{rel} es el desplazamiento relativo máximo de los extremos del amortiguador i ; F_{Di} es la fuerza máxima del amortiguador i ; L_{prom} es el promedio de los entrepisos considerados; N es el número de pisos; L_{inf} y L_{sup} son los límites inferior y superior de la VDE; CIE_i es una bandera que se utiliza para contar los índices aceptables (si el índice de energía está dentro del intervalo, se toma el valor de 1 y, si no, se toma el valor 0); CIE es el número de índices locales que resultaron aceptables; VDE es la variación de la disipación de energía global del individuo en estudio.

Los criterios empleados en el algoritmo de optimación son los siguientes: la población inicial es de 15 individuos, la probabilidad de cruzamiento es igual a 65%, la probabilidad de mutar es de 3% y el número máximo de generaciones es 20.

Se implementó el AG en el programa MATLAB y los análisis de las estructuras con AVNL se realizaron con el programa OpenSees. Los pasos adoptados en el análisis se ilustran en la Figura 4.8. Los pasos fueron los siguientes.

- El programa comenzó con las propiedades iniciales de los amortiguadores propuestos, las propiedades iniciales se calcularon de acuerdo con el FEMA 274. Las propiedades iniciales se distribuyeron uniformemente en la altura del edificio. La codificación de las propiedades se realizó en código binario para su empleo con AG.

- Se generaron los archivos de entrada con formato "tcl" para ser leídos en el programa OpenSees (las propiedades de los AVNL son decodificadas). Se crearon 15 archivos (15 individuos) y se propusieron cuatro registros sísmicos escalados, por lo que se generaron un total de 60 archivos con formato "tcl".
 - Se realizaron los análisis correspondientes con el programa OpenSees.
 - Se procedió al cálculo de las distorsiones máximas de entrepiso y de los índices de energía.
 - Se calificó a cada uno de los individuos, y se seleccionó al mejor de ellos. Este individuo se mantiene hasta que aparezca otro mejor (elitismo).
 - Mientras que los demás individuos entran al proceso de cruzamiento (65%), se realizó la mutación (3%) para la creación de nuevos individuos (creando de nuevas propiedades para AVNL). Este paso se trabajó en código binario.
 - Por último, se regresó al punto inicial con las nuevas propiedades de los AVNL. Durante el proceso se almacena la información de todas las generaciones y las calificaciones de cada individuo.
-

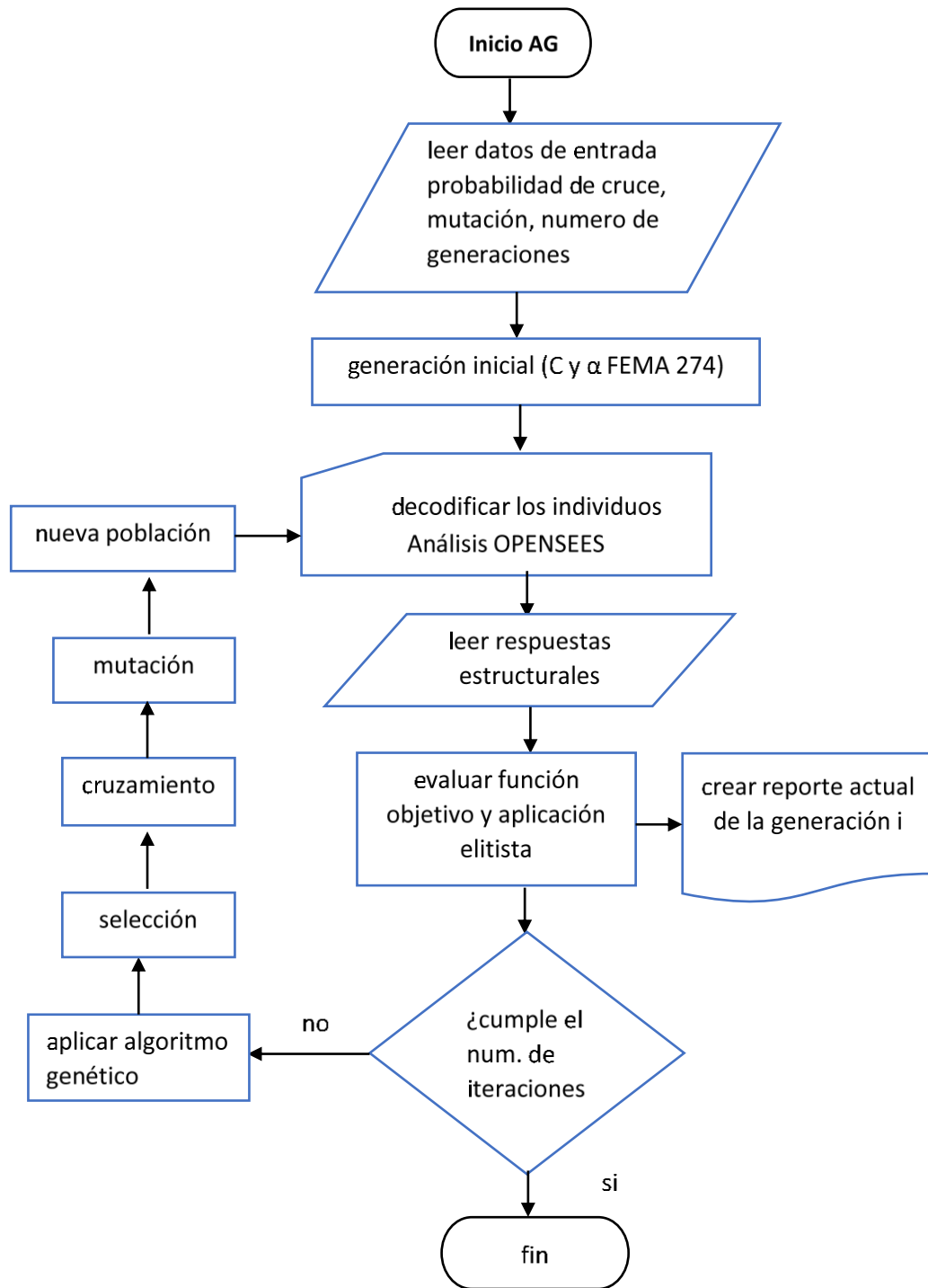


Figura. 4.8

Diagrama de flujo del AG

4.4 Análisis de los edificios con AVNL

Para los análisis, se propusieron cuatro amortiguadores por nivel en cada dirección. Estos fueron colocados en los marcos extremos del edificio, como se muestra en la Figura 4.9, como los adoptados por Kang *et al.* (2017); Huseyin *et al.* (2019). El total de AVNL por edificio es de 96. Las propiedades de los AVNL (C , α) se obtuvieron conforme al FEMA 274. Estas propiedades fueron empleadas como datos de entrada para el cálculo de la distribución óptima mediante el empleo de los AG.

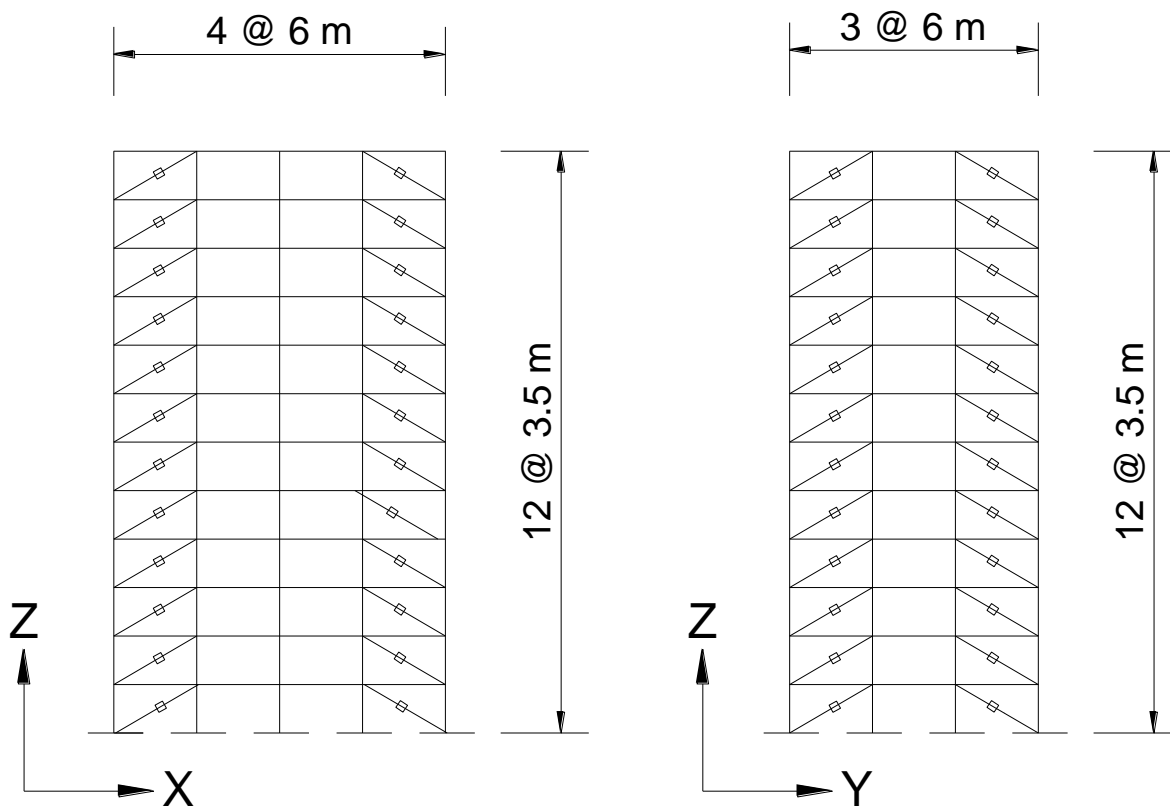


Figura 4.9

Distribución de los AVNL

4.4.1 Modelo bidimensional

La eficiencia de los algoritmos genéticos para la búsqueda de la distribución óptima de los amortiguadores viscosos no lineales es buena; sin embargo, su empleo requiere de mucho tiempo computacional para encontrar el tamaño óptimo de los AVNL. Por lo tanto, el modelo tridimensional con disipadores fue simplificado a un modelo bidimensional (Sánchez y Terán, 2008; Tena y Correa, 2008), por lo que a partir del modelo tridimensional se procedió a comparar la masa, la rigidez de los enrepiques del edificio y las formas modales, para así llevar a cabo un análisis paso a paso en el tiempo y un análisis modal espectral empleando la regla de combinación cuadrática completa (CQC por sus siglas inglés), para las dos direcciones ortogonales, con el propósito de validar el modelo en dos dimensiones. Los 10 primeros periodos de vibrar de cada uno de los edificios considerados, modelados bidimensionalmente se presentan en la Tabla 4.6.

Tabla 4.4

Propiedades dinámicas del modelo bidimensional

Forma Modal	2D Dir X	2D Dir Y	2D Dir X	2D Dir Y	2D Dir X	2D Dir Y
	Caso 1	Caso 1	Caso 2	Caso 2	Caso 3	Caso 3
1	1.101	1.120	1.223	1.153	0.772	0.761
2	0.384	0.389	0.430	0.414	0.280	0.273
3	0.210	0.212	0.248	0.232	0.159	0.150
4	0.144	0.146	0.170	0.157	0.108	0.101
5	0.103	0.105	0.121	0.112	0.077	0.070
6	0.079	0.081	0.094	0.087	0.060	0.054
7	0.062	0.064	0.075	0.069	0.048	0.042
8	0.051	0.052	0.062	0.056	0.045	0.036
9	0.047	0.044	0.053	0.047	0.042	0.034
10	0.045	0.040	0.052	0.044	0.040	0.034

En la Tabla 4.7, se muestra la comparación de los primeros periodos naturales de vibrar de la estructura para los casos 1, 2 y 3 sin disipadores de energía. Se puede observar que los periodos de vibrar de estructura 3D y 2D son muy similares en ambas direcciones.

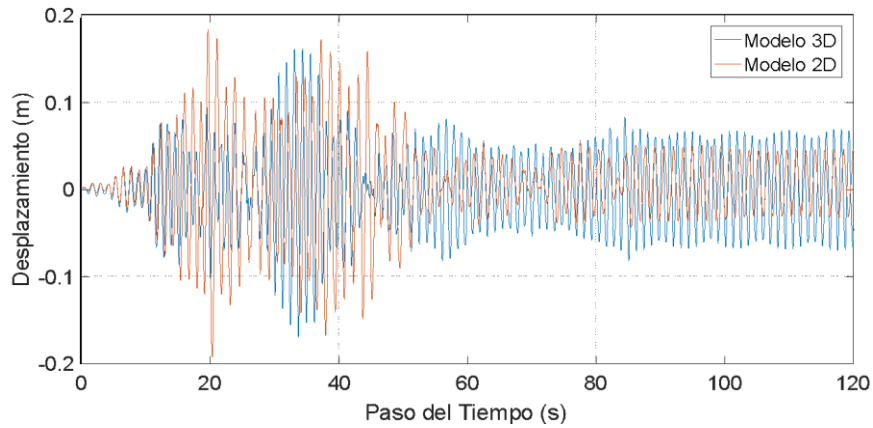
Tabla 4.5*Periodos naturales de vibrar de las estructuras analizadas*

		Caso 1			Caso 2			Caso 3		
Forma	Dirección	Modelo	2D	2D	Modelo	2D	2D	Modelo	2D	2D
		3D	Dir x	Dir y	3D	Dir x	Dir y	3D	Dir x	Dir y
Modal		T (s)	T (s)	T (s)	T (s)	T (s)	T (s)	T (s)	T (s)	T (s)
1	UY	1.122	-	1.120	1.220	1.223	-	0.773	0.772	-
2	UX	1.108	1.101	-	1.155	-	1.153	0.767	-	0.761
3	RZ	0.965	-	-	1.017	-	-	0.660	-	-
4	UX	0.386	0.384	-	0.432	0.430	-	0.279	0.280	-
5	UY	0.386	-	0.389	0.413	-	0.414	0.273	-	0.273
6	RZ	0.339	-	-	0.369	-	-	0.242	-	-
7	UX	0.211	0.210	-	0.247	0.248	-	0.157	0.159	-
8	UY	0.208	-	0.212	0.231	-	0.232	0.150	-	0.150

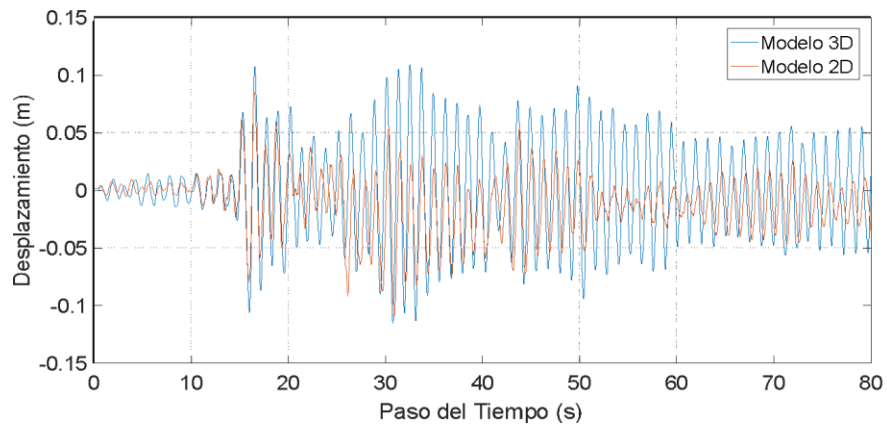
4.4.2. Comparación del desplazamiento del modelo bidimensional y tridimensional

El desplazamiento del último entrepiso del modelo bidimensional y el modelo tridimensional fue comparado. En las Figuras 4.10 a 4.15 se muestran historias de desplazamientos de los análisis paso a paso no lineales, sin disipadores de energía en ambas direcciones para los modelos 2D (línea roja), y los modelos 3D (línea azul) para los casos 1, 2 y 3.

En las Figuras 4.10 y 4.11 se muestran los desplazamientos de azotea para el caso 1 en las direcciones x y y, respectivamente. Se observa en las figuras que las frecuencias coinciden, lo cual se esperaba dada la semejanza en los periodos. Sin embargo, se observan diferencias en la amplitud de la respuesta correspondiente al análisis paso a paso no lineal. Esta diferencia es más notoria en el sentido del eje y, en el que el modelo 3D alcanza mayor desplazamiento de azotea.

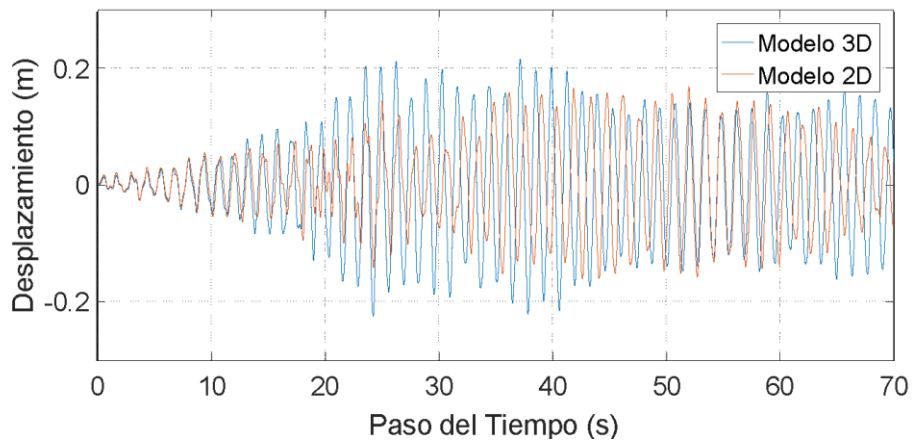
**Figura 4.10**

Caso 1: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje X

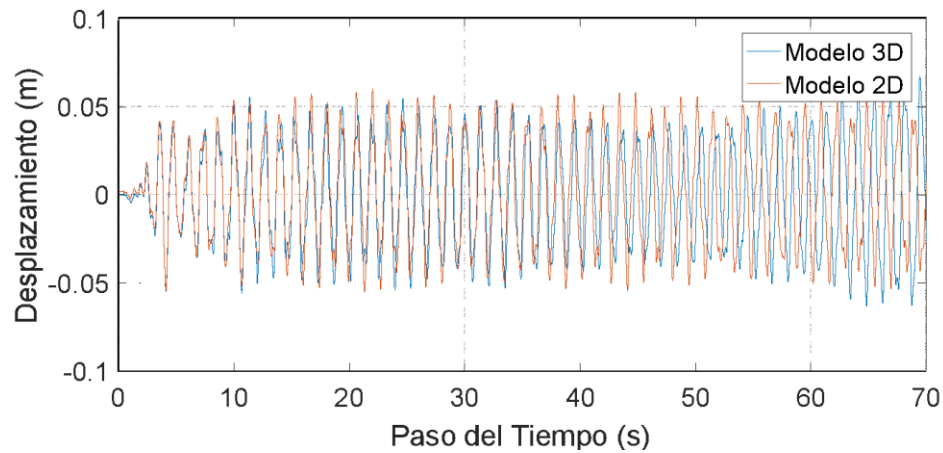
**Figura 4.11**

Caso 1: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje y

Para el caso 2 (Figuras 4.12 y 4.13), se observa que los desplazamientos obtenidos con el modelo 2D son parecidos a los obtenidos con el modelo 3D para ambas direcciones.

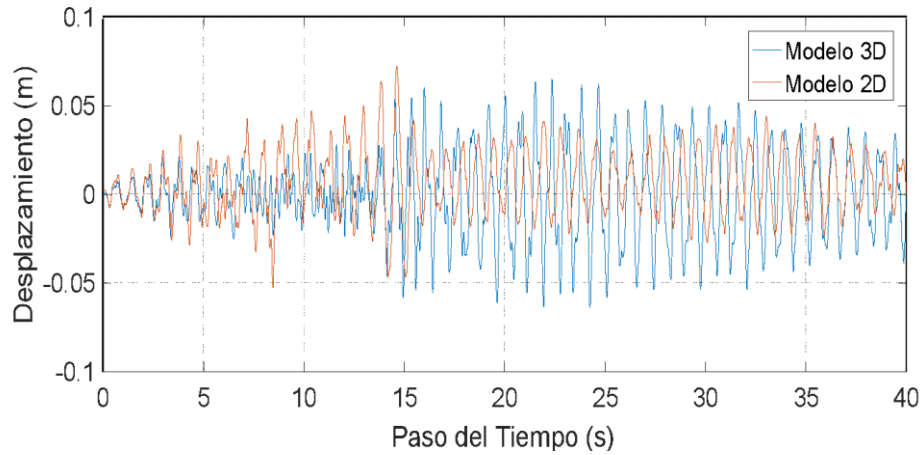
**Figura 4.12**

Caso 2: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje X

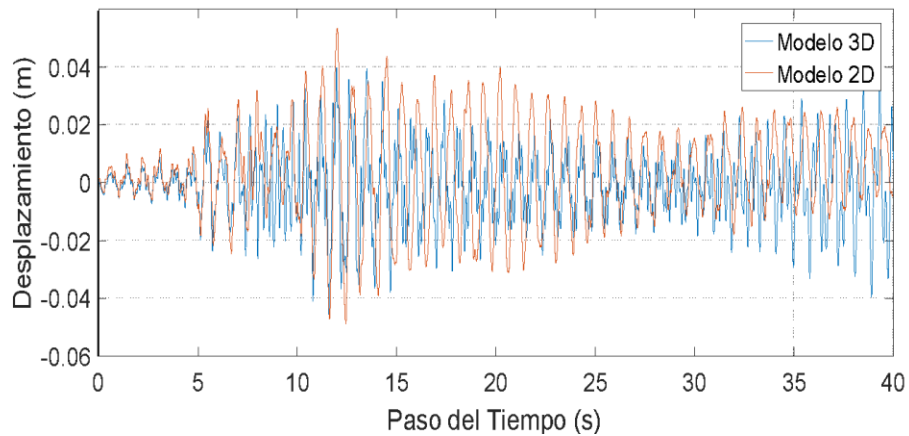
**Figura 4.13**

Caso 2: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje Y

En las Figuras 4.14 y 4.15 se presentan las comparaciones de las historias de desplazamientos del último nivel para el caso 3. Se observan diferencias en la magnitud de los desplazamientos cuando se emplea el modelo bidimensional o tridimensional, aunque las tendencias observadas en las gráficas son similares. Estas diferencias en las comparaciones eran de esperarse debido a la simplificación del comportamiento de una estructura tridimensional a una bidimensional.

**Figura 4.14**

Caso 3: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje X

**Figura 4.15**

Caso 3: comparación de la respuesta en desplazamiento de techo, eje Y

De forma similar, se realiza la comparación de las distorsiones de entrepiso para el estado límite de servicio para los casos 1, 2 y 3 sin disipadores de energía. Las Figuras 4.16, 4.17 y 4.18 muestran las distorsiones máximas de cada entrepiso obtenidas mediante un análisis paso a paso para el modelo simplificado (2D) y el modelo completo (3D). Se observa en las figuras que en cada entrepiso las distorsiones máximas tienen similitud en ambos modelos, particularmente para los niveles inferiores y superiores.

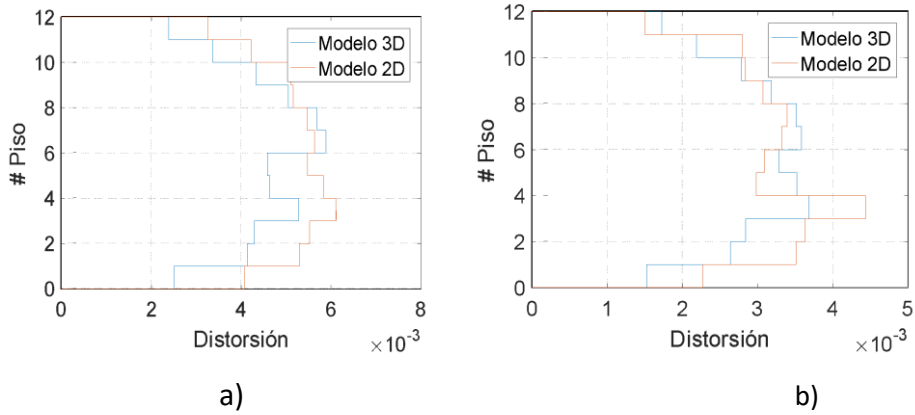
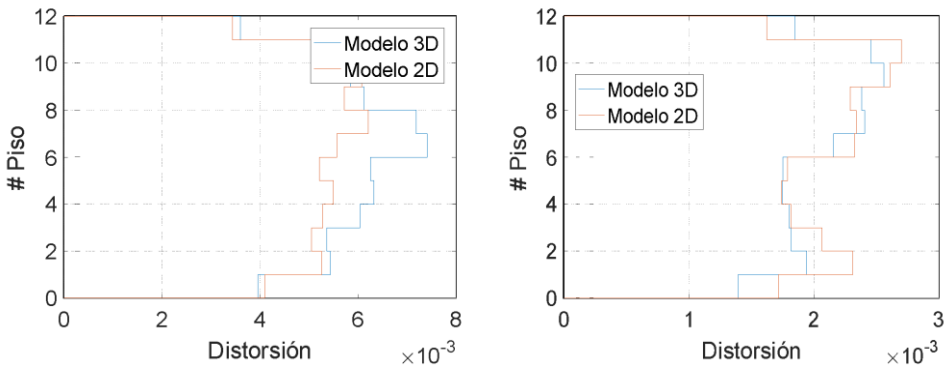


Figura 4.16

Caso 1: distorsiones de entrepiso de los modelos 2D y 3D sin disipadores de energía para: a) eje X, b) eje Y



Figura

4.17

Caso 2: distorsiones de entrepiso de los modelos 2D y 3D sin disipadores de energía para: a) eje X, b) eje Y

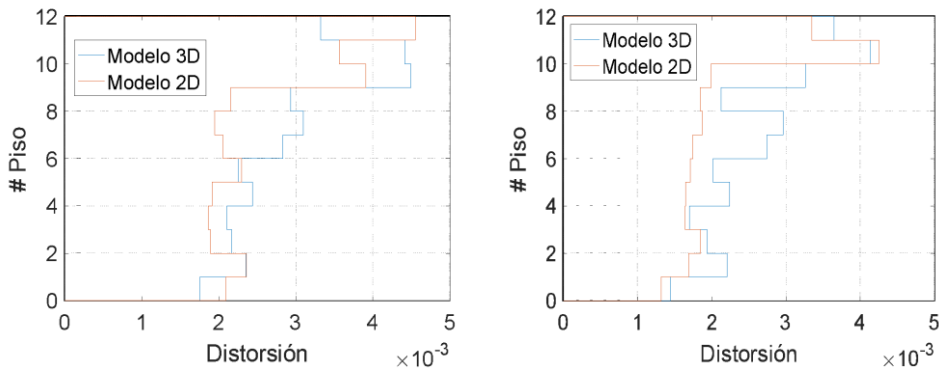


Figura 4.18

Caso 3: distorsiones de entrepiso de los modelos 2D y 3D sin disipadores de energía para: a) eje X, b) eje Y

En cuanto al comportamiento sísmico el modelo bidimensional presenta diferencias importantes con respecto al modelo tridimensional. No obstante, a pesar de las diferencias observadas en el comportamiento del edificio de los modelos 2D y 3D, el caso bidimensional resulta útil para estudiar los costos de los edificios con y sin disipadores de energía y optimar las propiedades de los AVNL, ya que la menor cantidad de grados de libertad permiten reducir de manera considerable el costo computacional y mejorar la convergencia.

4.4.3 Resultados del tamaño óptimo de los disipadores de energía con AG

En las Figuras 4.19 a 4.21 se muestran las distorsiones de entrepiso para el estado límite de servicio de los edificios estudiados sin AVNL, considerando cuatro registros sísmicos. Los registros sísmicos fueron escalados de acuerdo con el procedimiento descrito en el capítulo 3.

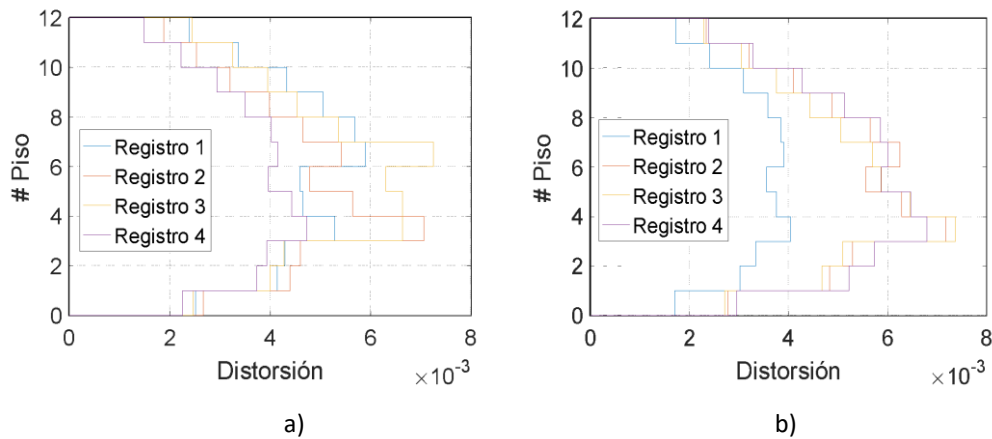
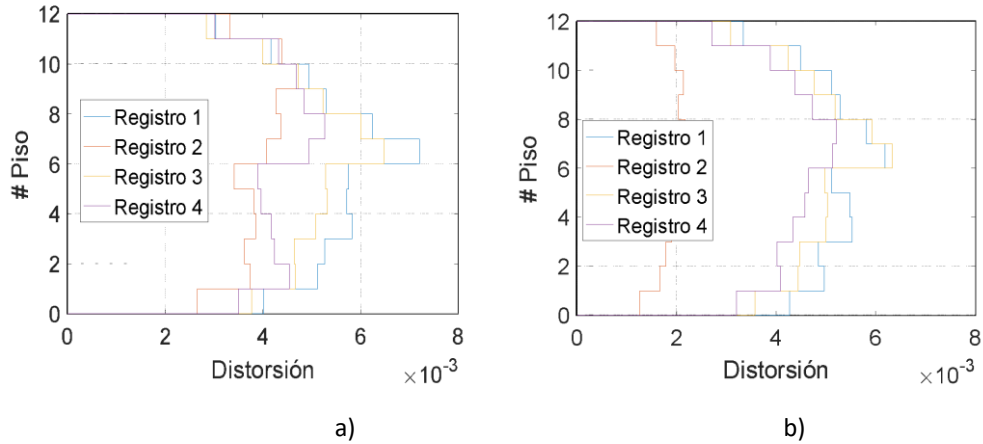
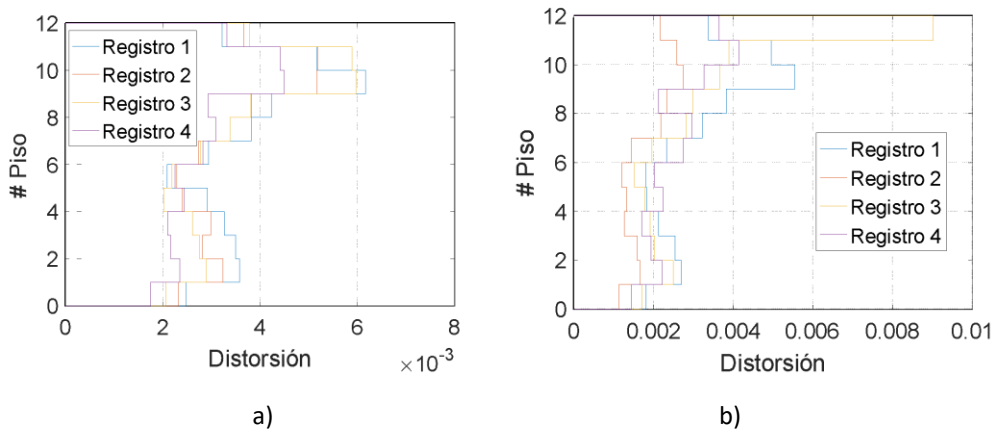


Figura 4.19

Caso 1: distorsión de entrepiso sin disipadores de energía dirección: a) eje x; b) eje y

**Figura 4.20**

Caso 2: distorsión de entrepiso sin disipadores de energía dirección a) eje X; b) eje Y

**Figura 4.21**

Caso 3: distorsión de entrepiso sin disipadores de energía dirección: a) eje X; b) eje Y

Se observa en las Figuras 4.20 a 4.21 que las distorsiones de entrepiso exceden el límite de 0.002, con valores máximos cercanos a 0.006. Para controlar la distorsión de entrepiso en los edificios en estudio, se emplean AVNL, cuyos parámetros son óptimos con el empleo de AG.

Para ello se realizaron 20 generaciones y en estas iteraciones se generaron diversas soluciones. Para encontrar la solución óptima fue necesario tomar en cuenta la variación de la disipación de energía (VDE).

En la Figura 4.22, para los tres casos en estudio, se muestra la variación de la disipación de energía (VDE) con respecto al número de generaciones. Se observa en la figura cómo la variación de la disipación de energía aumenta con respecto al número de generaciones, excepto para el caso 2, dirección y, en el que la VDE es constante, lo que indica que no hubo mejoría en esta dirección, pero hay una buena VDE en la altura del edificio. Los valores tomados para valorar la VDE varían de 0.7 para una distribución mala a 1.0 para una distribución buena.

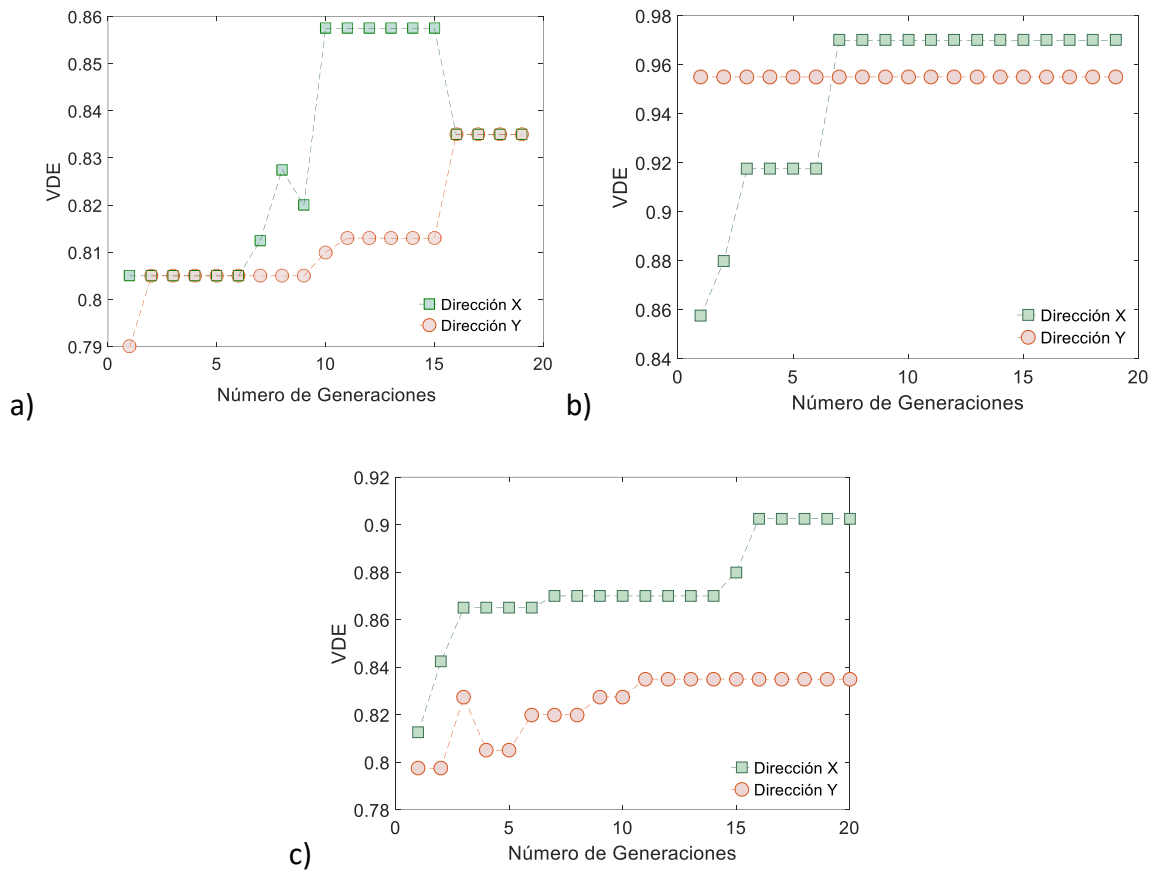
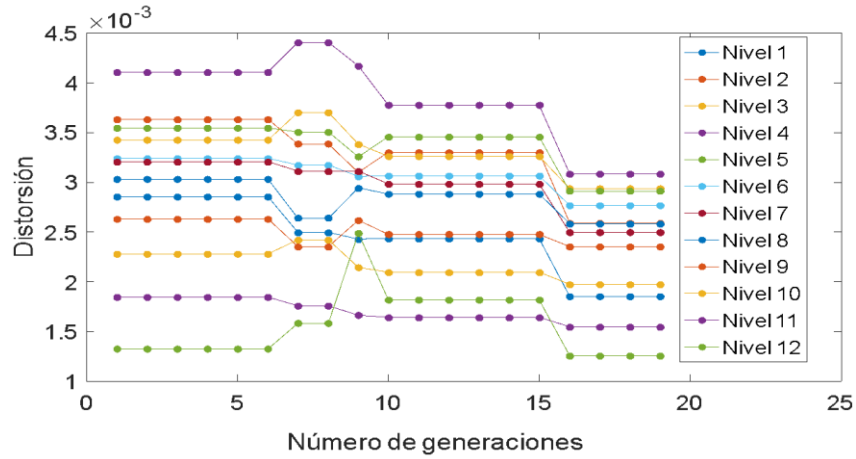


Figura 4.22

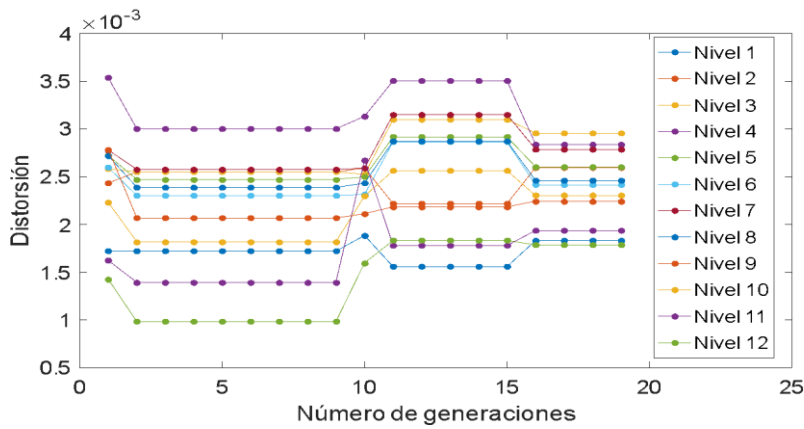
Índice de energía del individuo 15 (índice 15), a) caso 1; b) caso 2; c) caso 3

En las Figuras 4.23 a 4.25, se muestran las variaciones de las distorsiones de entrepiso con respecto al número de generaciones para las direcciones x y y para el índice 15, el que se caracteriza por almacenar a los mejores individuos a través del operador

elitista. Se observan en las figuras, que en general, se presenta una mejoría en la reducción de las distorsiones con respecto a los objetivos planteados en la ecuación 4.17.



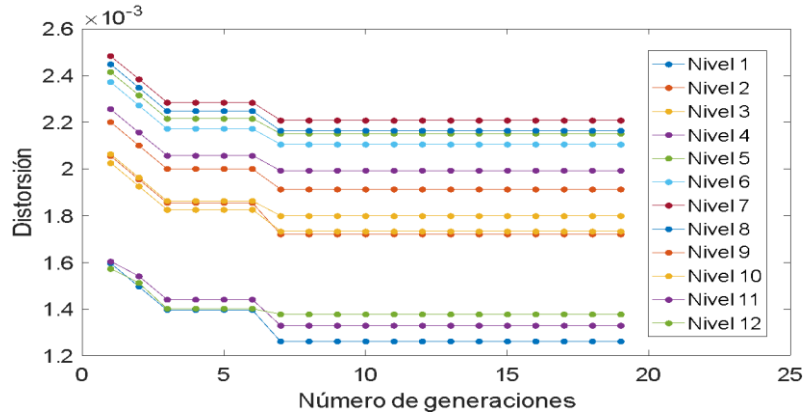
a)



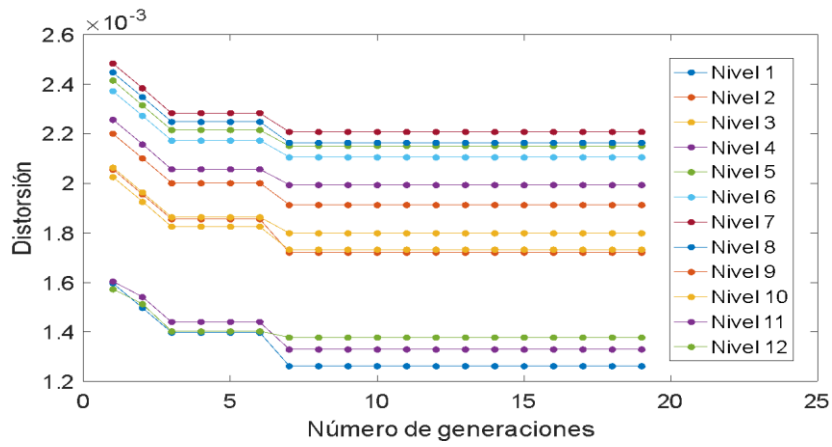
b)

Figura 4.23

Caso 1: distorsión de entrepiso a) dirección x, b) dirección y



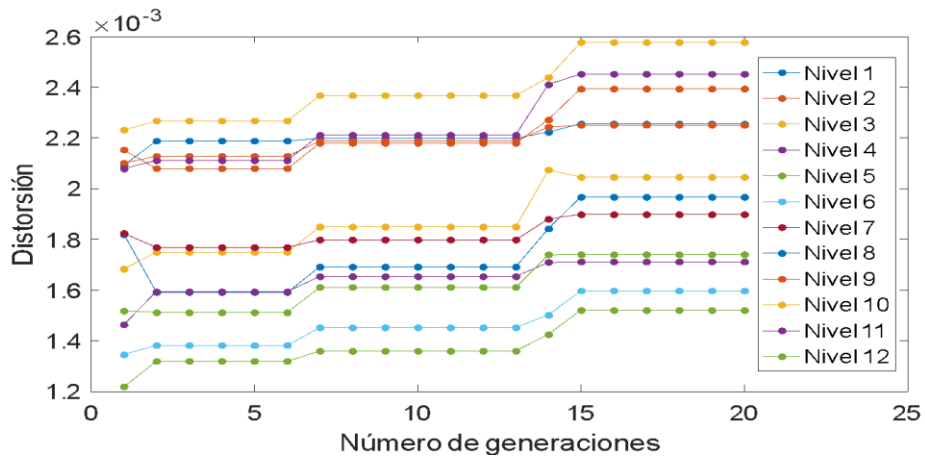
a)



b)

Figura 4.24

Caso 2: distorsión de entepiso a) dirección x, b) dirección y



a)

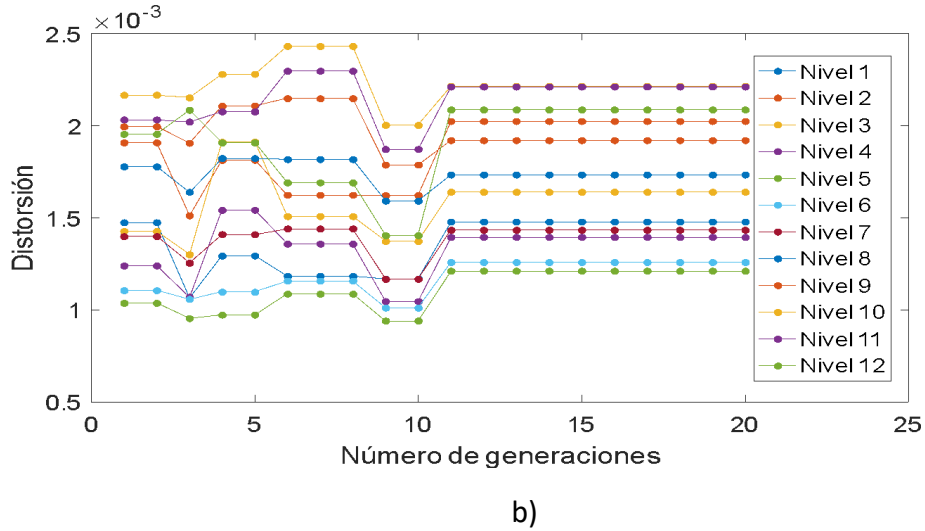
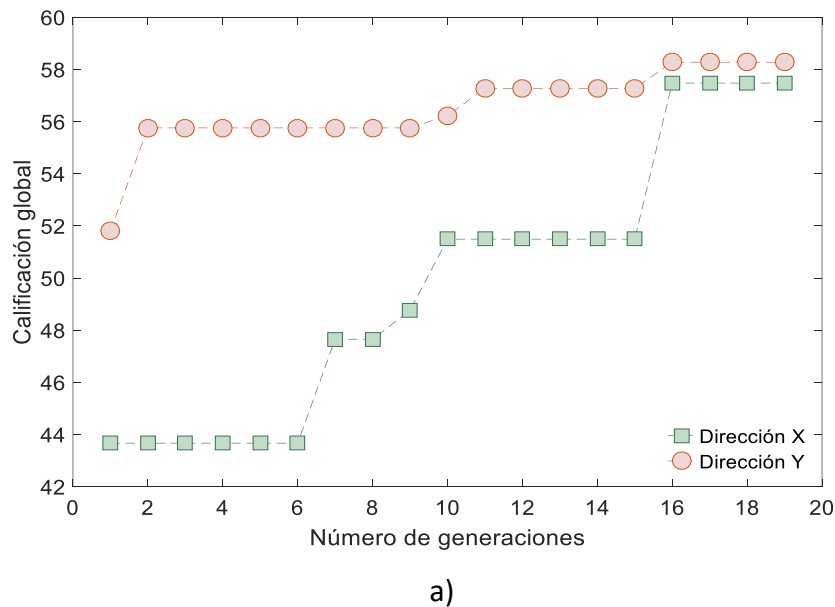
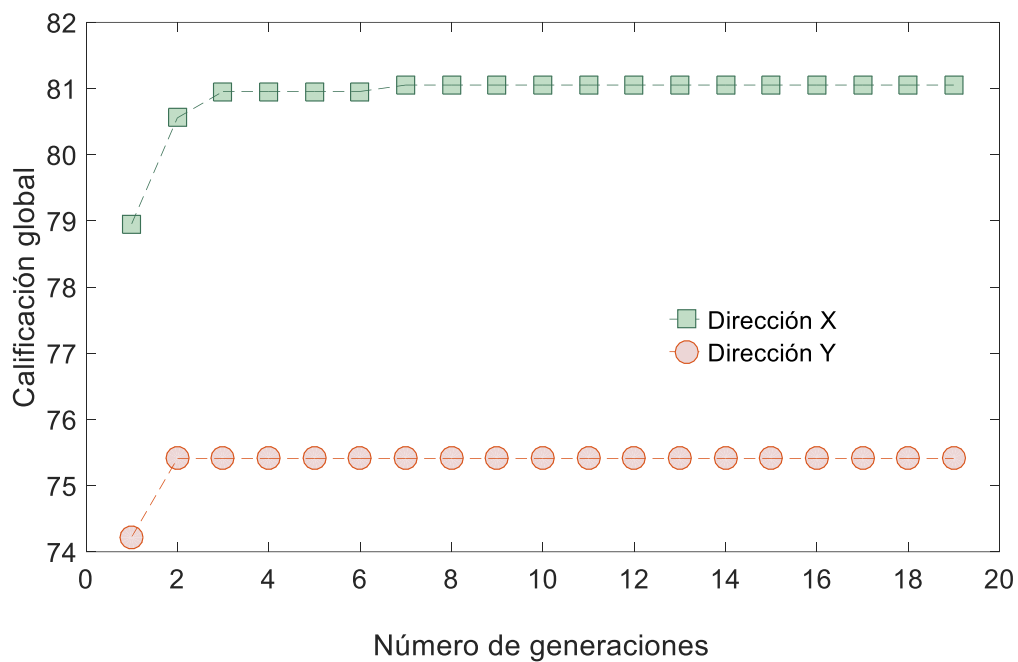


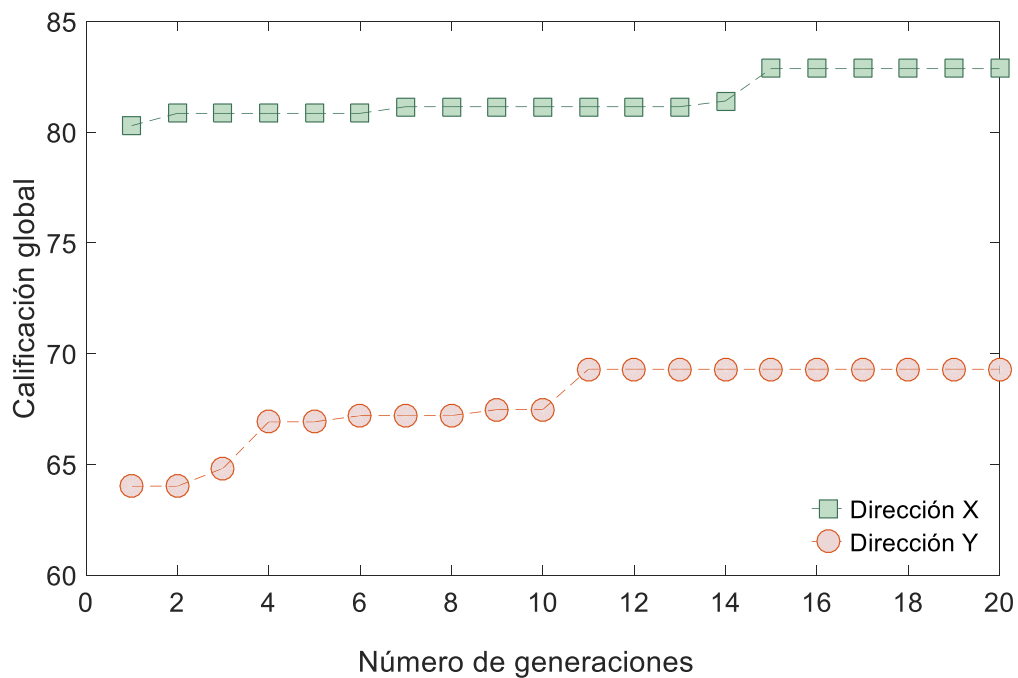
Figura 4.25
 Caso 3: distorsión de entrespiso a) dirección x, b) dirección y

En la Figura 4.25 se muestra el resumen del proceso de optimización para los tres casos en estudio. Se observa en la figura una tendencia a incrementar las calificaciones máximas de los individuos conforme transcurren las generaciones, excepto para el caso 2 en la dirección y. Para el caso 1 se observa que hay un incremento importante en la dirección x, con un aumento de calificación de 43 a una calificación de 57. Para el caso 2 y 3, se observan leves mejoras en la calificación, siendo ésta más notable en la dirección x con calificaciones finales de 81 y 83 para el caso 2 y 3, respectivamente.





b)



c)

Figura 4.26
Calificación global: a) caso 1, b) caso 2 c) caso 3

En la Tabla 4.8 se presentan las propiedades de los AVNL obtenidas con el empleo de los AG para los casos 1, 2 y 3 para las direcciones x y y. Estas propiedades óptimas de los AVNL serán empleadas para los análisis de costos de los edificios sometidos a la acción sísmica con y sin AVNL.

Tabla 4.8
Parámetros de los AVNL para los casos 1, 2 y 3

Nivel	Caso 1				Caso 2				Caso 3			
	C_x	α_x	C_y	α_y	C_x	α_x	C_y	α_y	C_x	α_x	C_y	α_y
1	30000	0.85	15219	0.50	4603	0.40	12380	0.85	39126	0.35	72888	0.65
2	22147	0.45	28152	0.35	4603	0.40	12380	0.85	4047	0.45	10412	0.65
3	13371	0.85	4133	0.85	1380	0.45	12380	0.85	4047	0.45	62476	0.45
4	25842	1.0	11985	0.75	1380	0.45	12380	0.85	31031	0.85	41650	0.65
5	14295	0.85	5980	0.45	1380	0.45	12380	0.85	26984	0.65	13015	0.75
6	21685	0.85	11985	0.40	1380	0.45	12380	0.85	4047	0.35	13015	0.75
7	29076	0.65	22609	0.85	1380	0.45	12380	0.85	17539	0.35	18222	0.75
8	29076	0.85	15219	0.50	1380	0.45	12380	0.85	8095	0.65	18222	0.35
9	22147	0.85	26766	0.65	1380	0.45	12380	0.85	43174	0.65	54666	0.35
10	27228	0.85	2285	0.45	1380	0.45	12380	0.85	2698	0.65	33841	0.35
11	21685	0.85	1361	0.75	4603	0.40	12380	0.85	10793	0.65	2603	0.35
12	29538	0.85	13371	0.50	1380	0.45	12380	0.85	49920	0.50	49460	0.35

C: coeficiente de amortiguamiento (KN S/m); α exponente de velocidad

4.5 Conclusiones

Se empleó el procedimiento del FEMA 274 para determinar los parámetros C y α de los AVNL. Estos parámetros fueron empleados como valores iniciales para la optimización con el empleo de los AG mediante un proceso iterativo. Los AVNL pueden ser muy efectivos para mejorar el desempeño sísmico de edificios de concreto, cuando las propiedades del amortiguador se optimizan para garantizar un rendimiento eficiente.

Con la finalidad de reducir el costo computacional, se desarrollaron modelos bidimensionales de las estructuras consideradas para estudiar el comportamiento de éstas con el empleo de los AVNL. Los resultados obtenidos con el modelo bidimensional mostraron algunas diferencias con respecto al modelo tridimensional, aunque los

resultados de los modelos bidimensionales y tridimensionales mostraron un comportamiento dinámico similar ante la acción sísmica. En general, para los edificios estudiados se obtuvieron reducciones de los desplazamientos del orden del 50 % con el empleo de los AVNL optimados con el empleo de los AG.

4.9 Referencias

- Adachi, F. S., Yoshitomi, S., Tsuji, M., & Takewaki, I. (2013). Nonlinear optimal oil damper design in seismically controlled multi-story building frame. *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, *44*, 1-13.
- Agrawal, A. K., & Yang, J. N. (2000). Optimal placement of passive dampers on buildings using combinatorial optimization. *J. Intell. Mater. Syst. and Struct.*, *10*, 997-1014.
- Aydin, E. (2013). A simple damper optimization algorithm for both target added damping ratio and interstorey drift ratio. *Earthquake Struc.*, *5*, 83-109.
- Bishop, J. A., & Striz, A. G. (2004). On using genetic algorithms for optimum damper placement in space trusses. *Struct. Multidisc Optim.*, *28*, 2-3.
- Bocchini, P., & Frangopol, D. M. (2011). A probabilistic computational framework for bridge network optimal maintenance scheduling. *Reliability Engineering and System Safety*, *96*(2), 332-349.
- Cavill, R., Keun, H., Holmes, E., Lindon, J., Nicholson, K. & Ebbels, T. (2009). Genetic algorithms for simultaneous variable and sample selection in metabonomics. *Bioinformatics*, *25*(1), 112-118.
- Cetin, H., Aydin, E., & Ozturk, B. (2017). Optimal damper allocation in shear buildings with tuned mass dampers and viscous dampers. *Int. J. Earthquake Impact Eng.*, *2*, 89-120.
- CFEMOC (2008). "Manual de diseño de obras civiles., Diseño por sismo". Recomendaciones y Comentarios, México: Instituto de Investigaciones Eléctricas de la CFE.
- Christopoulos, C. y Filiatrault, A. (2006). Principles of passive supplemental damping and seismic isolation. *IUSS Press*.
- FEMA 273-274 (1999). NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (ASCE/FEMA 273). Federal Emergency Management Agency.
- Frangopol, D. M. & Liu M. (2004). Bridge network maintenance optimisation using stochastic dynamic programming. *Journal of Structural Engineering*, *133*(12), 1772-1782.
- Furuta, H, Takenaka, Y., Kameda, T., & Tsukiyama, I. (2006). Development of bridge maintenance planning support system using multiple-objective genetic algorithm. En da Sousa Cruz, P. J., Frangopol, D. M. & Canhoto Neves, L. C., *Advances in Bridge Maintenance, Safety Management, and Life-Cycle Performance* (pp. 145-146). London: Taylor & Francis Grup.
- Gould, B. E., Berger, A., Molinaro, A., Subtil, A., Krauthammer, O., Camp, R., Bradley, W., Ariyan, S., Kluger, H. & Rimm, D. (2009). Melanoma Prognostic Model Using Tissue Microarrays and Genetic Algorithms. *Journal of Clinical Oncology*, *27*(34), 5772-5780.
- Gould, B. E., Berger, A., Molinaro, A., Subtil, A., Krauthammer, O., Camp, R., Bradley, W., Ariyan, S., Kluger, H. & Rimm, D. (2009). Melanoma Prognostic Model Using Tissue Microarrays and Genetic Algorithms. *Journal of Clinical Oncology*, *27*(34), 5772-5780.
- Gurgoze, M., & Muller, P. C. (1992). Optimum position of dampers in multi body systems. *J. Sound Vib.*, *158*, 517-530.
- Hajela, P. & Lin, C. Y. (1992). Genetic search strategies in multicriterion optimal design. *Structural Optimization*, *4*, 99-107.
- Holland, J. H. (1975). *Adaptation in natural, and artificial systems: an introductory analysis with application to biology, control, and artificial intelligence*. Michigan: MIT Press.
- Hanne, T. (1999). On the convergence of multiobjective evolutionary algorithms. *European Journal of Operational Research*, *117*(3), 553-564.

- Huseyin, C., Ersin, A. & Baki, O. (2019). Optimal Design and Distribution of Viscous Dampers for Shear Building Structures Under Seismic Excitations. *Front. Built Environ*, 5(90). Recuperado de <https://doi:10.3389/fbuil.2019.00090>
- Jaimes, T. M & Reinoso, E., (2006). Comparación del amortiguamiento de edificios en el Valle de México ante sismo de subducción y de falla normal. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 75, 1-22.
- Kang, L. T., Shin, H. J. & Hui, C. K. (2017). Optimal Distribution of Damping Coefficients for Viscous Dampers in Buildings. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 17 (4). Recuperado de <https://doi.org/10.1142/S0219455417500547>
- Lavan, O. & Darush, G. F. (2009). Multi-objective evolutionary seismic design with passive energy dissipation system. *Journal of Earthquake Engineering*, 13, 758-790.
- Loh, C. H., Lin, P. Y. & Chung, N. H. (2000). Design of dampers for structures based on optimal control theory. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 29, 1307-1323.
- Liu, M., Burns, S. A. & Wen, Y. K. (2003). Optimal seismic design of Steel frame building based on life cycle cost consideration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(9), 1313-1332.
- Liu, M. & Frangopol, D. M. (2004). Optimal bridge maintenance planning based on probabilistic performance prediction. *Engineering Structural*, 26, 991-1002.
- Liu, M., Tong, M. Y. & Lee, G. C. (2004). Optimized damping device configuration design of a steel frame structure based on building performance indices. *Earthquake spectra*, 20(1), 67-89.
- Lopez, D. (2001). A simple method for the design of optimal damper configuration in MDOF structures. *Earthquake Spectra*, 17(3), 387-398.
- Martínez Romero, E. & Méndez, F. (2004). Rehabilitación Sísmica de Estructuras Experiencia Mexicana en la Rehabilitación de Estructuras con Disipadores Pasivos de Energía. *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Tlaxcala, México.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M., & Fenves, G. (2006). *OpenSees Command Language Manual*.
- NTCDS (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gobierno de la Ciudad de México, México.
- OpenSees (2017) opensees.berkeley.edu. Recuperado de opensees.berkeley.edu: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Beam_With_Hinges_Element
- Park, W., Park, K., Ha, D. & Choo, J. F. (2009). Preference Based Genetic Algorithm for the Optimum Design of Integrated Structural Control System .INC, IMS and IDC, 2009. NCM '09. *Fifth International Joint Conference*.
- Pall, A.S. & Marsh, C. (1982). Response of friction damped braced frames. *J. Struct. Div., ASCE*, 108(6), 1313-1323.
- Sánchez Badillo A. & Terán Gilmore, A. (2008). Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona de lago del distrito federal: ejemplo de aplicación. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 78, 47-71.
- Sastry, K., Goldberg, D., y Kendall, G. (2005). Genetic Algorithms. En E. K. Burke & G. Kendall (Eds.), *Search Methodologies* (pp. 97–125). US: Springer. Recuperado de http://dx.doi.org/10.1007/0-387-28356-0_4
- Shah, S. & Kusiak, A. (2007). Computers in Biology and Medicine. *Elsevier*, 37, 251-261.
- Singh, S. K., Mena, E., Castro, R. & Carmona, C. (1988). Prediction of peak, horizontal ground motion parameters in Mexico city from coastal earthquakes. *Geofísica*, 27, 111-129.
- Mazzoni, S., McKenna, F., & Michael, H. (2007). *OpenSees Command Language Manual*. 451.
- Tena-Colunga, A. (2004). Rehabilitación de Estructuras en México utilizando Disipadores Pasivos de Energía. *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Tlaxcala, México.
- Tena Colunga, A. & Correa Arizmendi, H. (2008). Evaluación de los criterios de diseño por sismo del RCDF para marcos dúctiles de concreto reforzado. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 78, 73-101.
- Zacharenaki, A. E., Fragiadakis, M., & Papadrakakis, M., (2013). Reliability-based optimum seismic design of structures using simplified performance estimation methods. *Engineering structures*, 52, 257-271.
- Ziyu, T. & Wovo, D. (2011). A genetic algorithm approach to planning of buildings in urban green space. *Electric Technology and Civil Engineering (ICETCE)*, 2856-2859.
-

CAPÍTULO 5

ESTIMACIÓN DE COSTOS DE DAÑO EN LOS EDIFICIOS ANALIZADOS CON Y SIN EL EMPLEO DE AMORTIGUADORES VISCOSOS

5.1 Introducción

En este capítulo se describen de manera general los criterios para evaluar los costos del ciclo de vida de una estructura con y sin disipadores de energía. Se realizan análisis dinámicos para evaluar la respuesta estructural en términos de desplazamiento de entrepiso y ductilidad de desplazamiento, debidos a una serie de excitaciones sísmicas, caracterizadas con base en la aceleración máxima del terreno de acuerdo con la ubicación de la estructura. Los resultados de los análisis son empleados para evaluar los costos de daño que, en el contexto de la ingeniería sísmica, son producidos a consecuencia de un terremoto, causando un daño físico y que lleva a la posibilidad de un colapso parcial o total. La formulación para los criterios de decisión para un diseño óptimo de ciclo de vida está relacionado con la comparación de costos y beneficios que pueden ocurrir en diferentes instantes de tiempo, por lo que se adoptan funciones objetivo basadas en el valor presente determinando las utilidades esperadas, tanto positivas (beneficio) como negativas (costo), empleadas normalmente para hacer frente a este problema (Rosenblueth, 1976).

Los análisis de costos del ciclo de vida se consideran como una herramienta confiable para medir el costo de los daños futuros debido a terremotos que pueden ocurrir durante la vida útil del diseño de una estructura. Principalmente para aquellas estructuras que se encuentran en regiones sísmicamente activas. Los costos del ciclo de vida se convierten en una herramienta esencial para el proceso de diseño, controlando los costos iniciales y futuros, con el propósito de equilibrar el beneficio y el costo. Así, los diseñadores tienen la libertad de elegir la solución estructural final, con un equilibrio preferido entre el costo inicial y el costo del daño sísmico de por vida, al tener en cuenta el grado de complejidad del diseño.

La necesidad de un diseño estructural óptimo se enfatizó en la década de los 70 (Rosenblueth y Mendoza, 1971; Hasofer, 1974; Rosenblueth, 1976; Liu et al., 1976),

posteriormente, al diseño óptimo se le dio un enfoque para seleccionar el nivel de diseño sísmico, que contempla los códigos de diseño de Rosenblueth y Jara (1991); Rackwitz (2000); Kang y Wen (2000); Liu *et al.* (2004); Goda y Hong (2006) y Pozos-Estrada *et al.* (2016). Estos últimos estudios consideran que la selección de un coeficiente sísmico basado en un criterio de diseño sísmico óptimo puede llevarse a cabo maximizando el beneficio esperado o minimizando el costo esperado del ciclo de vida.

5.2 Modelo de costo de ciclo de vida

5.2.1 Costo de ciclo de vida de una estructura

Considere que $B(C_S, t)$ denota el beneficio del valor presente derivado del servicio y la existencia de una estructura diseñada hasta el tiempo t , en la que C_S es un parámetro de diseño. La construcción de la estructura requiere de una inversión de capital inicial $C_0(C_S)$. Si la estructura es dañada o colapsada ante un terremoto muy fuerte, habría un costo de daño correspondiente al costo de daño total $C_{DT}(C_S, t)$, representado por el costo de daño estructural y no estructural, más los costos de pérdidas humanas, lesiones y el costo de demolición y remoción. Hay que tener en cuenta que la estructura es reparada o reconstruida sin modificar las reglas de diseño y construcción (es decir, reconstrucción sistemática después de la falla), hasta un tiempo horizonte de planificación t (incluye costos de reparación y reemplazo). El diseño óptimo basado en la regla del valor del máximo beneficio esperado o valor del mínimo costo esperado (es decir, la regla del Valor Esperado Máximo o Mínimo (MEV) en el que el valor está asociado con el beneficio o el costo, respectivamente), se obtiene maximizando la siguiente función objetivo (Rosenblueth, 1976).

$$O(C_S, t) = B(C_S, t) - C_0(C_S) - C_{DT}(C_S, t) \quad (5.1)$$

El valor de $O(C_S, t)$ debe de ser positivo para que la estructura se considere como un beneficio, considerando que el terremoto es generado por n zonas de fuentes sísmicas que excitaría a la estructura. Se consideran además, que un terremoto ocurre aleatoriamente en un tiempo τ_{ij} , $i=1, \dots, N_j(t)$ y $j=1, \dots, n$, en el que $N_j(t)$ es el número de terremotos

originados desde la j -th zona fuente en un intervalo de tiempo $(0,t)$. Si la estructura se repara o reconstruye inmediatamente después de sufrir daño o colapso sin modificar las normas de diseño de construcción (la estructura se repara en las condiciones iniciales) y se considera el servicio o el periodo planificado $(0, t)$, la función objetivo $O(C_S,t)$ se describe como (Rosenblueth, 1976):

$$O(C_S,t) = B(C_S,t) - C_0(C_S) - \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^{N_j(t)} \left(C_D(C_S | x_{ij}) + C_R(C_S | x_{ij}) \right) e^{-\gamma \tau_{ij}} \quad (5.2)$$

$C_D(C_S | x_{ij})$ y $C_R(C_S | x_{ij})$ representan, respectivamente, el costo del daño y el costo de reparación/reconstrucción, dado que el estado del daño inducido por un terremoto ocurrido τ_{ij} en x_{ij} , y γ es la tasa de descuento ajustada por la inflación, la que a menudo se establece en 5% para sociedades en desarrollo.

5.2.2 Costo inicial de construcción

El costo inicial de construcción ha sido discutido por varios autores Rosenblueth y Jara (1991), Ang y De Leon (1997), Kang y Wen (2000), Esteva *et al.* (2002) entre otros. Para estructuras de concreto reforzado (Esteva *et al.*, 2002) se considera que $C_0(C_S)$ está en función del periodo de vibración T_n . En el presente estudio, $C_0(C_S)$ está dada por (Pozos-Estrada *et al.*, 2008; Goda y Hong, 2006):

$$C_0(C_S) = C_{0S}(C_S) + C_{0S}(C_{S,ref})/k \quad (5.3)$$

Se observa que el costo inicial de construcción se compone del costo de los componentes estructurales $C_{0S}(C_S)$ y el costo de los componentes no estructurales $C_{0S}(C_{S,ref})$. Rosenblueth y Jara (1991) consideran la función de costos de los componentes estructurales como:

$$C_{0S}(C_S) = C_{00} \times \max \left(1, 1 + c_C (C_S - a_C)^{b_C} \right) \quad (5.4)$$

C_{00} representa el costo si la estructura no fuera diseñada contra sismo; a_c , b_c y c_c son parámetros de modelado, que toman valores de 0.05, 1.1 y 1.4, respectivamente. Sin embargo, el empleo de estos parámetros resulta en un nivel de diseño sísmico altamente poco realista (Pozos-Estrada *et al.*, 2008). Mientras que los empleados por Kang y Wen (2000), y Goda y Hong (2006), sugieren valores de 0.05, 1.08 y 8.05. Estos últimos valores serán asumidos en el presente análisis. Con base en lo anterior, los costos estructurales y no estructurales quedan definidos como:

$$C_{0S}(C_S) = C_{00} * \max\left(1, 1 + 8.05(C_S - 0.05)^{1.08}\right) \quad (5.5)$$

$$C_{0S}(C_{S,ref}) = C_{00} * \max\left(1, 1 + 8.05(C_{S125} - 0.05)^{1.08}\right) / k \quad (5.6)$$

$C_{S,ref}$ es un coeficiente basal de diseño sísmico de referencia; k representa la relación de costo de componentes estructurales y los no estructurales con un valor de 0.3.

5.2.3 Costo de daño sísmico

El costo de daño $C_D(\delta)$ considera la pérdida de contenido, reubicación, alquiler, renta y los costos debido a lesiones y fallecimientos, así como los costos de reparación/reconstrucción representados por $C_R(\delta, C_S)$, para estructuras de concreto (Pozos-Estrada *et al.*, 2016). Esta ecuación está en función de un factor de daño, como se indica en las siguientes ecuaciones.

$$C_D(\delta) = \alpha_1 \left(\alpha_{BC} \delta^{0.64} + \alpha_{BI} \delta^{0.62} + \alpha_F \delta^{9.9} \right) \quad (5.7)$$

$$C_R(\delta, C_S) = C_0(C_S) \delta^{0.77} \quad (5.8)$$

De modo que, que α_{BC} , α_{BI} y α_F son coeficientes relacionados con los costos de daño, representando a la pérdida de contenidos, pérdida relacionada con la interrupción de negocio y, por último, lesiones y fatalidades. Estos coeficientes toman valores de 51.7, 163.9 y 540, respectivamente; α_1 es el factor de escala, que para edificios normales adquiere un valor de 1; δ es el factor de daño que puede ser escrito como:

$$\delta = \max \left[\min \left(\frac{\mu - 1}{\mu c - 1}, 1 \right), 0 \right] \quad (5.9)$$

Así μ es el factor de ductilidad que se define como la demanda de ductilidad provocada por el desplazamiento sísmico, μc es la capacidad de ductilidad de la estructura. El intervalo de daño δ varía de cero a uno, relacionado con el inicio del daño y el inicio del colapso, respectivamente.

En la Tabla 5.1 se presentan los factores de daño relacionados con los estados de daño y la deriva (ver Kang y Wen, 2000) y con los factores que incluyen la pérdida de tiempo, fracciones por lesiones y letalidad para edificios, de acuerdo con el informe FEMA 227 (1992).

Tabla 5.1
Factores de daño, Kang y Wen (2000)

Estado De Daño Ds	Relación Distorsión ΔID (%)		Factor de Daño Central CDF	Factor de Daño δ	Pérdida de Tiempo TL (día)	Fracción de Lesiones		Fracción de Letalidad FD
	0	0.2	0	0	0	Menor FMI	Fuerte FSI	
Ninguno	0	0.2	0	0	0	0	0	0
Suave	0.2	0.5	0.005	0.031	3.4	0.00003	0.000004	0.000001
Ligero	0.5	0.7	0.05	0.083	12.08	0.0003	0.00004	0.00005
Moderado	0.7	1.5	0.2	0.188	44.72	0.003	0.0004	0.0001
Fuerte	1.5	2.5	0.45	0.375	125.66	0.03	0.004	0.001
Mayor	2.5	5	0.8	0.74	235.76	0.3	0.04	0.01
Destrucción	5	ΔID	1	1	346.93	0.4	0.4	0.2

Nota. TL es la pérdida de tiempo, se adopta de los valores típicos de los edificios de oficinas para servicios profesionales, técnicos y comerciales. FMI y FSI es la fracción por lesiones y FD fracciones por letalidad se adoptan a partir de los valores típicos de las tasas de lesiones y muerte esperadas para edificios existentes. CDF factor de daño central.

En la Tabla 5.2 se describen los estados de daño de las estructuras de acuerdo con el informe del FEMA (FEMA 227 y 228, 1992).

Tabla 5.2

Descripción de los estados de daño (FEMA 227, 1992)

Estado de Daño	Descripción del Estado de Daño
Ninguno	Ningún daño
Suave	Daños menores que no requieren reparaciones
Ligero	Daño significativo en algunos componentes que generalmente no requieren reparación
Moderado	Daños significativos en varios componentes que requieren reparación
Fuerte	Daño extenso que requieren reparaciones importantes
Mayor	Daño importante, que pueden resultar en la demolición o reparación de la instalación
Destrucción	Destrucción total de la mayor parte de la instalación

5.2.4 Capacidad de ductilidad estructural

Las curvas de capacidad, que se construyen para cada edificio, representan diferentes niveles de diseño de carga lateral (véase el capítulo 2), las cuales muestran la relación entre la resistencia de carga lateral y su desplazamiento lateral, calculada con el método de ATC-40 (1996). En el análisis se incluye el comportamiento no lineal de los materiales, por lo que se conoce la curva esfuerzo deformación de los materiales que componen al sistema. En este estudio se empleó el modelo de Mander *et al.* (1988), para así estimar la ductilidad del sistema. Para que los elementos estructurales desarrollen una adecuada ductilidad y que las secciones sean capaces de desarrollar articulaciones plásticas, es necesario tener un control del detalle estructural con el propósito de asegurar una ductilidad y resistencia adecuada (Park Paulay, 1988; Meli y Bazán, 2011).

5.2.5 Demanda de ductilidad

El esfuerzo de fluencia normalizada \bar{f}_y de un sistema elastoplástico se define como:

$$\bar{f}_y = \frac{f_y}{f_o} = \frac{u_y}{u_o} \quad (5.10)$$

En el que u_o y f_o son la deformación y fuerza máximas inducidas por un movimiento sísmico, respectivamente, correspondiente a un sistema lineal. Se puede interpretar a f_o como la resistencia requerida para que la estructura permanezca dentro de su límite

elástico durante un movimiento sísmico. Las fuerzas inducidas se pueden interpretar de la siguiente manera: $f_y = k u_y$ y $f_o = k u_o$.

Alternativamente f_y puede relacionarse con f_o , que reduce la demanda de fuerza, como se observa en un comportamiento histórico no lineal. El factor de reducción de fluencia R_y se define como:

$$R_y = \frac{f_o}{f_y} = \frac{u_o}{u_y} \quad (5.11)$$

R_y es el recíproco de \bar{f}_y . Para que el sistema sea lineal, R_y debe ser igual a la unidad, es decir $f_y = f_o$. Para un valor mayor a la unidad, el sistema estará dentro del intervalo inelástico y para que el sistema permanezca en el rango elástico es necesario dividir la respuesta entre el factor de reducción R_y .

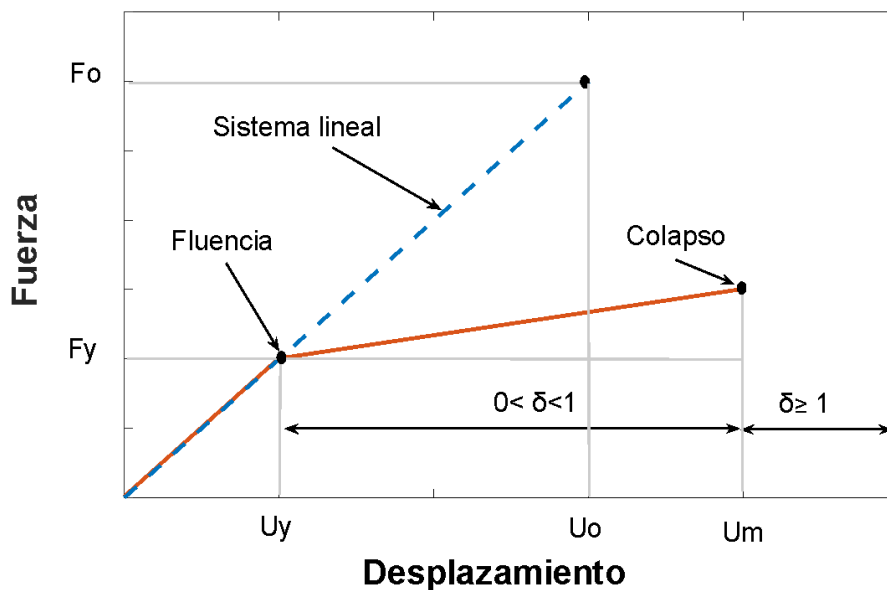


Figura 5.1 Sistema lineal y su correspondiente sistema elastoplástico

La máxima deformación de un sistema elastoplástico debido al movimiento del suelo se denota con u_m . Es importante normalizar u_m en relación con la deformación elástica del sistema. Esta relación adimensional es llamada factor de ductilidad (Chopra, 2001) y está dada por:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (5.12)$$

La ductilidad es una medida de la capacidad de las estructuras para deformarse (intervalo A-B, Figura 5.2) toda vez que la estructura ha alcanzado su límite elástico y antes de la falla en un sistema elastoplástico. Para sistemas con deformación dentro del intervalo inelástico, por definición, u_m es mayor que U_y y el factor de ductilidad es más grande que la unidad.

Al relacionar u_m y u_o , la deformación máxima de un sistema elastoplástico y la deformación correspondiente a un sistema lineal, se tiene:

$$\frac{u_m}{u_o} = \mu \frac{f_y}{R_y} = \frac{\mu}{R_y} \quad (5.13)$$

5.3 Evaluación de daño y estimación de pérdida en edificios

En lo que sigue con base en la capacidad de ductilidad de la estructura obtenida de un análisis *pushover*, se procede a calcular el factor de daño (Ecuación 5.9). Para ello, las estructuras son sometidas a un conjunto de registros sísmicos reales obtenidos cerca de la zona en estudio; se realizan análisis tiempo-historia no lineales de los edificios con y sin amortiguadores viscosos, evaluando la demanda de ductilidad provocada por los sismos. Finalmente, se calculan los costos de daño y se estiman las pérdidas asociadas.

5.3.1 Estimación del factor de daño y respuesta estructural

Para estimar el factor de daño de las estructuras sin amortiguadores viscosos se utilizó un modelo 3D, mientras que para el caso de emplear amortiguadores viscosos, se utilizó el modelo bidimensional 2D, evaluando por separado las dos direcciones ortogonales, (Sánchez y Terán, 2008; Tena y Correa, 2008).

5.3.1.1 Análisis del edificio ubicado en la Ciudad de México (caso 1)

Las Figuras 5.3a y 5.3b presentan los factores de daño del caso 1 (CDMX) para las direcciones x y y , respectivamente. Los resultados del daño esperado para la estructura con y sin amortiguadores viscosos se pueden inferir de la Tabla 5.2 (Kang y Wen, 2000), en la que se muestra una descripción detallada de cada factor de daño, correspondiente a una intensidad. Los factores de daño se describen mediante siete estados de daño que brindan al usuario una mejor comprensión de la condición física del edificio. Como se puede observar, el daño del edificio puede variar continuamente en función de la demanda sísmica, iniciando con un pequeño factor de daño menor a 0.03 con daños leves o ligeros hasta alcanzar un valor final de 1.0, que significa el colapso de la estructura.

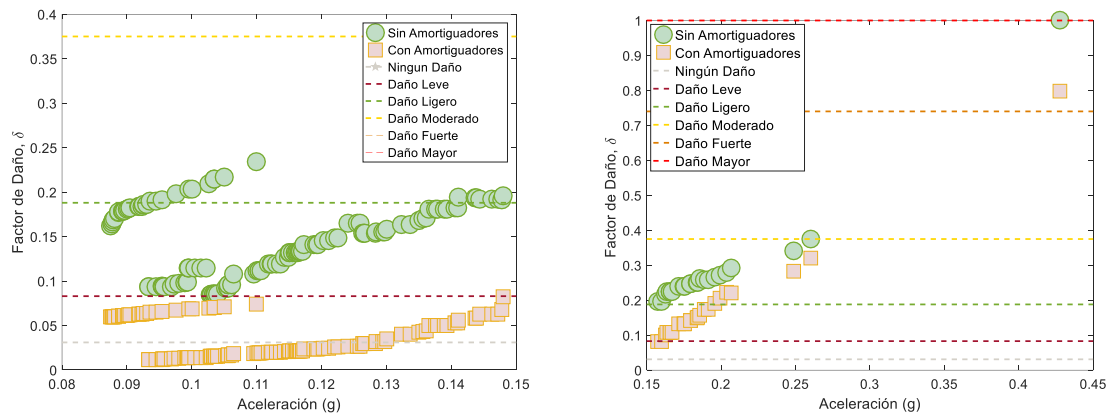


Figura 5.2a

Caso 1: factor de daño con y sin amortiguadores viscosos en la dirección x

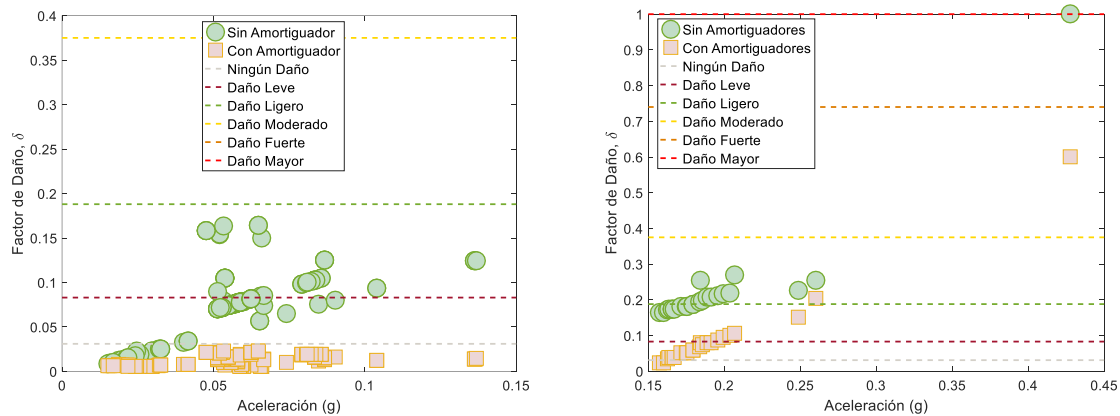


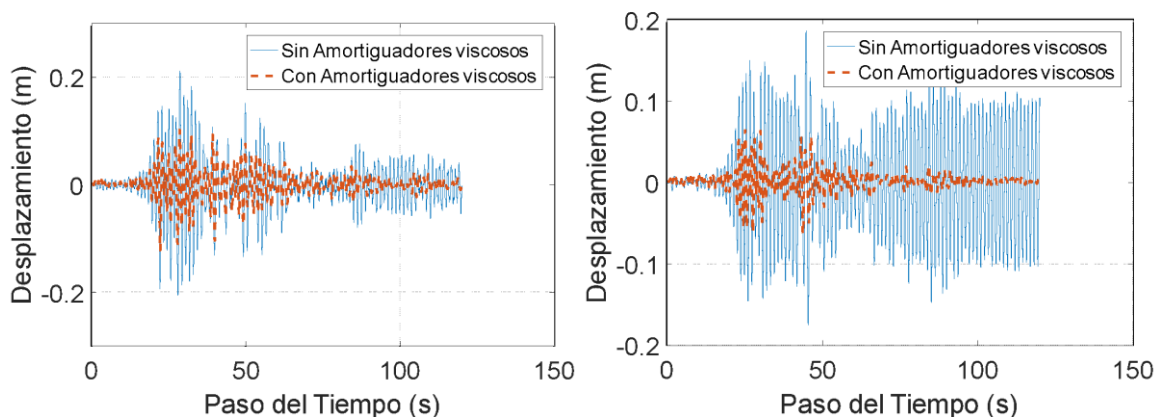
Figura 5.2b

Caso 1: factor de daño con y sin amortiguadores viscosos en la dirección y

Se observan en las Figuras 5.3a y 5.3b que en las direcciones de análisis x y y el colapso de la estructura se alcanza con una aceleración espectral del suelo de 0.43g sin disipadores de energía mientras que, para la estructura con disipadores de energía se logra reducir el factor de daño a 0.8 (daño mayor) y 0.65 (daño fuerte) en la dirección x y y , respectivamente, logrando la supervivencia de la estructura. También se observan en las Figuras 5.3a y 5.3b que con una aceleración espectral del suelo mayor a 0.14 (g) y 0.15 (g) para las direcciones x y y , respectivamente, el edificio sin amortiguadores viscosos alcanza un daño moderado; sin embargo, al emplear amortiguadores viscosos, se logra reducir el daño a un deterioro ligero para ambas direcciones, por lo que para este tipo de daño algunos componentes no requieren reparación según la Tabla 5.2.

Un factor importante a observar en las Figuras 5.3a y 5.3b es el impacto de los diferentes tipos de sismos que se emplean (*i.e.*, interplaca e intraslab), por ejemplo, para la dirección x al emplear un sismo de interplaca y el edificio, sin amortiguadores viscosos, se obtiene un factor de daño ligero mientras que al emplear un sismo de intraslab, para el mismo edificio, se genera un factor de daño moderado, de igual forma sucede para la dirección y , en el que el factor de daño pasa de suave a ligero.

En las siguientes gráficas, se presentan las respuestas de desplazamiento de azotea, el cortante basal y la distorsión de entrepiso, respectivamente, representan algunos estados de daño que parten de un daño ligero a un daño mayor por lo que se asignaron las siguientes aceleraciones del suelo de 0.09, 0.14, 0.20, 0.26, y 0.42g con y sin amortiguadores viscosos.



a)

b)

Figura 5.3a

Caso 1: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.09g, a) Dirección x, b) Dirección y

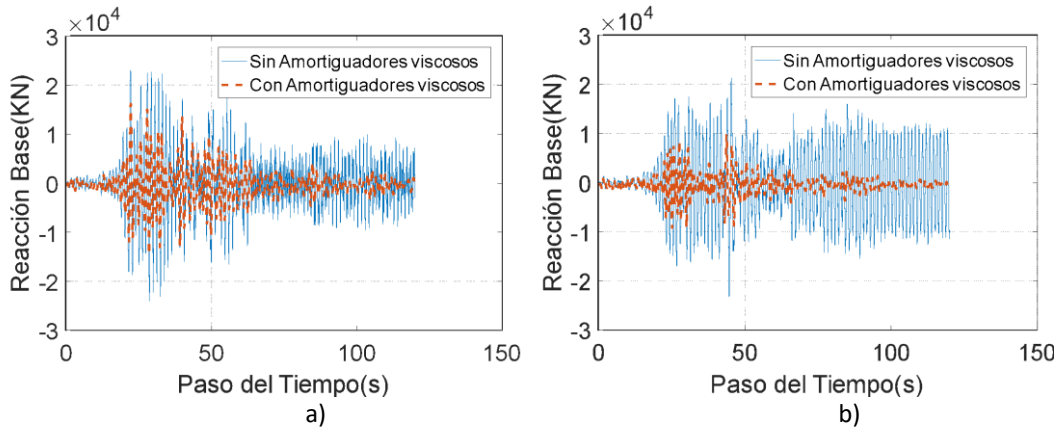


Figura. 5.3b

Caso 1: cortante basal para una aceleración de 0.09g, a) Dirección x, b) Dirección y

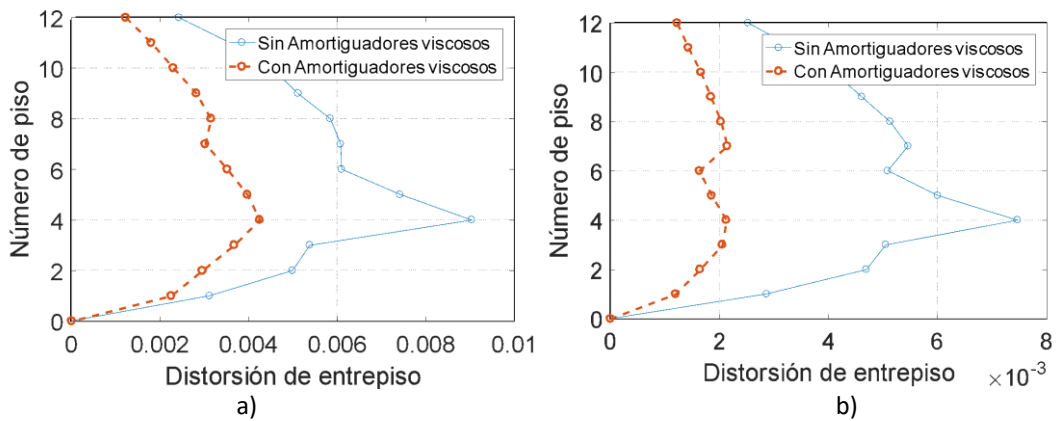


Figura 5.3c

Caso 1: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.09g, a) Dirección x, b) Dirección y

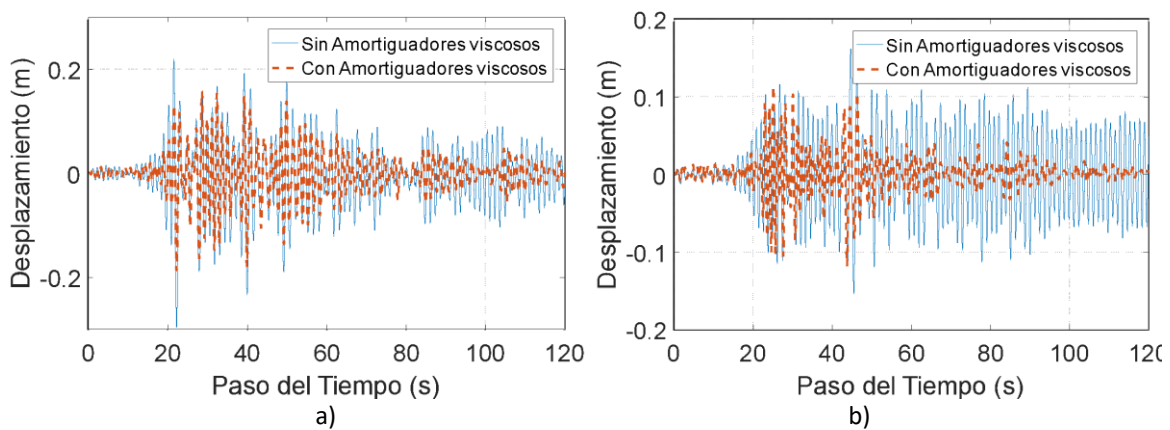


Figura 5.4a

Caso 1: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.14g, a) Dirección x, b) Dirección y

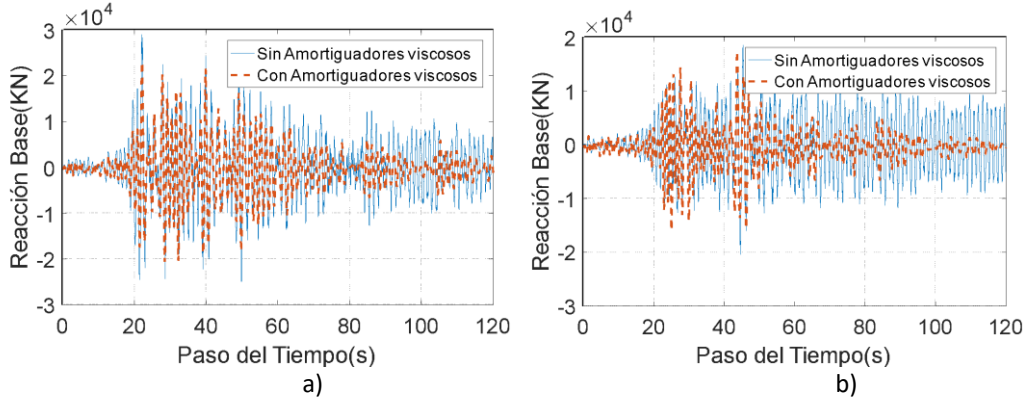


Figura 5.4b

Caso 1: cortante Basal para una aceleración de 0.14g, a) Dirección x, b) Dirección y

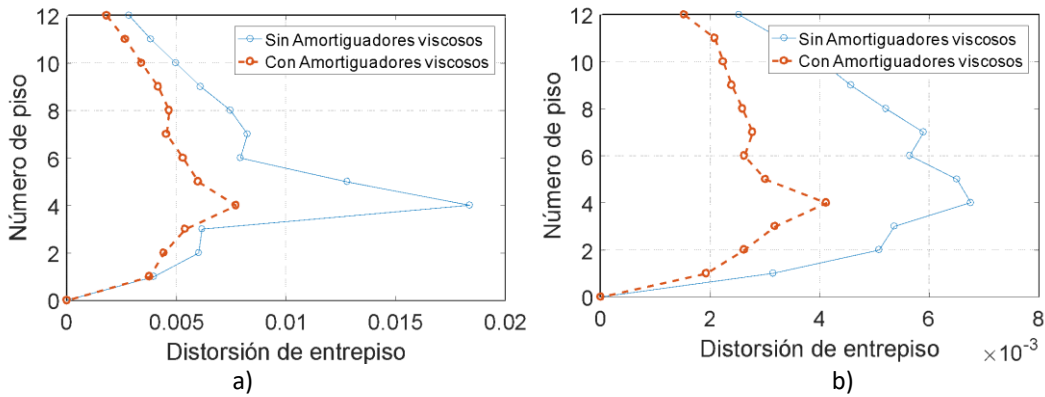


Figura 5.4c

Caso 1: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.14g, a) Dirección x, b) Dirección y

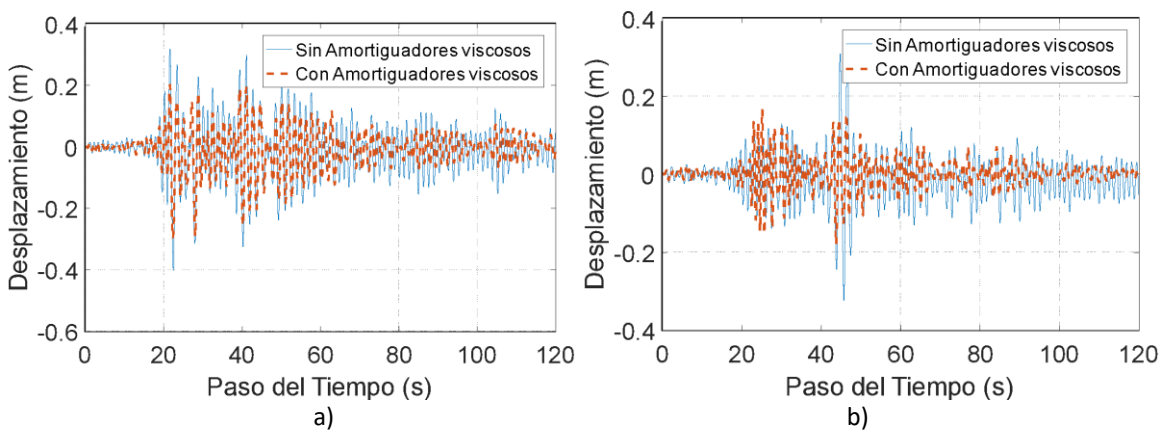


Figura 5.5a

Caso 1: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.20g, a) Dirección x, b) Dirección y

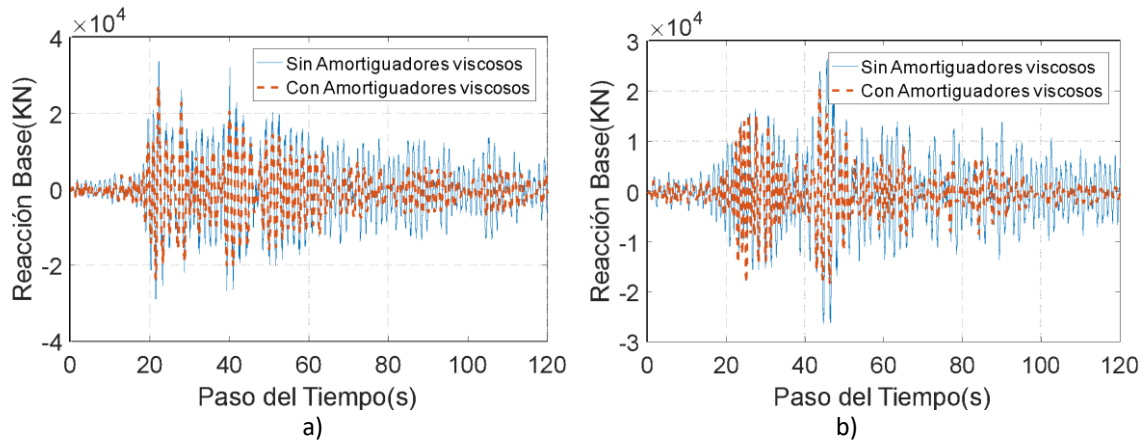


Figura 5.5b

Caso 1: cortante basal para una aceleración de 0.20g, a) Dirección x, b) Dirección y

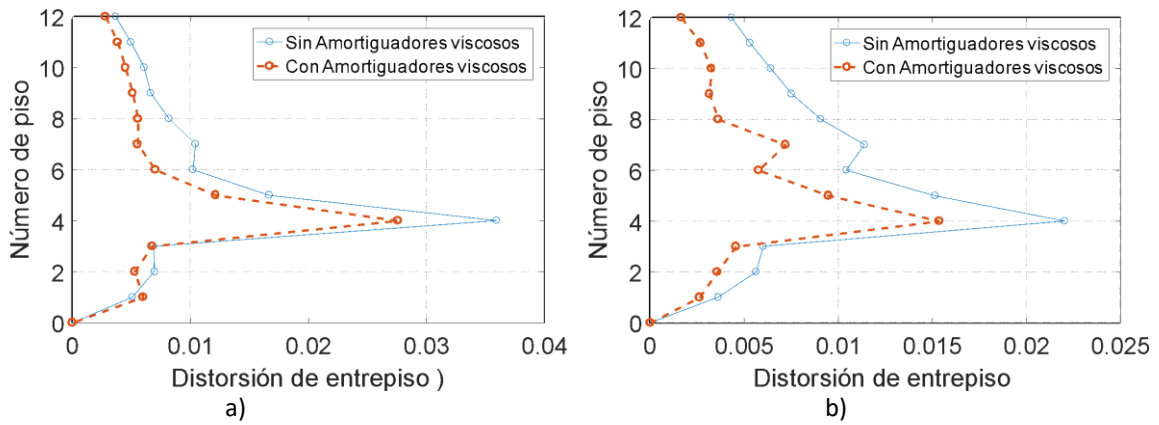


Figura 5.5c

Caso 1: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.20g, a) Dirección x, b) Dirección y

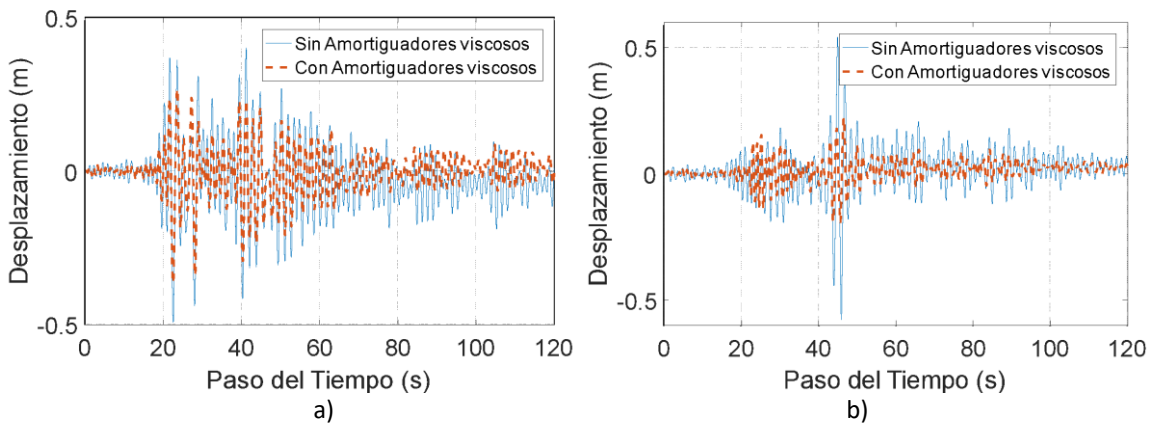


Figura 5.6a

Caso 1: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.26g, a) Dirección x, b) Dirección y

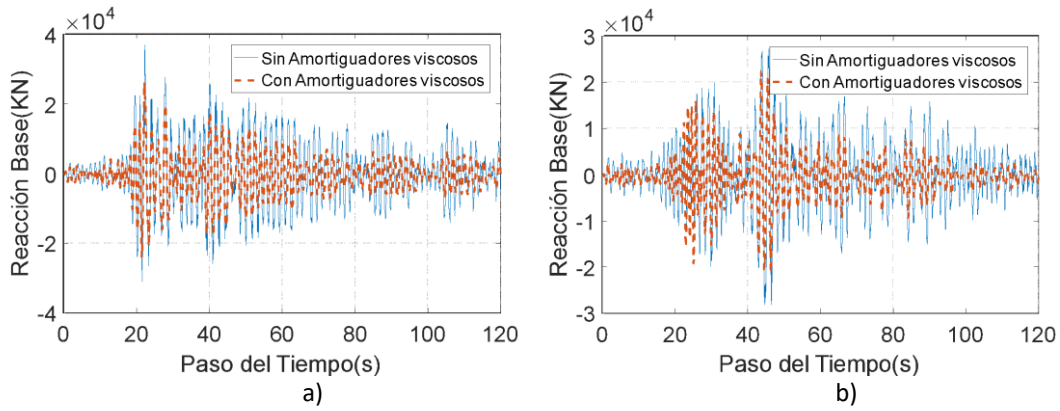


Figura 5.6b

Caso 1: cortante basal para una aceleración de 0.26g, a) Dirección x, b) Dirección y

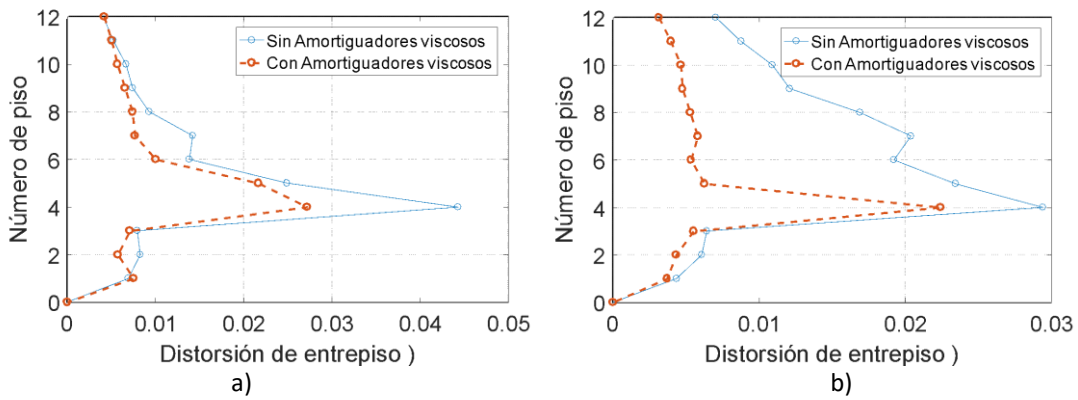


Figura 5.6c

Caso 1: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.26g, a) Dirección x, b) Dirección y

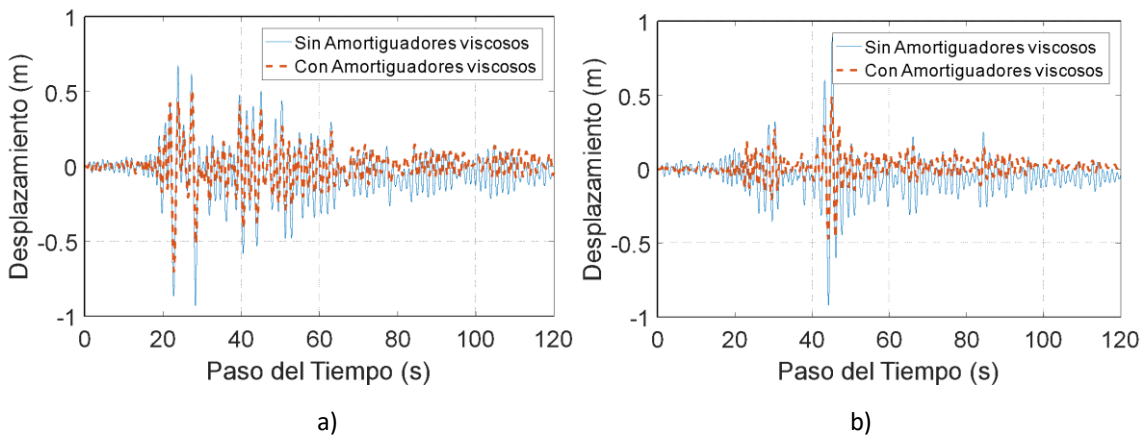


Figura 5.7a

Caso 1: desplazamiento de la azotea para una aceleración de 0.42g, a) Dirección x, b) Dirección y

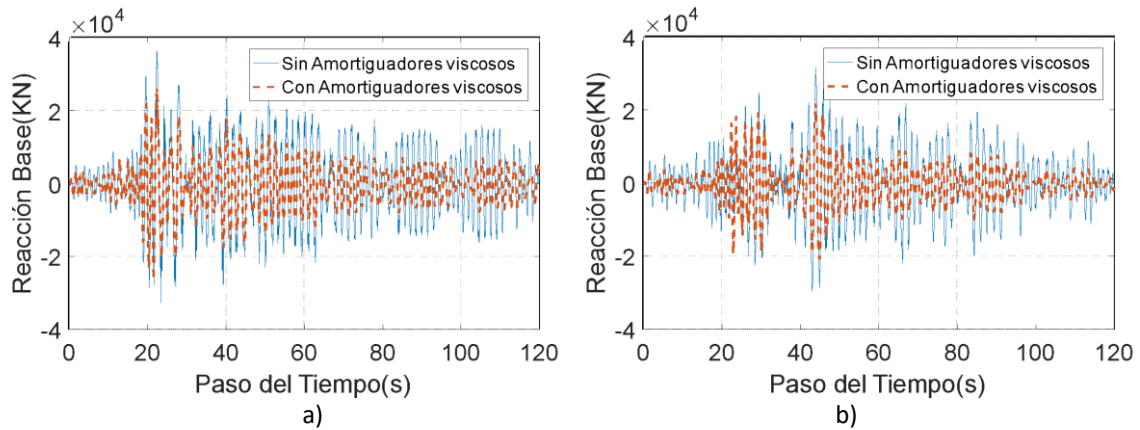


Figura 5.7b

Caso 1: cortante basal para una aceleración de 0.42g, a) Dirección X, b) Dirección y

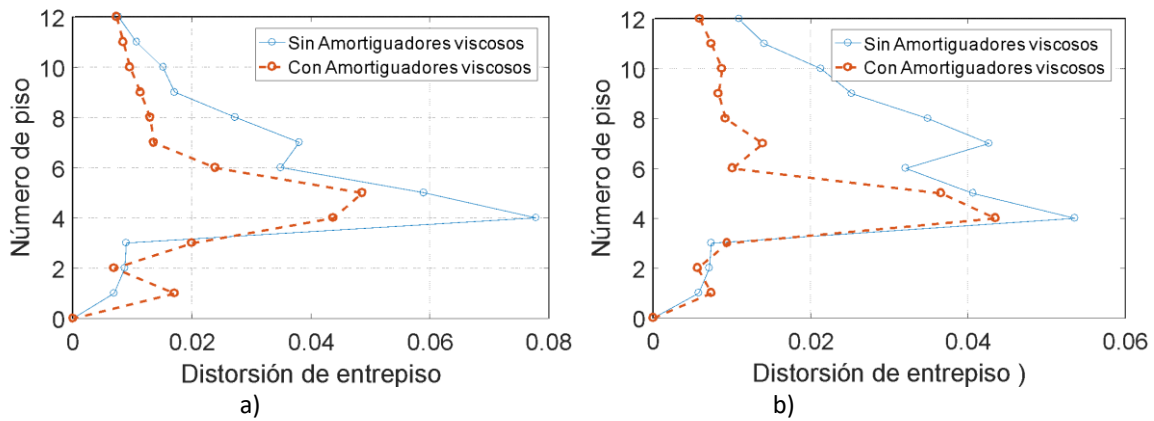


Figura 5.7c

Caso 1: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.42g, a) Dirección X, b) Dirección y

Se observa que los edificios ubicados en terreno blando, las estructuras con disipadores de energía generalmente reducen notablemente las distorsiones máximas de entrepiso en prácticamente en todos los niveles, con respecto con la estructura sin disipadores, excepto para los primeros tres niveles, cuando se estima un factor de daño sin disipadores igual a uno. Como consecuencia, las fuerzas cortantes en la base de los edificios equipados con disipadores de energía son menores en comparación con los edificios sin disipadores.

En la Tabla 5.3 se muestra el resumen de las aceleraciones del suelo (g) y su correspondiente factor de daño δ , así como el estado de daño del edificio con y sin amortiguamiento viscoso de las Figuras 5.2 a 5.9.

Tabla 5.3

Resumen de las aceleraciones y su correspondiente factor de daño

Aceleración (g)	0.42	0.26	0.20	0.14	0.09	Daño
Sin amortiguador dir x	1.0	0.37	0.29	0.18	0.093	δ
Sin amortiguador dir y	1.0	0.26	0.27	0.071	0.079	δ
Con amortiguador dir x	0.79	0.32	0.22	0.053	0.012	δ
Con amortiguador dir y	0.60	0.20	0.10	0.021	0.006	δ
	Colapso colapso mayor fuerte	fuerte moderado moderado moderado	moderado moderado moderado ligero	ligero suave suave ninguno	ligero suave ninguno ninguno	E. daño E. daño E. daño E. daño

δ , es el factor de daño; E. daño, es el estado de daño del edificio

5.3.1.2 Análisis del edificio ubicado en la ciudad de Puebla (caso 2)

Las Figuras 5.9a y 5.9b muestran los factores de daño con y sin amortiguadores viscosos para la dirección x y y, respectivamente. Se observa en ambas direcciones que para una aceleración del suelo mayor a 1.3g la estructura sin disipadores de energía sufre un factor de daño 1.0 (colapso), y con el uso de amortiguadores se logra reducir el factor de daño a 0.85 (daño mayor) y 0.9 (daño mayor) para la dirección x y y, respectivamente. Se observa que para las aceleraciones del suelo mayores a 0.53g, las estructuras sin disipadores sufren daños mayores que requerirán reparaciones importantes, logrando reducir levemente el factor de daño con el uso de los disipadores.

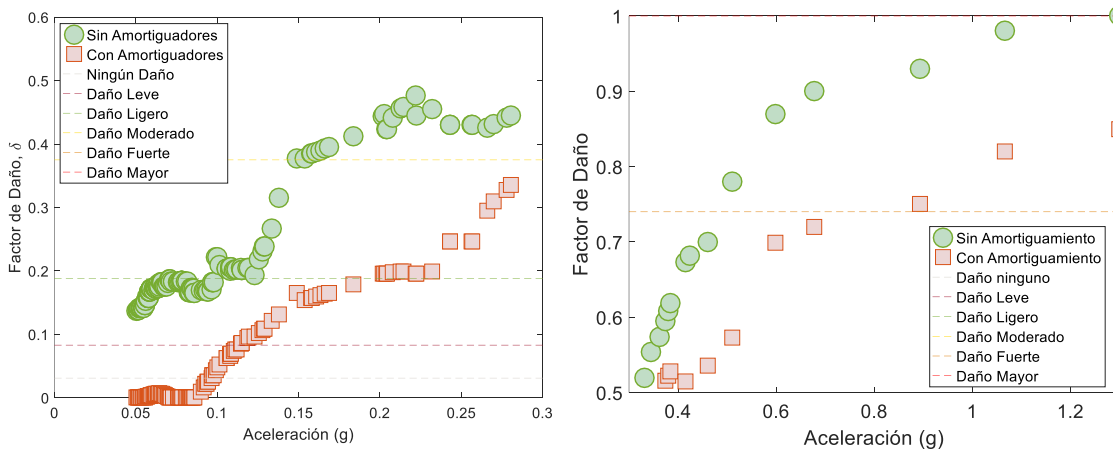


Figura 5.8a

Caso 2: Factor de daño con y sin amortiguadores viscosos en la dirección X

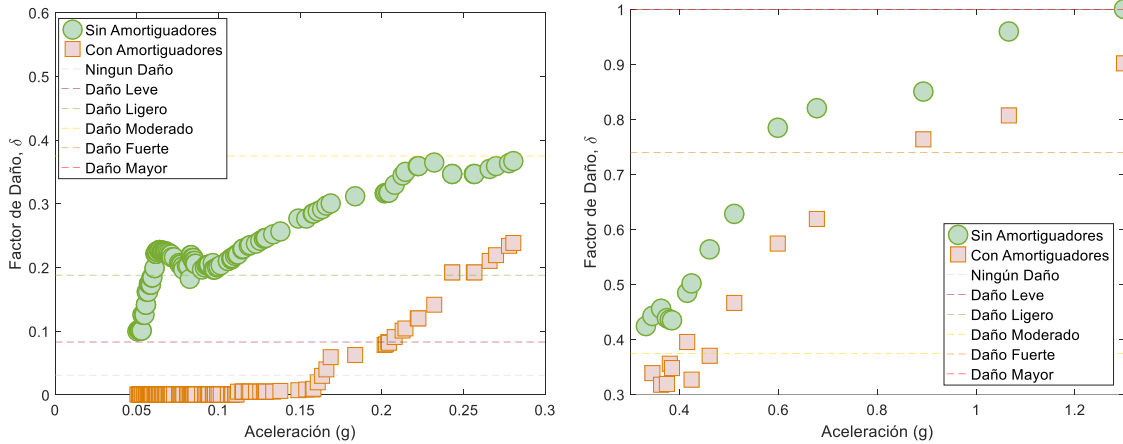


Figura 5.8b

Caso 2: factor de daño con y sin amortiguadores viscosos dirección y

En las siguientes figuras se muestran las respuestas de desplazamiento de azotea, cortante basal y la distorsión de entrepiso para el caso 2, representando algunos estados de daño de los edificios, con y sin amortiguadores viscosos, para las aceleraciones del suelo de 1.3, 0.51, 0.28, 0.18 y 0.10g.

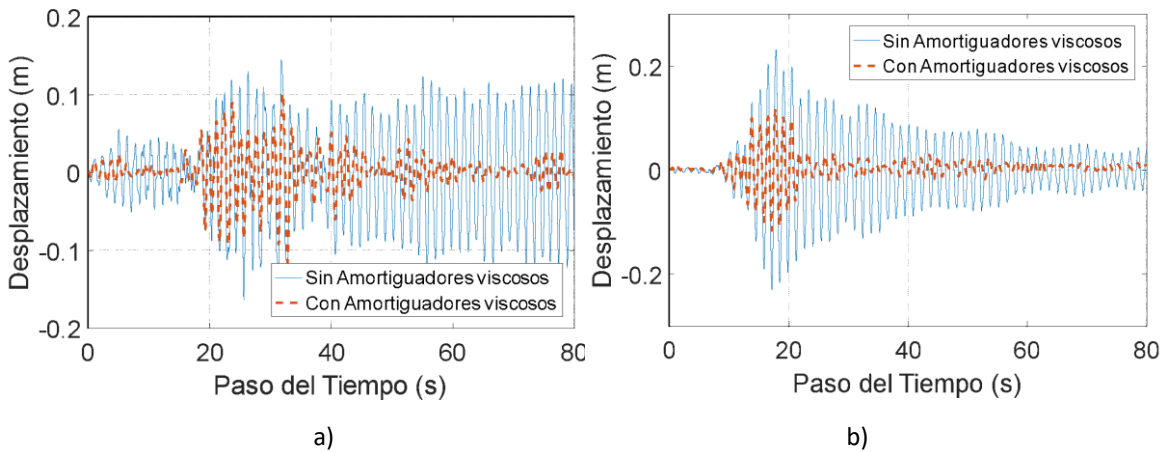


Figura 5.9a

Caso 2: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.10g, a) Dirección x, b) Dirección y

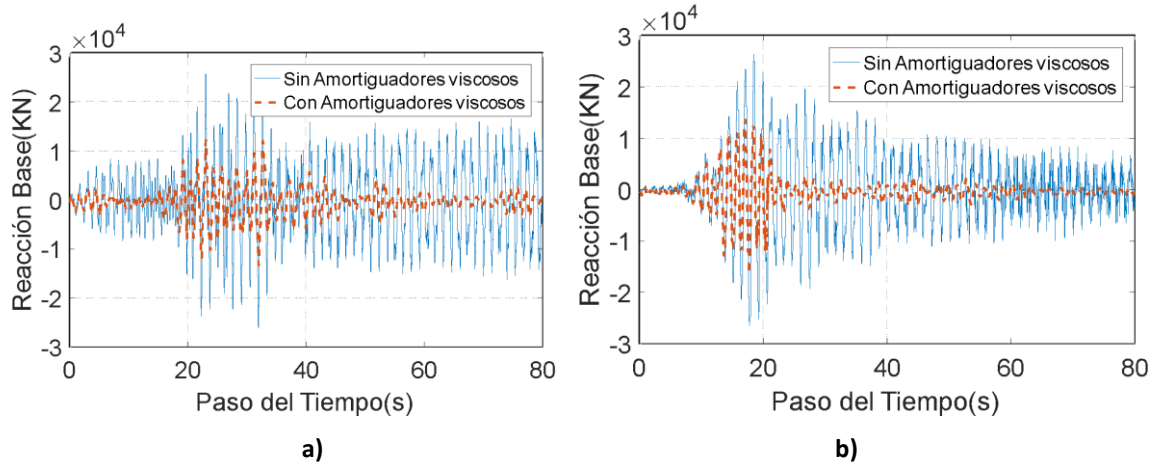


Figura 5.9b

Caso 2: cortante basal para una aceleración de 0.10g, a) Dirección x, b) Dirección y

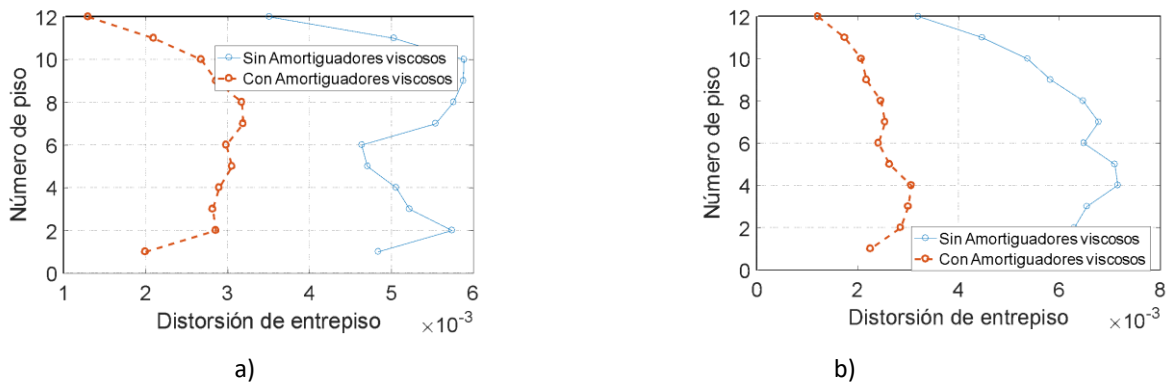


Figura 5.9c

Caso 2: distorsión de entrepiso para una aceleración 0.10g, a) Dirección x, b) Dirección y

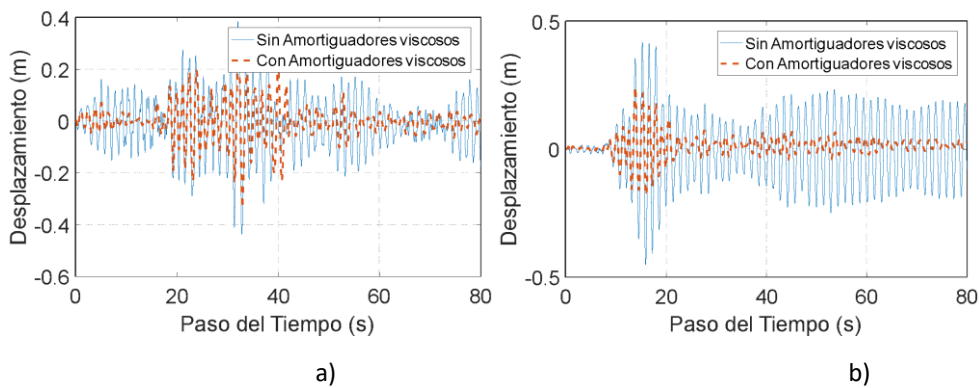


Figura 5.10a

Caso 2: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.18g, a) Dirección x, b) Dirección y

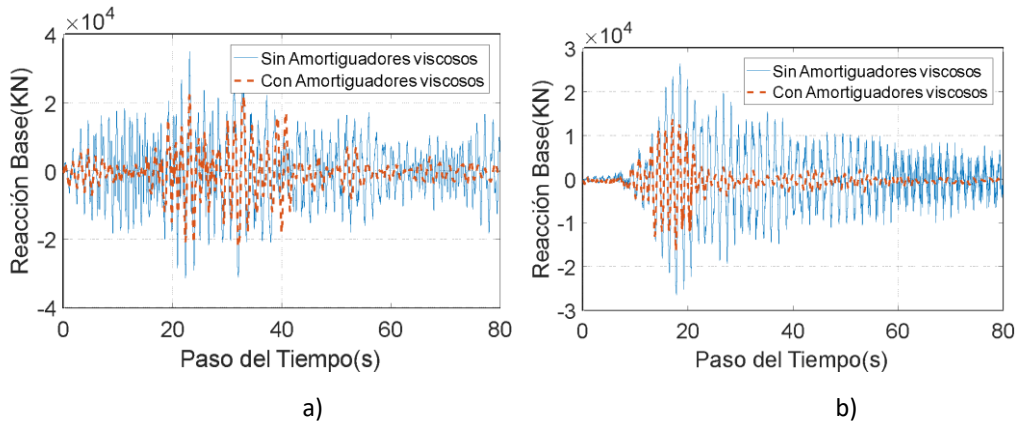


Figura 5.10b

Caso 2: cortante basal para una aceleración de 0.18g, a) Dirección x, b) Dirección y

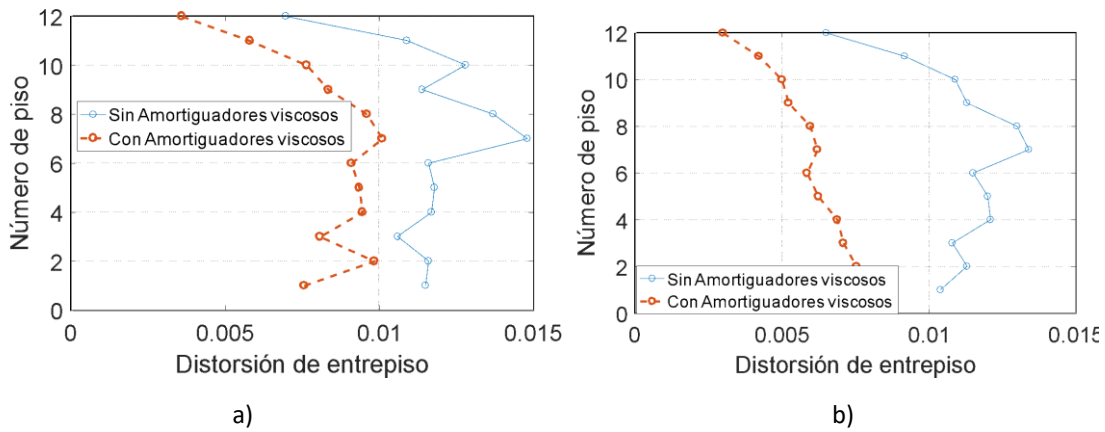


Figura 5.10c

Caso 2: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.18g, a) Dirección x, b) Dirección y

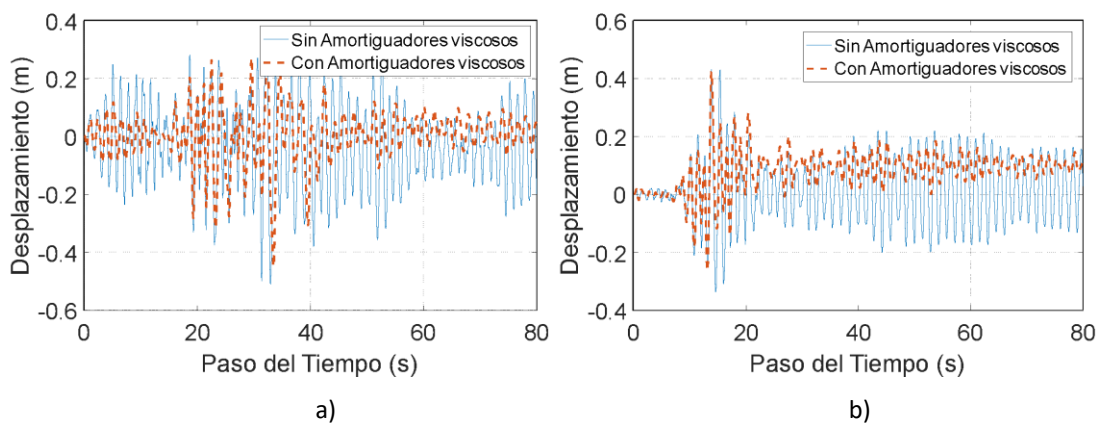


Figura 5.11a

Caso 2: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.28g, a) Dirección x, b) Dirección y

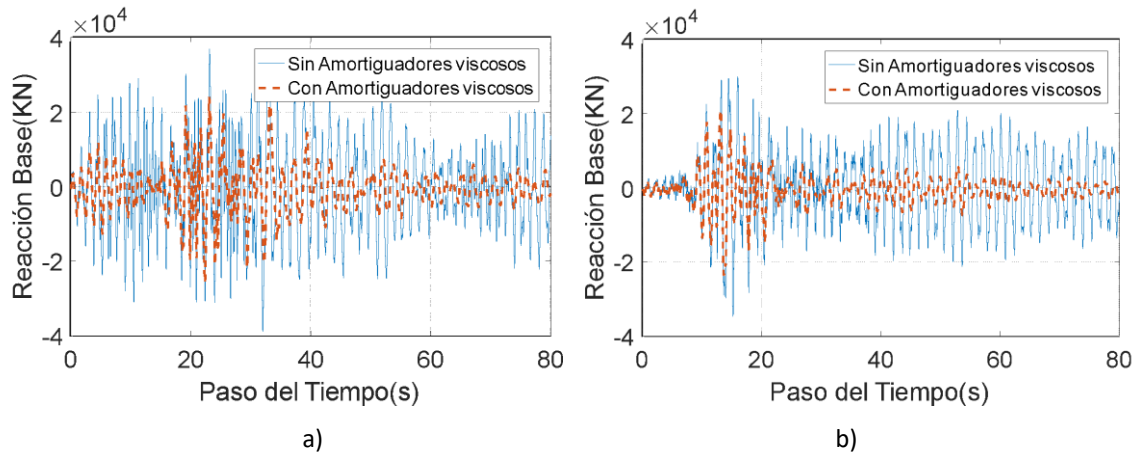


Figura 5.11b

Caso 2: cortante basal para una aceleración de 0.28g, a) Dirección X, b) Dirección y

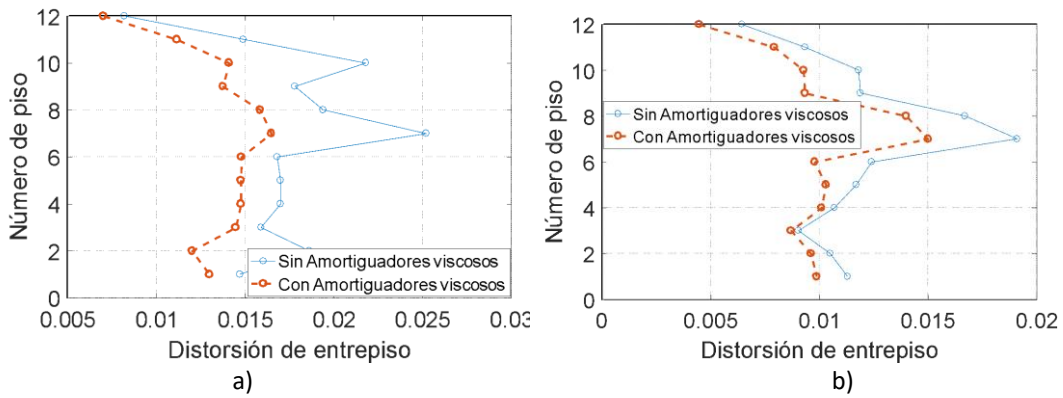


Figura 5.11c

Caso 2: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.28g, a) Dirección X, b) Dirección y

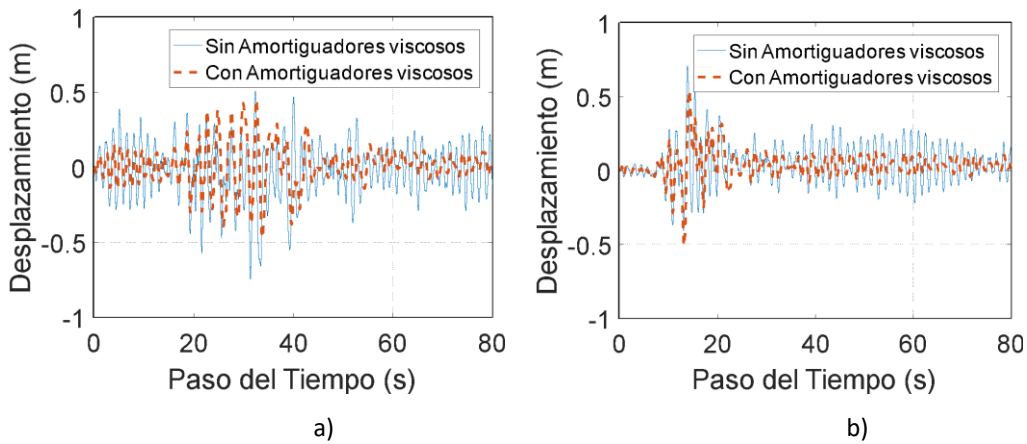


Figura 5.12a

Caso 2: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.51g, a) Dirección X, b) Dirección y

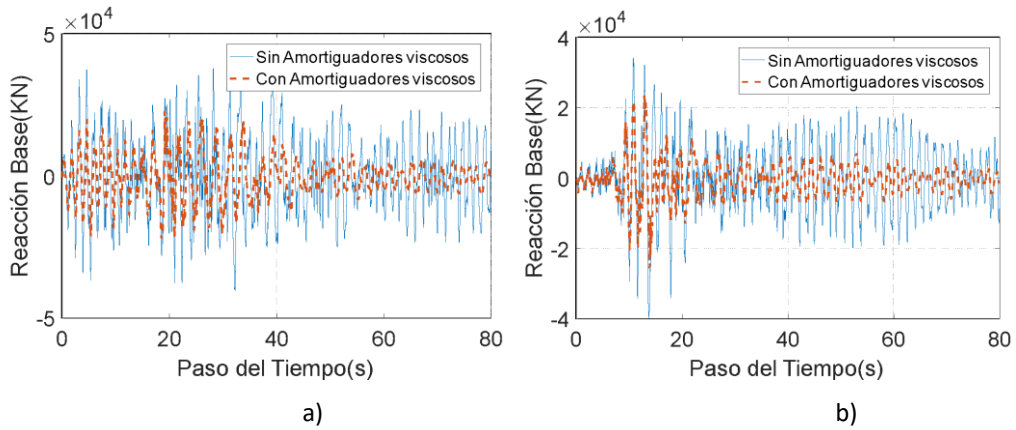


Figura 5.12b

Caso 2: cortante basal para una aceleración de 0.51g, a) Dirección x, b) Dirección y

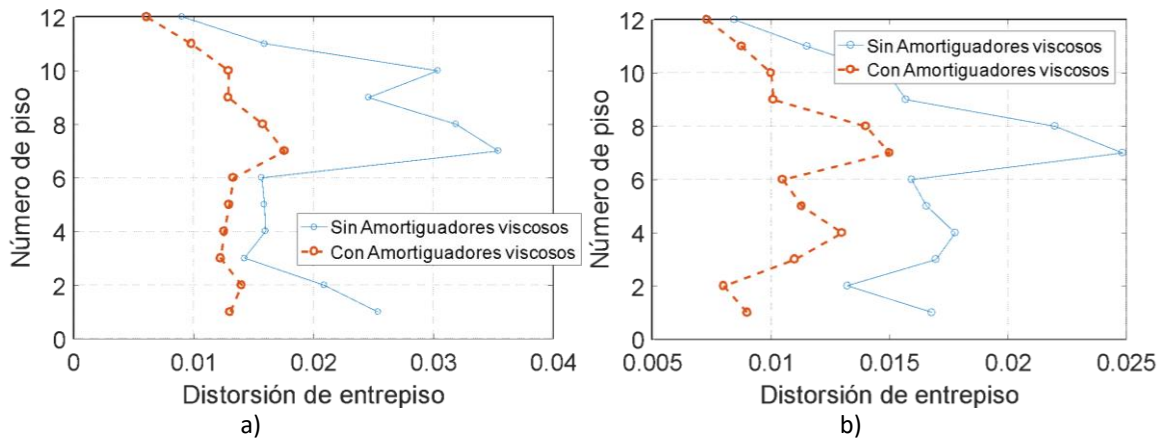


Figura 5.12c

Caso 2: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.51g, a) Dirección x, b) Dirección y

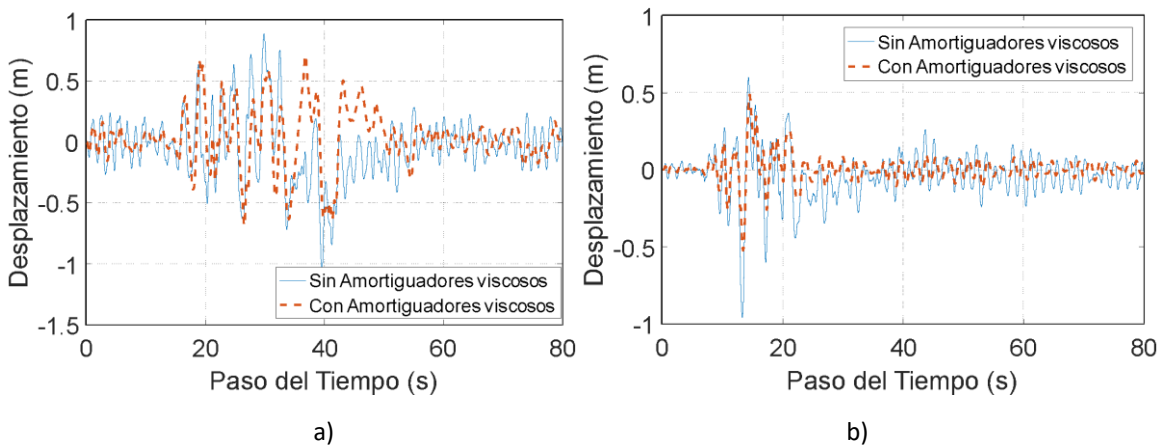


Figura 5.13a

Caso 2: desplazamiento de azotea para una aceleración de 1.3g, a) Dirección x, b) Dirección y

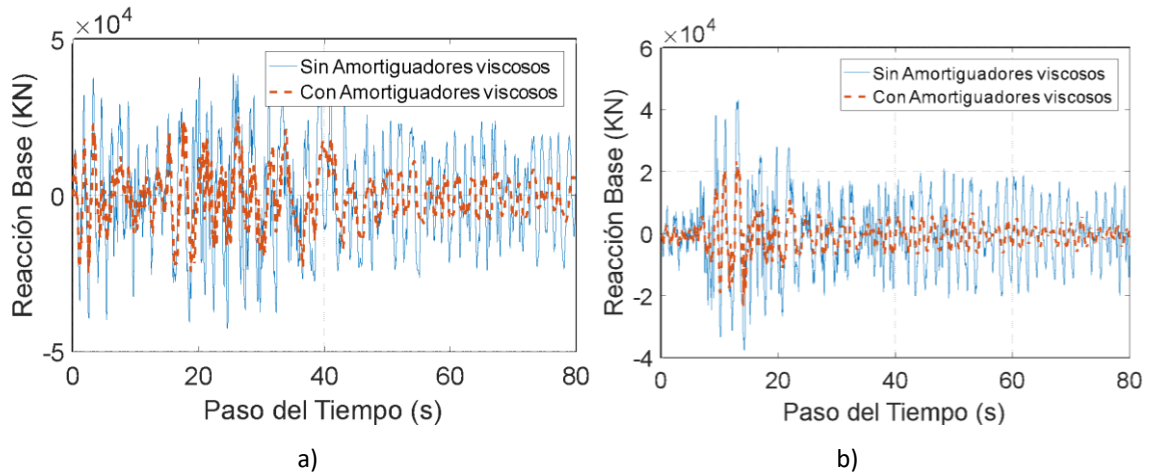


Figura 5.13b

Caso 2: cortante basal para una aceleración de 1.3g, a) Dirección X, b) Dirección Y

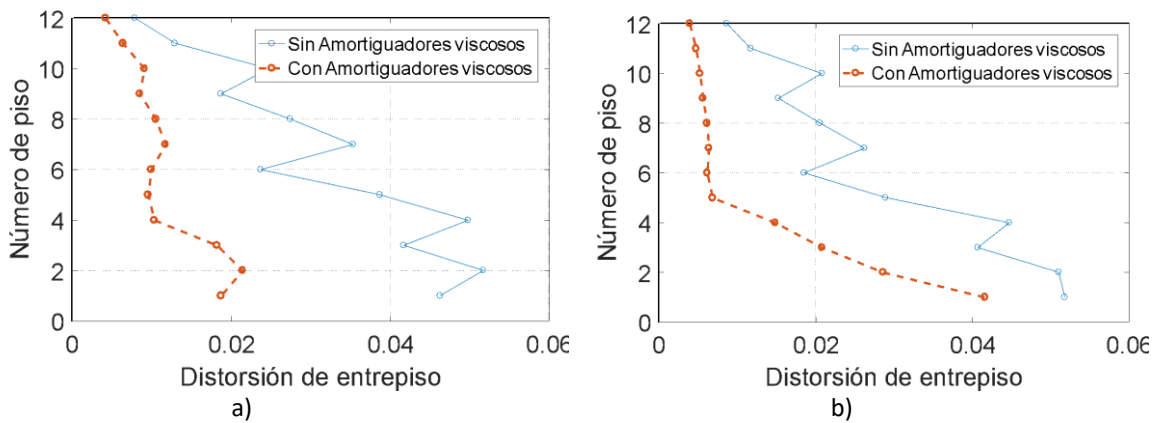


Figura. 5.13c

Caso 2: distorsión de entrepiso para una aceleración de 1.3g, a) Dirección X, b) Dirección Y

Para el caso 2 se observa que los edificios ubicados en terreno firme, y con disipadores de energía, reducen notablemente las distorsiones máximas de entrepiso en prácticamente todos los niveles. Además, las fuerzas cortantes en la base de los edificios equipados con disipadores de energía son menores en comparación con los edificios sin disipadores.

En la Tabla 5.5, se muestra el resumen de las aceleraciones del suelo y su correspondiente factor de daño δ , así como el estado de daño del edificio con y sin amortiguamiento viscoso de las Figuras 5.2 a 5.9.

Tabla 5.4

Resumen de las aceleraciones y su correspondiente factor de daño

Aceleración (g)	1.3	0.51	0.28	0.18	0.10	Daño
Sin amortiguador dir x	1.0	0.78	0.45	0.41	0.17	δ
Sin amortiguador dir y	1.0	0.64	0.38	0.32	0.21	δ
Con amortiguador dir x	0.84	0.58	0.36	0.18	0.067	δ
Con amortiguador dir y	0.91	0.48	0.26	0.08	0.001	δ
	mayor	fuerte	moderado	leve	ninguno	E. daño

5.3.1.3 Análisis del edificio ubicado en la ciudad de Guerrero (caso 3)

Las Figuras 5.15a y 5.15b muestran los factores de daño con y sin amortiguadores viscosos para la dirección x y y, respectivamente. Se observa que en la estructura sin amortiguadores no llega al colapso, pero sí llega a sufrir daños mayores en ambas direcciones y, para el caso de emplear los amortiguadores, se observa una reducción en el factor de daño.

Para alcanzar el daño moderado de la estructura sin amortiguadores, la aceleración del suelo debe ser superior a 0.30g y 0.27g para la dirección x y y, respectivamente. Mientras que al emplear amortiguadores viscosos el daño de la estructura se reduce a un daño leve según la Tabla 5.1.

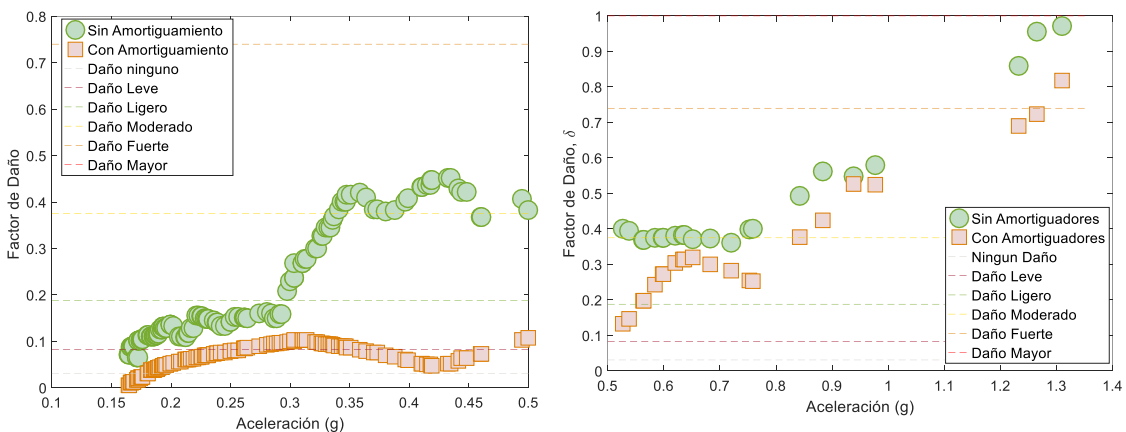


Figura 5.14a

Caso 3: factor de daño con y sin amortiguadores viscosos dirección X

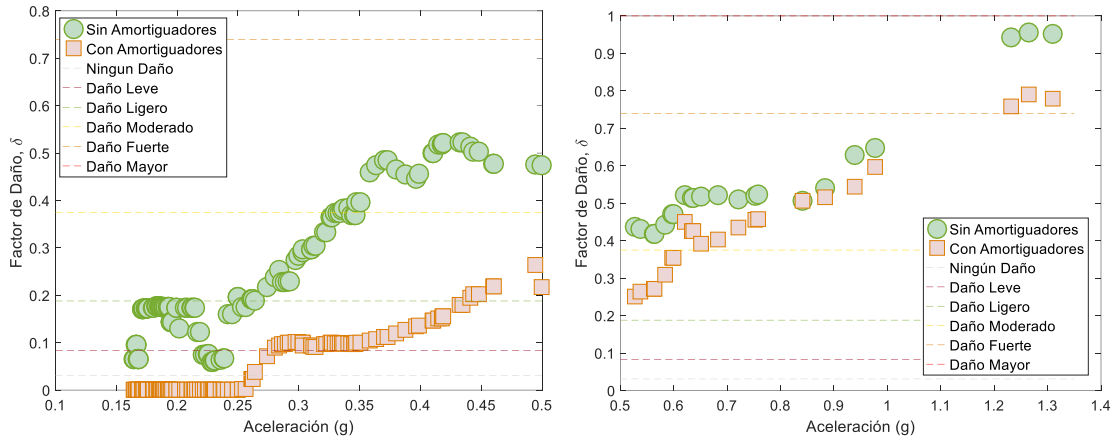


Figura 5.14b

Caso 3: factor de daño con y sin amortiguadores viscosos dirección y

En las siguientes figuras se muestran las respuestas, en suelo firme, para el caso 3 con y sin amortiguadores viscosos para las aceleraciones del suelo de 1.3, 0.97, 0.33, 0.25 y 0.16g. representando algunos estados de daño desde mayor hasta leve.

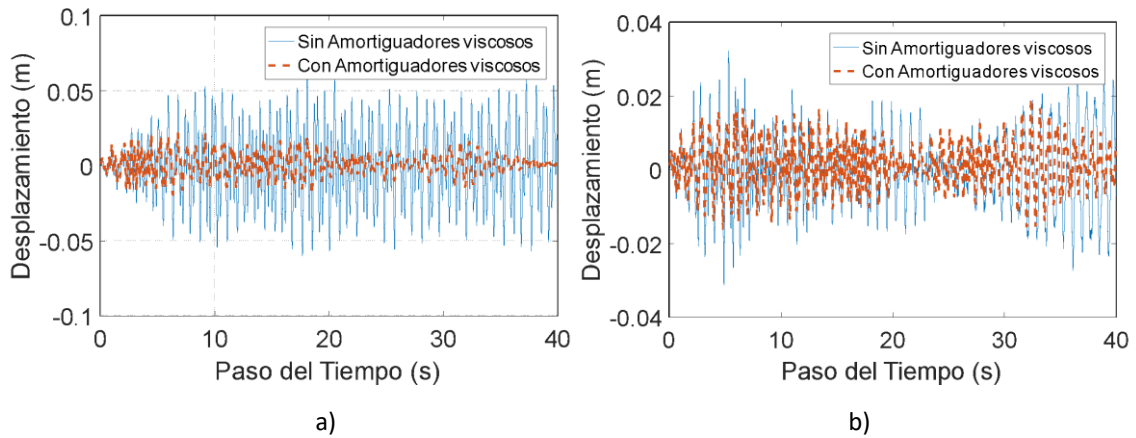


Figura 5.15a

Caso 3: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.16g, a) Dirección x, b) Dirección y

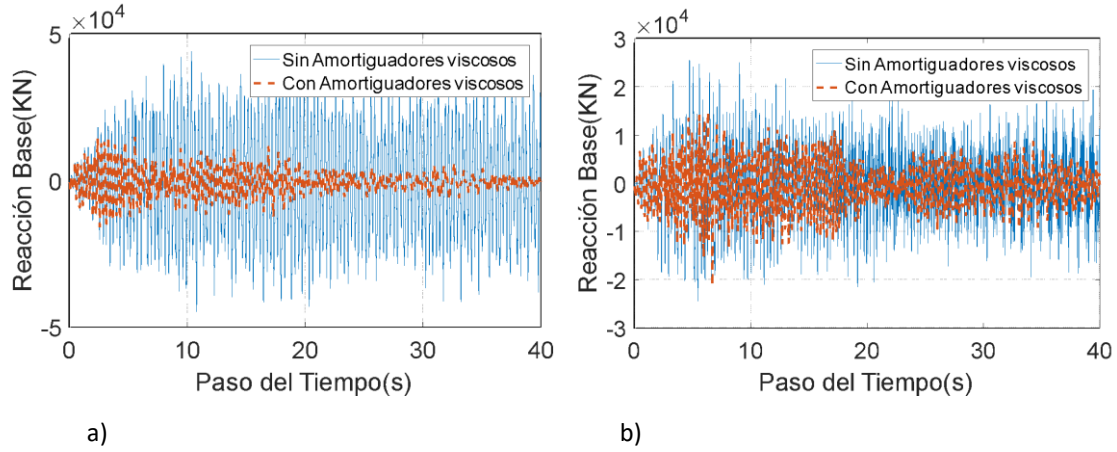


Figura 5.15b

Caso 3: cortante basal para una aceleración de 0.16g, a) Dirección X, b) Dirección Y

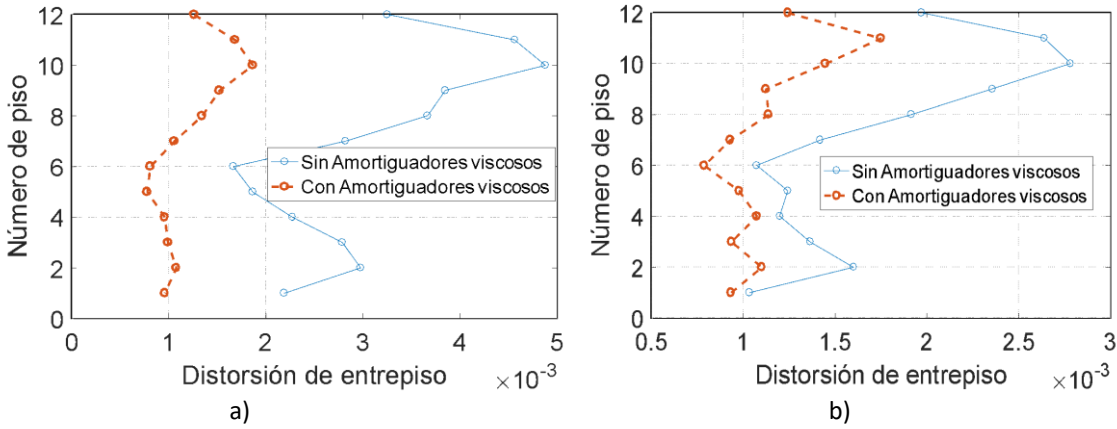


Figura 5.15c

Caso 3: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.16g, a) Dirección X, b) Dirección Y

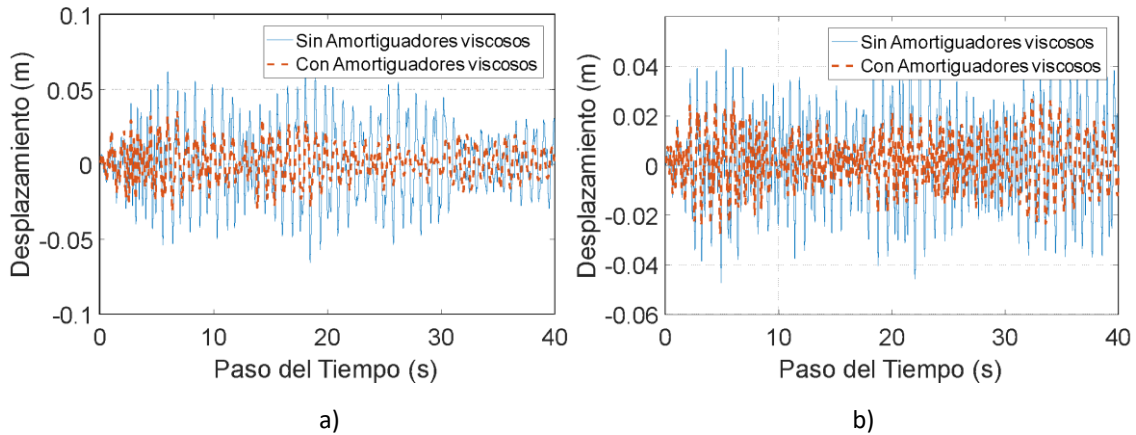


Figura 5.16a

Caso 3: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.25g, a) Dirección X, b) Dirección Y

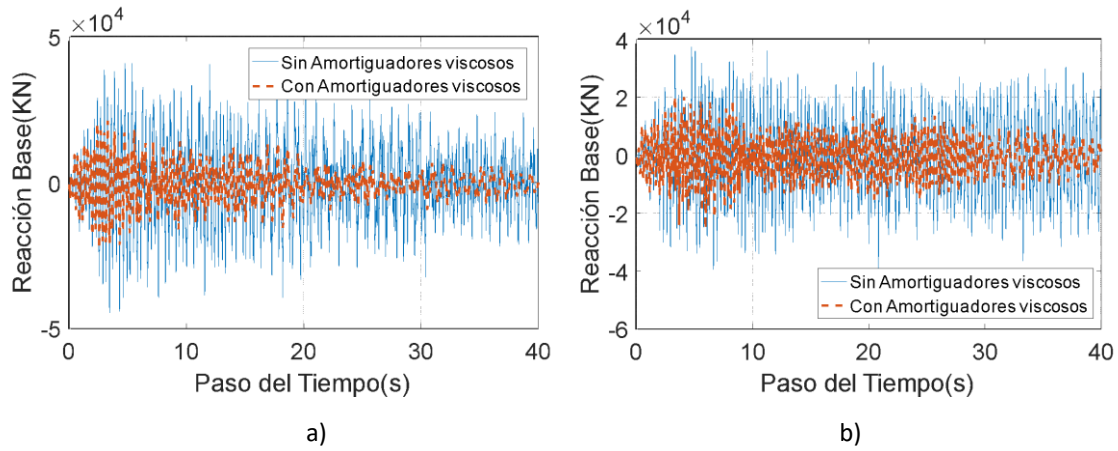


Figura 5.16b

Caso 3: cortante basal para una aceleración de 0.25g, a) Dirección x, b) Dirección y

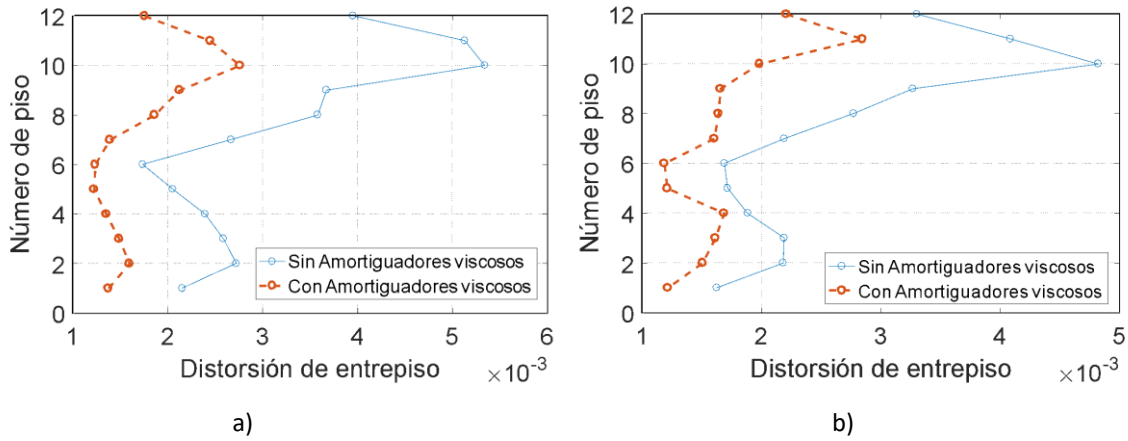


Figura 5.16c

Caso 3: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.25g, a) Dirección x, b) Dirección y

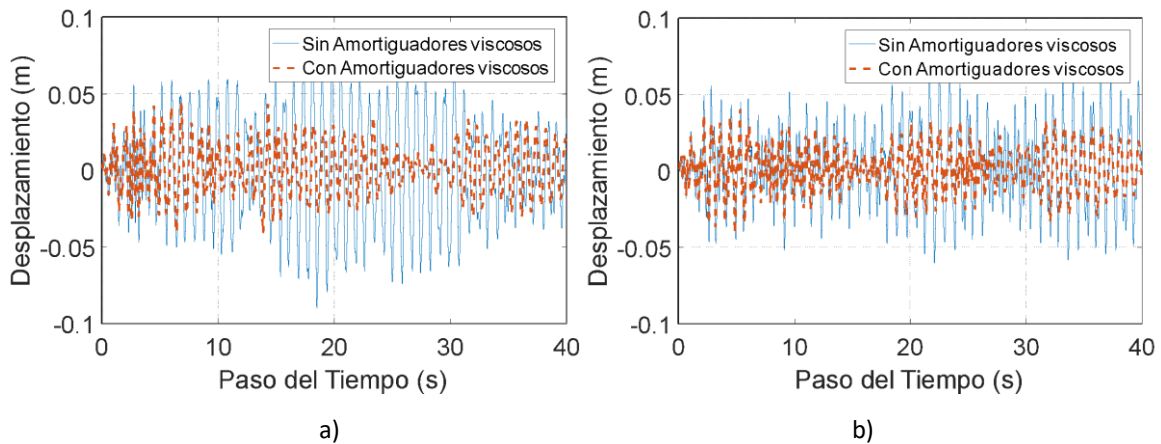


Figura 5.17a

Caso 3: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.33g, a) Dirección x, b) Dirección y

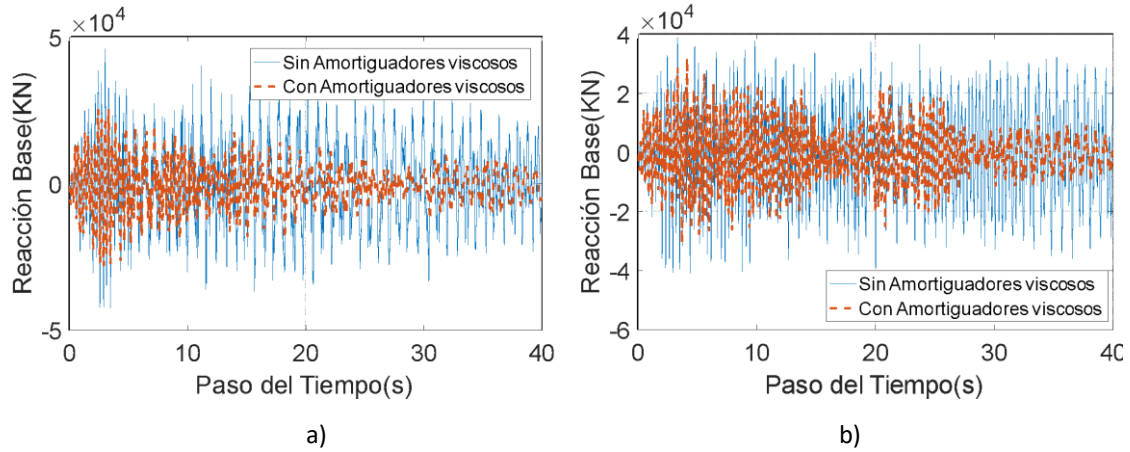


Figura 5.17b

Caso 3: cortante basal para una aceleración de 0.33g, a) Dirección x, b) Dirección y

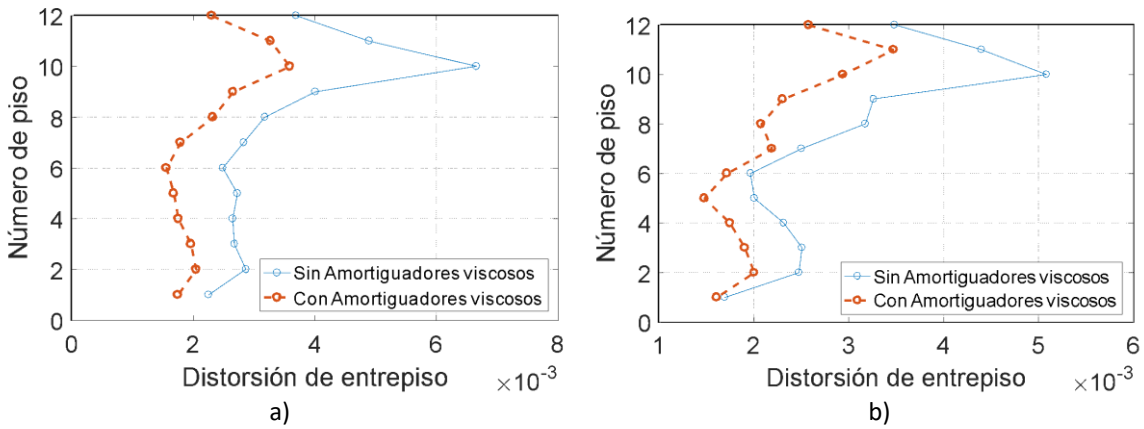


Figura 5.17c

Caso 3: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.33g, a) Dirección x, b) Dirección y

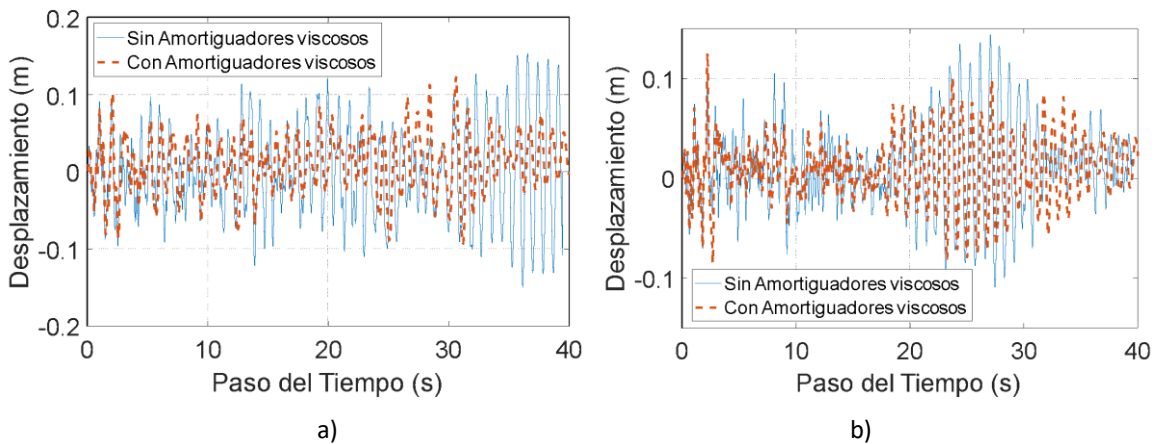


Figura 5.18a

Caso 3: desplazamiento de azotea para una aceleración de 0.97g, a) Dirección x, b) Dirección y

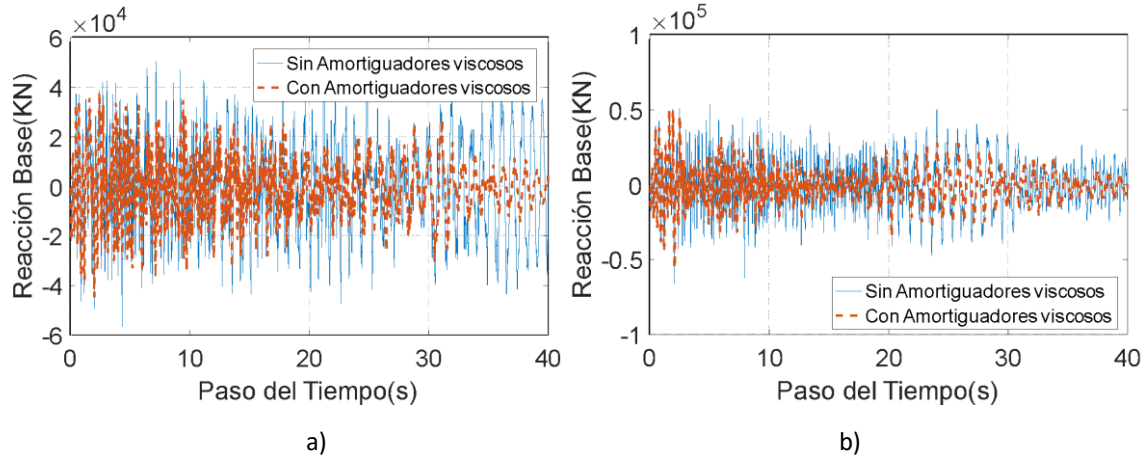


Figura 5.18b

Caso 3: cortante basal para una aceleración de 0.97g, a) Dirección x, b) Dirección y

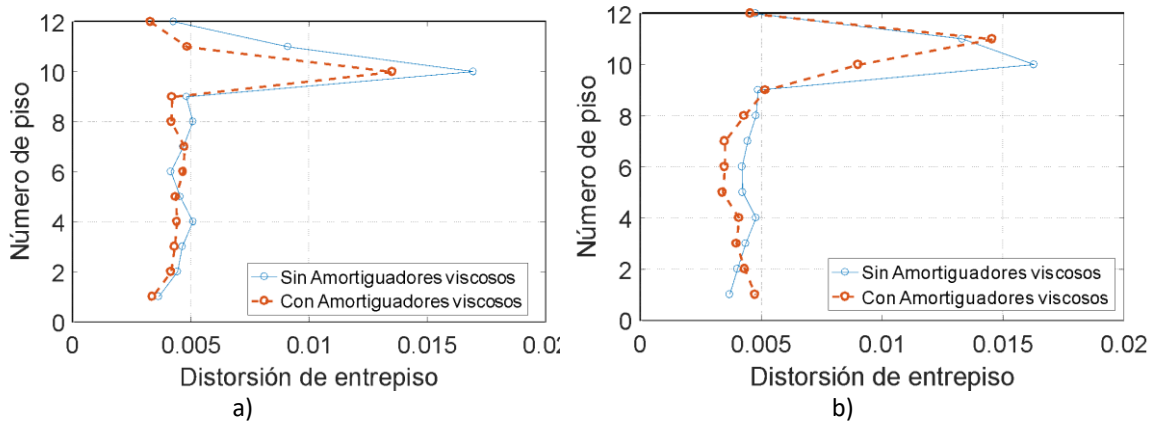


Figura 5.18c

Caso 3: distorsión de entrepiso para una aceleración de 0.97g, a) Dirección x, b) Dirección y

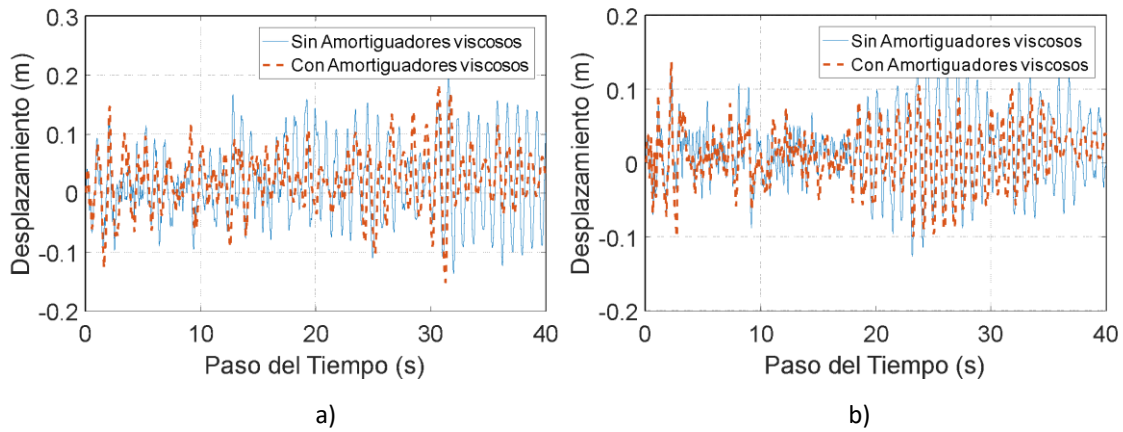


Figura 5.19a

Caso 3: desplazamiento de azotea para una aceleración de 1.3g, a) Dirección x, b) Dirección y

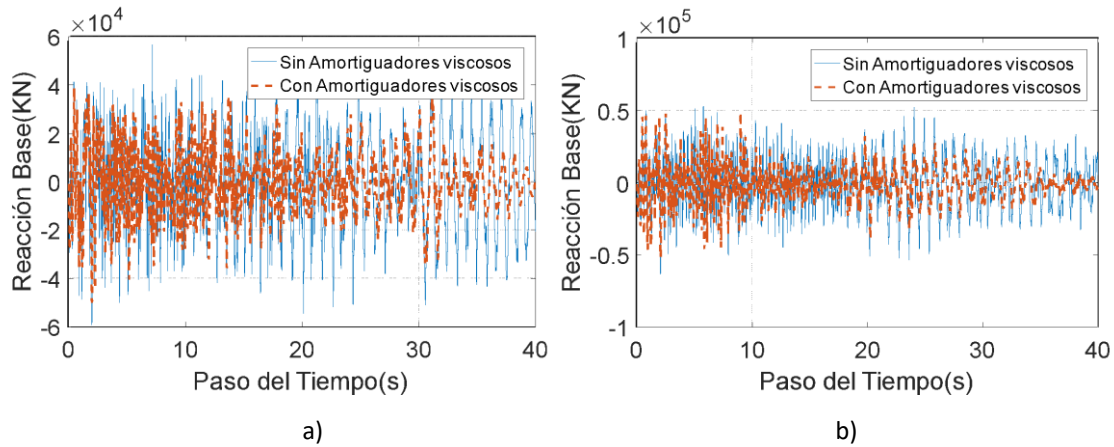


Figura 5.19b

Caso 3: cortante basal para una aceleración de 1.3g, a) Dirección x, b) Dirección y

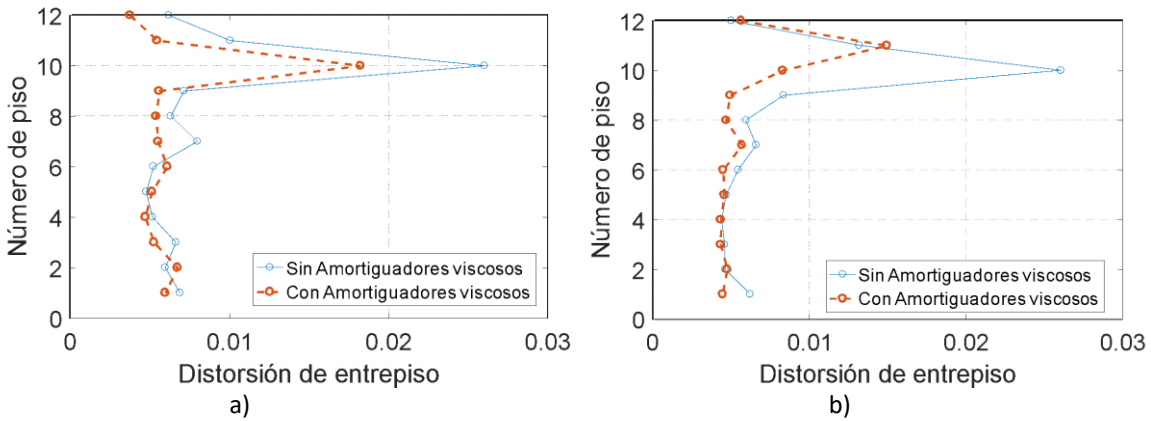


Figura 5.19c

Caso 3: distorsión de entrepiso para una aceleración de 1.3g, a) Dirección x, b) Dirección y

Se puede observar que los edificios ubicados en terreno firme, caso 3, las distorsiones de entrepiso en los últimos niveles son las que establecen el estado de daño y rigen en el diseño sísmico (estado límite, véase el capítulo 2). También se observa que con el uso de amortiguadores viscosos los desplazamientos de azotea y el cortante basal se reducen, mejorando su respuesta.

En la Tabla 5.5 se muestra el resumen de las aceleraciones del suelo y su correspondiente factor de daño δ , así como el estado de daño del edificio con y sin amortiguamiento viscoso de las Figuras 5.2 a 5.9.

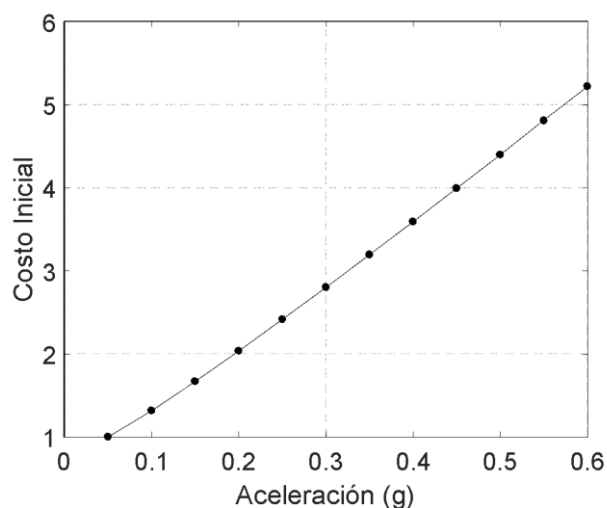
Tabla 5.5

Resumen de las aceleraciones y su correspondiente factor de daño

Aceleración (g)	1.3	0.97	0.33	0.25	0.16	Daño
Sin amortiguador dir x	0.97	0.57	0.36	0.15	0.089	δ
	mayor	fuerte	moderado	ligero	ligero	E. daño
Sin amortiguador dir y	0.95	0.64	0.38	0.17	0.065	δ
	mayor	fuerte	fuerte	ligero	suave	E. daño
Con amortiguador dir x	0.81	0.52	0.092	0.08	0.013	δ
	mayor	fuerte	ligero	suave	ninguno	E. daño
Con amortiguador dir y	0.77	0.59	0.098	0.025	0.001	δ
	mayor	fuerte	ligero	ninguno	ninguno	E. daño

5.4 Estimación costo

Después de los análisis y la estimación del factor de daño, se realiza el análisis de costos para conocer el costo inicial total de cada edificio, el costo de daño, así como el costo de reparación/reconstrucción. El costo inicial del edificio es una función creciente, como se muestra en la Figura 5.21, esto es que, un nivel de diseño sísmico alto corresponde a un costo inicial también alto. Para considerar el costo inicial del edificio se toman en cuenta los costos de los componentes estructurales y los componentes no estructurales.

**Figura 5.20**

Costo inicial de los componentes estructurales

5.4.1 Estimación de costo de daño

Los costos de daño se estiman con la ecuación 5.7, la cual está en función del factor de daño, y por los coeficientes que relacionan los costos de daño. Los costos de daño para el caso 1 se muestran en la Figura 5.22; se observa que al emplear disipadores viscoso no lineales los costos de daño $CD(\delta)$ en la dirección x y y, se reducen de un 55 % y 61 % respectivamente, con respecto al edificio sin disipadores.

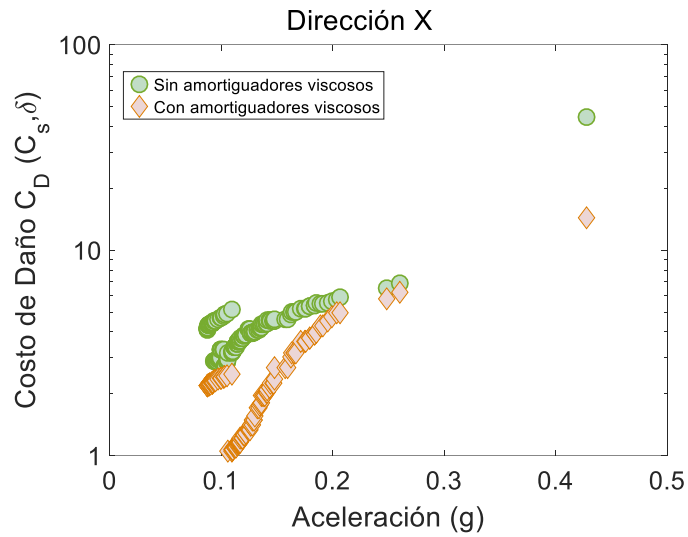


Figura 5.21a

Caso 1: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección X

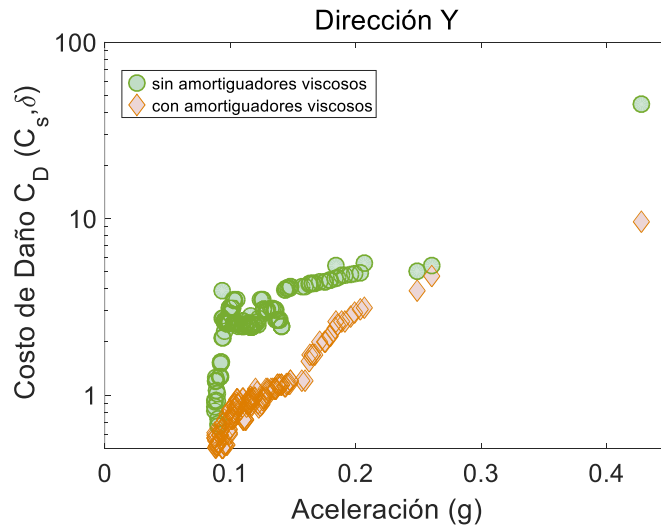


Figura 5.21b

Caso 1: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección y

En la Figura 5.23 se muestran los costos de daño para el caso 2; se observa que al emplear disipadores viscoso no lineales, los costos de daño $CD(\delta)$ en la dirección x y y se reducen de un 67% y 79%, respectivamente, con respecto al edificio sin disipadores.

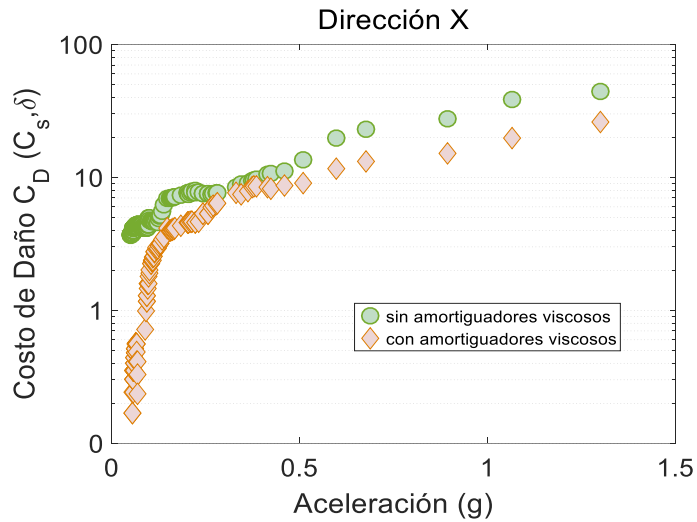


Figura 5.22a
Caso 2: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección X

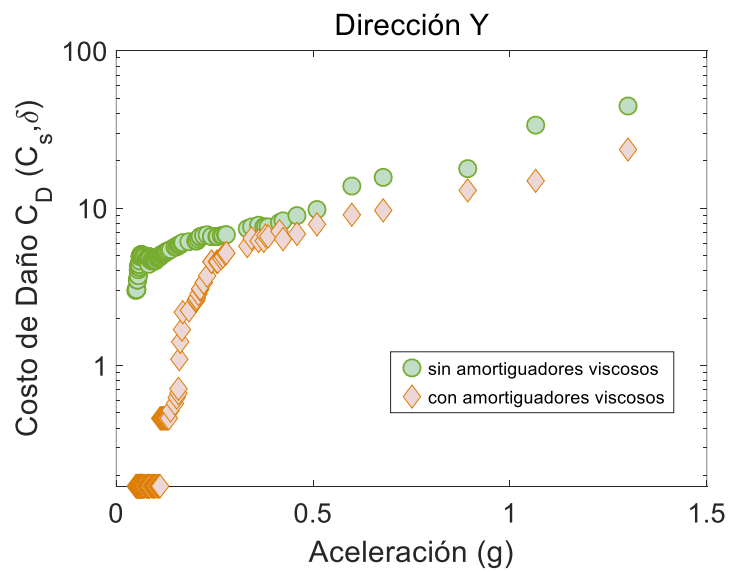


Figura 5.22b
Caso 2: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección Y

Los costos de daño para el caso 3 se muestran en la Figura 5.24, se observa que en la dirección x y y, se reducen de un 45 % y 65 %, respectivamente, con respecto al sistema sin disipadores de energía.

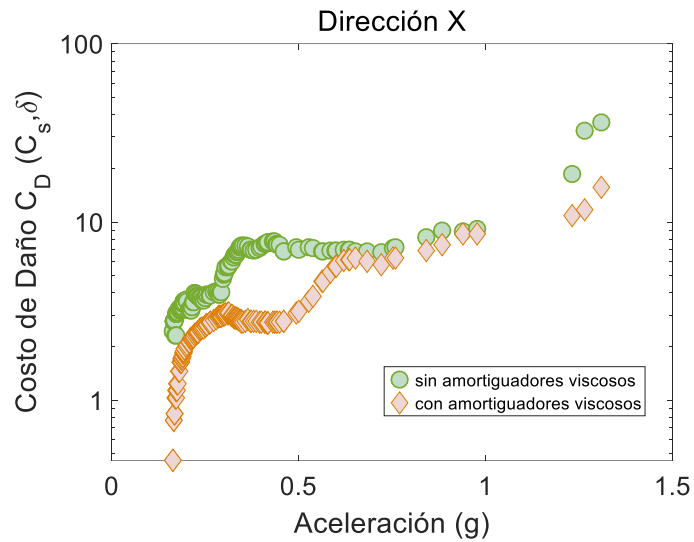


Figura 5.23a
 Caso 3: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección x

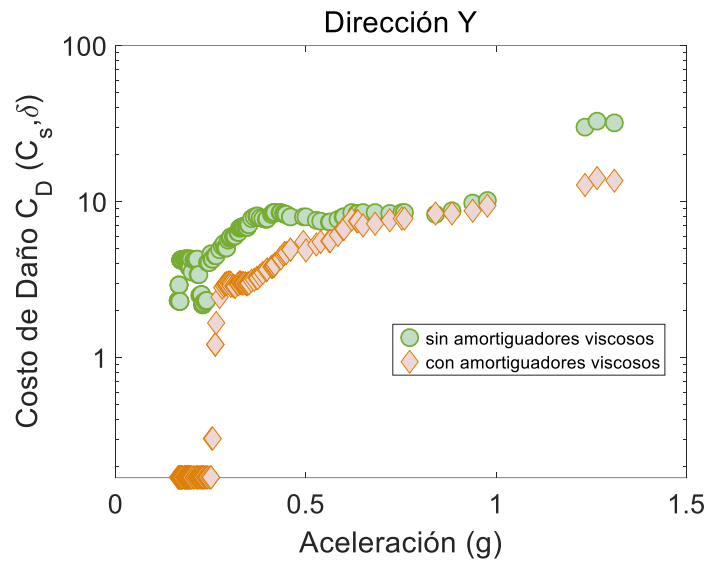


Figura 5.23b
 Caso 3: costo de daño con y sin disipadores de energía dirección y

5.4.2 Estimación de costo de reparación/reconstrucción

La incorporación de amortiguadores viscosos en la estructura involucra un costo inicial, éste es muy importante en la toma de decisiones. El costo de los amortiguadores para este estudio se tomó del 6% del costo total, Villarreal *et al.* (2008). Por ejemplo, Ruiz *et al.* (1995, 1996) indican que el costo inicial de un edificio nuevo de diez niveles con disipadores, proyectado para un sismo de diseño como el SCT-85, es 3.5% mayor que el de un edificio similar (con el mismo periodo de e vibración) diseñado en forma convencional; cuando se trata de edificios de 20 niveles, la diferencia es aproximadamente de 9.5%. Sin embargo, es muy probable que, si se toman en cuenta, no solamente los costos de construcción, sino los costos totales durante la vida útil de la construcción, resultaría más conveniente la solución con disipadores de energía. Además de considerar que una vez ocurrido el terremoto, no requerirá mantenimiento ni reemplazo.

Las Figuras 5.25a y 5.25b muestran los costos de reparación/reconstrucción $C_R(C_s, \delta)$ del caso 1, se observa que en la dirección x hay una reducción del 58%, al emplear amortiguadores viscosos no lineales, mientras que en la dirección y existe una reducción del 65%.

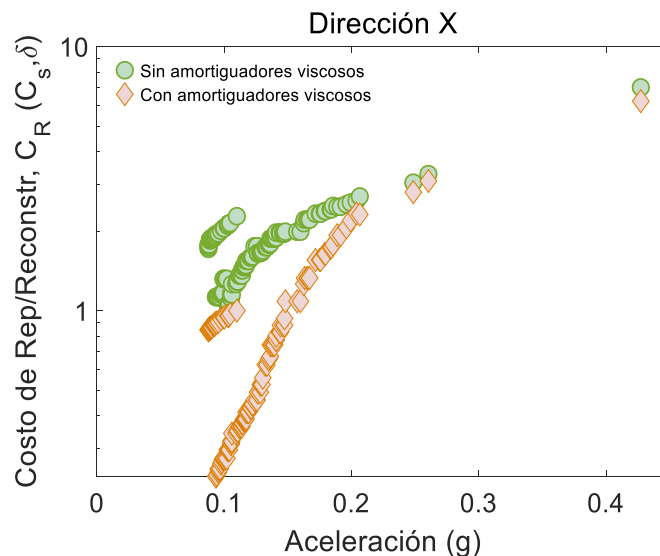


Figura 5.24a

Caso 1: costo reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección x

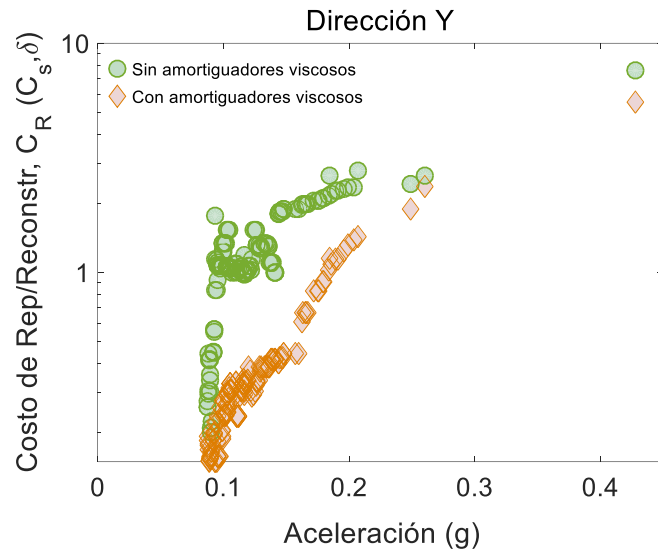


Figura 5.24b

Caso 1: costo de reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección y

Las Figuras 5.26a y 5.26b muestran los costos de reparación/reconstrucción $C_R(C_s, \delta)$ del caso 2, se observa que en la dirección x hay una reducción del 66 %, al emplear amortiguadores viscosos no lineales, mientras que en la dirección y existe una reducción del 78 %.

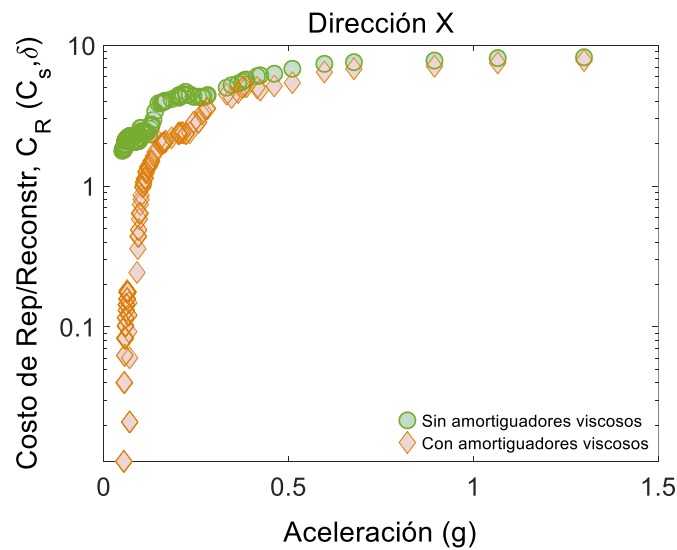


Figura 5.25a

Caso 2: costo de reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección x

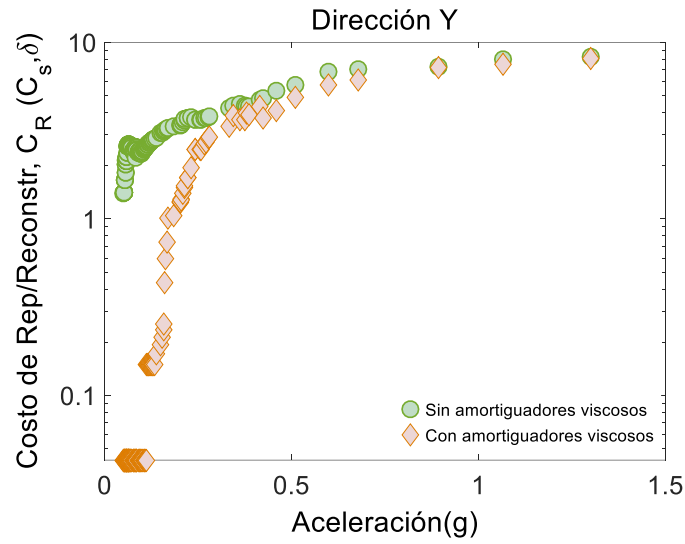


Figura 5.25b
Caso 2: costo de reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección y

Los costos de reparación/reconstrucción del caso 3 se muestran en las Figuras 5.27a y 5.27b; se observa en la dirección x una reducción del 48% al emplear disipadores de energía, mientras que en la dirección y se reduce hasta un 68%.

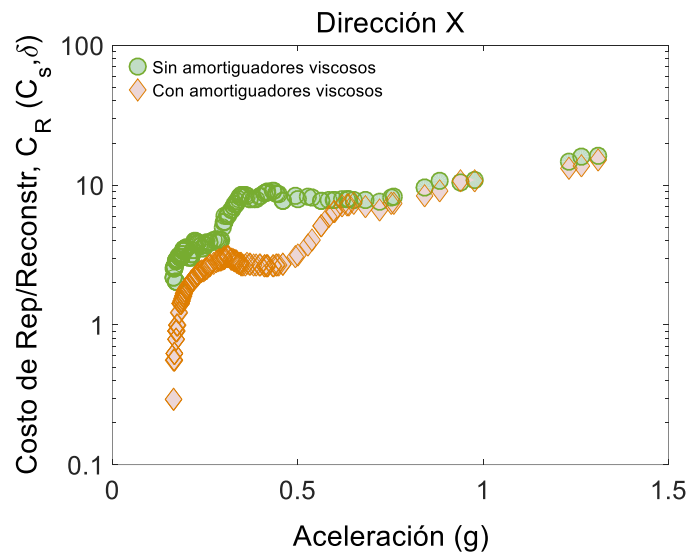


Figura 5.26a
Caso 3: costo de reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección x

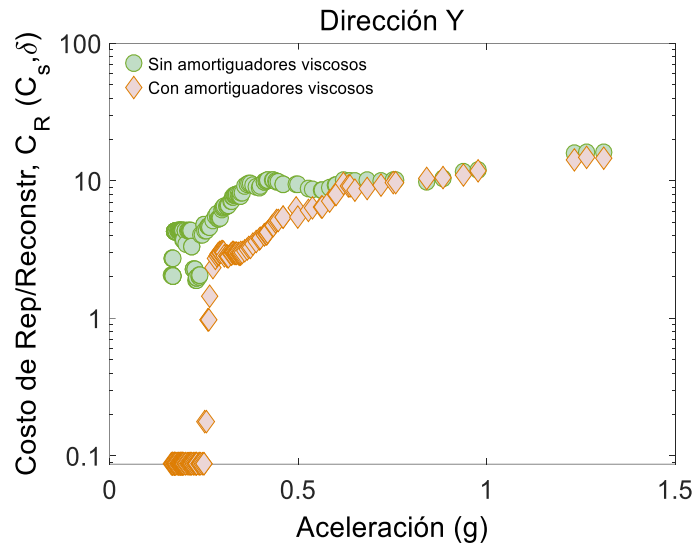


Figura 5.26b

Caso 3: costo de reparación/reconstrucción con y sin amortiguamiento viscoso dirección y

Los edificios equipados con amortiguadores viscosos, en todos los casos estudiados, se reducen los costos de daño $CD(\delta)$ y los costos de reparación $CR(C_s, \delta)$, con respecto a los edificios sin amortiguadores viscosos, en las direcciones x y y . La reducción de $CD(\delta)$ y $CR(C_s, \delta)$, de los edificios equipados con amortiguadores viscosos no es uniforme a lo largo de las aceleraciones consideradas.

5.5 Conclusiones

Se planteó una metodología para evaluar los costos de daño debido a los efectos sísmicos de edificios con y sin disipadores de energía. La metodología consiste en comparar la capacidad de ductilidad de la estructura con la demanda de ductilidad de la estructura generada por el movimiento del suelo y al evaluar un factor de daño, el cual es empleado para estimar los daños y los costos asociados de la edificación.

Con el uso de los amortiguadores viscosos se mejora la eficiencia de los edificios propuestos, reduciendo los desplazamientos y el cortante basal del orden del 50% para aceleraciones moderadas del suelo, mientras que para aceleraciones grandes se logra reducir entre un 10 % y 20 %, además de reducir los daños estructurales que involucran reparaciones o reemplazo del edificio.

Con el uso del amortiguamiento adecuado en las estructuras, los costos de daño y los costos de reparación/reconstrucción se reducen notablemente; también se reducen los costos de daño de un 55 %, 61 %, 67 %, 79 % y 45 %, 65 % para el caso 1, 2 y 3, respectivamente. Mientras que los costos de reparación/reconstrucción se reducen entre 58 %, 65 %, 66 %, 78 % y 48 % y 68 % para el caso 1, 2 y 3, respectivamente.

La estimación de los factores daño para el caso 1 (estructura ubicada en la zona blanda de la CDMX) tiene una variación importante al considerar un sismo de intraslab o de interplaca, siendo los sismos de intraslab los que mayor daño causan a la estructura en relación con los sismos de interplaca. Mientras que en el caso 2 y 3 no se observan tales variaciones.

5.6 Referencias

- Ang, A. H. S., & De Leon, D. (1997). Determination of optimal target reliabilities for design and upgrading of structures. *Structural Safety*, 19, 91-103.
- Castillo Cruz, T. (2011). Métodos de análisis sísmico para estructuras con disipadores de energía (tesis doctoral en proceso), Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Castillo Cruz, T. & Ruiz, S. E. (2010). Regla para reducir las ordenadas espectrales para el diseño sísmico en estructuras con disipadores de tipo viscoso, desplantadas en el Valle de México. *XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Gto.
- CFE (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo (MDOC-DS)*. Ciudad de México: Instituto de Investigaciones Eléctricas de la CFE.
- Claros Stark, E. & Ruiz, S. E. (2009). Método modal espectral para la rehabilitación de edificios con disipadores viscosos. *XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puebla, Pue.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures*. Englewood Cliffs. New Jersey: Prentice Hall.
- Esteva, L., Diaz-Lopez, O., Garcia-Perez, J., & Sierra, E. I. (2002). Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design. *Structural Safety*, 24, 187-204.
- Esteva, L., & Veras, L. (1998). Criterios de ductilidad y desempeño para el diseño sísmico de estructuras con disipadores histeréticos de energía. V *Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Toluca, Estado de México.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000). *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings (FEMA 351)*. Washington, D.C.: FEMA.
- Goda, K. & Hong, H.P. (2006). Optimal seismic design considering risk attitude, societal tolerable risk level and life quality criterion. *J. Struct. Engrg., ASCE*, 132(12), 2027-2035.
- Hasofer, A. M. (1974). Design for infrequent overloads. *Earthquake Eng. Structural Dynamics*, 2, 387-388.
- Hong, H. P. & Rosenblueth, E. (1988). Model for generation of subduction earthquakes. *Earthquake Spectra*, 4, 481-98.
- Hong, H. P., Goda, K. & Davenport, A. G. (2006). Seismic hazard analysis: a comparative study. *Canadian J. of Civil Eng.*, 33(9), 1156-1171.
- Hong, H.P. and Hong, P. (2007). Probabilistic analysis of bilinear SDOF systems subjected to earthquake loading. *Canadian J. of Civil Eng.*, 34(12), 1606-1615.
- Hong, H. P., Hong, P. & Wang, W. (2010b). Reliability of steel frames designed in accordance with the NBCC seismic provisions and implication in codified design. *Engineering Structures*, 32(5), 1284-1291.

- Housner, G. W. (1965). Intensity of Ground Shaking Near the Causative Fault. *Proc. Worm Conf. Earthquake Eng.*, 3, 94-109.
- Jaimes T. M. & Reinoso, E. (2006). Comparación del amortiguamiento de edificios en el valle de México ante sismo de subducción y de falla normal. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 75, 1-22.
- Kang, Y. J. & Wen, Y. K. (2000). Minimum lifecycle cost structural design against natural hazards. *Structural Research Series No. 629*. Urbana-Champaign, IL.: Univ. of Illinois at Urbana-Champaign.
- Kircher, C. A., Nassar, A. A., Kustu, O. & Holmes, W. T. (1997). Development of Building Damage Functions for Earthquake Loss Estimation. *Earthquake Spectra*, 13(4).
- Liu, S. C., Dougherty, M. R., & Neghabat, F. (1976). Optimal aseismic design of building and equipment. *ASCE J. Eng. Mechanics Div.*, 102, 395-414.
- Liu, M., Wen, Y. K., & Burns, S. A. (2004). Life cycle cost oriented seismic design optimization of steel moment frame structures with risk-taking preference. *Eng. Structures*, 26, 1407-1421.
- Mazzoni S., McKenna F., Scott M. & Fenves G. (2006). OpenSees Command Language Manual".
- Mazzoni, S., McKenna, F. & Michael, H. (2007). OpenSees Command Language Manual.
- NTCDS (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, Gobierno de la Ciudad de México, México.
- OpenSees (2017). [opensees.berkeley.ed.](http://opensees.berkeley.edu) Obtenido de [opensees.berkeley.ed:](http://opensees.berkeley.edu) http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Beam_With_Hinges_Element
- Pozos-Estrada, A., Gómez, R. & Hong, H. P. (2008). Seismic design: benefit/cost for overall service time versus per unit service time. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing.
- Pozos-Estrada, A., Gómez, R. & Hong, H. P. (2016). Seismic design. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 91, 31-53.
- Pozos-Estrada, A., Gómez R. y Hong H. P. (2016). Seismic design and importance factor: benefit/cost for overall service time versus per unit service time. *Structural Safety*, 58, 40-51.
- Rackwitz, R. (2000). Optimization - the basis of code-making and reliability verification. *Structural Safety*, 22, 27-60.
- Rosenblueth, E. & Esteva, L. (1972). Reliability Basis for Some Mexican Codes Publication, *ACI Special Publication*, 31, 1-42.
- Rosenblueth, E., & Mendoza, E. (1971). Reliability optimization in isostatic structures. *ASCE J. Eng. Mechanics Div.*, 97, 1625-1642.
- Rosenblueth, E. (1976). Optimum design for infrequent disturbances. *ASCE J. Structural Div.*, 102, 1807-1825.
- Rosenblueth, E. & Gómez, R. (1991). *Comentarios y ejemplos a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo*, DDF México: Series de Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Rosenblueth, E. & Jara, J. M. (1991). Constant versus time dependent seismic design coefficients. Proceedings of the 3rd IFIP WG 7.5 Conference on Reliability and Optimization of Structural Systems '90. *Springer-Verlag*, 1, 315-327.
- Singh, S. K., Rodriguez, M. & Esteva, L. (1983). Statistics of small earthquakes and frequency of occurrence of large earthquakes along the Mexican subduction zone. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 73(6A), 1779-1796.
-

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realizó un estudio para evaluar y comparar los costos de construcción (estructural y no estructural) y daño (costo de daño parcial, el costo de colapso y los costos de pérdida de vidas humanas y lesiones, demolición y remoción) de tres edificios de concreto reforzado con y sin amortiguadores viscosos, sometidos a una acción sísmica. Los resultados indican que el uso de los disipadores viscosos implica un costo inicial mayor; sin embargo, el beneficio y la economía se ven reflejados en el momento de un evento sísmico. La estructura complementada con este sistema de amortiguadores no sufrirá los daños o éstos serán inferiores a la estructura convencional, en la que los costos de daño, costo reparación/reconstrucción pueden ser muy altos y en algunos casos la demolición es inevitable. Más específicamente se concluye lo siguiente:

- Se validó que la aplicación de los requerimientos de detallado de marcos de concreto reforzado, incluidos en las NTC-DEC (2017), dio lugar a que los edificios estudiados exhibiera una capacidad de deformación última satisfactoria, con valores de ductilidad de desplazamiento alrededor de 3.
 - El modelo de peligro sísmico híbrido propuesto para cada una de las zonas en estudio permitió integrar la sismicidad de los sitios en estudio para obtener la aceleración máxima del terreno, la cual fue posteriormente empleada para escalar registros sísmicos de aceleración reales.
 - Como se esperaba, el empleo de AVNL optimados con los AG, permitió la reducción de la respuesta estructural de los edificios en estudio. En términos de desplazamiento, los edificios con AVNL mostraron una reducción cercana al 50%.
 - En todos los casos considerados, el uso de NLVD reduce los costos de daños ($CD(C_s | \delta)$) y costo de reparación ($CR(C_s | \delta)$) con respecto a los edificios sin dispositivos de amortiguamiento. Esta observación es aplicable a la dirección de análisis X y Y.
 - La cantidad de reducción de $CD(C_s | \delta)$ y $CR(C_s | \delta)$ de los edificios con NLVD no es uniforme a lo largo de la aceleración máxima del terreno considerada.
-

- La relación de los costos de daños y reparación/reconstrucción de los edificios equipados con NLVD aumentan con respecto a la aceleración máxima del terreno, lo que indica que los daños y los costos de reparación/reconstrucción de los edificios equipados con NLVD aumentan y alcanzan valores similares a los edificios RC sin NLVD.
- La condición del suelo y la sismicidad tienen un impacto importante en la variación de $CD(Cs|\delta)$ y $CR(Cs|\delta)$ para los casos considerados.
- Para edificios equipados con NLVD, la variación de $(CD(Cs|\delta)/[CD(Cs|\delta)]_{max})$ y $(CR(Cs|\delta)/[CR(Cs|\delta)]_{max})$ con respecto a la aceleración máxima del terreno es más suave que los casos de edificios sin dispositivos de amortiguamiento.
- Los cocientes de los costos de daños y reparación/reconstrucción de los edificios con NLVD a aquellos sin NLVD presentan caídas repentinas para valores moderados y grandes de la aceleración máxima del terreno. Estas caídas están asociadas con el nivel de daño (medido a través del factor de daño) alcanzado por los edificios sin y con NLVD. Lo anterior indica que estas caídas en los cocientes de los costos pueden ser empleadas como indicador del intervalo de aceleración donde los NLVD son más efectivos en términos de costos.

6.2 Recomendaciones para futuras investigaciones

Se recomienda mejorar el procedimiento que emplea algoritmos genéticos para el proceso de optimar el tamaño y la distribución de los AVNL a lo alto del edificio. Lo anterior se podría lograr ingresando nuevas variables de entrada al AG, como lo son: la fuerza de amortiguamiento y la carrera del AVNL. Los parámetros anteriores se relacionan con la función de costo de los AVNL y podrían mejorar el proceso de optimación.

Se recomienda realizar un estudio comparativo de los análisis costo-beneficio de los edificios con y sin disipadores de energía, considerando el efecto de la interacción suelo estructura, además de tomar en cuenta otras alternativas de disipación de energía.

APÉNDICE A

RESULTADOS DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS

Las Tablas A.1 y A.2 resumen las cargas muertas adicionales y las cargas vivas empleadas en la modelación de las estructuras estudiadas.

Tabla A.1

Carga muerta de los modelos empleados

Carga muerta de entrepiso			Carga muerta en azotea		
Muros divisorios	100	Kg/m ²	Relleno	180	Kg/m ²
Acabados en piso	80	Kg/m ²	Impermeabilizante	100	Kg/m ²
Instalaciones	20	Kg/m ²	Instalaciones	20	Kg/m ²
Plafón	20	Kg/m ²	Plafón	20	Kg/m ²
Sobrecarga	40	Kg/m ²	Sobrecarga	40	Kg/m ²
Total	260	Kg/m ²	Total	360	Kg/m ²

Tabla A.2

Carga viva de acuerdo con las NTC-2017

Carga muerta de entrepiso			Carga muerta en azotea		
Carga viva máxima	250	Kg/m ²	Carga viva máxima	100	Kg/m ²
Carga viva accidental	180	Kg/m ²	Carga viva accidental	70	Kg/m ²
Carga viva media	200	Kg/m ²	Carga viva media	15	Kg/m ²

Resultados del caso 1

En la Tabla A.3 se muestran los periodos de vibrar de la estructura para el caso 1, modelo ubicado en la CDMX.

Tabla A.3

Periodos de vibrar de la estructura para el caso 1

Modo	Periodo (s)	Frecuencia Cyc/(s)	fr/circular rad/(s)	Modo	Periodo (s)	Frecuencia Cyc/(s)	fr/circular rad/(s)
1	1.122	0.891	5.598	14	0.113	8.815	55.387
2	1.109	0.902	5.667	15	0.104	9.579	60.185
3	0.966	1.036	6.507	16	0.104	9.604	60.346
4	0.386	2.589	16.269	17	0.099	10.081	63.342
5	0.386	2.590	16.274	18	0.099	10.109	63.518
6	0.339	2.947	18.519	19	0.093	10.719	67.350
7	0.212	4.724	29.683	20	0.091	10.937	68.720
8	0.208	4.804	30.182	21	0.091	11.028	69.291
9	0.187	5.342	33.563	22	0.090	11.090	69.678
10	0.145	6.874	43.190	23	0.089	11.269	70.807
11	0.141	7.079	44.478	24	0.085	11.770	73.950
12	0.128	7.829	49.192	25	0.083	11.977	75.251
13	0.116	8.635	54.257	26	0.082	12.183	76.546

En la Tabla A.4 se muestran las masas de entrepiso para el caso 1.

Tabla A.4
Masas consideradas para cada entrepiso

Nivel	U1 KN-s2/m	U2 KN-s2/m	U3 KN-s2/m
12	487.75	487.75	487.75
11	580.75	580.75	580.75
10	580.75	580.75	580.75
9	580.75	580.75	580.75
8	580.75	580.75	580.75
7	580.75	580.75	580.75
6	619.21	619.21	619.21
5	619.21	619.21	619.21
4	619.21	619.21	619.21
3	619.21	619.21	619.21
2	619.21	619.21	619.21
1	619.21	619.21	619.21

Para el caso 1, en la Figura A.1, se muestran los resultados de la revisión para el estado límite de servicio y el estado límite de seguridad contra el colapso reportado en los análisis. En ambos casos, las distorsiones de entrepiso se encuentran cerca del límite permisible del acuerdo NTCDS-2017.

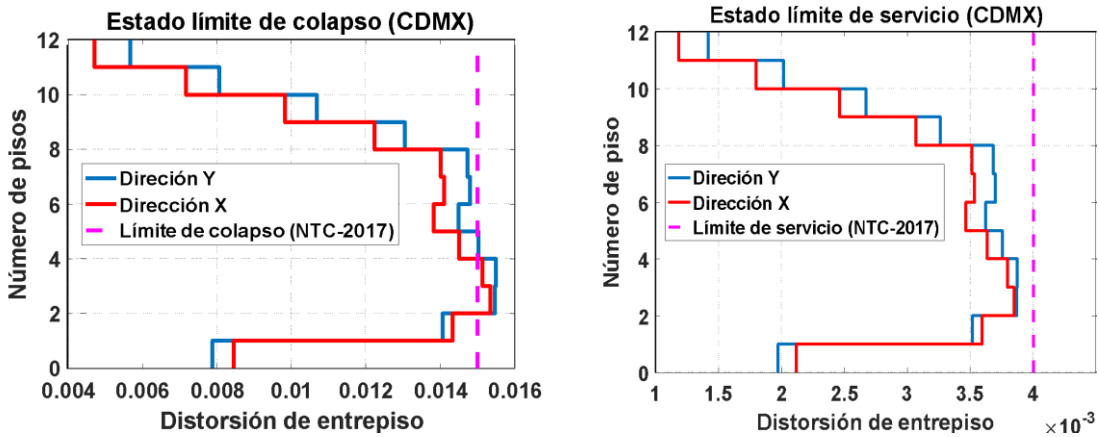
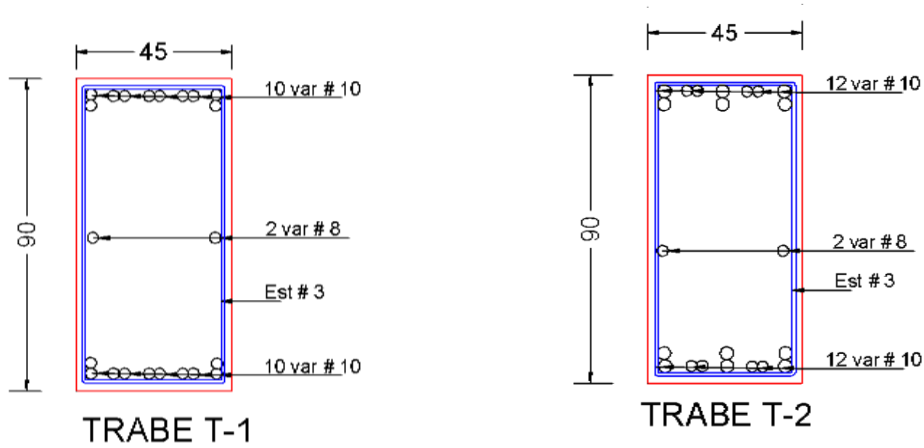


Figura A.1

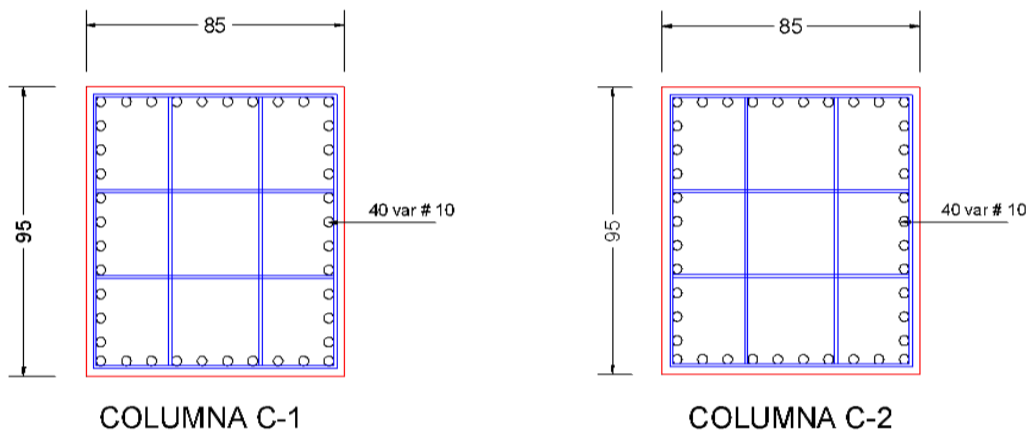
Caso 1: estado límite de colapso (a), Estado límite de servicio (b)

Figura A.2

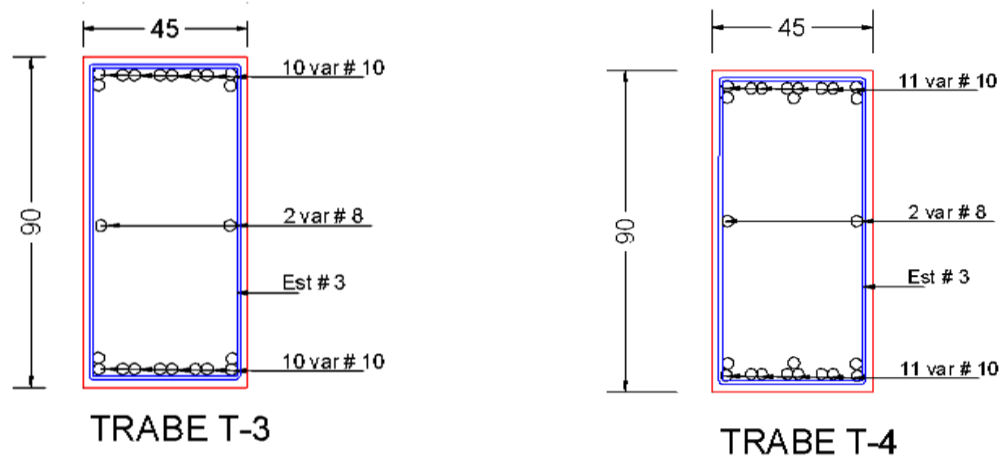
Armados de secciones transversales de vigas y columnas de la estructura analizada (caso 1)



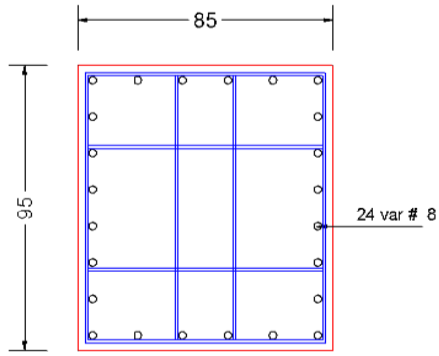
a) Trabe lateral T-1 y Trabe central T-2, nivel 1, 2 y 3



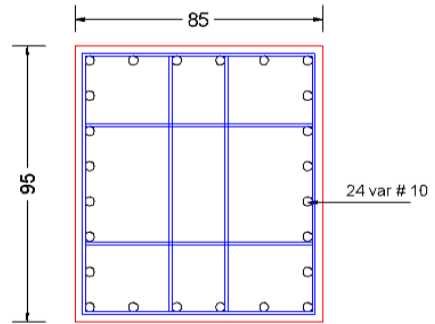
b) Trabe lateral C-1 y Trabe central C-2, nivel 1, 2 y 3



c) Trabe lateral T-3 y Trabe central T-4, nivel 4, 5 y 6

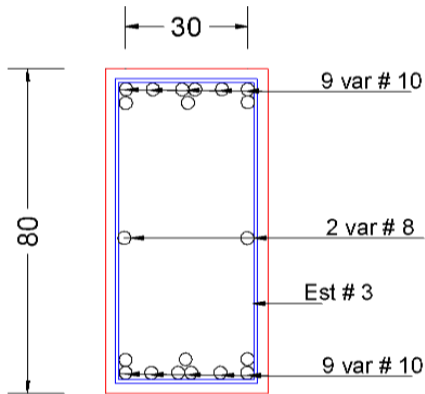


COLUMNA C-3

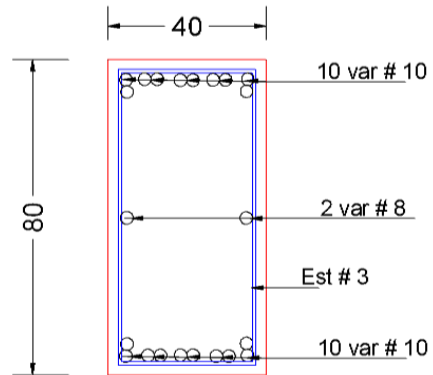


COLUMNA C-4

d) Trabe lateral C-3 y Trabe central C-4, nivel 4, 5 y 6

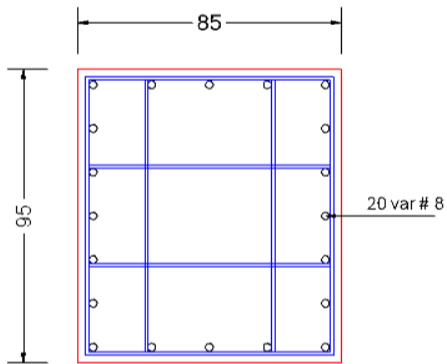


TRABE T-5

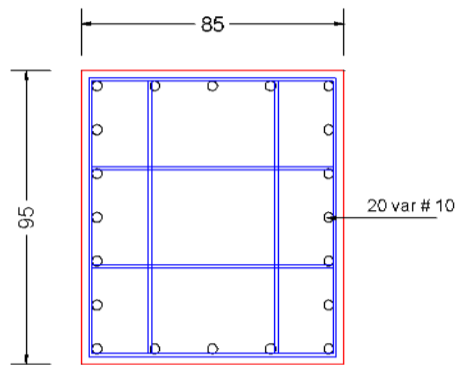


TRABE T-6

e) Trabe lateral T-5 y Trabe central T-6, nivel 7, 8 y 9

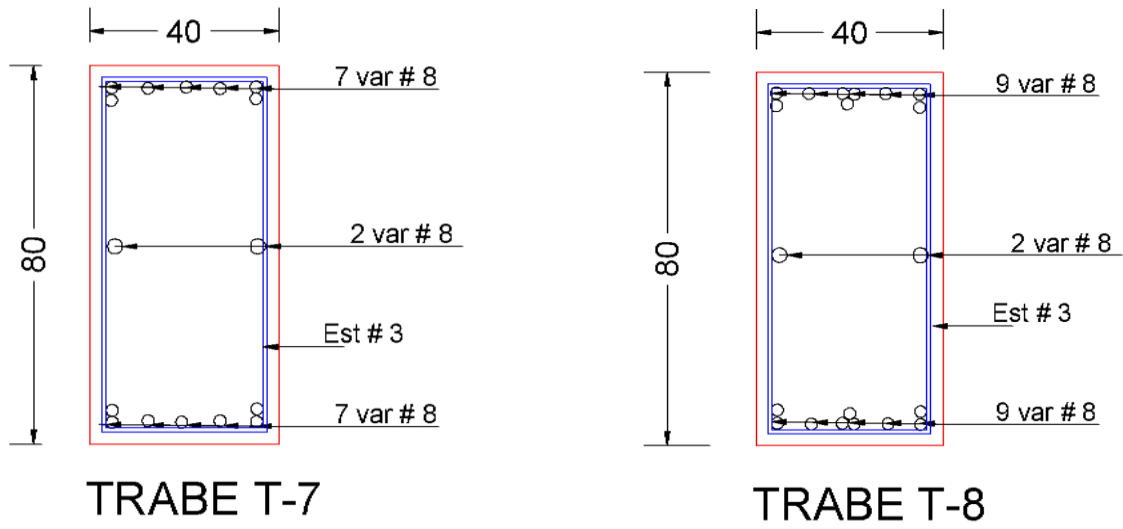


COLUMNA C-5

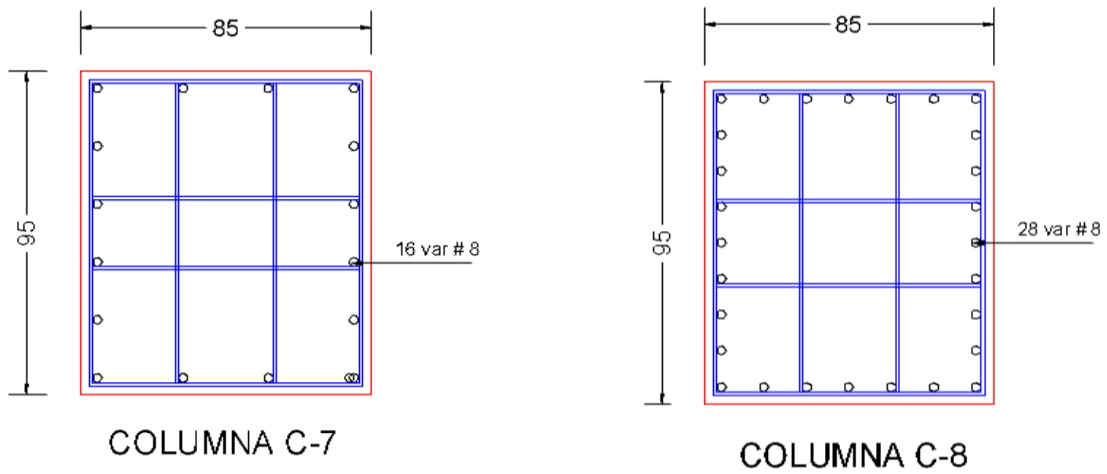


COLUMNA C-6

f) Trabe lateral C-5 y Trabe central C-6, nivel 7, 8 y 9



g) Trabe lateral T-7 y Trabe central T-8, nivel 10, 11 y 12



h) Trabe lateral C-7 y Trabe central C-8, nivel 10, 11 y 12

Figura A.2

Caso 1: geometría y refuerzo longitudinal y transversal

Resultados del caso 2

En la Tabla A.5 se muestran los periodos de vibrar de la estructura para el caso 2, modelo ubicado en el estado de Puebla.

Tabla A.5

Periodos de vibrar de la estructura para el caso 2

Modo	Periodo (s)	Frecuencia Cyc/(s)	fr/circular rad/(s)	Modo	Periodo (s)	Frecuencia Cyc/(s)	fr/circular rad/(s)
1	1.220328	0.81945	5.1488	14	0.12444	8.036	50.492
2	1.155886	0.86514	5.4358	15	0.12174	8.2142	51.612
3	1.017158	0.98313	6.1772	16	0.113177	8.8357	55.517
4	0.432454	2.3124	14.529	17	0.110836	9.0224	56.689
5	0.413508	2.4183	15.195	18	0.107791	9.2772	58.29
6	0.369314	2.7077	17.013	19	0.103749	9.6386	60.561
7	0.247745	4.0364	25.362	20	0.100672	9.9332	62.412
8	0.231281	4.3238	27.167	21	0.099298	10.071	63.276
9	0.211707	4.7235	29.679	22	0.099059	10.095	63.429
10	0.169981	5.883	36.964	23	0.096046	10.412	65.418
11	0.157009	6.369	40.018	24	0.094527	10.579	66.47
12	0.144624	6.9145	43.445	25	0.091834	10.889	68.419
13	0.126256	7.9204	49.765	26	0.090251	11.08	69.619

En la Tabla A.6 se muestran las masas de entrepiso para el caso 2.

Tabla A.6

Masas consideradas para cada entrepiso

Nivel	U1 KN-s2/m	U2 KN-s2/m	U3 KN-s2/m
12	475	475	475
11	555	555	555
10	555	555	555
9	579	579	579
8	579	579	579
7	579	579	579
6	609	609	609
5	609	609	609
4	609	609	609
3	615	615	615
2	615	615	615
1	615	615	615

En la Figura A.3 se muestran los resultados de la revisión en el estado límite de servicio y el estado límite de seguridad contra el colapso reportados en los análisis para el

caso 2. Se observa que para el estado de límite de colapso para la dirección X y Y la estructura se encuentra cerca del límite permisible (NTCDS-2017).

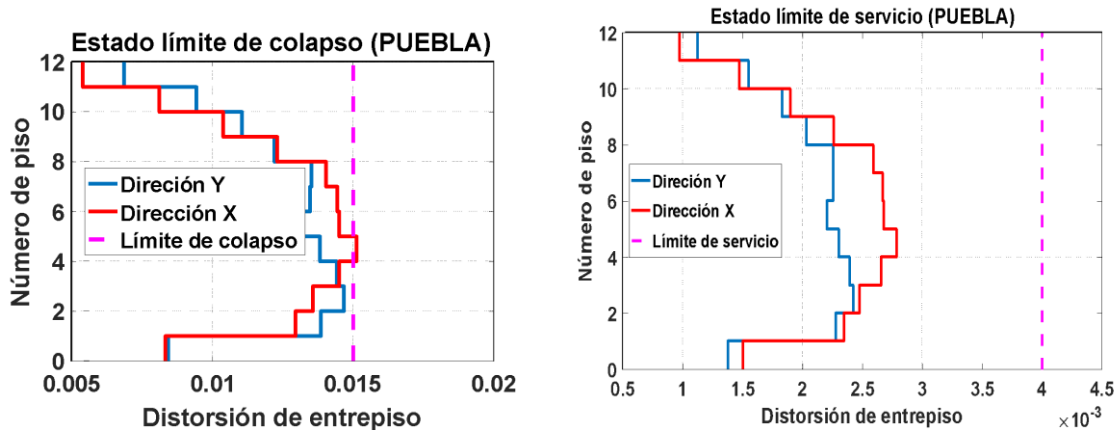
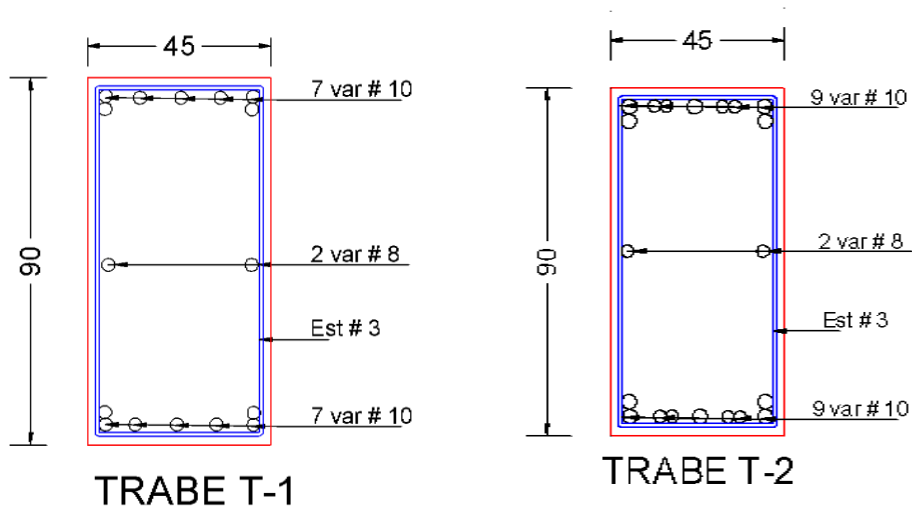
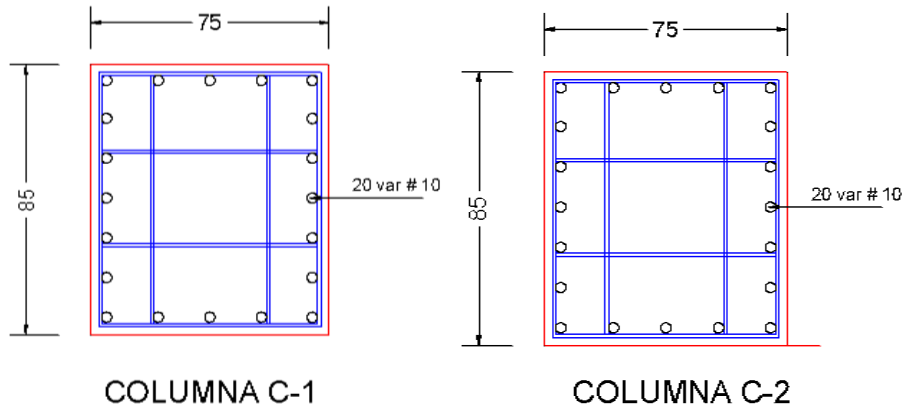


Figura A.3

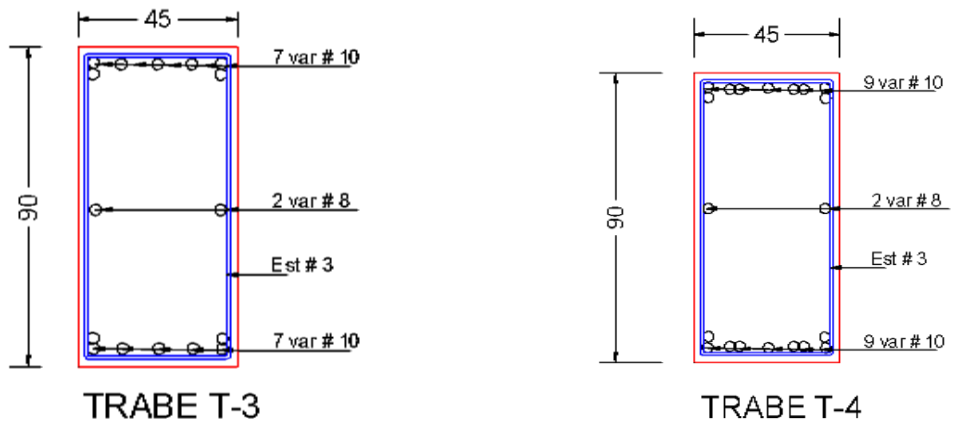
Caso 2: estado límite de colapso (a), Estado límite de servicio (b)



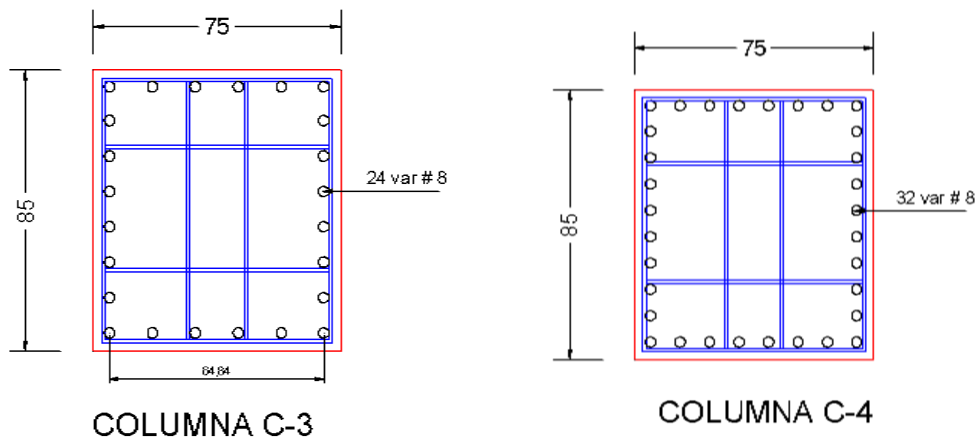
a) Trabe lateral T-1 y Trabe central T-2, nivel 1, 2 y 3



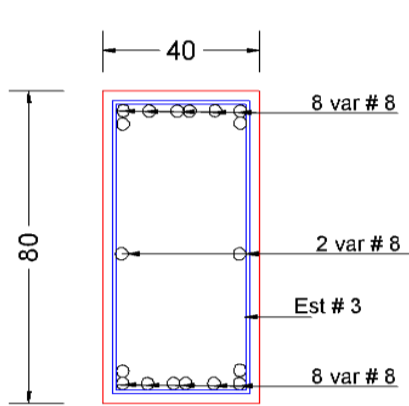
b) Trabe lateral C-1 y Trabe central C-2, nivel 1, 2 y 3



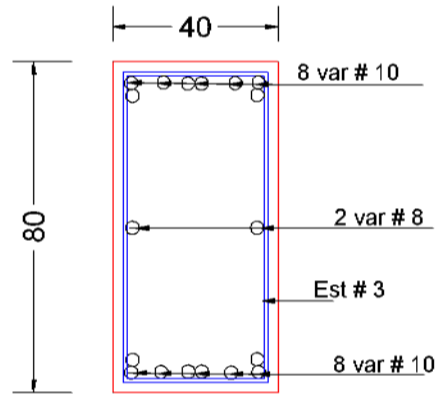
c) Trabe lateral T-3 y Trabe central T-4, nivel 4, 5 y 6



d) Trabe lateral C-3 y Trabe central C-4, nivel 4, 5 y 6

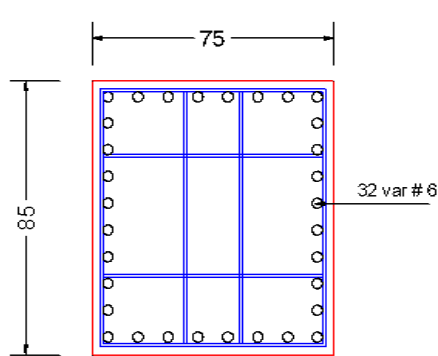


TRABE T-5

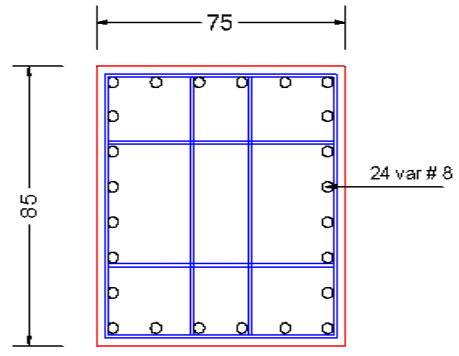


TRABE T-6

e) Trabe lateral T-5 y Trabe central T-6, nivel 7, 8 y 9

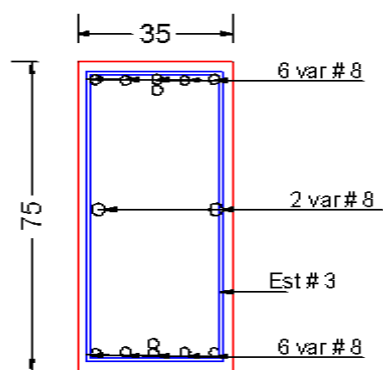


COLUMNA C-5

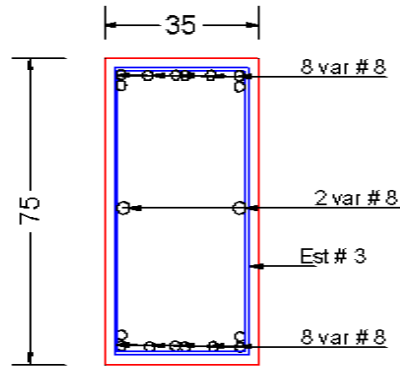


COLUMNA C-6

f) Trabe lateral C-5 y Trabe central C-6, nivel 7, 8 y 9

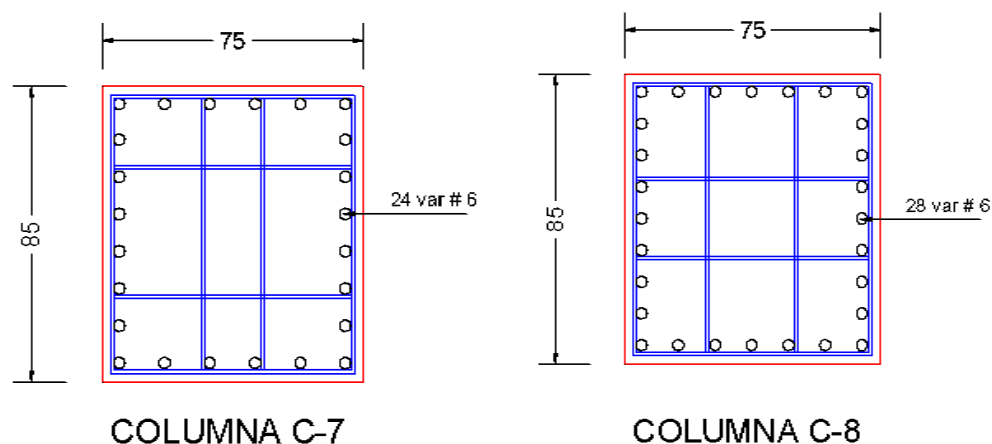


TRABE T-7



TRABE T-8

g) Trabe lateral T-7 y Trabe central T-8, nivel 10, 11 y 12

**Figura A.4**

Armados de secciones transversales de vigas y columnas de la estructura analizada (caso 2)

Caso 2: geometría y refuerzo longitudinal y transversal

Resultados del caso 3

En la Tabla A.7, se muestran los periodos de vibrar de la estructura para el caso 3, modelo ubicado en el estado de Guerrero.

Tabla A.7

Periodos de vibrar de la estructura para el caso 3

Modo	Periodo (s)	Frecuencia Cyc/(s)	fr/circular rad/(s)	Modo	Periodo (s)	Frecuencia Cyc/(s)	fr/circular rad/(s)
1	0.773	1.294	8.128	14	0.094	10.694	67.194
2	0.768	1.302	8.182	15	0.085	11.721	73.643
3	0.660	1.515	9.516	16	0.080	12.445	78.191
4	0.279	3.582	22.509	17	0.077	13.011	81.750
5	0.273	3.662	23.010	18	0.076	13.120	82.435
6	0.243	4.121	25.894	19	0.073	13.610	85.516
7	0.158	6.342	39.845	20	0.073	13.683	85.974
8	0.150	6.653	41.800	21	0.071	14.153	88.925
9	0.138	7.250	45.555	22	0.070	14.292	89.798
10	0.108	9.257	58.164	23	0.069	14.562	91.497
11	0.101	9.891	62.146	24	0.066	15.046	94.540
12	0.097	10.346	65.003	25	0.066	15.067	94.666
13	0.094	10.672	67.052	26	0.066	15.166	95.290

En la Tabla A.8, se muestran las masas de entrepiso para el caso 2

Tabla A.8

Masas consideradas para cada entrepiso

Nivel	U1 KN-s2/m	U2 KN-s2/m	U3 KN-s2/m
12	565.74	565.74	565.74
11	688.26	688.26	688.26
10	688.26	688.26	688.26
9	735.2	735.2	735.2
8	735.2	735.2	735.2
7	735.2	735.2	735.2
6	801.11	801.11	801.11
5	801.11	801.11	801.11
4	801.11	801.11	801.11
3	823.01	823.01	823.01
2	823.01	823.01	823.01
1	823.01	823.01	823.01

En la Figura A.5 se muestran los resultados de la revisión en el estado límite de servicio y el estado límite de seguridad contra el colapso reportados en los análisis para el caso 3. Se observa que ambos casos las distorsiones de entrepiso están muy por debajo del límite permisible (NTCDS-2017).

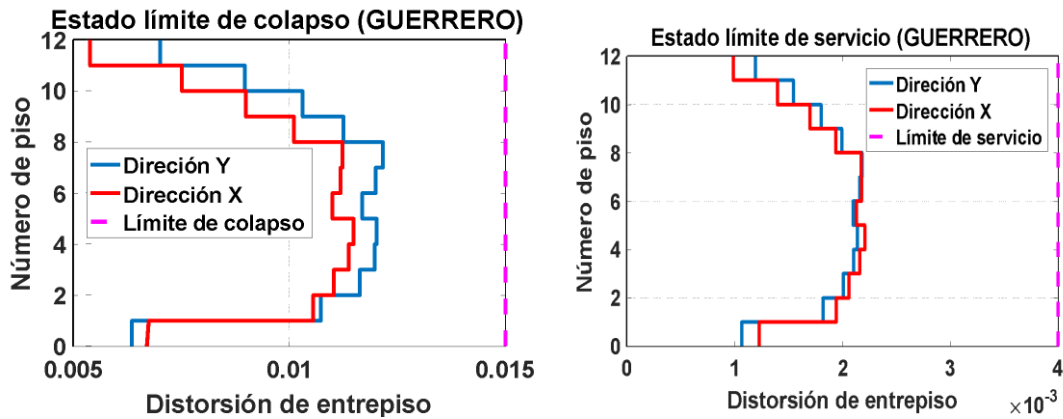
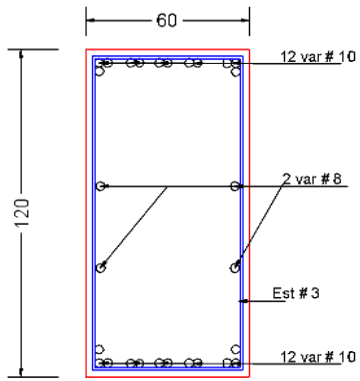
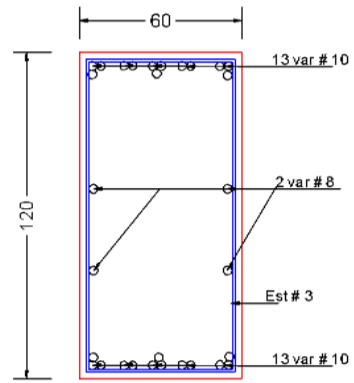


Figura A.5

Caso 3: estado límite de colapso (a), Estado límite de servicio (b)

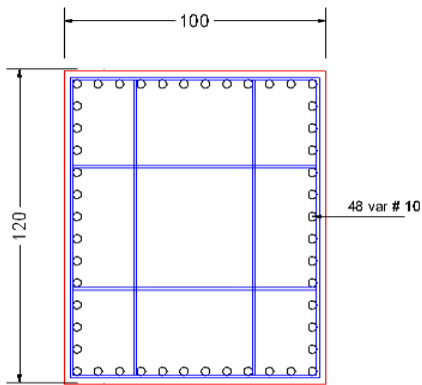


TRABE T-1

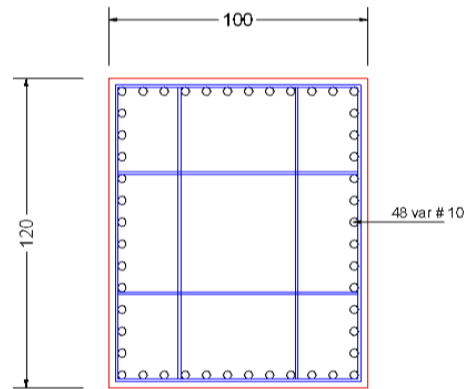


TRABE T-2

a) Trabe lateral T-1 y Trabe central T-2, nivel 1, 2 y 3

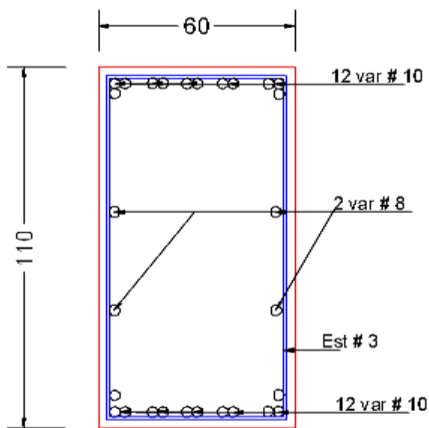


COLUMNA C-1

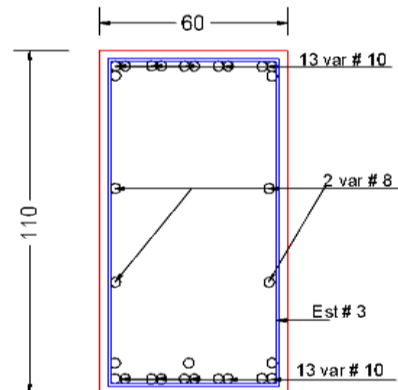


COLUMNA C-2

b) Trabe lateral C-1 y Trabe central C-2, nivel 1, 2 y 3

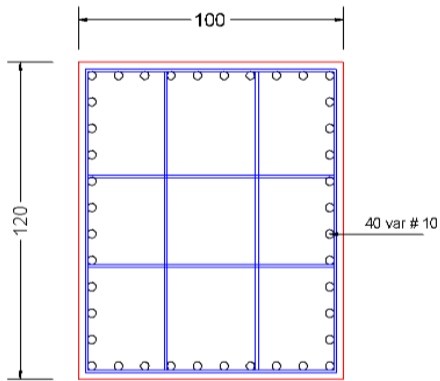


TRABE T-3

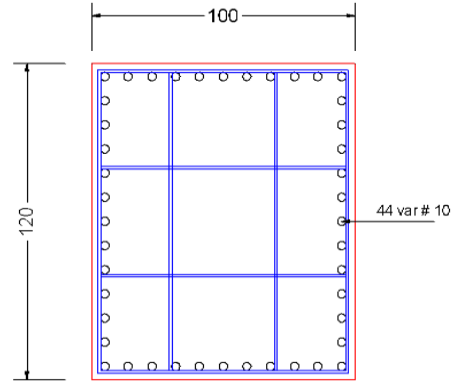


TRABE T-4

c) Trabe lateral T-3 y Trabe central T-4, nivel 4, 5 y 6

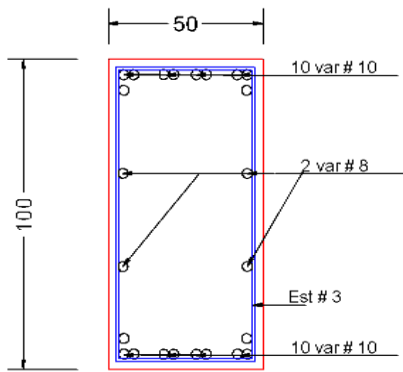


COLUMNA C-3

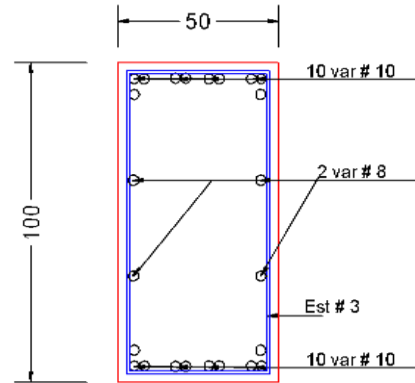


COLUMNA C-4

d) Trabe lateral C-3 y Trabe central C-4, nivel 4, 5 y 6

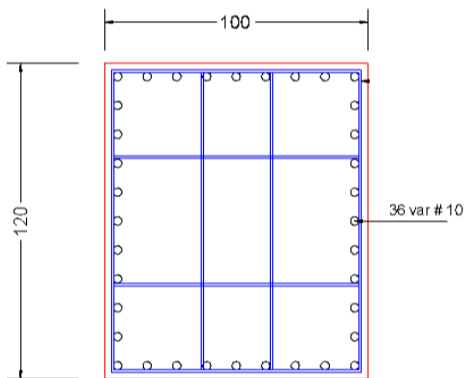


TRABE T-5

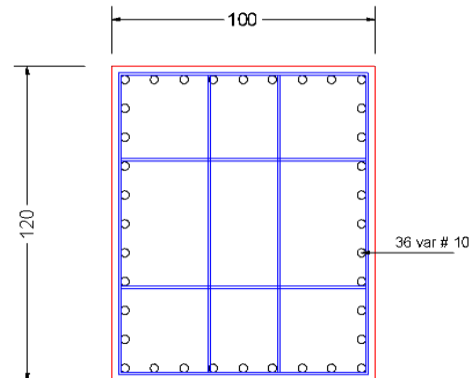


TRABE T-6

e) Trabe lateral T-5 y Trabe central T-6, nivel 7, 8 y 9

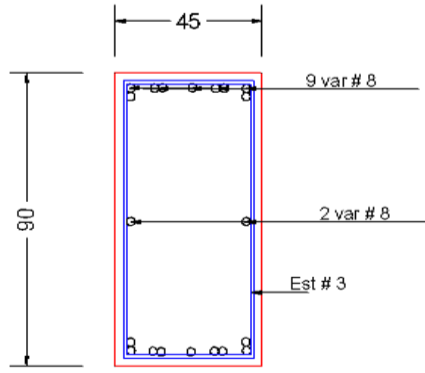


COLUMNA C-5

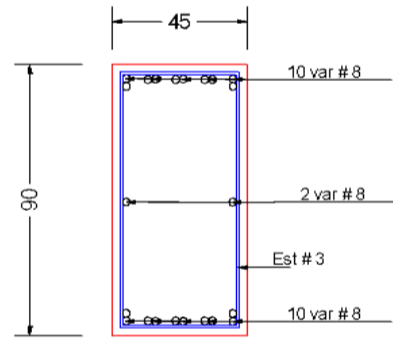


COLUMNA C-6

f) Trabe lateral C-5 y Trabe central C-6, nivel 7, 8 y 9

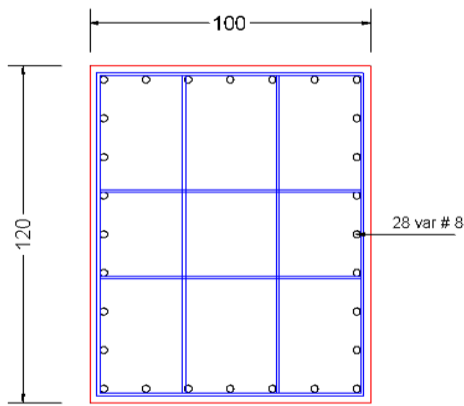


TRABE T-7

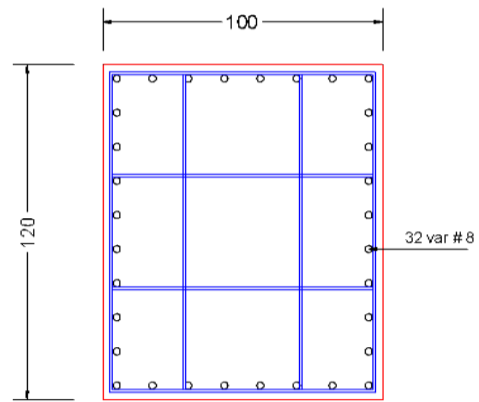


TRABE T-8

g) Trabe lateral T-7 y Trabe central T-8, nivel 10, 11 y 12



COLUMNA C-7



COLUMNA C-8

h) Trabe lateral C-7 y Trabe central C-8, nivel 10, 11 y 12

Fig. A.6

Armados de secciones transversales de vigas y columnas de la estructura analizada (caso 3)

Caso 3: geometría y refuerzo longitudinal y transversal

APÉNDICE B

ALGORITMO GENÉTICO PARA LA DISTRIBUCIÓN ÓPTIMA

```

clear all
close all
clc;
for k=1:20
fid = fopen('C:\Users\rigo\Desktop\algoritmos genéticos\PROGRAMA
MATLAB\DATOS.txt','r');
%DATOS DE ENTRADA
GI=fscanf(fid,'%f',1) %NÚMERO DE GENERACIÓN ACTUAL DESDE 000
NG=fscanf(fid,'%f',1) %NÚMERO DE GENERACIONES 20
NDIR=fscanf(fid,'%f',1)%DIRECCIÓN DEL ANÁLISIS "0 PARA X" Y "1 PARA Y"
PC=fscanf(fid,'%f',1) %PROBABILIDAD DE CRUCE 0.65
PM=fscanf(fid,'%f',1) %PROBABILIDAD DE MUTACIÓN 0.03
NI=fscanf(fid,'%f',1) %NÚMERO DE INDIVIDUOS 015
ALFA=fscanf(fid,'%f',1)%VALOR DE ALFA "0" ALEATORIO 0.35-1
CMIN=fscanf(fid,'%f',1)%LÍMITE INFERIOR DE C 000
CMAX=fscanf(fid,'%f',1)%LÍMITE SUPERIOR DE C 75000
LONG=fscanf(fid,'%f',1)
NUM=fscanf(fid,'%f',1) %NÚMERO DE PISOS
REGISTRO=fscanf(fid,'%f',1) %NÚMERO DE REGISTRO
A71=fscanf(fid,'%s',1) %REGISTRO 1
A81=fscanf(fid,'%s',1) %REGISTRO 2
A91=fscanf(fid,'%s',1) %REGISTRO 3
A10=fscanf(fid,'%s',1) %REGISTRO 4
if (NDIR==0)
    NDIR1='x'
else (NDIR>0)
    NDIR1='y'
end
% % 1 LEE HOJA DE TEXTO
cd('..');
carpeta=strcat('C:\Users\rigo\Desktop\algoritmos genéticos\PROGRAMA
MATLAB')
cd(carpeta);
CONT=num2str(GI)
GEN = strcat('GENERACIÓN_',CONT, '.xlsx')
filename=GEN;
MATRIZ = xlsread(filename,'A1:DD16')
% 2 GENERA ARCHIVOS DE ENTRADA PARA OPENSEES
YY = OPENSEES(NI,NUM,NDIR1,MATRIZ,GI,ALFA,CMIN,CMAX,REGISTRO);
% 3 REALIZA LOS ANÁLISIS EN OPENSEES
cd('..');
carpeta=('C:\Users\rigo\Desktop\algoritmos geneticos\PROGRAMA MATLAB')
Analisis1 = ANALISIS(GI,NI);
% 4 CALIFICA LOS ARCHIVOS DE ENTRADA
cd('..');
carpeta=strcat('C:\Users\rigo\Desktop\algoritmos geneticos\PROGRAMA
MATLAB\Output')
cd(carpeta);
CALIFINAL=LEER(REGISTRO,GI,NDIR1,NI,NUM)
% 5 APLICA ALGORITMO GENÉTICO
GENETICO(REGISTRO,GI,NI,NUM,PC,PM, LONG,CALIFINAL)
fclose(fid);
% 6 GENERA DATOS DE ENTRADA

```

```

cd('..');
carpeta=strcat('C:\Users\rigo\Desktop\algoritmos geneticos\PROGRAMA
MATLAB\Output')
cd(carpeta);
GI=GI+1;
MULTI2(GI,NG,NDIR,PC,PM,NI,ALFA,CMIN,CMAX,LONG,NUM,REGISTRO,A71,A81,A91,A
10)
end
                                % SE GENERAN LOS ARCHIVOS TCL DE OPENSEES
function [YY] = OPENSEES(NI,NUM,NDIR1,MATRIZ,GI,ALFA,CMIN,CMAX,REGISTRO)
for i=1:REGISTRO
RANGO=CMAX-CMIN;
for j=1:NI
for k=1:NUM % NÚMERO DE PISOS EDIFICIO 3D
DAMPALFA(1,k)=(1+MATRIZ(j,9*(k-1)+1)*2.^5+MATRIZ(j,9*(k-
1)+2)*2.^4+MATRIZ(j,9*(k-1)+3)*2.^3+MATRIZ(j,9*(k-
1)+4)*2.^2+MATRIZ(j,9*(k-1)+5)*2.^1+MATRIZ(j,9*(k-1)+6)*1);
DAMPALFA(1,k)=DAMPALFA(1,k)*RANGO/63
DAMPALFA(1,k)=DAMPALFA(1,k)+CMIN
ALFACODE=1+MATRIZ(j,9*(k-1)+7)*2.^2+MATRIZ(j,9*(k-
1)+8)*2.^1+MATRIZ(j,9*(k-1)+9)*1;
if(ALFA==0)
if(ALFACODE==1) DAMPALFA(2,k)=0.35
elseif(ALFACODE==2) DAMPALFA(2,k)=0.40
elseif(ALFACODE==3) DAMPALFA(2,k)=0.45
elseif(ALFACODE==4) DAMPALFA(2,k)=0.5
elseif(ALFACODE==5) DAMPALFA(2,k)=0.65
elseif(ALFACODE==6) DAMPALFA(2,k)=0.75
elseif(ALFACODE==7) DAMPALFA(2,k)=0.85
elseif(ALFACODE==8) DAMPALFA(2,k)=1.0
end
end
if(ALFA>0)
DAMPALFA(2,k)=ALFA
end
end
CONT=num2str(GI)
GI1=GI;
CONT=num2str(GI1)
GI1 = strcat('damper_',CONT, '.xlsx')
xlswrite(GI1,DAMPALFA,int2str(j), 'A1');

cd('..');
carpeta=strcat('C:\Users\rigo\Desktop\algoritmos geneticos\PROGRAMA
MATLAB\registro',int2str(i),'\')
cd(carpeta);
titulo=strcat('edif',NDIR1,'_G',CONT,'_ind',int2str(j),'.tcl')

fid1=fopen(titulo,'wt')
fprintf(fid1,'%1s\n','#Análisis 3D Elástico
#');
fprintf(fid1,'%1s\n', '#####');
fprintf(fid1,'%1s\n','#
#');
fprintf(fid1,'%1s\n','#Unidades: T m s
#');

```

```

fprintf(fid1, '%1s\n', '#####');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set pi [expr acos(-1.0)]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'wipe ; # Este comando
borra todos los o');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'model basic -ndm 2 -ndf 3 ; # 3
dimensiones; 6 GDL por nudo');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# Se define la geometría -----
-----');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# create data directory');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set Output "C:/Users/rigo/Desktop/algoritmos
geneticos/PROGRAMA MATLAB/Output";');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'file mkdir $Output;');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# COORDEANDAS DE LOS NUDOS');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'node 1 -12 0 ');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'node 2 -12 3.5 ');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'node 3 -12 7 ');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'node 4 -12 10.5 ');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'node 5 -12 14 ');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'node 6 -12 17.5 ');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'node 7 -12 21 ');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'node 8 -12 24.5 ');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'node 9 -12 28 ');
:
:
.CONTINUA
:
:
:
fprintf(fid1, '%1s\n', '#ANÁLISIS DINÁMICO (SISMO)');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# Define el patrón con el que se aplica el registro
de aceleraciones');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# Duración del análisis');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set npts 13000');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set stepEq 0.01');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set stepA [expr $stepEq/2]');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s%lg%s\n', 'set accX "Series -dt $stepEq -filePath
accX', y2, '.txt -factor 0.01"');
fprintf(fid1, '%1s%lg%s\n', 'set accY "Series -dt $stepEq -filePath
accY', y2, '.txt -factor 0.01"');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'pattern UniformExcitation 2 1 -accel $accX');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'pattern UniformExcitation 3 2 -accel $accY');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# Para asignar amortiguamiento Raleigh, tenemos que
obtener los periodos de los dos modos de vibración');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set lambda1 0.05 ;# amortiguamiento asignado al
primer modo de vibración');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set lambda2 0.05 ;# amortiguamiento asignado al
segundo modo de vibración');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set eigenvalues [eigen 2] ;# Obtenemos los valores
propios de los primeros 2 modos de vibración');

```

```

fprintf(fid1, '%1s\n', 'set omega1 [expr sqrt([lindex $eigenvalues 0])] ;#
Las frecuencias de vibración son la raíz cuadrada de los valores
propios');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set omega2 [expr sqrt([lindex $eigenvalues 1])] ;#
Los valores propios están en una lista, el comando lindex extrae
elementos de la lista');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set T1 [expr 2.0*$pi/$omega1] ;# Periodo del primer
modo de vibración');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'puts "T1: $T1 segundos"');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set T2 [expr 2.0*$pi/$omega2] ;# Periodo del
segundo modo de vibracion');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'puts "T2: $T2 segundos"');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set alpha [expr
(2*$omega1*$omega2*($omega1*$lambda2-$omega2*$lambda1))/($omega1**2-
$omega2**2)]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set beta [expr 2*($omega1*$lambda1-
$omega2*$lambda2)/($omega1**2-$omega2**2)]');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# Se ejecuta análisis dinámico paso a paso en el
tiempo');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'integrator Newmark 0.5 0.25 ; # 0.5 0.25 $alpha
$beta 0 0');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'analysis Transient');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# Se define el numero de pasos para el analisis');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# Inicia un contador de tiempo');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set startT [clock seconds]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set res [analyze $npts $stepEq]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set tFinal [expr $npts * $stepEq]');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# EN CASO DE NO CONVERGENCIA, EL CÓDIGO SIGUIENTE
CHEQUEA');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# LA FALLA E ITERA SI ES NECESARIO PARA COMPLETAR
EL ANÁLISIS. ');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set useInitialTangent 0');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set ok 0');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set tCurrent [getTime]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set dtnew $stepEq');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set nsteps 1');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# now check for failure and iterate as necessary to
complete record');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'while { $ok == 0 && $tCurrent < $tFinal } {');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'if { $useInitialTangent == 1 } {');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'algorithm Newton -initial');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'test EnergyIncr 1.0e-12 2500 2');
fprintf(fid1, '%1s\n', '} else {');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'algorithm Newton');
fprintf(fid1, '%1s\n', '');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'test EnergyIncr 1.0e-12 25 0');
fprintf(fid1, '%1s\n', '}');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set res [analyze 1 $stepEq]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set tCurrent [getTime]');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# If analysis fails, try different algorithms');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'if { $res >= 0 } {');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set useInitialTangent 0');

```

```

fprintf(fid1, '%1s\n', '} else {');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'if { $useInitialTangent == 1 } {');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# reduce time step size for 10 increments until
convergence, otherwise give up');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set quickexit 0');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'while { $quickexit == 0 & $dtnew > $stepEq/5.0e2 }
{');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set dtnew [expr $dtnew/2.0]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set nsteps [expr $nsteps*2]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'if { $nsteps > 150 } {');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set nsteps 150');
fprintf(fid1, '%1s\n', '}');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'puts "reducing step size to $dtnew"');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set res [analyze $nsteps $dtnew]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set tCurrent [getTime]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'if { $res >= 0 } {');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set useInitialTangent 0');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set quickexit 1');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set nsteps 1');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set dtnew $stepEq');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'puts "resuming old step sizes of $stepEq"');
fprintf(fid1, '%1s\n', '}');
fprintf(fid1, '%1s\n', '}');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'if { $quickexit == 0 } {');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'puts "Transient: analysis failed -- end of record
not reached"');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'puts $log "Transient: analysis failed -- end of
record not reached"');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set ok -1;');
fprintf(fid1, '%1s\n', '}');
fprintf(fid1, '%1s\n', '} else {');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'algorithm KrylovNewton');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set res [analyze 1 $stepEq]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set tCurrent [getTime]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'if { $res >= 0 } {');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set useInitialTangent 0');
fprintf(fid1, '%1s\n', '} else {');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set useInitialTangent 1');
fprintf(fid1, '%1s\n', '}');
fprintf(fid1, '%1s\n', '}');
fprintf(fid1, '%1s\n', '}');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# =====');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# =====');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# FINALIZA EL CONTADOR DE TIEMPO. ');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'set endT [clock seconds]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'puts "Tiempo de ejecución de análisis: [expr $endT-
$startT] seconds."');
fprintf(fid1, '%1s\n', ');');
fprintf(fid1, '%1s\n', '# analyze [format "%.0f" [expr $duration/$stepA]
$stepA]');
fprintf(fid1, '%1s\n', 'puts "ANÁLISIS DINÁMICO REALIZADO TIEMPO:
[getTime]!";');
fprintf(fid1, '%1s\n', '#####');
fprintf(fid1, '%1s\n', '#####');
fprintf(fid1, '%1s\n', '#FIN');

```

```

fprintf(fid1, '%1s\n', '#####');
end
end
    YY=NI
end
    % CORRE EL PROGRAMA
function [Analisis1] = ANALISIS(GI,NI)
TT=NI
GI1=GI
CONT=num2str(GI1)
%Ntir = input('NUMERO DE REGISTRO A ANALIZAR ? ');
    Ntir =1
if Ntir ==1
    CarpetasTIRS ={'registro1','registro2','registro3','registro4'};
elseif Ntir == 2
    CarpetasTIRS ={'registro4'};
elseif Ntir == 3
    CarpetasTIRS ={'registro4'};
end
disp(['NUMERO DE TIRANTE SELECCIONADO = ',num2str(Ntir)]);
disp('ANÁLISIS SIN AMORTIGUADOR');
for i =1:4 %OJJJ000000!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!
    Carpt = CarpetasTIRS{i};
    ruta = strcat('C:\Users\rigo\Desktop\algoritmos genéticos\PROGRAMA
MATLAB\', Carpt);
    for kk=1:15
        cd(strcat(ruta));
        system( strcat('OpenSees.exe
edifx_G',CONT, '_ind', num2str(kk), '.tcl'));
        cd('..');
    end
end
Analisis1=TT
end
    % LEE ARCHIVOS Y EVALUA LOS OBJETIVOS
function [CALIFINAL]=LEER(REGISTRO,GI,NDIR1,NI,NUM)
for i=1:REGISTRO %lee historias para 4 registros
    for ii=1:NI
        n=REGISTRO*NI
        % for iii=1:n
GI1=GI
CONT=num2str(GI1)
titulo2=strcat('DESPSER_R',int2str(i),'_',NDIR1,'_G',CONT,'_IND',int2str(ii),'.OUT')
        fid2=fopen(titulo2,'r')
titulo3=strcat('DESP_R',int2str(i),'_',NDIR1,'_G',CONT,'_IND',int2str(ii),'.OUT')
        fid3=fopen(titulo3,'r')
titulo4=strcat('FOR1_R',int2str(i),'_',NDIR1,'_G',CONT,'_IND',int2str(ii),'.OUT')
        fid4=fopen(titulo4,'r')
        %CALCULO DE DERIVA Y DISTORSIÓN DE ENTREPISO TITULO 2
despla=importdata(titulo2)
clear deriva
        for j=1:NUM-1
            % 12 niveles edificio 3d MODIFICAR

```



```

        deriva(:,j)=[despla(:,j+1)-despla(:,j+2)]
        dermax=[max(abs(despla(:,2))) max(abs(deriva))]
        distor=dermax./3.5
    end
    %CALIFICACIÓN FUNCIÓN OBJETIVO
    for j=1:NUM
        if(distor(1,j)<=0.002)
            CALIDEi(ii,j,i)=10*(distor(1,j)/.002)
        elseif(distor(1,j)<=0.004)
            CALIDEi(ii,j,i)=9*((0.004-distor(1,j))/0.002)
        else
            CALIDEi(ii,j,i)=0
        end
    end
    %CÁLCULO DESPL RELATIVO MARCO DE DISPOSITIVO TÍTULO 3
    despla3=importdata(título3)
    clear deriva3
    for j=1:NUM-2
        deriva3(:,j)=[despla3(:,j+1)-despla3(:,j+2)]
        dermax3=max(abs(deriva3))
    end
    for j=1:NUM-2
        dermax4(ii,j,i)=dermax3(1,j)+0
    end
    %CÁLCULO DE FUERZA MÁXIMO
    force=importdata(título4)
    for j=3:NUM
        forcmax(:,j-2)=max(abs(force(:,j)))
    end
    for j=1:NUM-2
        FORMAX(ii,j,i)=forcmax(1,j)+0
    end
    fclose(fid2);
    fclose(fid3);
    fclose(fid4);
    end
end
ENER=FORMAX.*dermax4
for jj=1:REGISTRO
    MAX=0
    for j=1:NUM-2
        MAX=MAX+ENER(:,j,jj)
    end
    MAX1(:,jj)=MAX
end
PISO=NUM-2
ACUMULADOR=MAX1/PISO
CONA=0.75*ACUMULADOR
CONB=1.25*ACUMULADOR
for jj=1:REGISTRO
    for j=1:NUM-2
        for jjj=1:NI
            if (CONA(jjj,jj)>= ENER(jjj,j,jj))
                CIE(jjj,j,jj)=0
            elseif(CONB(jjj,jj) >= ENER(jjj,j,jj))
                CIE(jjj,j,jj)=1
            else

```

```

        CIE(jjj,j,jj)=0
    end
end
end
for j=1:REGISTRO
    CALIREG=0
    for jj=1:NUM-2
        CALIREG=CALIREG+CIE(:,jj,j)
    end
    CALIREG2(:,j)=CALIREG
end
    CALIREG1=(CALIREG2./PISO)*.3+.7
%SUMA DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO
for j=1:REGISTRO
    sumafilas=0
    for jj=1:NUM
        sumafilas=sumafilas+CALIDEi(:,jj,j)
    end
    sumafilas1(:,j)=sumafilas
end
    CALIN=CALIREG1.*sumafilas1
    CALFILAS=0
    for j=1:REGISTRO
        CALFILAS=CALFILAS+CALIN(:,j)
    end
    CALIFINAL(:,1)=CALFILAS/REGISTRO
GI1=GI
CONT=num2str(GI1)
GI1 = strcat('califinal_',CONT, '.xlsx')
xlswrite(GI1,CALIFINAL,'calf','A1');
xlswrite(GI1,CALIREG1,'IE','A1');
xlswrite(GI1,sumafilas1,'IDE','A1');
end
    % SE APLICA EL MÉTODO DE ALGORITMO GENÉTICO
function GENÉTICO(REGISTRO,GI,NI,NUM,PC,PM,LONG,CALIFINAL)
    CONT=num2str(GI)
    GEN = strcat('GENERACIÓN_',CONT, '.xlsx')
    filename=GEN;
    MATRIZ = xlsread(filename,'A1:DD16')
    SUMA=1/LONG
    JJ=SUMA
    for i=1:LONG-1
        JJ(i+1)=SUMA+JJ(i)
    end
SUMA=0;
    for i=1:NI
        SUMA=SUMA+CALIFINAL(i); %probabilidad de CALI
    end
fprintf('Prob. Sel.= ');disp(SUMA);
RULETA=CALIFINAL/SUMA
suma=0
    for i=1:NI
        suma=RULETA(i)+suma
        RULETA(i)=suma
    end
fprintf('Prob. Acu.= ');disp(RULETA);

```

```

R=14
for i=1:R
    SELA=rand(1)
    SELB=rand(1)
    if (SELA<RULETA(1))    %SELA
        INDA=1
    else
        for j=1:NI
            if (SELA>RULETA(j))
                INDA=j+1
            end
        end
    end
end
if (SELB<RULETA(1))    %SELB
    INDB=1
else
    for j=1:NI
        if (SELB>RULETA(j))
            INDB=j+1
        end
    end
end
SEL=rand(1)    %SEL PARA EL CRUCE
if (SEL<PC)    %si es menor cruzamos
    SEL=rand(1)
    for j=1:LONG
        if (SEL>JJ(j))
            POSICION=j+1
        end
    end
    else
        POSICION=1
    end
end
% NPOBLACIÓN=[];
for j=1:POSICION
    NPOBLACION(i,j)=MATRIZ(INDA,j)
end
for j=POSICION+1:LONG
    NPOBLACION(i,j)=MATRIZ(INDB,j)
end
end
%SE BUSCA AL INDIVIDUO QUE OCUPA LA POSICIÓN ELITE
suma=0
for i=1:NI
    if (CALIFINAL(i)>suma)
        suma=CALIFINAL(i)
        INDA=i
    end %END IF
end %END FOR
for i=1:LONG
    NPOBLACION(NI,i)=MATRIZ(INDA,i)    %NUEVA GENERACIÓN
end %end for
% SE INICA PROCESO DE MUTACIÓN
for i=1:NI-1
    for j=1:LONG
        SEL=rand(1)
        if (SEL < PM)    %si SEL es menor hay mutación

```

```

        if (NPOBLACION(i,j)==1)
            INDA=0
        else (NPOBLACION(i,j)==0)
            INDA=1
        end
        NPOBLACION(i,j)=INDA
    end
end %end IF
end %END DO
GI1=GI+1
CONT=num2str(GI1)
GI1 = strcat('GENERACIÓN_',CONT, '.xlsx')
xlswrite(GI1,NPOBLACION,'Hojal','A1');
cd('..');
carpeta=strcat('C:\Users\rigo\Desktop\algoritmos genéticos\PROGRAMA
MATLAB')
cd(carpeta);
GI1 = strcat('GENERACIÓN_',CONT, '.xlsx')
xlswrite(GI1,NPOBLACION,'Hojal','A1');
end
% SE PREPARAN NUEVOS ARCHIVOS
function
MULTI2 (GI, NG, NDIR, PC, PM, NI, ALFA, CMIN, CMAX, LONG, NUM, REGISTRO, A71, A81, A91, A
10)
fid1 = fopen('C:\Users\rigo\Desktop\algoritmos genéticos\PROGRAMA
MATLAB\DATOS.txt', 'wt');
fprintf(fid1, '%f\n', GI);
fprintf(fid1, '%f\n', NG);
fprintf(fid1, '%f\n', NDIR);
fprintf(fid1, '%f\n', PC);
fprintf(fid1, '%f\n', PM);
fprintf(fid1, '%f\n', NI);
fprintf(fid1, '%f\n', ALFA);
fprintf(fid1, '%f\n', CMIN);
fprintf(fid1, '%f\n', CMAX);
fprintf(fid1, '%f\n', LONG);
fprintf(fid1, '%f\n', NUM);
fprintf(fid1, '%f\n', REGISTRO);
fprintf(fid1, '%s\n', A71);
fprintf(fid1, '%s\n', A81);
fprintf(fid1, '%s\n', A91);
fprintf(fid1, '%s\n', A10);
% GI=fscanf(fid, '%f', 1) %NÚMERO DE GENERACIÓN ACTUAL DESDE 000
fclose(fid1);
cd('..');
carpeta=('C:\Users\rigo\Desktop\algoritmos genéticos\PROGRAMA MATLAB')
cd(carpeta);
end

```

APÉNDICE C

Geofísica Internacional (2022) 61:3: 153-179

R. Flores-Mendoza

Original paper

<https://doi.org/10.22201/igefi.00167167p.2022.61.3.2043>

USE OF ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS TO PREDICT STRONG GROUND MOTION DURATION OF INTERPLATE AND INSLAB MEXICAN EARTHQUAKES FOR SOFT AND FIRM SOILS

R. Flores-Mendoza¹, J. U. Rodríguez-Alcántara¹, A. Pozos-Estrada^{1*} and R. Gómez¹

Received: March 2, 2020; accepted: March 28, 2022; published on-line: July 1, 2022.

RESUMEN

Se desarrollan modelos de red neuronal artificial para predecir la duración del movimiento fuerte del terreno de eventos de subducción en suelos firme y blando. Para entrenar la red neuronal artificial se emplea una base de datos con un total de 3153 registros sísmicos con dos componentes horizontales para eventos de interplaca e intraslab. El método de componente principal es usado para realizar una reducción dimensional de los parámetros de entrada para desarrollar los modelos de red neuronal artificial. Los valores predichos de la duración del movimiento fuerte del terreno por la red neuronal entrenada son comparados con aquellos estimados con expresiones empíricas. En general, la duración del movimiento fuerte del terreno predicha con la red neuronal artificial sigue la misma tendencia que la calculada con las ecuaciones empíricas, aunque en algunos casos, ésta presenta cambios repentinos en su comportamiento. Por esta razón, es recomendado llevar a cabo varias verificaciones de los modelos entrenados de la red neuronal artificial antes de usarlos para más aplicaciones ingenieriles, por ejemplo, la simulación de registros sintéticos o la evaluación de índices sísmicos de daño.

PALABRAS CLAVE: Red neuronal artificial, duración del movimiento fuerte del terreno, eventos de subducción, expresiones empíricas y México.

Editorial responsibility: Arturo Iglesias Mendoza

*Corresponding author at mluiza@unp.mx¹Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, 04510, Ciudad de México, México.



Comparative study of the damage cost of RC buildings with and without nonlinear viscous dampers subjected to seismic loading

1 R Flores-Mendoza¹, A Pozos-Estrada^{1*}, R Gómez¹

2 ¹Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, 04510,
3 Ciudad de México, México

4 * Correspondence:

5 A Pozos-Estrada

6 APozosE@iingen.unam.mx

7 **Keywords:** cost functions, nonlinear viscous dampers, seismic records, damage costs,
8 repair/reconstruction costs

9 Abstract

10 In an optimal seismic design context, the seismic demand is characterized with hazard curves that can
11 be obtained by simulation techniques, and the capacity of the structure is established by the designer
12 according to a predefined seismic code. The capacity of structures is generally characterized by the
13 seismic design coefficient. Further, the damage on a structure is evaluated based on some well-defined
14 damage indicators (e.g., based on displacement ductility). Based on the damage indicator, it is possible
15 to estimate the cost of the associated losses. It is noted that the quantification of the damage costs
16 associated with RC structures without and with nonlinear viscous dampers under seismic loading is
17 very scarce in the relevant literature. In this study, damage cost expressions, similar to those employ in
18 the optimal seismic design criterion, are used in order to quantify and compare the damage cost on
19 reinforced concrete (RC) buildings with and without viscous dampers located in seismic prone areas
20 of Mexico. For the analysis, three RC buildings are designed according to Mexican seismic design
21 regulations. The buildings under study are subjected to seismic actions that are characterized by actual
22 seismic records, which were scaled according to simulated maximum ground motion accelerations.
23 The damage to the structures due to seismic action is calculated by means of a damage factor that is a
24 function of displacement ductility demand. The cost of damage to the considered structures was

