

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE POSGRADO



**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA, POR MEDIO
DE CURVAS DE FRAGILIDAD, UTILIZANDO EL ANÁLISIS
DINÁMICO NO LINEAL INCREMENTAL**

PRESENTADO POR:

REX EDUARDO ALAS FERNÁNDEZ

STANLEY OSWALDO GRIJALVA PORTAL

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO 2018

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSc. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

MSc. CRISTOBAL HERNÁN RÍOS BENÍTEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE POSGRADO

DIRECTORA:

MSc. PATRICIA HAYDEÉ ESTRADA DE LÓPEZ

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE POSGRADO

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Título :

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA, POR MEDIO
DE CURVAS DE FRAGILIDAD, UTILIZANDO EL ANÁLISIS
DINÁMICO NO LINEAL INCREMENTAL**

Presentado por:

REX EDUARDO ALAS FERNÁNDEZ

STANLEY OSWALDO GRIJALVA PORTAL

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

PhD. MSc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO DE 2018

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

PhD. MSc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR

ÍNDICE DE CONTENIDO

ÍNDICE DE CONTENIDO	i
ÍNDICE DE FIGURAS.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS	x
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Planteamiento del problema.....	3
1.3 Justificación	4
1.4 Objetivos	5
1.4.1 Objetivo general.....	5
1.4.2 Objetivos específicos.....	5
1.5 Alcances.....	5
1.6 Limitaciones.....	6
2. MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA	7
2.1 Vulnerabilidad sísmica.....	7
2.1.1 Curvas de fragilidad.....	7
2.1.2 Matrices de probabilidad de daño	8
2.2 Métodos para cuantificar la vulnerabilidad sísmica.....	9
2.2.1 Métodos basados en observaciones de campo	9
2.2.2 Métodos experimentales	9
2.2.3 Métodos analíticos.....	10
2.3 Metodología para la evaluación analítica de la vulnerabilidad sísmica	10
2.3.1 Selección del tipo de análisis no lineal.....	12
2.3.2 Definición de edificios índice	12
2.3.3 Definición de los componentes para el análisis de respuesta y estimación de pérdidas.....	13
2.3.4 Selección del tipo de modelo matemático	16
2.3.5 Selección del parámetro indicador de intensidad sísmica.....	17
2.3.6 Selección de la muestra de sismos representativos	18
2.3.7 Definición de estados de daño.....	18
2.3.8 Selección del parámetro indicador del daño	21
2.3.9 Combinación y concordancia del modelo matemático con el tipo de análisis.....	24

2.4	Evaluación de la vulnerabilidad por medio del análisis dinámico no lineal incremental.....	25
2.4.1	Metodología del análisis dinámico no lineal incremental	25
2.4.2	Obtención de curvas de fragilidad	28
3.	MODELOS MATEMÁTICOS PARA EL ANÁLISIS.....	30
3.1	Definición de edificios índice.....	30
3.1.1	Descripción de la tipología.....	30
3.1.2	Descripción de los materiales	31
3.1.3	Definición de edificios índice	32
3.2	Definición de componentes para el análisis y selección del tipo de modelo analítico	33
3.3	Cargas empleadas en la modelación	33
3.3.1	Cargas muertas	34
3.3.2	Cargas vivas.....	34
3.3.3	Combinación de Carga para el Análisis Dinámico No lineal Incremental	34
3.4	Descripción del software de análisis	35
3.4.1	Tipo de plasticidad considerada.....	35
3.4.2	Elemento inelástico basado en fuerzas.....	36
3.4.3	Elemento inelástico infill panel.....	36
3.4.4	Modelo no lineal constitutivo del concreto reforzado	37
3.4.5	Modelo no lineal constitutivo del acero de refuerzo.....	38
3.4.6	Modelo no lineal constitutivo de la mampostería.....	38
4.	DEMANDA SÍSMICA Y SELECCIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS	40
4.1	Redes de registro acelerográfico en El Salvador	40
4.2	Selección de registros acelerográficos	41
4.2.1	Registros acelerográficos seleccionados.....	41
4.2.2	Espectros de respuesta	41
4.3	Procesamiento de los registros acelerográficos para el análisis	42
5.	ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL	49
5.1	Definición del parámetro indicador de daño	49
5.2	Criterios de análisis.....	50
5.3	Curvas IDA (Desplazamiento vs Cortante Basal)	55
6.	CURVAS DE FRAGILIDAD.....	62
6.1	Definición de los estados de daño.....	62
6.2	Curvas IDA (Deriva de entrepiso vs Aceleración espectral)	63

6.3	Curvas IDA (Deriva de entrepiso vs PGA)	71
6.4	Curvas de fragilidad	73
6.4.1	Técnica de interpolación	75
6.4.2	Parámetros estadísticos	77
6.4.3	Curvas de fragilidad.....	80
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	85
7.1	Conclusiones.....	85
7.2	Recomendaciones	93
	REFERENCIAS.....	94
	APÉNDICE.....	98
	Apéndice A.	98
	Apéndice B.	104
	Apéndice C.	108
	Apéndice D.	113
	Apéndice E.....	117
	Apéndice F.....	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Tectónica de Placas de Mesoamérica (J.W. Dewey y G.Suárez, 1991)	2
Figura 2.1 Curvas de fragilidad para edificios de cuatro niveles de marcos de concreto reforzado (adaptado de D’Ayala et al., 2015).....	7
Figura 2.2 Principales componentes para el cálculo analítico de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño (adaptado de Dumova-Jovanoska, 2004)	11
Figura 2.3 Tipos de modelo matemático existentes para una estructura de marcos de concreto reforzado de tres niveles: (a) modelo MDoF 3D, (b) modelo MDoF simplificado y (c) modelo SDoF.	17
Figura 2.4 Estados límite de daño según Park (1998): a) daño leve, b) daño moderado, c) daño extenso, d) daño completo (adaptado de Frankie, Gencturk y Elnashai, 2013).	22
Figura 2.5 Combinación y Concordancia del tipo de modelo matemático con el tipo de análisis (D’Ayala et al., 2015).	24
Figura 2.6 Análisis dinámico incremental usando escalado de los eventos sísmicos para obtener respuestas máximas (adaptado de D’Ayala et al., 2015).	25
Figura 2.7 Detalle de los resultados obtenidos por medio del análisis dinámico incremental (adaptado de D’Ayala et al., 2015).	26
Figura 2.8 Generación de la curva IDA mediante interpolación por splines cúbicos: a) puntos discretos obtenidos del análisis incremental dinámico y b) curva IDA (adaptado de D’Ayala et al., 2015).	27
Figura 2.9 Curvas IDA obtenidas para cada sismo seleccionado como demanda sísmica (adaptado de D’Ayala et al., 2015).	28
Figura 2.10 Ilustración de la obtención de valores de intensidad de cada curva IDA para un estado límite de daño particular (adaptado de D’Ayala et al., 2015).	29
Figura 3.1 Configuración estructural típica de los edificios bajo estudio.	30
Figura 3.2 Parámetros geométricos en planta para la definición de edificios índice.	32
Figura 3.3 Árbol de variaciones para los edificios índice empleados en el estudio.....	33

Figura 3.4 Sección de columna de pórtico discretizado en 150 fibras usando SeismoStruct v6.....	35
Figura 3.5 Secciones de integración de Gauss - Lobatto (Seismosoft, 2013)	36
Figura 3.6 Bielas de carga del panel de mampostería en el modelo de infill panel (Seismosoft, 2013).	37
Figura 3.7 Modelo no Lineal de Mander et al. para concreto confinado de 3ksi y 4 ksi respectivamente (SeismoStruct v6).	37
Figura 3.8 Modelo no lineal de Menegotto – Pinto para acero de refuerzo (SeismoStruct v6).....	38
Figura 4.1 Distribución de las estaciones acelerográficas en el territorio de El Salvador de las redes DGOA y UCA.	40
Figura 4.2 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos seleccionados para el estudio: a) componente longitudinal y b) componente transversal.....	42
Figura 4.3 Componentes del registro acelerográfico del evento sísmico de enero de 2001 (San Pedro Nonualco, red UCA): a) longitudinal y b) transversal.	43
Figura 4.4 Gráficos de Husid que muestran la duración significativa para el evento sísmico de enero de 2001 (San Pedro Nonualco, red UCA): componentes a) longitudinal y b) transversal.....	44
Figura 4.5 Componentes del registro acelerográfico del evento sísmico de enero de 2001 (San Pedro Nonualco, red UCA): a) longitudinal y b) transversal.	45
Figura 4.6 Registros acelerográficos recortados: componentes ortogonales de cada evento usado en el análisis dinámico no lineal incremental.	46
Figura 5.1 Esquema del cálculo de derivas de entrepiso a partir de los desplazamientos de cada piso.	49
Figura 5.2 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 19 de junio de 1982 (red OBM-USGS).	51
Figura 5.3 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 10 de octubre de 1986 (sótano del Hotel Camino Real, red DGOA).....	51
Figura 5.4 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de enero de 2001 (Santa Tecla, red UCA).	51

Figura 5.5 Definición de la relación perfectamente elastoplástica idealizada entre el desplazamiento y la fuerza. Según el Eurocódigo 8 (EN 1998-1, 2004).....	53
Figura 5.6 Curva de capacidad y curva bilinealizada para el cálculo del período fundamental de vibración para el modelo 61-22.	54
Figura 5.7 Punto de control del desplazamiento en los modelos de edificios índice: modelo de a) cuatro claros, b) seis claros y c) ocho claros.	55
Figura 5.8 Resultados desplazamiento vs cortante basal para el modelo 41-11 sometido al evento O86-IGN para niveles de intensidad comprendidos entre 10% a 100% con incrementos de escala de 10%.....	56
Figura 5.9 Resultados desplazamiento vs cortante basal para el modelo 82-11 sometido al evento F01-ZCT para niveles de intensidad comprendidos entre 20% a 160% con incrementos de escala de 20%.....	56
Figura 5.10 Curvas IDA desplazamiento vs cortante basal para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental.	57
Figura 6.1 Resultados desplazamiento vs cortante basal del análisis dinámico no lineal incremental para el modelo 82-11 sometido al evento F01-ZCT resaltando en rojo los valores para los factores de escala de intensidad de 40%, 80%, 120% y 160%.	64
Figura 6.2 Resultados deriva de entrepiso vs aceleración espectral del análisis dinámico no lineal incremental para el modelo 82-11 sometido al evento F01-ZCT resaltando los valores para factor de escala de intensidad de 40%, 80%, 120% y 160%.	65
Figura 6.3 Curvas IDA deriva de entrepiso (%) vs aceleración espectral (g) para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental.....	66
Figura 6.4 Consolidado de curvas IDA deriva de entrepiso vs aceleración espectral obtenidas para todos los modelos de edificios índice bajo la acción de los once eventos sísmicos seleccionados.	70
Figura 6.5 Nube de puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental en formato deriva de entrepiso vs aceleración espectral indicando los umbrales de cada uno de los estados de daño empleados en el estudio.....	70

Figura 6.6 Consolidado de curvas IDA deriva de entrepiso vs PGA obtenidas para todos los modelos de edificios índice bajo la acción de los once eventos sísmicos seleccionados.	72
Figura 6.7 Nube de puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental en formato deriva de entrepiso vs PGA indicando los umbrales de cada uno de los estados de daño empleados en el estudio.	72
Figura 6.8 Curvas IDA deriva de entrepiso vs aceleración espectral indicando los valores a tomar en cuenta para el procesamiento estadístico de cada uno de los estados de daño.	73
Figura 6.9 Curvas IDA deriva de entrepiso vs PGA indicando los valores a tomar en cuenta para el procesamiento estadístico de cada uno de los estados de daño.	74
Figura 6.10 Curva de fragilidad para daño leve utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.	80
Figura 6.11 Curva de fragilidad para daño leve utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.	82
Figura 6.12 Curva de fragilidad para daño moderado utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.	82
Figura 6.13 Curva de fragilidad para daño severo utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.	83
Figura 6.14 Curva de fragilidad para daño completo (colapso) utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.	83
Figura 6.15 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y completo (colapso) utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.	84
Figura 6.16 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y completo (colapso) utilizando la aceleración máxima del terreno como parámetro indicador de la intensidad sísmica.	84
Figura 7.1 Rango de aceleraciones espectrales para los períodos comprendidos entre 0.358 y 0.410 segundos: componente del registro: a) longitudinal y b) transversal.	85
Figura 7.2 Rango de aceleraciones espectrales máximas graficadas sobre las curvas de probabilidad de excedencia de los estados límites definidos en el estudio.	86

Figura 7.3 Rango de aceleraciones espectrales de la mediana de los espectros de respuesta para los períodos comprendidos entre 0.358 y 0.410 segundos: componente del registro: a) longitudinal y b) transversal.....	87
Figura 7.4 Rango de aceleraciones espectrales de la curva mediana de los espectros de respuesta graficadas sobre las curvas de probabilidad de excedencia de los estados límites definidos en el estudio.....	88
Figura 7.5 Rango de aceleraciones espectrales de los percentiles 25 y 75 de los datos de los espectros de respuesta para los períodos comprendidos entre 0.358 y 0.41 segundos: componente del registro: a) longitudinal y b) transversal.	89
Figura 7.6 Rango de aceleraciones de los espectros de respuesta graficadas sobre las curvas de probabilidad de excedencia de los estados límites definidos en el estudio correspondiente a las curvas del a) percentil 75 y b) percentil 25.....	90
Figura A.1 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 19 de junio de 1982 (red OBM-USGS).....	98
Figura A.2 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 10 de octubre de 1986 registrado por la red DGOA en el Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG).	98
Figura A.3 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 10 de octubre de 1986 registrado por la red DGOA en el sótano del Hotel Camino Real.....	99
Figura A.4 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 10 de octubre de 1986 registrado por la red DGOA en el Instituto Geográfico Nacional (IGN).....	99
Figura A.5 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 10 de octubre de 1986 registrado por la red DGOA en el Instituto de Vivienda Urbana (IVU).....	100
Figura A.6 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de enero de 2001 registrado por la red DGOA en Santiago de María.....	100

Figura A.7 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de enero de 2001 registrado por la red UCA en Armenia.	101
Figura A.8 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de enero de 2001 registrado por la red UCA en San Pedro Nonualco.	101
Figura A.9 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de enero de 2001 registrado por la red UCA en Santa Tecla.	102
Figura A.10 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de febrero de 2001 registrado por la red UCA en Tonacatepeque.	102
Figura A.11 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de febrero de 2001 registrado por la red UCA en Zacatecoluca.....	103
Figura F.1 Curvas IDA desplazamiento vs cortante basal para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental superponiendo la curva de capacidad obtenida mediante análisis pushover.....	122

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Parámetros fuente de los terremotos destructivos en El Salvador el siglo XX (Benito, Cepeda, Martínez Díaz, 2004).	1
Tabla 2.1 Matriz de probabilidad de daño para edificios de poca altura (adaptado de Singhal y Kiremidjian, 1996).	8
Tabla 2.2 Componentes constructivos de interés para edificios de marcos (concreto reforzado, acero estructural), paredes de cortante y mampostería confinada (adaptado de D’Ayala et al., 2015).	14
Tabla 2.3 Componentes constructivos de interés para para edificios de mampostería no confinada y adobe (adaptado de D’Ayala et al., 2015).	14
Tabla 2.4 Parámetros que definen los requerimientos para el modelado y el análisis de la respuesta de edificios de concreto reforzado, acero y mampostería (adaptado de D’Ayala et al., 2015).	15
Tabla 2.5 Control del daño y del desempeño de edificios (adaptado de VISION 2000 Report, 1995).	19
Tabla 2.6 Control del daño y del desempeño de edificios (adaptado de FEMA 273, 1997).	20
Tabla 2.7 Definición de diferentes mecanismos de colapso según ATC-58 (FEMA P-58, 2012).	21
Tabla 2.8 Definición de los umbrales de estados de daño para estructuras de marcos y sistemas duales de concreto reforzado (Kappos et al., 2006).	23
Tabla 2.9 Definición de los umbrales de estados de daño (Barbat et al., 2008).	23
Tabla 2.10 Definición de los umbrales de estados de daño (adaptado de Vielma et al., 2008).	23
Tabla 2.11 Deriva de entrepiso asociada a los umbrales de daño (VISION 2000 Report, 1995).	24
Tabla 3.1 Parámetros de definición de elemento infill panel sobre las leyes constitutivas del comportamiento no-lineal de la mampostería, calculados para uno de los edificios índices de este estudio.	39
Tabla 4.1 Serie de 11 registros acelerográficos seleccionados correspondientes a los 4 eventos sísmicos considerados en este Estudio.	41

Tabla 4.2 Duración considerada después del procesamiento descrito, para los distintos registros utilizados en los análisis efectuados.	46
Tabla 4.3 Aceleración máxima del terreno (PGA) para cada evento sísmico considerado.	48
Tabla 5.1 Componente ortogonal del evento sísmico asignada a la dirección débil de cada modelo de edificio índice.	52
Tabla 5.2 Periodo fundamental de cada modelo de edificio índice y aceleración espectral asociada a su dirección débil para cada evento sísmico.	54
Tabla 6.1 Datos de interés para el modelo 82-11 sometido al evento sísmico del 13 de febrero de 2001 registrado por la red UCA en la ciudad de Zacatecoluca.	63
Tabla 6.2 Desplazamiento del punto de control obtenido por medio del análisis dinámico no lineal incremental del modelo 82-11 sometido al evento F01-ZCT para factor de escala de intensidad de 40%, 80%, 120% y 160%.	64
Tabla 6.3 Resultados de deriva de entrepiso y aceleración espectral del modelo 82-11 sometido al evento F01-ZCT para factor de escala de intensidad de 40%, 80%, 120% y 160%.	65
Tabla 6.4 PGA de evaluación para la obtención de las curvas de IDA.	71
Tabla 6.5 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.	75
Tabla 6.6 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.	76
Tabla 6.7 Parámetros estadísticos para cada una de las series de datos de aceleración espectral obtenidas para cada uno de los umbrales de estados de daño.	78
Tabla 6.8 Parámetros estadísticos para cada una de las series de datos de PGA obtenidas para cada uno de los umbrales de estados de daño.	79
Tabla 6.9 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo.	81

Tabla 7.1 Matriz de porcentajes de excedencia de los límites de daño para diferentes niveles de intensidad de amenaza.	91
Tabla 7.2 Matriz probabilística de porcentajes de edificaciones de la tipología en estudio, que presentarían cada tipo de daño esperado para diferentes niveles de intensidad de amenaza.	92
Tabla 7.3 Matriz de probabilidad de daños para diferentes niveles en la escala de aceleración espectral para la tipología analizada.....	92
Tabla B.1 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño leve y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.	104
Tabla B.2 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño moderado y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.....	105
Tabla B.3 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño severo y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.	106
Tabla B.4 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo (colapso) y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.	107
Tabla C.1 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando aceleración espectral como medida de intensidad.	108
Tabla D.1 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño leve y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.	113
Tabla D.2 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño moderado y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.....	114
Tabla D.3 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño severo y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.....	115

Tabla D.4 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo (colapso) y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural. 116

Tabla E.1 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando PGA como medida de intensidad..... 117

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El Salvador es un país centroamericano con alta sismicidad. La ciudad del continente americano que más veces ha sido devastada por terremotos es su capital San Salvador, fundada en 1545 (Bommer, 1996). Existen registros históricos de desastres debido a actividad sísmica en El Salvador que datan del siglo XVI. Gracias a la existencia de memorias históricas, se evidencia que sus ciudades han sido periódicamente arrasadas por terremotos, algunos de ellos fueron presenciados, descritos e ilustrados por visitantes extranjeros a lo largo de los siglos como el caso de sismo del 16 de abril de 1854, que causó la ruina completa de San Salvador al punto de tener que trasladar el gobierno a Soyapango y luego a Cojutepeque, que cumplió su papel de capital desde abril de 1854 hasta julio de 1858, y produjo la movilización de la Universidad Nacional hacia el departamento de San Vicente (Carlos Cañas-Dinarte/El Diario de Hoy, enero 2001). Más recientemente durante el siglo XX y la primera década del siglo XXI, se registran 14 terremotos, de los cuales 9 alcanzaron magnitudes entre los 6 y 8 grados, el resto, a pesar de tener magnitudes entre 5 y 6 grados, por su escasa profundidad focal han generado enorme destrucción en el territorio salvadoreño (ver Tabla 1.1).

Tabla 1.1 Parámetros fuente de los terremotos destructivos en El Salvador el siglo XX (Benito, Cepeda, Martínez Díaz, 2004).

Año	Mes	Día	Hora (GMT)	Latitud (°)	Longitud (°)	Ms	Profundidad (Km)	Intensidad	Fuente
1915	09	07	01:20	13.90	-89.60	7.7	60	IX	Subducción
1917	06	08	00:51	13.82	-89.31	6.7	10	VIII	Local
1917	06	08	01:30	13.77	-89.50	5.4	10	VIII	Local
1919	04	28	06:45	13.69	-89.19	5.9	10	X	Local
1930	07	14	22:40	14.12	-90.25	6.9	30	VII	Local
1932	05	21	10:12	12.80	-88.00	7.1	150	VIII	Subducción
1936	12	20	02:45	13.72	-88.93	6.1	10	VIII	Local
1937	12	27	00:43	13.93	-89.78	5.9	10	VII-VIII	Local
1951	05	06	23:03	13.52	-88.40	5.9	10	VIII	Local
1965	05	03	10:01	13.70	-89.17	6.3	15	VIII	Local
1982	06	19	06:21	13.30	-89.40	7.3	80	VII	Subducción
1986	10	10	17:49	13.67	-89.18	5.4	10	VIII-IX	Local
2001	01	13	17:33	13.05	-88.66	7.8	60	VIII	Subducción
2001	02	13	14:22	13.67	-88.94	6.5	10	VIII	Local

El relieve de todo el territorio de América Central y el Caribe es producto de la interacción de cinco placas tectónicas: la del Pacífico, la de Norte América, la de Cocos, la de Nazca y la de Sur América (ver Figura 1.1). En el caso de El Salvador, existen dos fuentes sismogénicas principales que generan terremotos de gran magnitud e intensidad. La primera es la generada por la presencia de la fosa de subducción (localizada a unos 125 Km de la costa) en donde la placa de Cocos se subduce debajo de la placa del Caribe, llegando hasta profundidades superiores a los 300 Km por debajo del Istmo Centroamericano (Dewey y Suárez, 1991) y con capacidad de producir eventos sísmicos de magnitudes cercanas a los 8.0 grados.

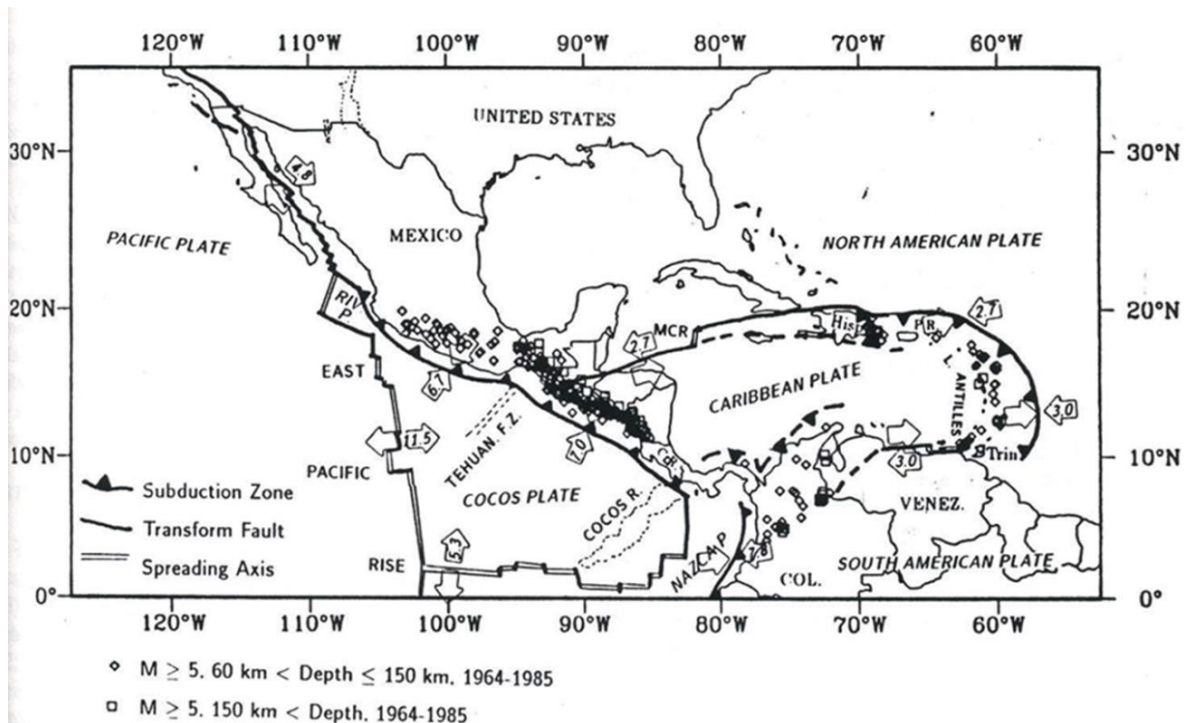


Figura 1.1 Tectónica de Placas de Mesoamérica (J.W. Dewey y G.Suárez, 1991)

La otra fuente sismogénica de gran importancia es la de los terremotos de origen cortical asociados frecuentemente a la cadena volcánica que corre paralela a la fosa de subducción sobre todo el territorio centroamericano, desde Guatemala hasta Costa Rica y que posee 42 volcanes activos distribuidos a lo largo de una longitud de 1060 Km de territorio, con un promedio entre ellos de 25 km, siendo esta situación una de las más singulares en el mundo en cuanto a la cercanía entre volcanes activos. Debido a los esfuerzos que se generan por la existencia de una componente oblicua de colisión en la zona de subducción, los terremotos generados en las fallas a lo largo de la cadena volcánica, son usualmente considerados como de origen tectónico (White, 1991). Los terremotos de esta última fuente usualmente no alcanzan magnitudes por encima de los 6.5 grados (Bommer, Salazar, Samayoa, 1998) sin embargo, debido a que se trata de terremotos poco profundos y a menudo ocurren cerca de áreas densamente pobladas, los terremotos de la corteza superior con magnitudes tan mínimas de M 5 pueden producir daños

significativos en Centroamérica mientras que los terremotos de subducción deben tener una magnitud mínima de M 7 para producir un daño similar. Los terremotos de la corteza superior pueden producir daños significativos con mucha más frecuencia que los eventos que ocurren en zonas de subducción (White, 1991). Los terremotos originados en la fosa de subducción sacuden un área muy amplia, pero no alcanzan niveles muy altos de intensidad en el territorio debido a la lejanía de la fuente de liberación de energía sísmica. Por ejemplo, el sismo de subducción de 1982 causó solamente 8 muertos y dañó 1,630 viviendas en todo el país (Alvarez, 1982), mientras el sismo de corteza superficial local de octubre de 1986 causó 1,500 muertos y 100,000 damnificados (Bommer, 1996).

1.2 Planteamiento del problema

Los intervalos de recurrencia entre los sismos locales destructores de la cadena volcánica han variado entre los 2 y los 50 años, con un promedio de aproximadamente 30 años (Harlow et al., 1993). Adicionalmente los sismos de subducción, aunque más distanciados en el tiempo, representan una amenaza real para la región. Lo anterior implica que es prácticamente un hecho seguro que cada estructura ubicada en los asentamientos urbanos a lo largo de la cadena volcánica del territorio salvadoreño experimentará los efectos de al menos un sismo fuerte durante su vida útil.

Siendo El Salvador un país de tan solo 21,041 km², con el nivel de sobrepoblación más alto de América con 6,174,189 habitantes estimados en 2017 (fuente: Departamento de Asuntos Económicos y Sociales de las Naciones Unidas), prácticamente la totalidad del territorio se encuentra bajo la amenaza sísmica descrita. En las condiciones de subdesarrollo imperantes, las pérdidas en términos de vidas humanas y económicas que generan estos desastres son de gran importancia dada la frágil economía. Terremotos como el ocurrido en octubre de 1986 generaron, además de los más de 1500 fallecidos, pérdidas estimadas del orden del 31% del Producto Interno Bruto en el país para 1986 y, más recientemente, los terremotos de enero y febrero de 2001 generaron cifras de más de 1000 pérdidas de vidas humanas y más de 1.25 billones en pérdidas materiales (fuente: CEPAL). Todo lo antes descrito hace necesario mejorar periódicamente los sistemas estructurales e implementar tecnologías de ingeniería sísmica actualizadas. Adicionalmente plantea la necesidad de investigar y desarrollar herramientas que sirvan para predecir el comportamiento de las estructuras existentes ante la amenaza sísmica para poder en primer lugar conocer las debilidades probables y cambiar las situaciones que presentan mayor riesgo y segundo, proyectar el grado de pérdidas tanto humanas como materiales para determinados tipos de estructuras presentes en el país.

En estudios relacionados con la evaluación del riesgo sísmico resulta indispensable el concepto de vulnerabilidad sísmica para definir acciones que contribuyan a la mitigación de desastres por terremotos. Se entiende por riesgo sísmico, el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica (Bonett,

2003) y está compuesto por el costo de la estructura, la amenaza sísmica, el nivel de exposición en la que se encuentra la estructura y la vulnerabilidad de la misma.

Resulta claro que para poder reducir el riesgo sísmico de una estructura existente habría que intervenir alguno de sus componentes. El costo de una estructura es una medida definida por el valor que la da la sociedad a la misma. La amenaza está relacionada con los eventos naturales por lo que resulta claro que puede evaluarse, pero no modificarse; en cuanto a la actividad sísmica, este indicador se refiere a la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico de determinada magnitud en determinado lugar. La exposición es un parámetro ligado a las condiciones del lugar en el que se encuentra emplazada la estructura en el que influyen condiciones como la presencia de fallas, rellenos, suelos potencialmente licuables, etc., por lo que se considera que ésta puede ser solo parcialmente modificada.

La vulnerabilidad sísmica, por su parte, puede entenderse como una característica intrínseca del edificio o estructura, que depende únicamente de sus características de diseño y construcción (Martínez, 2012). Resulta evidente que, para poder reducir el riesgo sísmico de una estructura existente, el único componente que puede ser completamente modificado es su vulnerabilidad.

Uno de los primeros intentos para cuantificar la vulnerabilidad sísmica fue desarrollado por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) que plasmó sus resultados en el reporte ATC-13 (1985). Este reporte cuantifica la probabilidad de daño sísmico en diferentes tipologías de edificios basándose en la opinión de expertos. Estudios posteriores demuestran que la vulnerabilidad sísmica puede representarse mediante curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño (Bonett, 2003).

1.3 Justificación

La situación descrita anteriormente se vuelve de crucial importancia al advertir que existen edificaciones gubernamentales que presentan configuraciones estructurales similares a lo largo y ancho del territorio nacional; tal es el caso del área de educación donde mucha de la infraestructura de los centros escolares presenta características estructurales idénticas.

Resulta evidente que, al tener muchos edificios de una configuración similar en el país, el estudio de la vulnerabilidad de este grupo se vuelve determinante para predecir el impacto generado por su comportamiento ante eventos típicos propios de la amenaza sísmica del país.

Dado que en El Salvador no existe una metodología definida para la evaluación de la vulnerabilidad de las estructuras y estimar las pérdidas que se generan por la acción sísmica, se vuelve necesario realizar investigaciones relacionadas a estas áreas, para ello en este estudio se propone el desarrollo de curvas de fragilidad que relacionen la probabilidad de obtención de diferentes niveles de daño, con los parámetros asociados a la sismicidad del país. Las curvas de fragilidad cuantifican el riesgo sísmico de una estructura o de una tipología estructural. Se propone calcular las curvas de fragilidad para las tipologías más comunes en las edificaciones educativas salvadoreñas, para lo cual se utilizará un método analítico basado en la simulación estocástica de los parámetros sísmicos y estructurales.

Conociendo los escenarios el peligro sísmico y las curvas de fragilidad de una estructura se puede estimar el riesgo sísmico y las pérdidas por sismo. En términos prácticos, el riesgo sísmico se representa por los costos de reparación que se deben de asumir luego de la ocurrencia de un sismo.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Construir las curvas fragilidad que permitan predecir la probabilidad de alcanzar un nivel de daño asociado a un nivel de intensidad sísmica en edificaciones de dos niveles construidas utilizando marcos de concreto combinadas con paredes de mampostería reforzada que se encuentran en todo el territorio nacional de El Salvador definiendo para ello los estados límites de daño conforme a las normativas internacionales correspondientes.

1.4.2 Objetivos específicos

- Establecer las variaciones en dimensiones, propiedades mecánicas y distintas características de la tipología de marcos de concreto reforzado combinados con paredes de mampostería de dos niveles.
- Evaluar el comportamiento sísmico individual de las diferentes variaciones de la tipología de marcos de concreto reforzado combinados con paredes de mampostería de dos niveles utilizando el análisis dinámico no lineal incremental.
- Realizar el análisis estadístico de los resultados obtenidos para la obtención de las curvas de fragilidad.

1.5 Alcances

- Este estudio abarcará exclusivamente la configuración estructural más representativa en edificaciones de dos niveles observada en el sistema de infraestructura pública educacional. Esta configuración está compuesta en el sentido longitudinal por marcos momento-resistentes de concreto reforzado y en el sentido transversal se trata de un sistema mixto de marcos de concreto reforzado arriostrados con paredes de mampostería de bloques de concreto.
- Las variaciones en las dimensiones de los elementos estructurales, número y separación entre ejes, alturas de entrepiso, propiedades mecánicas de los materiales, cuantías de refuerzo y detallamiento del mismo y diseño estructural en general, serán propuestos a partir de una selección realizada sobre una base de datos real de edificios existentes proporcionada por el Ministerio de Educación. Del estudio de dicha muestra se seleccionará la información requerida para establecer un número de edificaciones a ser modeladas que resulte representativo para la totalidad de la tipología estructural seleccionada.

- Se seleccionará una serie de registros acelerográficos que tenga en cuenta los principales eventos de las diferentes fuentes sismogénicas que componen la amenaza en el país y de los cuales se tenga información, así como diferentes registros de cada evento para tomar en cuenta las variaciones generadas en el contenido de frecuencias y poder de ese modo tomar en cuenta la heterogeneidad del suelo en diferentes puntos del territorio nacional.
- El tipo de análisis a ejecutar para evaluar el comportamiento estructural de las edificaciones será el método de análisis incremental no lineal (IDA, por sus siglas en inglés). Tanto los modelos generados como el análisis serán ejecutados en tres dimensiones para representar de mejor manera el comportamiento de las estructuras.
- Los estados límite para evaluar el nivel de daño de las estructuras serán definidos a partir de una correlación asociada a la deriva de entrepiso ocasionada por la demanda sísmica. Se consideran cinco estados de daño: Sin Daño, Daño Leve, Daño Moderado, Daño Extensivo y Daño Completo (Colapso).
- Los datos obtenidos en el análisis IDA son cantidades intrínsecamente aleatorias que generalmente se supone que exhiben una distribución log-normal por lo cual necesitan de un valor medio y un valor de dispersión para ser totalmente definidos. Se emplearán métodos probabilísticos en los que se calculan el valor de la mediana y de la desviación estándar como medida de dispersión de los datos obtenidos en el análisis IDA para cada uno de los estados límite a partir de lo cual se obtienen las funciones de fragilidad para finalmente generar las curvas de fragilidad.

1.6 Limitaciones

- Dada la complejidad del análisis incremental no lineal tridimensional, el tiempo computacional que conlleva cada análisis y el número total de análisis requeridos para un estudio de este tipo, se seleccionará el criterio de determinación de los umbrales de estado de daño usando una normativa que proponga dichos límites basados únicamente en los desplazamientos y las derivas post elásticas resultantes, lo anterior permitirá solicitar al programa seleccionado únicamente valores del desplazamiento en algunos puntos clave de la estructura. Lo que reduce la carga computacional de manera significativa.
- Se modelarán las estructuras hasta el nivel de losa, las estructuras del segundo nivel y de techo flexible serán consideradas únicamente como masa adicional concentrada a nivel del diafragma de la estructura. Los desplazamientos serán evaluados al nivel de dicho diafragma.
- Dada las limitaciones de recurso computacional, en este estudio no será considerada la interacción del sistema principal con los elementos no estructurales ni la interacción suelo-estructura.

2. MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA

2.1 Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupos de estructuras o de una zona urbana completa, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño (Barbat, 1998). El daño que puede sufrir una edificación ante la ocurrencia de eventos de diferente intensidad se presenta en términos de probabilidades mediante funciones de fragilidad (de las que se generan las curvas de fragilidad) o mediante arreglos denominados matrices de probabilidad de daño.

2.1.1 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada (FEMA, 1999). Así, las curvas de fragilidad son un recurso gráfico que relacionan la probabilidad de daño como función de una medida de intensidad asociada a la demanda sísmica.

En la Figura 2.1 se observa un ejemplo de curvas de fragilidad para edificios de cuatro niveles con un sistema estructural compuesto por marcos de concreto reforzado y construidos según la primera generación de códigos sísmicos, los cuales se encuentran localizados en una zona de alta sismicidad de Turquía elaborado por D'Ayala, Meslem, Vamvatsikos, Porter y Rosetto (2015).

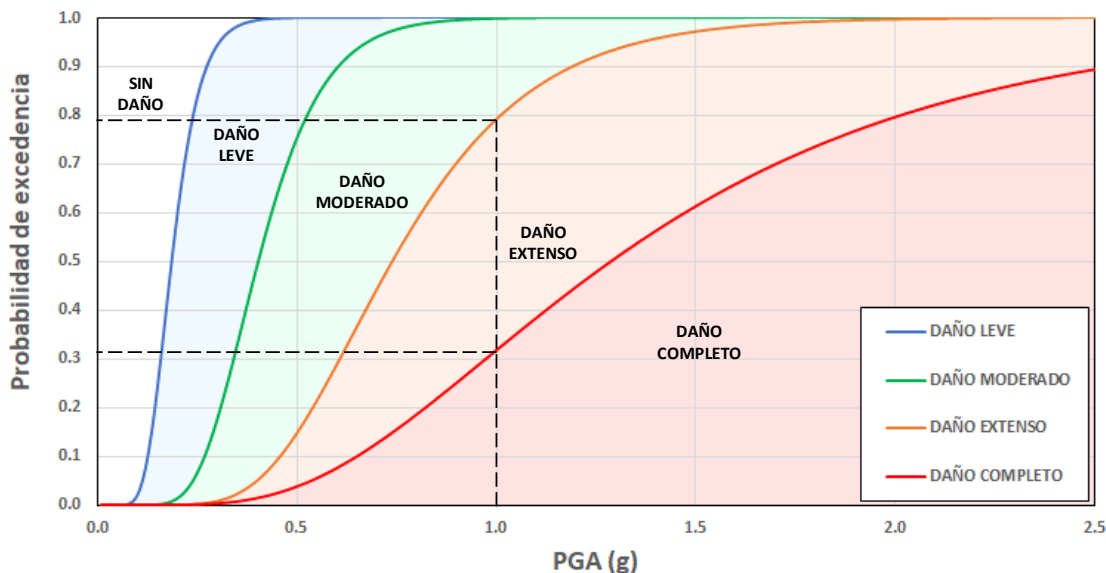


Figura 2.1 Curvas de fragilidad para edificios de cuatro niveles de marcos de concreto reforzado (adaptado de D'Ayala et al., 2015)

Para este caso particular la medida de intensidad seleccionada es la aceleración máxima del terreno (PGA, peak ground acceleration) medido en términos de la aceleración de la gravedad (g) y cada una de las curvas representa el límite a partir del cual se espera que la estructura alcance alguno de los niveles de daño definidos en el estudio: daño leve, daño moderado, daño extenso o daño completo. De estas curvas se puede observar que, por ejemplo, para una un evento sísmico con un PGA de 1.0g, la probabilidad de alcanzar el nivel de daño extenso es de aproximadamente un 79%; mientras que, para la misma intensidad, la probabilidad de alcanzar el nivel de daño completo es de 32% aproximadamente. De lo anterior se puede inferir que el tipo de estructura bajo estudio tiene una probabilidad de aproximadamente 47% de encontrarse únicamente con un nivel de daño extenso ante la ocurrencia de un evento sísmico con un PGA de 1.0g.

En general, las regiones delimitadas por las curvas de fragilidad corresponden a la probabilidad de que, tras un evento sísmico, la estructura o tipo de estructura se encuentre con determinado nivel de daño (ver Figura 2.1).

2.1.2 Matrices de probabilidad de daño

Las matrices de probabilidad de daño son otra forma de relacionar en forma discreta la intensidad sísmica con los estados de daño. Estas matrices expresan la probabilidad de obtener un determinado nivel de daño para una estructura sujeta a un sismo con un nivel de severidad determinado (Braga, Dolce y Liberatore, 1986). Cada una de las entradas del arreglo corresponde a la probabilidad de que un edificio del tipo estructural considerado tenga un daño en un rango fijado (filas de la matriz) ante la ocurrencia de un evento con cierta intensidad sísmica (columnas de la matriz).

La Tabla 2.1 muestra un ejemplo de una matriz de probabilidad desarrollada por Singhal y Kiremidjian (1996) para edificios de poca altura en la que se han definido cinco niveles de daño: daño nulo (sin daño), daño leve, moderado, severo y colapso. El parámetro elegido para caracterizar el movimiento sísmico ha sido la Intensidad de Mercalli Modificada.

Tabla 2.1 Matriz de probabilidad de daño para edificios de poca altura (adaptado de Singhal y Kiremidjian, 1996).

Estado de Daño	Probabilidad de Daño (%) para cada Intensidad de Mercalli Modificada						
	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Nulo	99.5	97.0	85.4	52.9	14.1	0.9	0.0
Leve	0.3	1.6	6.9	16.9	15.5	3.4	0.1
Moderado	0.2	1.1	5.4	18.5	30.5	17.6	2.8
Severo	0.0	0.2	1.4	7.0	20.7	28.0	14.6
Colapso	0.0	0.1	0.9	4.7	19.2	50.1	82.5

De la serie de datos presentados se puede observar que, por ejemplo, para una intensidad de IX MM la probabilidad de que la estructura se encuentre sin daño es del 52.9%, mientras que existe una probabilidad de 4.7% de que la estructura haya colapsado.

2.2 Métodos para cuantificar la vulnerabilidad sísmica

Las curvas de fragilidad son una herramienta probabilística que constituye la base para la estimación del riesgo sísmico. Los métodos para generar estas curvas son diversos y entre ellos destacan los métodos basados en observaciones de campo, los métodos experimentales y los métodos analíticos (Bonett, 2003).

2.2.1 Métodos basados en observaciones de campo

Para aplicar estos métodos, las estructuras existentes se clasifican por tipologías y para cada una de ellas se definen varias clases de acuerdo a las principales características geométricas (altura, área en planta, número de niveles, etc.) y a los aspectos relacionados con el uso e importancia de las estructuras. En cuanto la intensidad del movimiento, éste se determina en cada una de las zonas donde se encuentran localizadas las estructuras. Así, a partir de los daños observados durante las inspecciones después de ocurrido un sismo, es posible generar curvas de fragilidad para cada una de las clases identificadas previamente (Bonett, 2003).

La evaluación se realiza completando formularios de inspección en los que se describen los daños observados a partir de los cuales se puede relacionar estos con el nivel de deterioro de la estructura. Es de gran importancia que el personal que realice las inspecciones esté altamente capacitado en el análisis, diseño y patología de estructuras para poder minimizar las incertidumbres que se generan a partir del carácter subjetivo de la metodología; así mismo, este método está diseñado para emplearse en la evaluación de forma global del comportamiento de las estructuras que componen una misma clase y se desaconseja su uso para evaluar estructuras particulares.

Los métodos basados en observaciones son los mejores dado que reflejan directamente la realidad, sin embargo, no siempre es posible tener acceso a información de este tipo hasta que no exista una base de datos amplia, por lo que usualmente se usan otro tipo de métodos (experimentales o analíticos) que luego son calibrados con los datos de los daños observados.

2.2.2 Métodos experimentales

Los métodos experimentales parten de la idea de poder evaluar un modelo de una estructura tipo (normalmente a escala) de tal forma que pueda ser registrada la progresión del nivel de deterioro exhibido debido a la demanda sísmica. No obstante, esta metodología tiene la clara desventaja que puede llegar a ser demasiado costosa y que la validez de los resultados depende grandemente del número de ensayos realizados.

Estos métodos implícitamente requieren de una serie de simplificaciones impuestas por el modelo a escala que se construye para representar el comportamiento de la estructura y por los patrones de carga utilizados para modelar la acción sísmica. Sin embargo, debe intentarse que estas simplificaciones no alteren la respuesta esperada de la estructura ante determinados movimientos sísmicos, para que, de esta forma, los resultados obtenidos puedan ser representativos del

comportamiento global de la estructura (Bonett, 2003). Actualmente, dos tipos de ensayos son empleados para simular la demanda:

- Ensayos que emplean actuadores de carga o desplazamiento en una dirección: pueden ser ensayos de carga monotónica creciente o de carga cíclica creciente.
- Ensayos sobre mesa vibradora: pueden ser por medio de registros tiempo-historia históricos o sintéticos.

2.2.3 Métodos analíticos

Los métodos analíticos se fundamentan en la posibilidad de poder simular el comportamiento de una estructura ante un evento sísmico por medio de modelos matemáticos elaborados en softwares especializados para tal fin. De forma general, en estos programas es posible aplicar la demanda sísmica por medio de diversos enfoques de análisis (métodos estáticos, dinámicos o simplificados) según sea requerido.

El procedimiento para generar curvas de fragilidad consiste en calcular la respuesta de un grupo significativo de estructuras ante diferentes niveles de demanda sísmica, luego usando un método estadístico se procesan los resultados de los niveles de daño encontrado para generar las curvas de fragilidad. Para generar la muestra se toman en cuenta variaciones de las propiedades estructurales, de la demanda sísmica y de los estados de daño representados por un parámetro indicador de daño. Luego se calcula la respuesta y se construyen funciones de distribución de probabilidad para el daño alcanzado. Finalmente, con base en estas funciones se logra representar la vulnerabilidad mediante curvas de fragilidad o matrices de probabilidad de daño.

2.3 Metodología para la evaluación analítica de la vulnerabilidad sísmica

Uno de los puntos más importantes para obtener las curvas de fragilidad utilizando métodos analíticos, consiste en definir adecuadamente el parámetro indicador de intensidad sísmica y el parámetro indicador de daño en la estructura. En el caso de la acción sísmica, una solución ideal para este problema sería contar con un amplio número de registros sísmicos que hayan ocurrido en la zona de interés que permitan definir claramente la sismicidad de la zona y los efectos locales. Desafortunadamente son muy pocas las zonas que, aun con una actividad sísmica alta, disponen de una cantidad suficiente de registros. En cuanto al indicador de la respuesta estructural, es necesario seleccionar un parámetro que permita cuantificar el daño y que pueda relacionarse, a partir de ciertos criterios, con los estados discretos de daño, los cuales describen de forma cualitativa los efectos producidos por el sismo en la estructura (Bonett, 2003).

Una vez elegida la población de edificios objeto del estudio de vulnerabilidad, se debe de seguir una ruta de acción que comprende la preparación del análisis, la ejecución de este y, finalmente, la obtención de la información necesaria para la evaluación de la vulnerabilidad del grupo de edificios seleccionados. En la Figura 2.2 se detallan los componentes básicos para llevar a cabo una evaluación analítica de la vulnerabilidad sísmica.

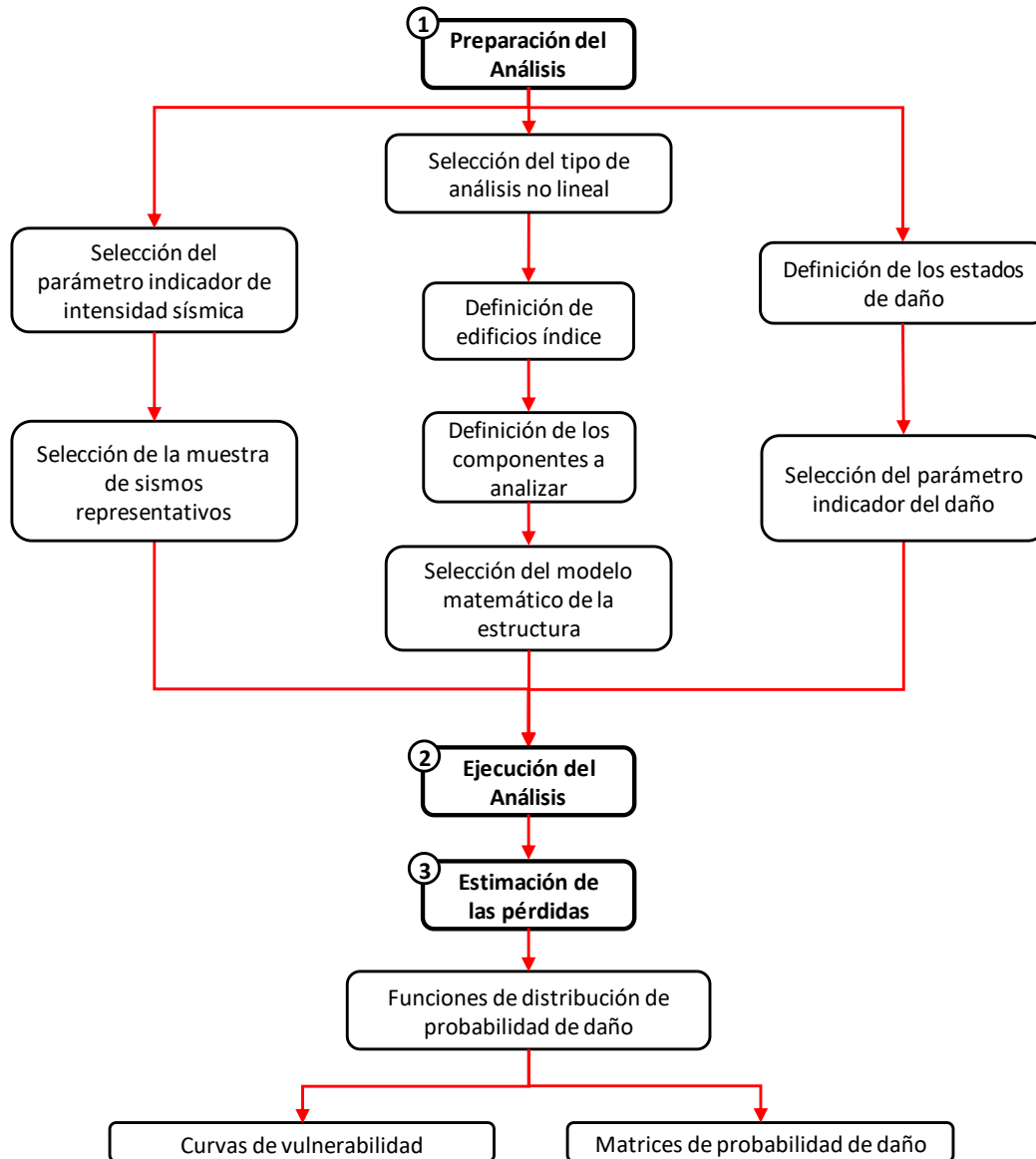


Figura 2.2 Principales componentes para el cálculo analítico de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño (adaptado de Dumova-Jovanoska, 2004)

En los apartados siguientes se resumen los principales componentes de la metodología para la evaluación analítica de la vulnerabilidad sísmica, descritos en la Figura 2.2, relacionados con la preparación del análisis, presentando diferentes opciones para cada etapa según su complejidad, tiempo requerido y precisión. Se debe de tener presente que entre mayor sea el grado de refinamiento elegido (análisis más detallados, modelos matemáticos más complejos, métodos de muestreo más minuciosos, etc.) los recursos y el esfuerzo computacional serán mayores, así como el tiempo requerido para completar el estudio.

2.3.1 Selección del tipo de análisis no lineal

De acuerdo a D'Ayala et al. (2015), actualmente los tipos de análisis que se pueden ejecutar para realizar una evaluación de la vulnerabilidad sísmica se subdividen en tres categorías según el nivel de complejidad con el que se ha contemplado realizar el estudio. A continuación, se detallan los diferentes tipos de análisis en orden creciente de sofisticación:

- **Análisis estático no lineal basado en modelos de mecanismo simplificado (SMM-NLS):** Este tipo de análisis tienen como objetivo la obtención de la respuesta de la estructura a través de métodos no numéricos, a partir de lo cual no se requiere una modelación por elementos finitos de las estructuras bajo estudio. La confiabilidad de estos procedimientos depende en gran medida de la identificación exhaustiva de mecanismos de falla reales relevantes y del cálculo de sus curvas de capacidad asociadas.
- **Análisis estático no lineal (NLS):** En este tipo de métodos se establece el uso de un perfil de carga lateral basado, por ejemplo, en el primer modo de vibración de la estructura para realizar un análisis pushover del modelo matemático (2D o 3D), lo anterior permite ajustar la curva de capacidad resultante a un modelo de respuesta idealizado (por ejemplo, un modelo elastoplástico). Estos procedimientos pueden proporcionar una exactitud razonable y suficiente para estimar las funciones de fragilidad y vulnerabilidad de muchas estructuras.
- **Análisis dinámico no lineal (NLD):** Este tipo de análisis requieren de una considerable cantidad de registros acelerográficos para ejecutar un gran número de simulaciones no lineales respuesta-historia sobre el modelo matemático de la estructura (2D o 3D). Esto permite realizar una cuantificación precisa de las incertezas asociadas con la variabilidad entre los registros, dando como resultado una función con un nivel apropiado de complejidad matemática, que genera una respuesta con mejor nivel de exactitud. La profundización sobre el método de análisis dinámico incremental (incremental dynamic analysis, IDA) utilizado en esta investigación será ampliada en la Sección 2.4.

Es de notar que todos los métodos sugeridos conllevan la simulación del comportamiento no lineal de la estructura; esto implica que una estructura debe ser sometida a una amplia gama de niveles de demanda que permitan cuantificar un igual número de niveles de respuesta en la estructura, desde el comportamiento elástico hasta el colapso global (comportamiento inelástico).

2.3.2 Definición de edificios índice

Luego de haber delimitado el universo de edificios en estudio, se deberá seleccionar la técnica de muestreo más apropiada para definir un número de modelos que representen exhaustivamente la población de edificios tomando en cuenta la variación de sus principales características mecánicas, geométricas y de detallado estructural. Estos modelos así definidos se conocen como edificios índice de la población bajo estudio. De acuerdo a lo propuesto por D'Ayala et al., (2015), se dispone de tres niveles de muestreo:

- **Un Edificio Índice:** el analista utiliza solamente un único edificio índice que representa, por ejemplo, un caso típico en términos de capacidad y respuesta sísmica (es decir, sistema resistente a carga lateral y tipo de material). Esta representación de la población de la clase en estudio se selecciona generalmente si el analista está limitado en cuanto al tiempo o si los datos para la población son muy pobres.
- **Tres Edificios Índice:** el analista identifica los parámetros más importantes y su varianza para crear tres subclases de edificios, en términos de capacidad y respuesta sísmica. El edificio índice central está asociado al rendimiento típico del edificio, mientras que los otros dos se asocian respectivamente a un pobre funcionamiento y a un buen funcionamiento del edificio para la misma tipología nominal del edificio.
- **Múltiples Edificios Índice:** este procedimiento proporciona una buena cobertura de la variabilidad dentro de una muestra, es decir, el analista puede cuantificar explícitamente la variabilidad entre especímenes utilizando, por ejemplo, la simulación de Monte Carlo o el muestreo por Hipercubo Latino. Dependiendo del número de propiedades consideradas, la totalidad de permutaciones requerirá un gran número de análisis, por lo que es aconsejable sólo en casos de formas simples de modelado, requiriendo un pequeño conjunto de parámetros y tiempos cortos de cálculo. Más aún, este nivel de muestreo puede requerir habilidades avanzadas en la simulación estadística.

2.3.3 Definición de los componentes para el análisis de respuesta y estimación de pérdidas

Con relación a la capacidad de resistir o no la demanda a la que se ve sometida una estructura, dos clases o grupos de componentes deben de considerarse en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica: componentes estructurales y no estructurales (Meslem y D’Ayala, 2012).

- **Componentes estructurales:** los componentes de esta clase son los principales elementos que contribuyen al comportamiento de respuesta sísmica de la estructura. Por lo tanto, estos componentes deben ser considerados en el desarrollo del modelo matemático para llevar a cabo el análisis de respuesta. El comportamiento lineal y no lineal de cada uno de estos componentes necesita ser definido y simulado explícitamente en el análisis y por tanto afectar directamente a la respuesta global de la estructura. Las losas y diafragmas de techo no suelen ser modelados directamente y su efecto sobre los componentes estructurales se contabiliza mediante la introducción de condiciones específicas de restricción.
- **Componentes no estructurales:** se dividen en dos categorías:
 - Categoría A: son aquellos que pueden contribuir al comportamiento de respuesta de la estructura como, por ejemplo, las paredes de mampostería de relleno para el caso de edificios de concreto reforzado (C/R).

- Categoría B: no contribuyen al comportamiento de respuesta de la estructura, pero se consideran dominantes en términos de contribución al costo de construcción y por lo tanto deben considerarse en la estimación de pérdidas (instalaciones eléctricas e hidráulicas, divisiones interiores, cielo falso, etc.)

En la Tabla 2.2, la Tabla 2.3 y la Tabla 2.4 se presentan los componentes críticos para los requisitos de modelado, según Meslem y D'Ayala (2012), para edificios de poca o mediana altura de concreto reforzado, acero estructural y mampostería reforzada. En la Tabla 2.2 y la Tabla 2.3, los atributos de modelado se dividen en tres niveles de relevancia: *Esencial* (si no se puede obtener un resultado significativo sin él), *Aceptable* (si es relevante en el resultado obtenido sobre el comportamiento) y *Deseable* (si mejora el refinamiento de los resultados).

Tabla 2.2 Componentes constructivos de interés para edificios de marcos (concreto reforzado, acero estructural), paredes de cortante y mampostería confinada (adaptado de D'Ayala et al., 2015).

Atributos Básicos		Requerimientos para el Modelado			Fuente de Información
		Esencial	Aceptable	Deseable	
Componentes Constructivos	Elementos Tipo Marco (C/R, Acero)	X			Documentación del diseño, observación in-situ, literatura de referencia, códigos de referencia
	Paredes de Corte (C/R, Acero)	X			
	Paredes de Carga	X			
	Paredes de Relleno		X		
	Elementos de Diafragma		X		
	Techo		X		
	Elementos de fachada		X	X	
Cargas	Cargas Muertas y Vivas	X			
Modificaciones	Reacondicionamiento		X	X	Observación in-situ, literatura de referencia
	Daño		X	X	

Tabla 2.3 Componentes constructivos de interés para edificios de mampostería no confinada y adobe (adaptado de D'Ayala et al., 2015).

Atributos Básicos		Requerimientos para el Modelado			Fuente de Información
		Esencial	Aceptable	Deseable	
Componentes Constructivos	Paredes de Carga	X			Documentación del diseño, observación in-situ, literatura de referencia, códigos de referencia
	Conexiones		X		
	Elementos de Diafragma	X			
	Techo		X		
Cargas	Cargas Muertas y Vivas	X			
Modificaciones	Reacondicionamiento		X		Observación in-situ, literatura de referencia
	Daño		X	X	

En la Tabla 2.4 se presentan los componentes críticos en términos de la configuración geométrica, las características mecánicas, las características geométricas y los requisitos de detallado estructural de los edificios.

Tabla 2.4 Parámetros que definen los requerimientos para el modelado y el análisis de la respuesta de edificios de concreto reforzado, acero y mampostería (adaptado de D'Áyala et al., 2015).

Atributos Básicos			Fuente de Información
Configuración y Dimensiones del Edificio		Número de pisos. Altura de entpiso. Número de crujías y espaciamiento en la dirección 'X'. Número de crujías y espaciamiento en la dirección 'Y'.	Documentación del diseño, observación in-situ, literatura de referencia, códigos de referencia
Características Mecánicas	Concreto	Resistencia a la compresión. Módulo de elasticidad. Deformación unitaria a nivel de esfuerzo máximo. Peso específico.	
	Acero de refuerzo	Módulo de elasticidad. Esfuerzo de fluencia. Esfuerzo último. Parámetros de endurecimiento por deformación. Peso específico.	
	Mampostería (confinada / no confinada)	Resistencia a la compresión. Módulo de elasticidad. Resistencia al cortante. Peso específico.	
	Acero estructural	Módulo de elasticidad. Resistencia al cortante. Esfuerzo de fluencia. Esfuerzo último. Peso específico.	
Características Geométricas y Detallado Estructural	Elementos de concreto reforzado	Secciones transversales de columnas, vigas o paredes de corte. Refuerzo transversal: tipo y espaciamiento. Refuerzo longitudinal: tipo y número. Peralte de losa.	
	Paneles de rellenos de mampostería	Dimensiones y espesor de la pared. Dimensiones de vanos: puertas y ventanas.	
	Elementos de mampostería portantes	Dimensiones y espesor de la pared. Dimensiones de vanos: puertas y ventanas. Conexiones con otras paredes.	
	Acero estructural	Secciones transversales de columnas y vigas. Secciones transversales de los sistemas de arriostramiento. Tipos de conexión.	

Para el propósito de la estimación de pérdidas, se debe identificar y considerar los componentes no estructurales que más contribuyen al costo de construcción, y por lo tanto también influirán en el costo de reparación de la estructura luego de un evento sísmico.

2.3.4 Selección del tipo de modelo matemático

El modelo matemático de una estructura debe representar todos los componentes que influyen sobre su masa, resistencia, rigidez y deformabilidad. Los elementos que no influyan significativamente sobre las principales propiedades de la estructura no necesitan ser modelados.

Un aspecto importante es la definición de las dimensiones (2D o 3D) con las cuales se construirá el modelo matemático. Independientemente de esta elección, los modelos elaborados deben tener la capacidad para representar fielmente el comportamiento tridimensional de la estructura. Para el caso particular de edificios regulares, los modelos en dos dimensiones pueden ser suficientes debido a que los efectos tridimensionales pueden considerarse despreciables ya que no producirán fuertes modificaciones en la respuesta global. Para edificios irregulares, no obstante, se recomienda el uso de modelos tridimensionales o de modelos bidimensionales que consideren los parámetros que controlan la respuesta torsional de la estructura (Bonett, 2003).

D'Ayala et al. (2015) proponen tres diferentes niveles de modelamiento matemático de edificaciones según el grado de refinamiento o complejidad que sea necesario para captar de mejor manera la respuesta de la estructura.

- **Modelo de Múltiples Grados de Libertad - MDoF - (3D / 2D):** un modelo detallado 3D o 2D de una estructura de varios grados de libertad, incluyendo elementos para cada componente resistente a carga lateral identificado en el edificio, por ejemplo, columnas, vigas, paredes de relleno, paredes de cortante, paredes de mampostería no reforzada, etc.
- **Modelo MDoF simplificado:** una representación simplificada 2D de la rigidez, masa y amortiguación de un edificio, donde cada uno de los N pisos (o diafragmas) está representado por un nodo que tiene de 3 a 6 grados de libertad permitiendo, en el mejor de los casos, la representación del comportamiento tanto de flexión como cortante.
- **Modelo de Un Grado de Libertad (SDoF):** una representación de la estructura por medio de un elemento no lineal unidimensional, para el cual se definen rigidez, amortiguamiento de la masa y ductilidad de la estructura en su conjunto. Esta representación es en general muy simplista y asume que los modos de vibración más altos no son relevantes para la respuesta sísmica de la estructura.

En la Figura 2.4 se ilustra un edificio de tres niveles de concreto reforzado modelado según las diferentes opciones antes descritas. Para el modelo MDoF se presenta la opción en 3D en el cual se han detallado las vigas y columnas, mientras que para el modelo SDoF se especifica una altura h_n que representa la altura equivalente del modelo para representar ciertas características de la estructura real.

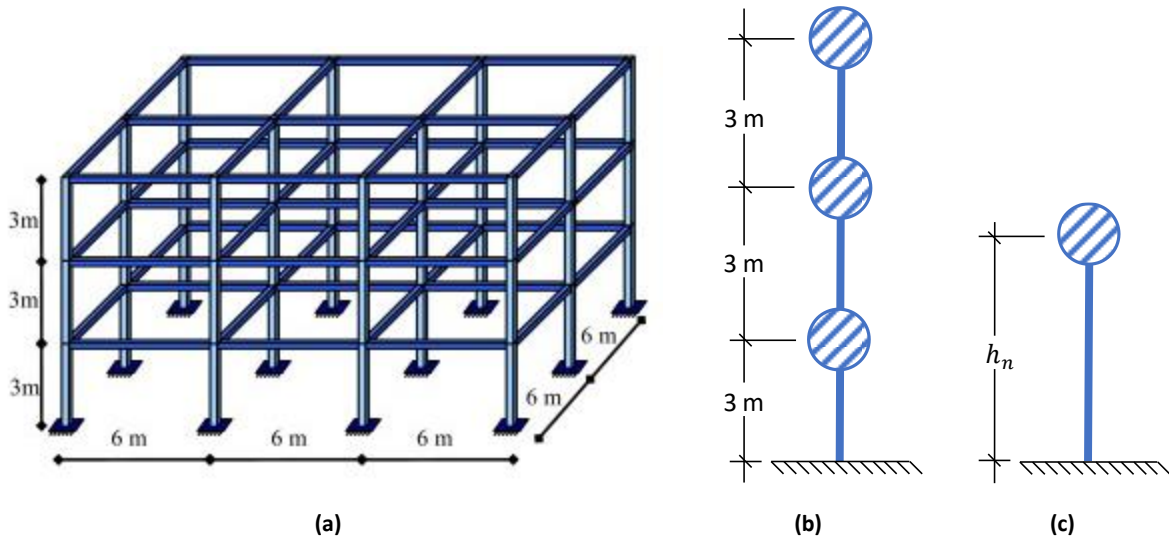


Figura 2.3 Tipos de modelo matemático existentes para una estructura de marcos de concreto reforzado de tres niveles: (a) modelo MDOF 3D, (b) modelo MDOF simplificado y (c) modelo SDOF.

2.3.5 Selección del parámetro indicador de intensidad sísmica

La evaluación sísmica necesita ser realizada a partir de una adecuada caracterización del movimiento del terreno, la cual será empleada para definir la demanda sísmica que afectará los edificios en estudio. El parámetro seleccionado debe de poder correlacionar el movimiento del terreno con el daño recibido por la estructura (Calvi et al., 2006).

Tradicionalmente la fuerza destructiva de los terremotos ha sido relacionada con la aceleración máxima del terreno (PGA). Sin embargo, este parámetro refleja muy poca información tanto de la acción sísmica como de los daños en edificios. Esto se debe a que otras características de los sismos, tales como el contenido frecuencial, la duración de la fase fuerte y la secuencia de los choques entre otros, pueden tener una influencia mucho más importante en la degradación de la estructura. Otros parámetros utilizados para representar la intensidad del movimiento sísmico son: la velocidad máxima (PGV) y el desplazamiento máximo (PGD) del terreno, la intensidad sísmica utilizando la Escala Macrosísmica Europea (EMS-98, European Macroseismic Scale) o la Escala de Mercalli Modificada (Bonett, 2003).

Otras propuestas han relacionado la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones a las respuestas espectrales obtenidas a partir del movimiento del terreno. En este sentido, Singhal y Kiremidjian (1995) han recomendado el uso de la aceleración espectral $S_a(T)$ como parámetro indicador de la intensidad sísmica, es decir, la aceleración espectral amortiguada al 5% en un período de vibración de la estructura de interés (generalmente se define para el período del primer modo de vibración).

2.3.6 Selección de la muestra de sismos representativos

Con el fin de cubrir todo el espectro del comportamiento estructural desde un comportamiento elástico, pasando por inelástico, hasta llegar al colapso global y tomar en cuenta la variabilidad inherente a los registros (variabilidad relacionada al mecanismo de falla de la fuente sísmica, efectos de la atenuación en su recorrido, efectos de sitio), un grupo de sismos debe de ser seleccionado y, de ser necesario, ser escalados hasta cierto nivel de intensidad sísmica (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

Los datos obtenidos pueden ser muy sensitivos a las características individuales de cada uno de los registros sísmicos empleados como dato de entrada, por lo tanto, se requiere la ejecución de varios análisis, utilizando diferentes registros de eventos sísmicos, para lograr una estimación confiable de la distribución probabilística de la respuesta estructural.

El número mínimo de registros que deben ser empleados para proporcionar una estimación adecuada de la capacidad media de la estructura depende grandemente del tipo de análisis a efectuar y de las características estructurales modeladas. Según el ATC-58 (FEMA P-58, 2012), para un análisis dinámico no lineal, el uso de 11 pares de movimientos sísmicos es recomendado (cada par involucra las dos componentes ortogonales del registro).

2.3.7 Definición de estados de daño

De acuerdo con el Comité VISION 2000 (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995), los estados de daño representan una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: 1) los daños físicos sobre los elementos estructurales y no estructurales, 2) el riesgo al que se encuentran expuestos los ocupantes de la estructura y 3) la funcionalidad de la estructura posterior al terremoto.

Puede decirse que los estados discretos de daño corresponden a una descripción cualitativa de los efectos producidos por un sismo sobre los elementos, los ocupantes y el funcionamiento de la estructura (Bonett, 2003).

En el caso de estructuras de concreto reforzado, Park, Ang y Wen (1987) proponen, a partir de los daños observados después de la ocurrencia de un sismo y mediante ensayos de laboratorio, considerar cinco estados de daño:

- Sin daño: en el peor de los casos se producen pequeñas fisuras en el concreto.
- Daño ligero: se producen grietas en varios elementos estructurales.
- Daño moderado: agrietamiento severo y se producen algunos desprendimientos del recubrimiento del concreto.
- Daño severo: aplastamiento del concreto y pérdida total del recubrimiento del acero de refuerzo.
- Colapso.

Anagnostopoulos, Petrovski y Bouwkamp (1989) sugieren una clasificación del daño basado en el nivel observado de la degradación de la estructura y en su disponibilidad para ser utilizada después del sismo y definen para ello tres categorías aplicables a estructuras de concreto reforzado y de mampostería confinada:

- Utilizable: los daños estructurales son leves, lo cual permite que la estructura pueda ser utilizada inmediatamente después de ocurrido el sismo.
- Temporalmente utilizable: los daños estructurales varían entre moderados y severos por lo que la estructura puede estar temporalmente inutilizable.
- Completamente inutilizable: los daños en la estructura son severos. Se puede producir el colapso parcial o total del edificio. La estructura no puede ser utilizada después del sismo.

Estudios como el FEMA 273 (ATC/BSSC, 1997) y el Comité VISION 2000 (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995) establecen estados de daño con descripciones en las que se involucran los daños a los elementos estructurales y no estructurales, aspectos relacionados a la funcionalidad de la estructura, los costos de reparación y el riesgo al que se encuentran expuestos los ocupantes.

El Comité VISION 2000 plantea la utilización de cinco estados de daño definidos como: daño despreciable, daño leve, daño moderado, daño severo y daño completo. En la Tabla 2.5 se describe cada uno de ellos.

Tabla 2.5 Control del daño y del desempeño de edificios (adaptado de VISION 2000 Report, 1995).

Estado de daño	Nivel de desempeño del edificio	Descripción
Despreciable	Completamente funcional	Las instalaciones continúan operando con un buen funcionamiento luego del sismo. Daños despreciables en los elementos estructurales y no estructurales.
Leve	Operacional	La mayoría de los sistemas operacionales pueden ser reestablecidos inmediatamente. Reparaciones son requeridas para reestablecer algunas funciones no esenciales. La estructura es segura para ser utilizada inmediatamente luego del sismo.
Moderado	Protección de la vida humana	Algunos sistemas, funciones y bienes materiales del edificio no han sufrido daño. La seguridad de la vida humana está asegurada. La estructura presenta daños, pero se mantiene estable. No existe el peligro de objetos que puedan caer sobre los ocupantes.
Severo	Próximo al colapso	El daño estructural del edificio es severo, pero el colapso está prevenido. Existe el peligro de que elementos no estructurales puedan caer sobre los ocupantes.
Completo	Colapso	Colapso estructural completo. Las particiones y los elementos estructurales primarios han colapsado.

En la Tabla 2.6 se resume la descripción para cada uno de los niveles de daño que presenta FEMA 274 para la caracterización del desempeño de los edificios ante los eventos sísmicos definidos como: daño severo, daño moderado, daño leve y daño muy leve.

Tabla 2.6 Control del daño y del desempeño de edificios (adaptado de FEMA 273, 1997).






	Niveles de desempeño del edificio			
	Nivel de prevención del colapso	Nivel de seguridad para la vida humana	Nivel de ocupación inmediata	Nivel operacional
Daño observado en la estructura	Severo	Moderado	Leve	Muy leve
Comportamiento general de la estructura	Hay poca resistencia y rigidez residual pero las columnas y muros siguen operacionales. Derivas excesivas y permanentes. Algunas salidas están bloqueadas. Paredes y parapetos han fallado o están a punto de hacerlo. El edificio está a punto de colapsar.	Hay resistencia y rigidez residual en todos los pisos. Los sistemas estructurales resistentes a cargas gravitacionales están funcionales. Las paredes no exhiben fallas fuera del plano. Se presentan derivas permanentes. Hay daño en sistemas de particiones. El edificio se puede encontrar más allá de una reparación económica.	No hay derivas permanentes. La estructura mantiene sustancialmente su resistencia y rigidez original. Agrietamientos menores en fachadas, particiones y elementos estructurales. Los ascensores pueden ser utilizados y los sistemas contra incendios son operacionales.	No hay derivas permanentes. La estructura mantiene sustancialmente su resistencia y rigidez original. Agrietamientos menores en fachadas, particiones y elementos estructurales. Todos los elementos importantes para que la estructura opere normalmente son funcionales.
Comportamiento de los elementos no estructurales	Daño extensivo.	Muchas sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos se encuentran dañados.	Todo el equipamiento y los bienes materiales están generalmente seguros, pero podrían no funcionar debido a fallas mecánicas o falta de utilidades.	Ocurren daños despreciables. Las instalaciones eléctricas y otras utilidades siguen disponibles.

Para el daño completo o estado de colapso, el ATC-58 (FEMA P-58, 2012) proporciona definiciones diferentes dependiendo de las distintas posibilidades de los mecanismos de colapso que pueda exhibir la estructura ante la demanda sísmica; de acuerdo con el estudio, el colapso puede definirse si ocurre alguno de los siguientes casos:

- Ocurre Inestabilidad en el análisis.
- La deriva de entrepiso excede los límites de colapso no simulados.
- La deriva de entrepiso excede valores en el que el modelo analítico ya no se considera fiable.

Vale la pena mencionar que estas definiciones de los mecanismos de colapso se evaluaron basándose en el análisis de marcos de concreto reforzado solamente. La Tabla 2.7 proporciona cierta definición de diferentes mecanismos de Colapso según ATC-58.

Tabla 2.7 Definición de diferentes mecanismos de colapso según ATC-58 (FEMA P-58, 2012).

Ilustración gráfica	Mecanismo de colapso	Descripción
	Estructura sin ningún tipo de daño	
	Mecanismo de falla del primer piso	Colapso del primer piso en el cual el 100% del área de piso está reducida, pero no la del segundo piso.
	Mecanismo de falla del segundo piso	Colapso del segundo piso en el cual el 100% del área de piso está reducida, pero no la del primer piso.
	Mecanismo de falla de múltiples pisos	Colapso total del 100% de los pisos del edificio.
	Falla por cortante de las columnas del segundo piso	Colapso parcial del segundo piso en el cual posiblemente un 40% del área de la losa de nivel está sujeta a una reducción espacial

2.3.8 Selección del parámetro indicador del daño

Una vez definidos adecuadamente los estados de daño que describen el comportamiento de la estructura a medida que progresa la demanda sísmica resulta necesario definir la forma en que estos estados de daño serán evaluados a partir del análisis de los modelos matemáticos. Por tanto, se requiere establecer apropiadamente parámetros indicadores de daño que diferencien claramente cada uno de los estados de daño por medio de umbrales de los estados de daño; estas cantidades son intrínsecamente aleatorias que generalmente se supone que presentan una distribución lognormal y necesitan de un valor medio y un valor de dispersión para ser totalmente definidas.

Para cuantificar el daño a partir de la respuesta de la estructura calculada por medio del análisis del modelo matemático para una demanda sísmica particular pueden ser empleados diversos parámetros: deformaciones unitarias, curvaturas, rotaciones, desplazamientos, derivas de entrepiso, cortante basal, energía absorbida, energía disipada, etc.

Estudios como los de Park (1988), Kappos, Panagopoulos, Panagiotopoulos y Penelis (2006) o Barbat, Pujades y Lantada (2008) delimitan cada uno de los umbrales de los estados de daño en función del desplazamiento al que la estructura alcanza el nivel de fluencia y el nivel de resistencia última a partir de su curva de capacidad del modelo SDoF de la estructura (obtenida mediante la ejecución de un análisis estático incremental, pushover).

Park (1988) establece cuatro umbrales para los estados de daño (leve, moderado, extenso y completo) por lo que se deben definir cuatro estados límite. Estos valores son obtenidos a partir de los desplazamientos que generan respectivamente: primera fluencia (daño leve), fluencia del sistema elastoplástico equivalente con igual absorción de energía (daño moderado), carga máxima (daño extenso) y colapso (daño completo). La Figura 2.5 ilustra las definiciones anteriores.

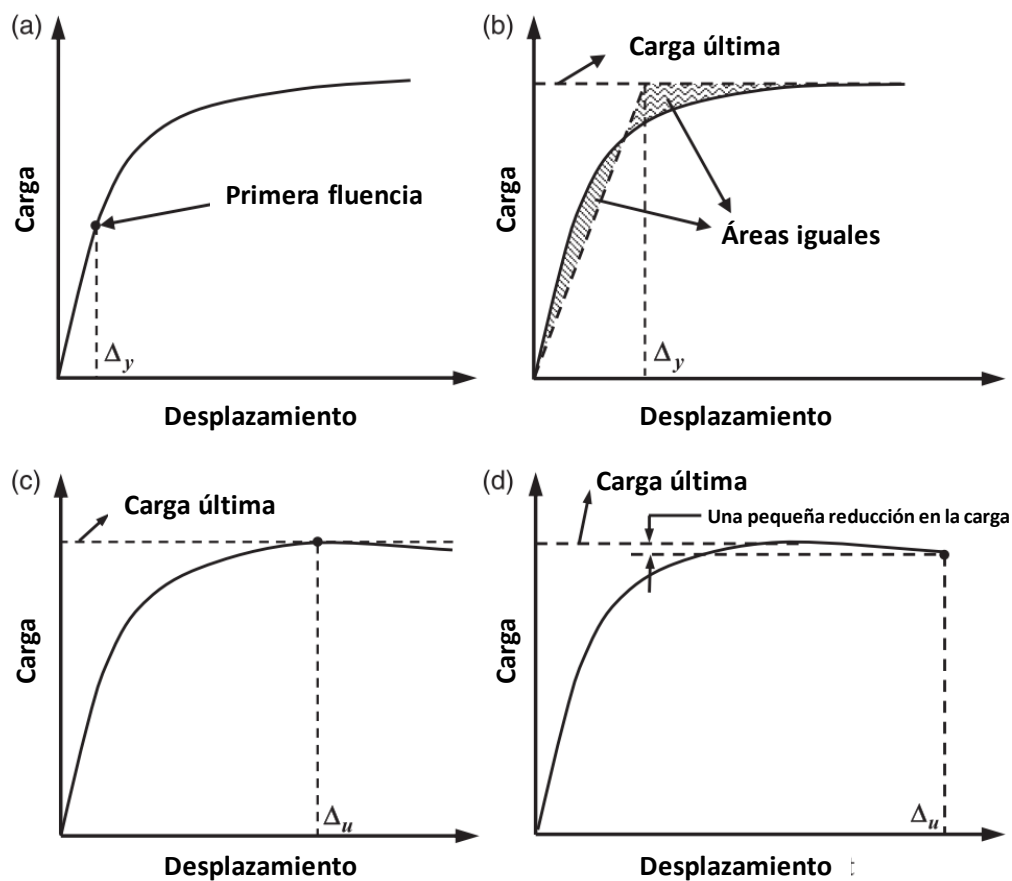


Figura 2.4 Estados límite de daño según Park (1998): a) daño leve, b) daño moderado, c) daño extenso, d) daño completo (adaptado de Frankie, Gencturk y Elnashai, 2013).

Kappos et al. (2006) definen cinco umbrales de los estados de daño para edificios de concreto reforzado con sistema estructural de marcos o sistema dual. Cada uno de los umbrales se define a partir del desplazamiento espectral de fluencia (S_{dy}) y el desplazamiento espectral último (S_{du}) para el sistema SDoF equivalente, tal como se detalla en la Tabla 2.8

Tabla 2.8 Definición de los umbrales de estados de daño para estructuras de marcos y sistemas duales de concreto reforzado (Kappos et al., 2006).

Umbral del estado de daño	Edificios de concreto reforzado	
	Sistema de marcos	Sistema dual
Leve	$0.7S_{dy}$	$0.7S_{dy}$
Moderado	$S_{dy} + 0.05(S_{du} - S_{dy})$	$S_{dy} + 0.05(S_{du} - S_{dy})$
Severo	$S_{dy} + (1/3)(S_{du} - S_{dy}) \sim S_{dy} + (1/2)(S_{du} - S_{dy})$	$S_{dy} + (2/3)(S_{du} - S_{dy}) \sim 0.9S_{du}$
Muy severo	$S_{dy} + (2/3)(S_{du} - S_{dy})$	S_{du}
Colapso	S_{du}	$1.3S_{du}$

Según Barbat et al. (2008), cuatro umbrales de daño pueden ser determinados a partir de límites calculados en función del desplazamiento espectral de fluencia (D_y) y el desplazamiento espectral último (D_u). En la Tabla 2.9 se presentan las definiciones propuestas.

Tabla 2.9 Definición de los umbrales de estados de daño (Barbat et al., 2008).

Umbral del estado de daño	Definición
Leve	$0.7D_y$
Moderado	D_y
Severo	$D_y + 0.25(D_u - D_y)$
Completo	D_u

Así mismo, en los trabajos de Kircher, Nassar, Kostu y Holmes (1997), Calvi (1999), Panagiotakos y Fardis (2001) y Vielma, Barbat, Oller (2008), se ha propuesto utilizar las derivas de entrepiso como parámetro cuantificador del daño sísmico. En la Tabla 2.10 se muestran los valores de las derivas de entrepiso (δ) y su correspondiente estado de daño según lo definido por Vielma et al. (2008).

Tabla 2.10 Definición de los umbrales de estados de daño (adaptado de Vielma et al., 2008).

Estado límite	Parámetro
Sin daño	$0\% \leq \delta \leq 0.5\%$
De servicio	$0.5\% \leq \delta \leq 1.5\%$
Daños irreparables	$1.5\% \leq \delta \leq 2.5\%$
Daños extensos	$2.5\% \leq \delta < 3.0\%$
Prevención de colapso	$\delta = 3.0\%$

El Comité VISION 2000 propone, para cada uno de los estados límites propuestos en su estudio (referirse a la Tabla 2.5), una correlación entre el porcentaje de la deriva de entrepiso (ID) de la estructura y los umbrales de estos estados de daño. Los porcentajes de deriva de entrepiso se diferencia entre deriva instantánea (deriva máxima que experimenta la estructura durante el tiempo en que se ve sometida al evento sísmico) y deriva permanente. La Tabla 2.11 resume tales resultados.

Tabla 2.11 Deriva de entrepiso asociada a los umbrales de daño (VISION 2000 Report, 1995).

Parámetro	Estados límite de daño global en el edificio				
	Despreciable	Leve	Moderado	Severo	Completo
Deriva instantánea	ID < 0.2%	0.2% < ID < 0.5%	0.5% < ID < 1.5%	1.5% < ID < 2.5%	ID > 2.5%
Deriva permanente	Despreciable	Despreciable	ID < 0.5%	0.5% < ID < 2.5%	ID > 2.5%

2.3.9 Combinación y concordancia del modelo matemático con el tipo de análisis

Como ha podido apreciarse, existen distintas alternativas en la elección del modelo matemático que represente a la tipología de estructuras en estudio y diferentes tipos de análisis que pueden ser efectuados. Se hace evidente que la exactitud y el nivel de incertidumbre dependerán directamente del nivel de complejidad o simplificación que el analista decida elegir en la realización de la evaluación de la vulnerabilidad. No obstante, a mayor grado de refinamiento tanto del modelo como del método de análisis, el esfuerzo de cálculo computacional aumenta (ver Figura 2.5). La mejor concordancia entre el nivel de refinamiento entre el modelamiento estructural y el procedimiento de análisis es deseable y se encuentra ilustrada a lo largo de la diagonal principal de la matriz de la Figura 2.5. Elegir una herramienta analítica muy sofisticada pero un modelamiento muy básico puede llevar a una falsa sensación de precisión y fiabilidad en los análisis, algo de lo que el analista deberá de ser consciente (Meslem y D'Ayala, 2013; D'Ayala y Meslem, 2013).

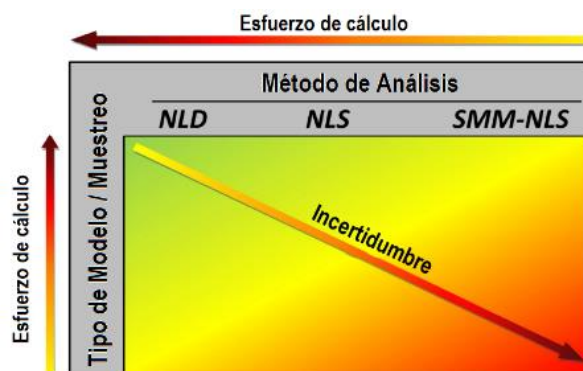


Figura 2.5 Combinación y Concordancia del tipo de modelo matemático con el tipo de análisis (D'Ayala et al., 2015).

2.4 Evaluación de la vulnerabilidad por medio del análisis dinámico no lineal incremental

2.4.1 Metodología del análisis dinámico no lineal incremental

El análisis dinámico incremental (IDA) es el equivalente dinámico a un análisis pushover y ha sido recomendado en el ATC-63 (FEMA P-695, 2008) y el ATC-58 (FEMA P-58, 2012). Este procedimiento puede ser implementado para cualquier tipología de edificio para estimar las diferentes capacidades medianas. Se debe tener en cuenta que la implementación de un IDA requiere la definición de un completo comportamiento histerético de los materiales y la repetición del análisis para un gran número de registros acelerográficos. Dependiendo del nivel de complejidad y del tipo de material del edificio la duración del tiempo requerido para realizar un proceso computacional puede ser muy significativo (D'Ayala et al., 2015).

De acuerdo con Vamvatsikos y Cornell (2002), el análisis dinámico incremental es un método integral para extraer la distribución condicional de la respuesta estructural (por ejemplo, derivas de entrepiso máximas o aceleraciones máximas de cada piso del edificio), a partir de diferentes niveles de la demanda sísmica, desde un comportamiento elástico hasta el colapso global. Esto se logra sometiendo un modelo estructural a un análisis no lineal tiempo-historia bajo una serie de acelerogramas de eventos sísmicos los cuales son escalados de forma creciente para cada medida de intensidad hasta que se alcanza el colapso (ver Figura 2.6).

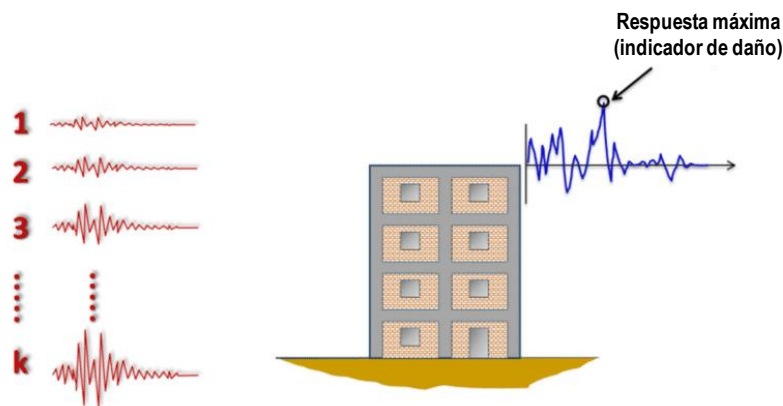


Figura 2.6 Análisis dinámico incremental usando escalado de los eventos sísmicos para obtener respuestas máximas (adaptado de D'Ayala et al., 2015).

En cuanto a la aplicación del procedimiento, para cada sismo seleccionado se debe incrementar su amplitud y realizar un análisis no lineal tiempo-historia hasta que se produzca alguna condición de colapso: ocurre inestabilidad numérica en el análisis, la deriva de un piso excede los valores límites de colapso no simulados o existe un gran aumento en la deriva de un piso asociado con pequeños incrementos en la aceleración espectral (D'Ayala et al., 2015). Para cada uno de los análisis tiempo historia se registra la respuesta máxima de la estructura, la cual debe de ser un parámetro consistente con el indicador de daño seleccionado, y se plotea en un gráfico que relaciona este resultado con el parámetro indicador de la medida de intensidad (ver Figura 2.7)

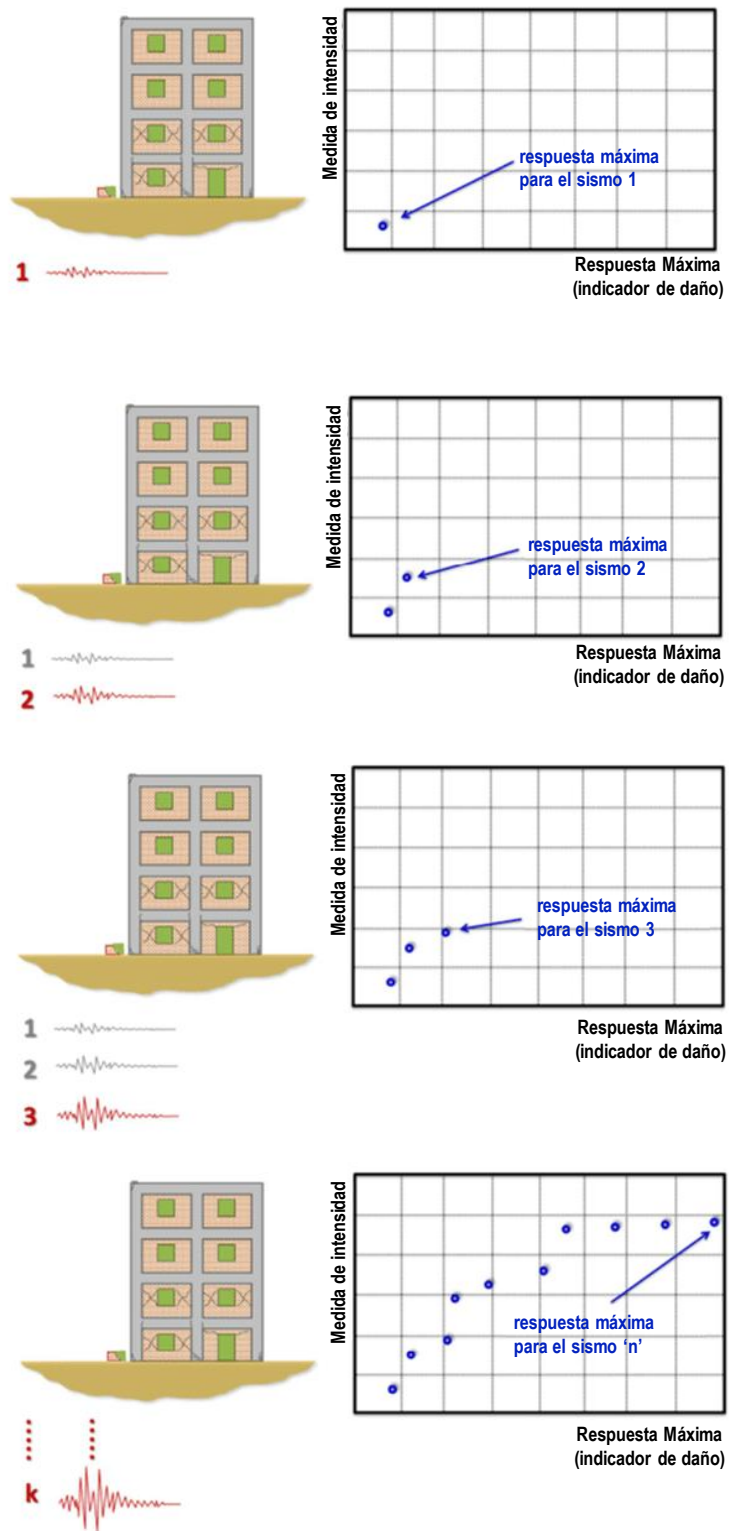


Figura 2.7 Detalle de los resultados obtenidos por medio del análisis dinámico incremental (adaptado de D'Ayala et al., 2015).

Como se muestra en la Figura 2.7, la información de salida del IDA es un conjunto de puntos discretos de la respuesta estructural, en función del indicador de daño, contra al parámetro indicador de la medida de intensidad; por ejemplo, la deriva máxima de entrepiso contra la aceleración espectral del primer modo $S_a(T_1)$, respectivamente.

Una vez obtenidos todos los puntos discretos del análisis dinámico incremental para un mismo registro acelerográfico se procede a definir una curva continua de estos puntos; a esta curva se le conoce como curva IDA, y para obtenerla se utiliza la técnica de interpolación por splines cúbicos (D'Ayala et al., 2015) como se ilustra en la Figura 2.8.

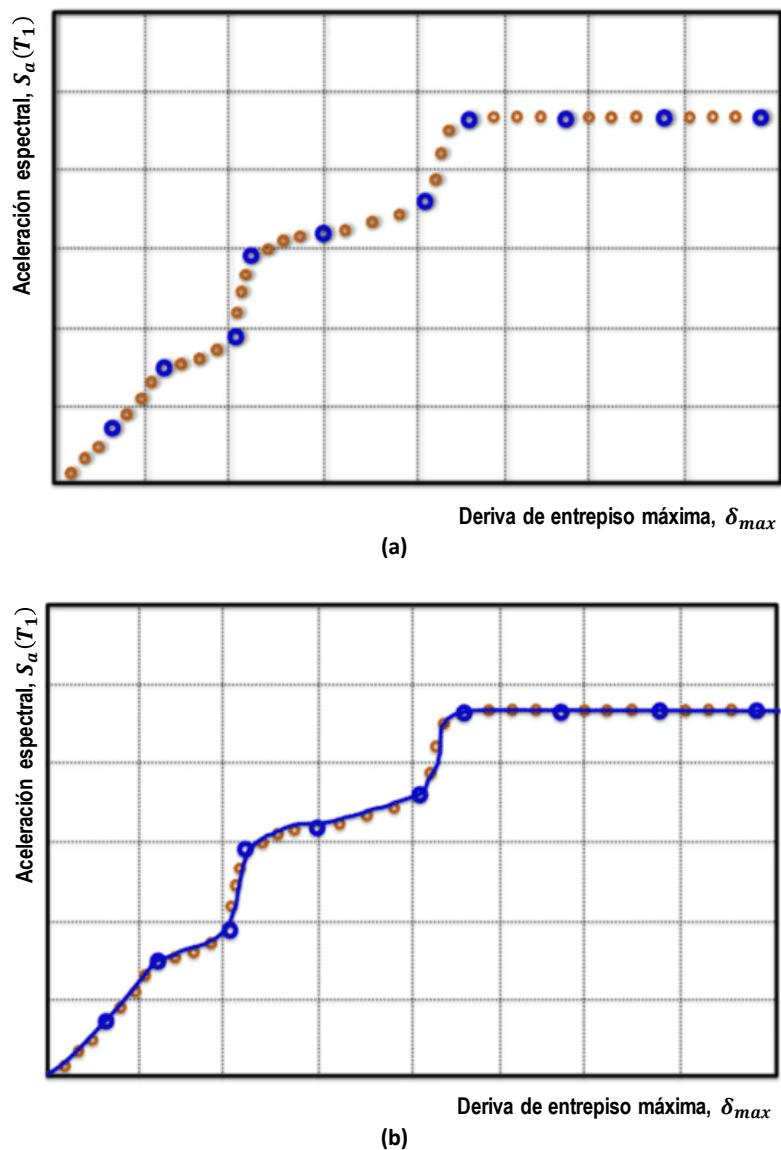


Figura 2.8 Generación de la curva IDA mediante interpolación por splines cúbicos: a) puntos discretos obtenidos del análisis incremental dinámico y b) curva IDA (adaptado de D'Ayala et al., 2015).

El proceso antes descrito se repite para cada uno de los registros seleccionados como demanda sísmica con el objetivo de obtener curvas IDA para cada uno de ellos (ver Figura 2.9).

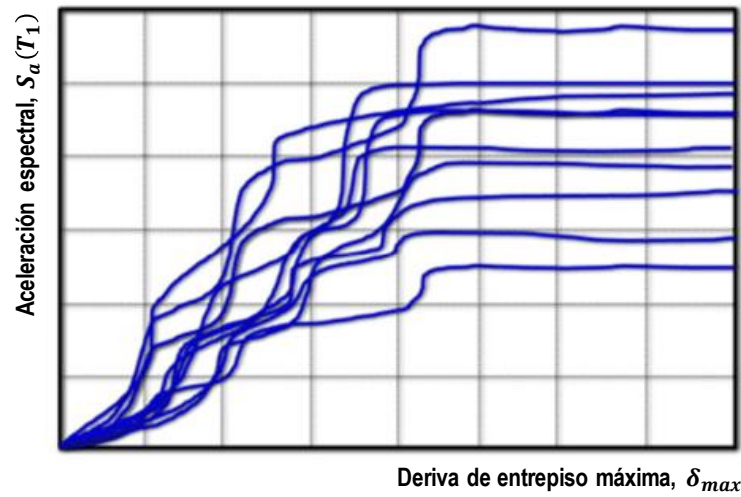


Figura 2.9 Curvas IDA obtenidas para cada sismo seleccionado como demanda sísmica (adaptado de D’Ayala et al., 2015).

2.4.2 Obtención de curvas de fragilidad

Luego de haber concluido el análisis de los modelos matemáticos de acuerdo a los parámetros descritos anteriormente, se procede al procesamiento de los resultados obtenidos para evaluar la respuesta de la estructura ante la demanda sísmica con el fin de definir funciones de vulnerabilidad que sirvan para generar curvas de fragilidad o matrices de probabilidad de daño.

Tanto el proyecto HAZUS’99 (FEMA, 1999) como el proyecto RISK-UE (Milutinovic et al., 2003) suponen que, para los estados de daño distintos del nulo, las curvas de fragilidad siguen una distribución de probabilidad lognormal, lo cual permite definir cada curva mediante dos parámetros estadísticos: un valor medio y un valor de dispersión, con lo cual se puede establecer una función de fragilidad expresada como:

$$P[d \geq d_i] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{d_i}} \ln \left(\frac{IM}{IM_{d_i}} \right) \right] \quad (2.1)$$

donde $\Phi[\cdot]$ es la función de distribución normal estándar acumulada, d es el nivel de daño esperado, IM es la variable que define la medida de intensidad, mientras que IM_{d_i} , β_{d_i} y $P[d \geq d_i]$ representan, respectivamente, el valor medio, el valor de la medida de dispersión y la probabilidad de que el estado de daño d en la estructura supere un daño discreto d_i correspondientes al i -ésimo estado de daño definido para el análisis.

Para obtener los valores de los parámetros estadísticos de la función de fragilidad existen diversas alternativas. Para los fines de esta investigación se empleará una metodología enfocada

específicamente al procesamiento de los datos obtenidos a partir de un método de análisis dinámico incremental, de acuerdo a lo propuesto por Baker (2015) y D’Ayala et al. (2015).

Como se discutió anteriormente, los resultados de la respuesta de la estructura para cada uno de los registros empleados como demanda son plotados en un gráfico que relaciona el parámetro indicador de daño contra el parámetro indicador de la medida de intensidad (referirse a la Figura 2.9). A partir de estos resultados, se evalúa el valor de la medida de intensidad que exhibe cada una de las curvas IDA para un estado límite de daño particular (d), tal como se muestra en la Figura 2.10. La función de fragilidad puede calcularse evaluando el logaritmo de cada uno de estos valores (se sugiere el uso de logaritmo natural) y calcularse la mediana (θ) y la desviación estándar (β) por medio de las siguientes expresiones (Ibarra y Krawinkler, 2005):

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (2.2a)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\ln \left(\frac{IM_i}{\theta} \right) \right]^2} \quad (2.2b)$$

donde n es el número de sismos considerados e IM_i es el valor de la medida de intensidad asociado con el nivel de daño d para el i -ésimo evento sísmico.

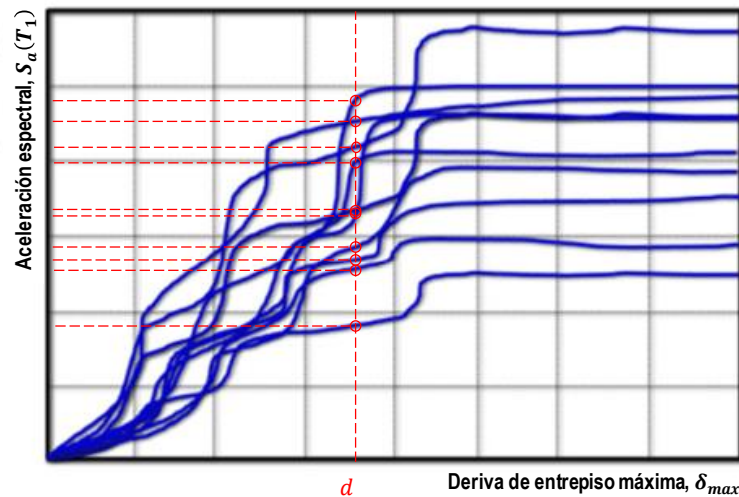


Figura 2.10 Ilustración de la obtención de valores de intensidad de cada curva IDA para un estado límite de daño particular (adaptado de D’Ayala et al., 2015).

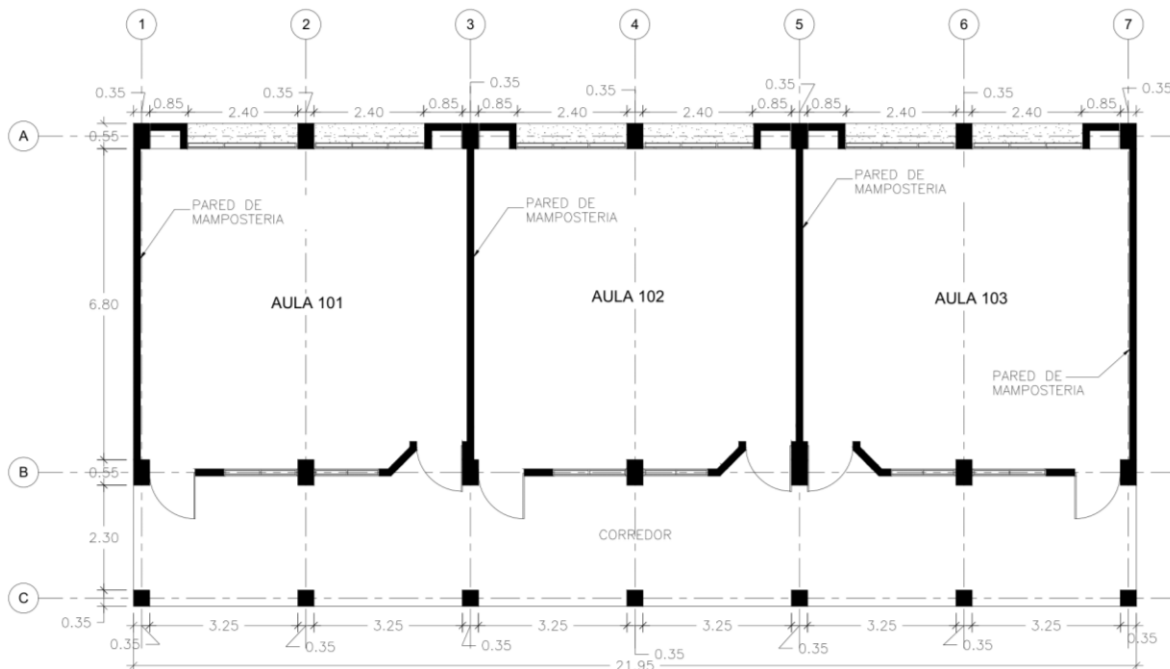
Se hace notar que la media del $\ln IM$ es igual a la mediana de IM para el caso de que IM tenga una distribución lognormal, es por esta razón que calcular la media de esta manera (Ecuación 2.2a) produce un valor adecuado de θ (Baker, 2015).

3. MODELOS MATEMÁTICOS PARA EL ANÁLISIS

3.1 Definición de edificios índice

3.1.1 Descripción de la tipología

La tipología estructural a evaluar consiste en edificaciones que en el sentido transversal presentan un sistema dual compuesto por marcos de concreto con detallado especial que integran entre ejes alternos sendas paredes de mampostería reforzada de bloques de concreto. En el sentido longitudinal el sistema estructural resistente consta únicamente de marcos de concreto con detallado especial, hallándose las paredes desligadas y teniendo una función no estructural. El tipo de edificación consta en todos los casos de dos niveles (un solo diafragma rígido). Se ilustra en la Figura 3.1, la configuración de elementos estructurales típica de un edificio con 6 claros en la dirección longitudinal.

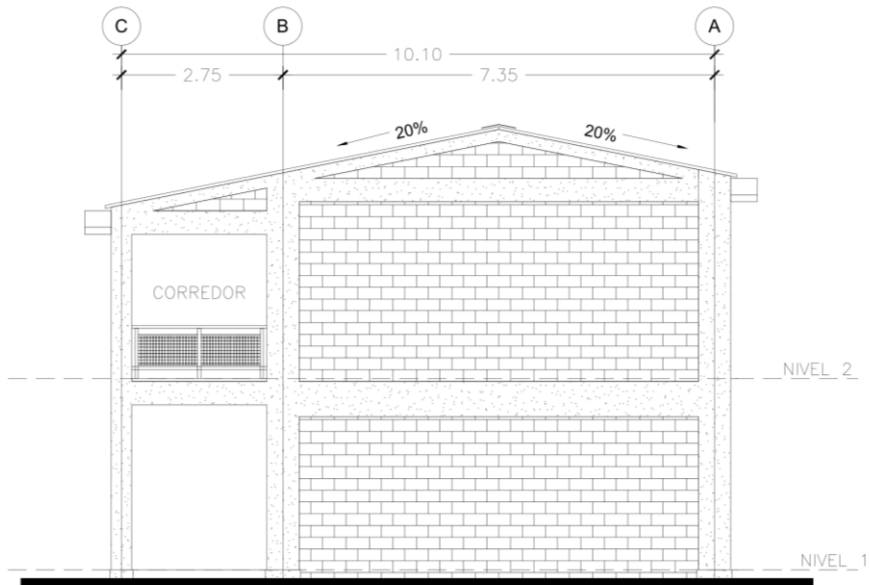


PLANTA TIPO-- Primer Nivel

Figura 3.1 Configuración estructural típica de los edificios bajo estudio.



ELEVACION FRONTAL TIPO



ELEVACION LATERAL TIPO

Figura 3.1 Configuración estructural típica de los edificios bajo estudio (continuación).

3.1.2 Descripción de los materiales

- **Concreto estructural:** Se trata en todos los casos de un concreto de peso volumétrico normal, con resistencias típicas especificadas de 3 ksi (210 kg/cm^2) y 4 ksi (280 kg/cm^2).
- **Acero de refuerzo:** El acero especificado es del tipo ASTM A615 con variaciones de resistencia de 40 ksi (2800 kg/cm^2) y 60 ksi (4200 kg/cm^2).

- **Mampostería de bloque de concreto:** Los bloques de concreto especificados en planos para estas estructuras son de peso normal y tanto en dimensiones, espesores de membranas en las unidades, requisitos de absorción de agua y resistencia a la compresión, deben cumplir con las normas ASTM C90.

3.1.3 Definición de edificios índice

El objeto de estudio de esta investigación es un tipo de edificación con características bien definidas y cuyas variaciones no generan un nivel de heterogeneidad demasiado grande, no se trata del estudio de una tipología demasiado amplia, dado que involucra algunas características que son constantes como el hecho de tratarse de estructuras exclusivamente de dos niveles y con una configuración estructural y geométrica similar en todos los casos.

Habiendo tenido como insumo para este trabajo, la información razonablemente completa de una muestra de 354 centros escolares, dentro de los cuales 55 resultaron con la tipología de estudio. Dado que se contó con un número limitado de estructuras como muestra, en lugar de usar un procesamiento estadístico para seleccionar de entre ellas los edificios índices, se recurrió en este punto al criterio ingenieril de diseñadores experimentados, concedores de las prácticas constructivas y de diseño usuales en El Salvador y de entre ellas se seleccionaron 3 edificaciones típicas que resultaron ser las que más se repitieron dentro de la muestra, esta primera división se hizo basándose en la variación del número ejes en el sentido longitudinal de la estructura, catalogándolas en edificaciones de 5, 7 y 9 ejes paralelos. La siguiente subdivisión para cada una de las 3 anteriores, se basó en la variación algunas características típicas observadas como fueron: luces libres en el sentido transversal, separación de marcos en el sentido longitudinal, y alturas de entrepiso. Luego sobre cada una de las 6 variaciones obtenidas, se realizó una nueva subdivisión que abarcara las combinaciones más recurrentes de resistencias del acero de refuerzo y el concreto de los elementos estructurales. Del proceso antes descrito se obtuvieron 12 edificaciones tipo que son las que se utilizaron en este estudio como edificios índice (ver Figura 3.2 y Figura 3.3).

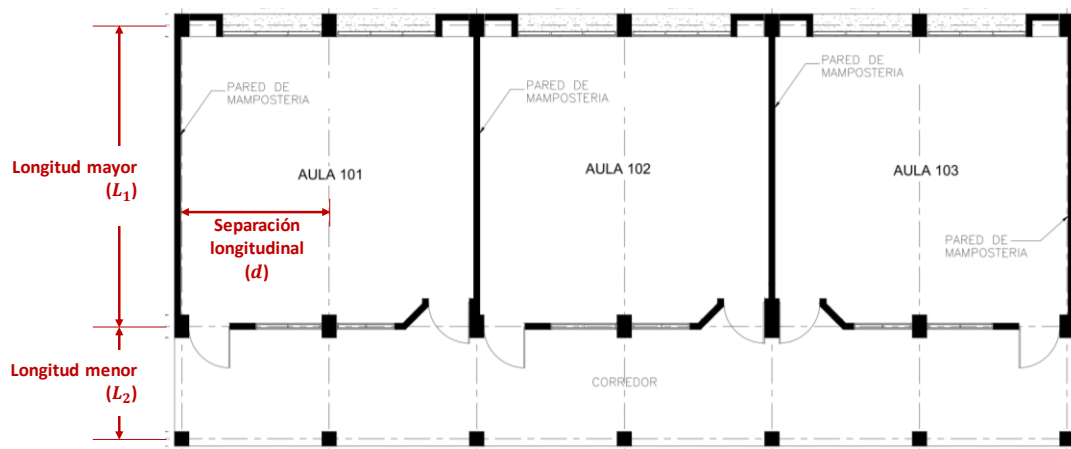


Figura 3.2 Parámetros geométricos en planta para la definición de edificios índice.

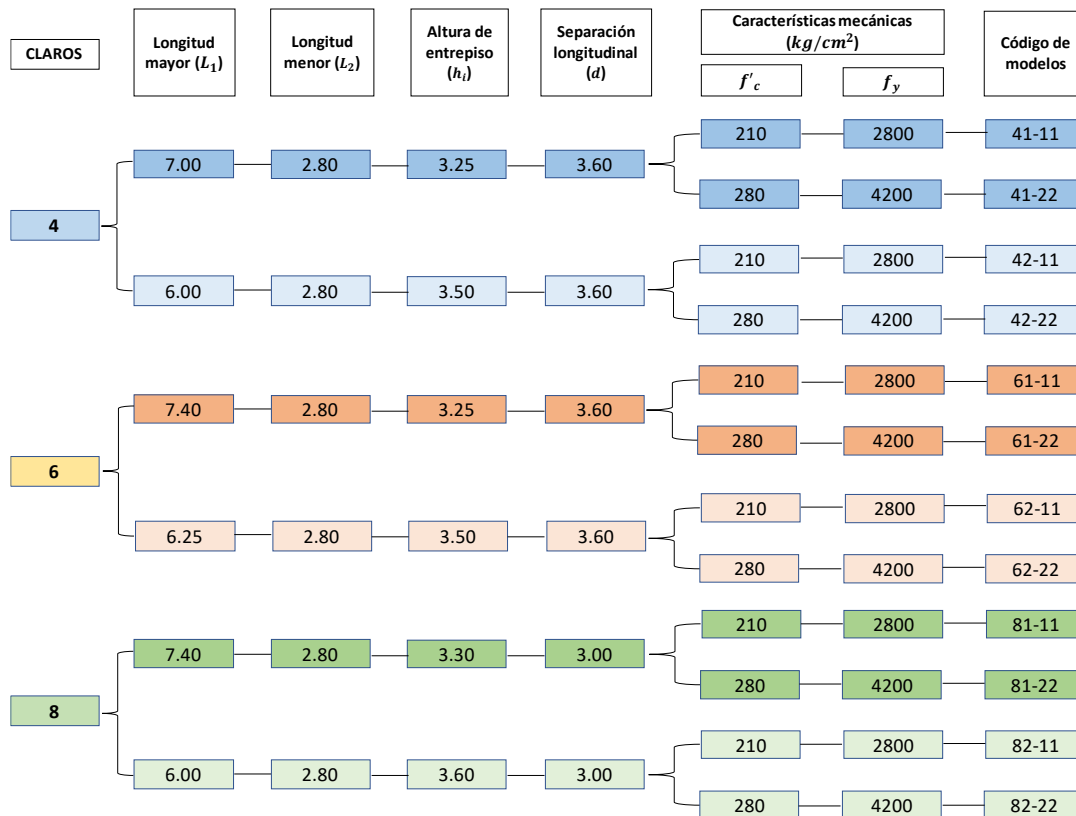


Figura 3.3 Árbol de variaciones para los edificios índice empleados en el estudio.

3.2 Definición de componentes para el análisis y selección del tipo de modelo analítico

El modelo matemático implementado en este estudio es un modelo tridimensional con múltiples grados de libertad que permite definir el comportamiento no lineal de los materiales para efectuar un análisis post elástico ante las solicitaciones dinámicas inducidas por sismo. Se consideraron como elementos resistentes en la estructura, las columnas, las vigas y las paredes en la dirección transversal que se encuentran integradas a las columnas. Dada la regularidad de la estructura y el tipo de losa de entrepiso, se asignó un diafragma rígido, lo que limita los efectos de torsión. El modelo de elementos estructurales se limita al nivel del diafragma, todos los componentes del segundo nivel han sido considerados únicamente como masa adicional concentrada a nivel de dicho diafragma.

3.3 Cargas empleadas en la modelación

Las cargas empleadas en los modelos índices fueron seleccionadas conforme a los detalles expuestos en los planos recabados y a lo establecido en las normativas salvadoreñas relacionadas a la práctica del diseño de este tipo de edificaciones en El Salvador. En los siguientes incisos se detallan las cargas muertas y vivas que fueron consideradas en los análisis.

3.3.1 Cargas muertas

• Paredes de mampostería de bloque de 15 cm:	263 kg/m ²
• Losa Aligerada de entrepiso :	260 kg/m ²
• Sobrelosa de nivelación:	120 kg/m ²
• Baldosas de piso:	40 kg/m ²
• Instalaciones Eléctricas	15 kg/m ²
• Lámina de techo, cielo falso y polines	25 kg/m ²
• Ventanas	25 kg/m ²
• Puertas	20 kg/m ²
• Vigas de techo de alma abierta	24 kg/ml
• Estructuras de concreto reforzado	2400 kg/m ³

3.3.2 Cargas vivas

• Carga viva de entrepiso para centros educativos:	250 kg/m ²
• Carga viva instantánea de techo:	0 kg/m ²

3.3.3 Combinación de Carga para el Análisis Dinámico No lineal Incremental

Para el caso del análisis dinámico no lineal, la carga gravitacional a utilizar es por lo general igual a la carga muerta de servicio y a una fracción de la carga viva de reglamento. La carga muerta debe incluir adicionalmente al peso de la estructura, el peso de los acabados y de los elementos no estructurales. La carga viva debe ser reducida únicamente a un porcentaje de la carga viva de diseño, lo anterior, primero para reflejar la baja probabilidad de que la carga viva nominal ocurra en un edificio respecto de la utilizada en el diseño; y segundo, para reflejar la baja probabilidad de que esta carga viva esté presente en su completa magnitud durante la ocurrencia de un terremoto. Generalmente, el primero de estos dos efectos puede ser considerado aplicando una reducción de la carga viva de 0.40, y el segundo mediante la aplicación de un factor de 0.50 (como se aplica a la evaluación de otros fenómenos extremos). El resultado del factor de carga es:

$$0.40 \times 0.50 = 0.20$$

el cual debe ser aplicado a la carga viva nominal de diseño (Applied Technology Council, 2010).

Luego, la combinación de carga utilizada para cada uno de los análisis dinámicos no lineales será (Applied Technology Council, 2010):

$$1.0D + 0.2L$$

3.4 Descripción del software de análisis

Como software de análisis para este estudio se seleccionó el programa Seismosoft [2013] "SeismoStruct v6 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures". Este es un programa basado en el método de Elementos Finitos que tiene la capacidad de determinar el comportamiento de marcos tridimensionales sometidos a cargas estáticas, permite un buen grado de refinamiento del análisis ya que tiene en cuenta las no linealidades geométricas y la inelasticidad propia de los materiales. Permite mediante una formulación co-rotacional, incluir el efecto no lineal de segundo orden (P-Delta) generado por grandes desplazamientos/rotaciones y grandes deformaciones independientes.

3.4.1 Tipo de plasticidad considerada

La no-linealidad en SeismoStruct se define utilizando elementos con plasticidad distribuida. Una discretización por fibras es utilizada para definir las secciones transversales de los elementos de los pórticos (ver Figura 3.4), y a cada fibra se le asocia una relación uniaxial de esfuerzo-deformación.

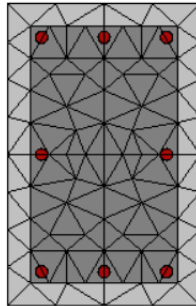


Figura 3.4 Sección de columna de pórtico discretizado en 150 fibras usando SeismoStruct v6.

El estado de esfuerzo-deformación de la sección de un elemento viga-columna se obtiene mediante la integración de la respuesta uniaxial no lineal del material en cada una de las fibras individuales en las cuales se ha subdividido la sección, de forma tal que se tiene en cuenta la propagación de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro y en la altura de la sección.

La utilización de plasticidad usando el método de fibras tiene como ventajas (Seismosoft [2013]):

- No requiere un análisis de la relación momento-curvatura previo a la definición de la sección.
- No requiere la definición de la respuesta histerética de cada elemento pues ésta queda definida en forma intrínseca al definir las leyes de no linealidad de los materiales que constituyen el elemento.
- Modelado directo de la interacción entre esfuerzo axial y momento flector (tanto para la resistencia como para la rigidez).

- Representación directa de la carga biaxial y de la interacción de la resistencia flexional en direcciones ortogonales.

3.4.2 Elemento inelástico basado en fuerzas

El Elemento basado en fuerzas denominado *infrmFB* en *SeismoStruct*, es un elemento 3D viga-columna que permite modelar miembros de pórticos espaciales con no-linealidades geométricas y de los materiales. El elemento *infrmFB* es usualmente la opción preferible, dado que generalmente no requiere la discretización del elemento (cada miembro se define con un solo elemento), lo cual conduce a la creación de modelos considerablemente más ligeros y que por lo tanto demandan menos recursos computacionales (y, por ende, consumen mucho menos tiempo en el análisis). El uso de un solo elemento por cada miembro estructural tiene como ventaja permitir el empleo del output de rotaciones de cuerda para llevar a cabo las verificaciones sísmicas según las normativas vigentes; por ejemplo, Eurocode 8, FEMA-356, ATC-40, etc (Seismosoft, 2013).

Al utilizar el elemento basado en fuerzas, el número mínimo sugerido de puntos de integración (IP) por cada elemento es 4, aunque suelen utilizarse usualmente entre 5 y 7. Lo anterior permite modelar las distintas cuantías de refuerzo a lo largo de un mismo elemento, permitiendo así una correspondencia biunívoca entre miembros estructurales (Seismosoft, 2013) (ver Figura 3.5). En el caso de los edificios índices seleccionados para este estudio, fue necesario para reflejar las variaciones en los armados de vigas, entre 6 y 7 puntos de integración y 5 para el caso de las columnas.

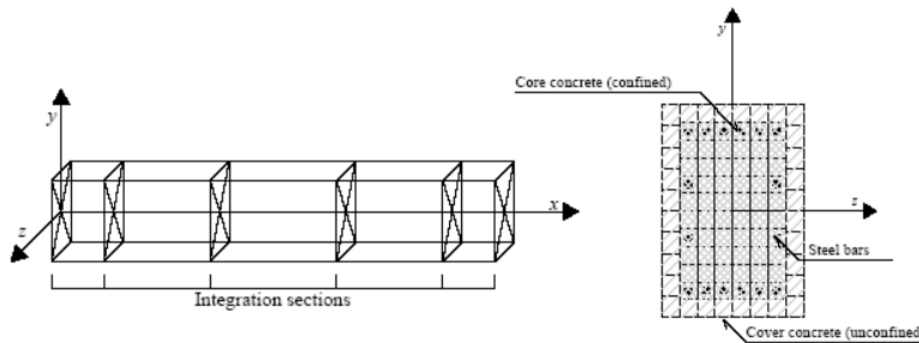


Figura 3.5 Secciones de integración de Gauss - Lobatto (Seismosoft, 2013)

3.4.3 Elemento inelástico infill panel

Se trata de un elemento de mampostería definido por cuatro nodos, desarrollado y programado inicialmente por Crisafulli (1997) e implementado en *SeismoStruct* por Blandon (2005), para el modelado de la respuesta no lineal de los paneles divisorios o de cerramiento (infill panels) en estructuras tipo pórtico. Cada panel es representado por seis bielas; cada dirección diagonal está caracterizada por dos bielas paralelas que transmiten la carga a través de dos esquinas opuestas

en diagonal, y por una tercera que transmite el corte desde la parte superior hacia la parte inferior del panel. Esta última biela sólo actúa a través de la diagonal que está en compresión, por lo que su "activación" depende de la deformación del panel. Las bielas con carga axial utilizan el modelo histerético para bielas de mampostería, mientras que la biela de corte utiliza un modelo histerético bi-lineal dedicado (Seismosoft, 2013) (ver Figura 3.6).

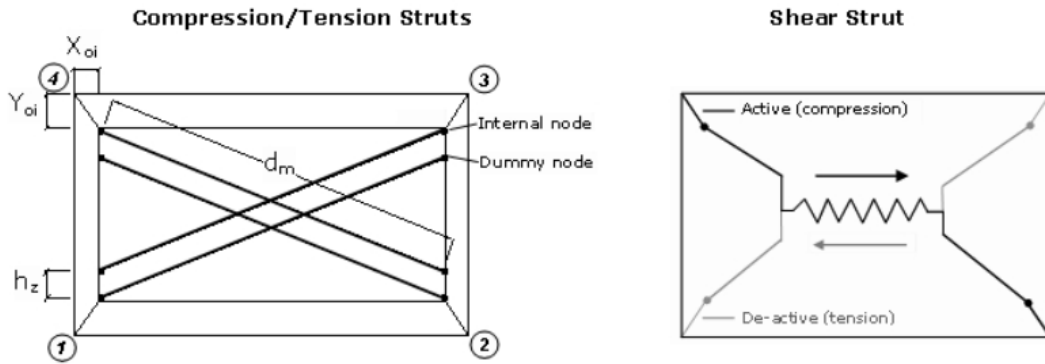


Figura 3.6 Bielas de carga del panel de mampostería en el modelo de infill panel (Seismosoft, 2013).

3.4.4 Modelo no lineal constitutivo del concreto reforzado

Como modelo de la no linealidad del concreto reforzado se utilizó el modelo de Mander para concreto confinado. Este es un modelo uniaxial de confinamiento constante que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al. (1988) y las leyes cíclicas propuestas por Martinez-Rueda y Elnashai (1997). Toma en cuenta el efecto de confinamiento provisto por la armadura transversal usando las leyes propuestas por Mander et al. (1988), en ellas se supone un esfuerzo de confinamiento constante para todo el rango de esfuerzos y deformaciones (Seismosoft, 2013) (ver figura 3.7).

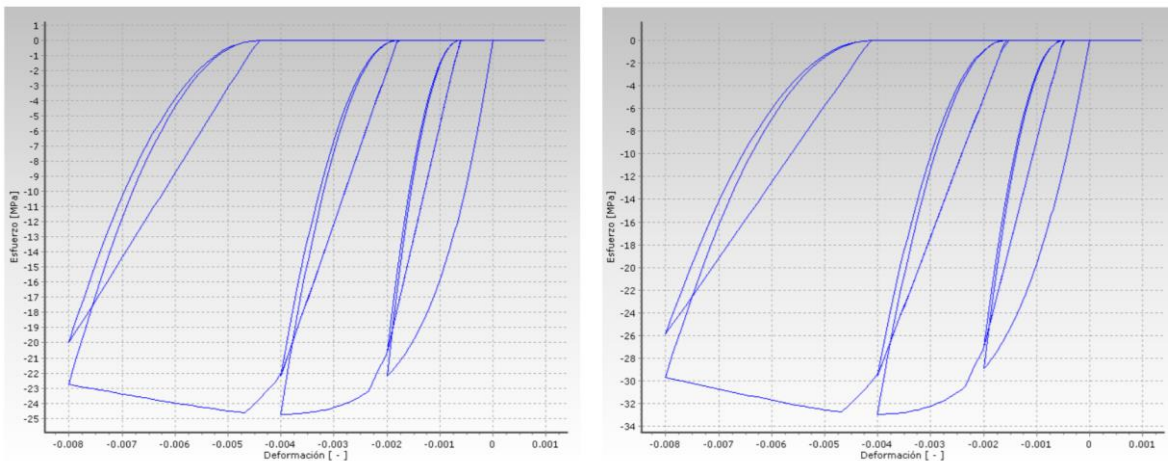


Figura 3.7 Modelo no Lineal de Mander et al. para concreto confinado de 3ksi y 4 ksi respectivamente (SeismoStruct v6).

3.4.5 Modelo no lineal constitutivo del acero de refuerzo

Se eligió para representar la no-linealidad del acero de refuerzo, el modelo uniaxial codificado por Yassin (1994) y actualizado por Monti et al. (1996) sobre las relaciones esfuerzo-deformación propuestas por Menegotto y Pinto (1973), adicionalmente incluye las leyes de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou et al. (1983); para mejorar la estabilidad y la precisión numérica bajo cargas sísmicas transitorias introduce una regla “de memoria” adicional propuesta por Fragiadakis et al. (2008) (Seismosoft, 2013) (ver Figura 3.8).

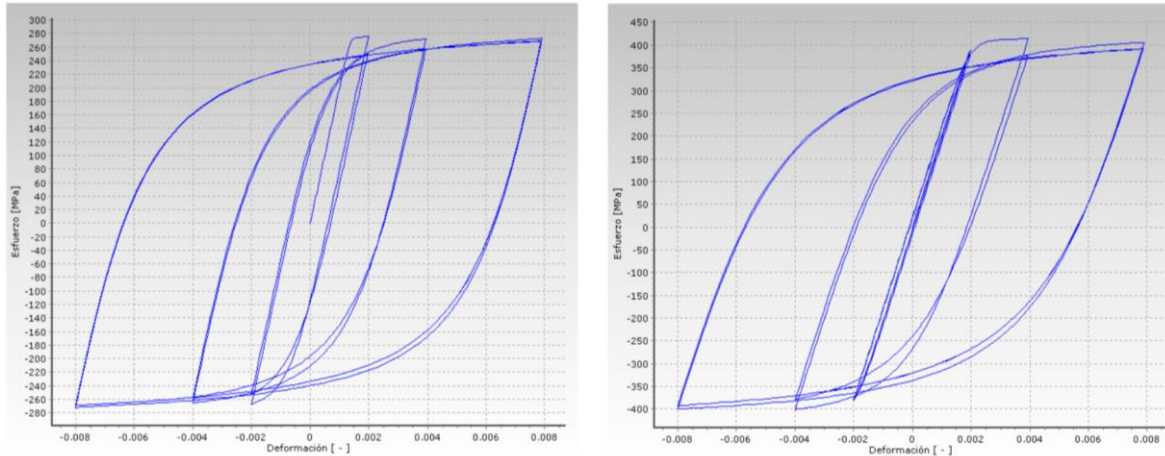


Figura 3.8 Modelo no lineal de Menegotto – Pinto para acero de refuerzo (SeismoStruct v6).

3.4.6 Modelo no lineal constitutivo de la mampostería

Dado que el comportamiento estructural de la mampostería depende además de un buen diseño y calidad del bloque, de otros aspectos como la mano de obra, un mortero adecuado y el nivel de supervisión, las leyes constitutivas del comportamiento no lineal de la mampostería utilizada para los modelos matemáticos de los edificios índices de este estudio fueron tomadas a partir de resultados obtenidos en modelos experimentales conforme a la práctica común en El Salvador, en este caso se utilizaron los resultados obtenidos en el Proyecto de Cooperación Técnica “Mejoramiento de la Tecnología para la construcción y difusión de la vivienda popular sismo-resistente” en su informe de resultados de la investigación del sistema constructivo bloque de concreto con refuerzo integral (Taishin 2008).

Dentro de los modelos estudiados en el Proyecto Taishin 2008, se eligió uno con las siguientes características: acero vertical # 3 a cada 60 cm, y una varilla #3 horizontal a cada 40 cm. El panel fue sometido a una carga cíclica incremental, con lo que se obtuvo una carga lateral máxima de 8.79 ton, a partir de lo cual se calculó una carga diagonal de 12.43 ton. Se consideró una sección transversal del puntal de carga de 0.124 m² que dio como resultado una resistencia a la compresión diagonal de 985 KPa. El módulo de elasticidad de acuerdo a los ensayos de laboratorio es de 80,791 kg/cm².

Para el resto de parámetros necesarios para definir apropiadamente el elemento infill panel descrito en el inciso 3.3.3, se empleó los requerimientos definidos por Crisafulli (1997). En la tabla 3.1 se muestra a manera de ejemplo, los valores empleados para definir el infill panel de uno de los modelos índices.

Tabla 3.1 Parámetros de definición de elemento infill panel sobre las leyes constitutivas del comportamiento no-lineal de la mampostería, calculados para uno de los edificios índices de este estudio.

Parámetro	Valor
Características geométricas del modelo	
Espesor de panel (t_w)	0.15 m
Peralte de viga (h_w)	0.60 m
Ancho de columna derecha (b_{cd})	0.55 m
Ancho de columna izquierda (b_{ci})	0.55 m
Altura de entrepiso (h_c)	3.50 m
Longitud de viga (l_v)	6.25 m
Altura de panel (h_w)	3.2 m
Longitud de panel (l_w)	5.7 m
Diagonal de pared (d_w)	6.5368 m
Ancho de puntal equivalente (b_w)	1.9066 m
Área inicial de puntal equivalente (A_1)	0.29 m ²
Área degradada de puntal equivalente (A_2)	0.4 A_1
Longitud de contacto equivalente	
Ancho 1 de columna (b_{c1})	0.55 m
Ancho 2 de columna (b_{c2})	0.35 m
Resistencia a la compresión del concreto (f'_c)	210 kg/cm ²
Módulo de elasticidad de mampostería (E_m)	7.93 × 10 ⁶ kPa
Módulo de elasticidad del concreto (E_c)	2.15 × 10 ⁷ kPa
Ángulo de diagonal de panel (θ)	0.511556 rad
Momento de inercia de columna (I_c)	4.85 × 10 ⁻³ m ⁴
Espesor de panel (t_w)	0.15 mm
Altura de panel (h_w)	3.2 m
Altura de entrepiso (h_c)	3.50 m
Longitud de contacto equivalente (h_z)	20.02 %

4. DEMANDA SÍSMICA Y SELECCIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS

4.1 Redes de registro acelerográfico en El Salvador

La primera red acelerográfica en El Salvador estaba bajo la dirección del Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG); red la cual ahora pertenece a la Dirección General del Observatorio Ambiental (DGOA) del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN). En total, el país cuenta con 4 redes acelerográficas:

- Red de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA).
- Red de la Dirección General del Observatorio Ambiental (DGOA).
- Estaciones de la Comisión Ejecutiva del Río Lempa (CEL).
- Estaciones de Geotérmicas Salvadoreñas (GESAL).

De las anteriores las más importantes por su distribución geográfica por todo el todo el territorio, destacan las redes de la UCA y del DGOA. En este trabajo se han utilizado registros obtenidos de estas dos redes; la distribución de sus estaciones a lo largo y ancho del territorio se muestra en la Figura 4.1.

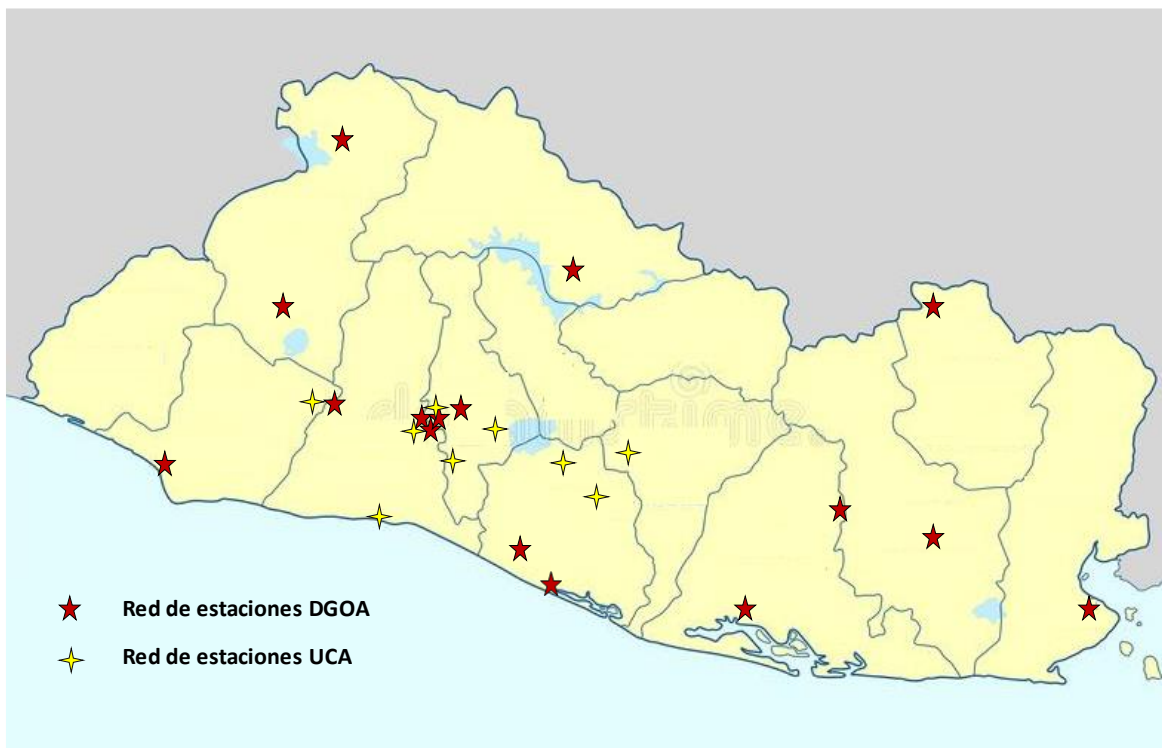


Figura 4.1 Distribución de las estaciones acelerográficas en el territorio de El Salvador de las redes DGOA y UCA.

4.2 Selección de registros acelerográficos

Dado que este es un estudio estadístico, es necesario capturar de la mejor forma la heterogeneidad de los escenarios sísmicos dentro del territorio nacional de El Salvador, el cual incluye diferentes tipos de movimientos: fuentes sismogénicas, características de contenido de frecuencias, intensidades y magnitudes, variaciones estratigráficas del suelo, etc. Se ha realizado la selección de 11 pares de registros acelerográficos según lo recomendado por ATC-58 (FEMA P-58, 2012), tratando de incluir en dicha selección los 4 eventos sísmicos más importantes de los que se tiene registro desde la década de los años ochenta hasta la época actual, incluyendo dos eventos de cadena volcánica y dos eventos de subducción. Dado que las edificaciones en análisis se hallan distribuidas por todo el territorio nacional, se seleccionaron distintos registros para cada evento para captar las diversas condiciones en diferentes zonas del país.

4.2.1 Registros acelerográficos seleccionados

Con base en los criterios detallados anteriormente, en la Tabla 4.1 se presenta el detalle de cada uno de los registros acelerográficos tomados en cuenta para el desarrollo del análisis de vulnerabilidad del grupo de estructuras bajo estudio.

Tabla 4.1 Serie de 11 registros acelerográficos seleccionados correspondientes a los 4 eventos sísmicos considerados en este Estudio.

Evento sísmico	Red acelerográfica	Estación	Código del evento
19 de junio de 1982	OBM-USGS	Observatorio	J82-OBM
10 de octubre de 1986	DGOA	Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG)	O86-CIG
		Hotel Camino Real (Sótano)	O86-HCR
		Instituto Geográfico Nacional (IGN)	O86-IGN
		Instituto de Vivienda Urbana (IVU)	O86-IVU
13 de enero de 2001	DGOA	Santiago de María	E01-STG
	UCA	Armenia	E01-ARM
		San Pedro Nonualco	E01-SPN
		Santa Tecla	E01-STC
13 de febrero de 2001	UCA	Tonacatepeque	F01-TNC
		Zacatecoluca	F01-ZCT

4.2.2 Espectros de respuesta

A continuación, en la Figura 4.2 se presentan los gráficos de los espectros de respuesta de aceleración para las dos componentes ortogonales de cada uno de los 11 registros seleccionados en el estudio. Los valores de aceleraciones espectrales se presentan en términos de g , donde g representa el valor de la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

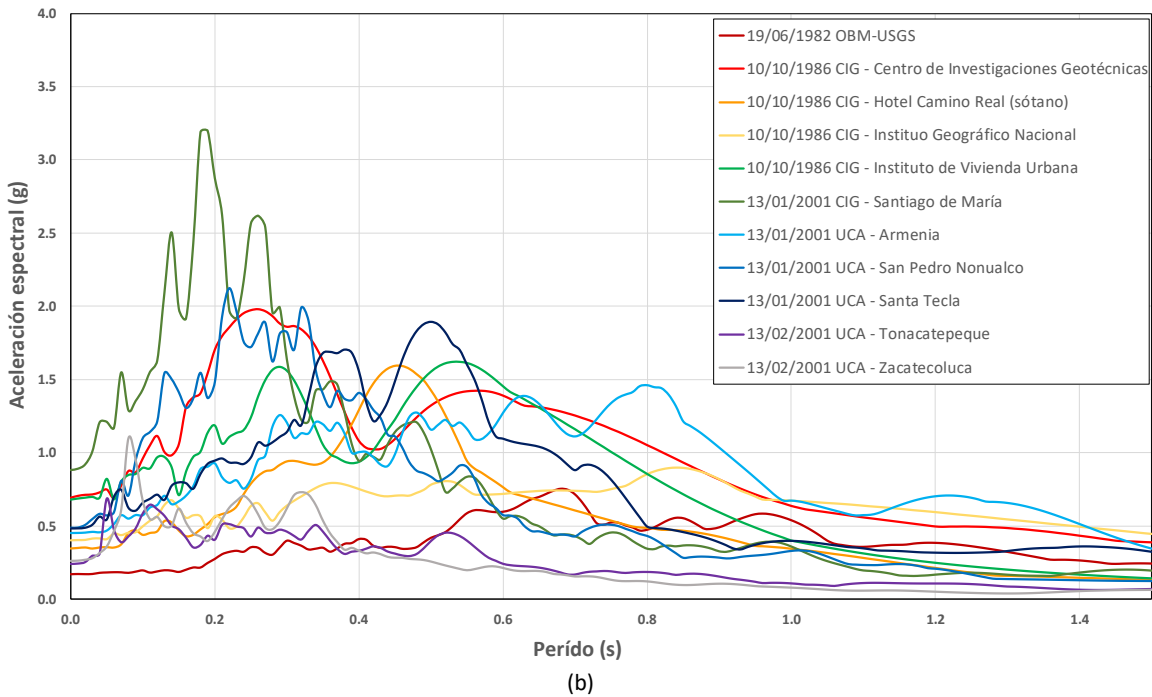
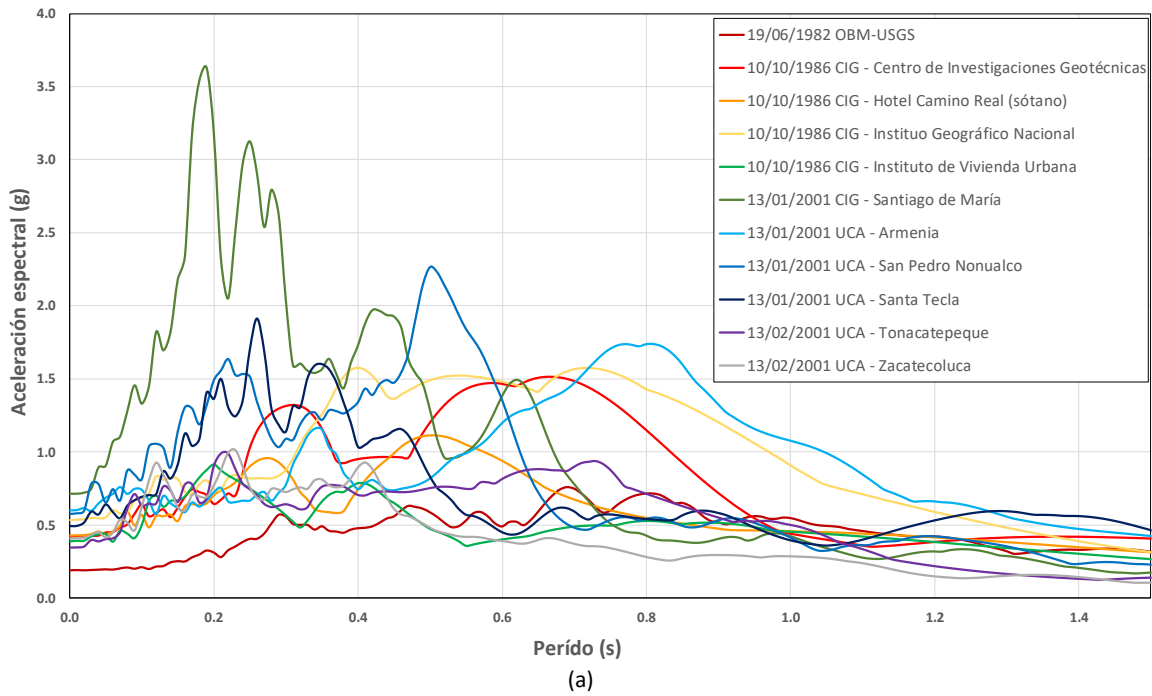


Figura 4.2 Espectros de respuesta de los registros acelerográficos seleccionados para el estudio: a) componente longitudinal y b) componente transversal.

4.3 Procesamiento de los registros acelerográficos para el análisis

Previo a la ejecución de los análisis se procedió a fijar la duración significativa de los registros que se utilizarán en el análisis por medio del software SeismoSignal v2016, utilizando la herramienta

“Ground Motion Parameters”. Lo anterior se hace necesario debido al concepto de duración significativa del sismo; este término nos relaciona la duración del evento sísmico con la fase de máxima energía del movimiento, y queda representado por el tiempo transcurrido entre los instantes en los que se alcanza el 5% y el 95% del valor de la intensidad de Arias o Intensidad Sísmica Instrumental. La Intensidad de Arias (I_A) se define como una medida de la energía liberada durante el sismo en función del tiempo de duración registrado, y se define como:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a_{(t)}^2 dt \quad (4.1)$$

donde $a_{(t)}$ es la historia de aceleraciones en el tiempo y t_f representa el tiempo total del registro (Carreño, Bravo, Suarez y Tordesillas, 1999).

A manera de ejemplo, se ilustra el proceso de recorte para las dos componentes del evento sísmico de enero de 2001 registrado en la ciudad de San Pedro Nonualco por la red UCA; en la Figura 4.3 se detalla el registro completo del evento sísmico en sus componentes longitudinal y transversal, el cual tiene una duración de 104 segundos.

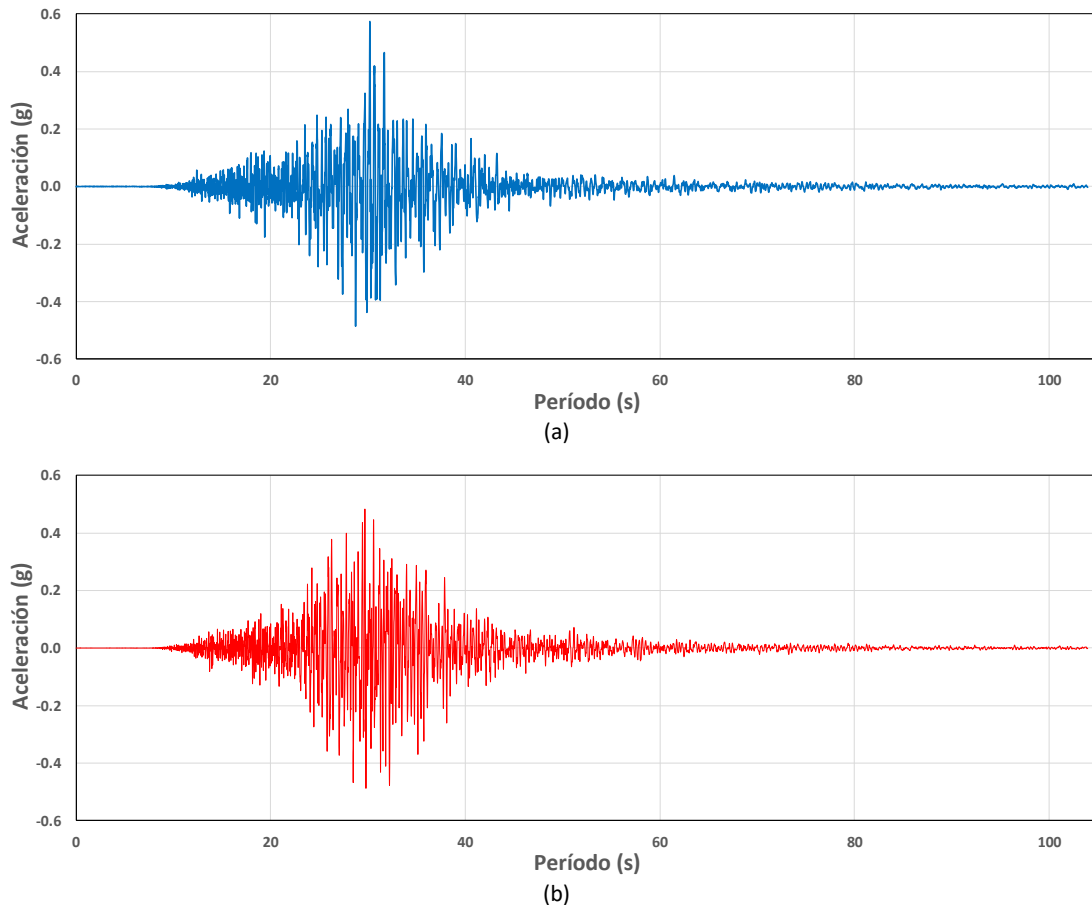
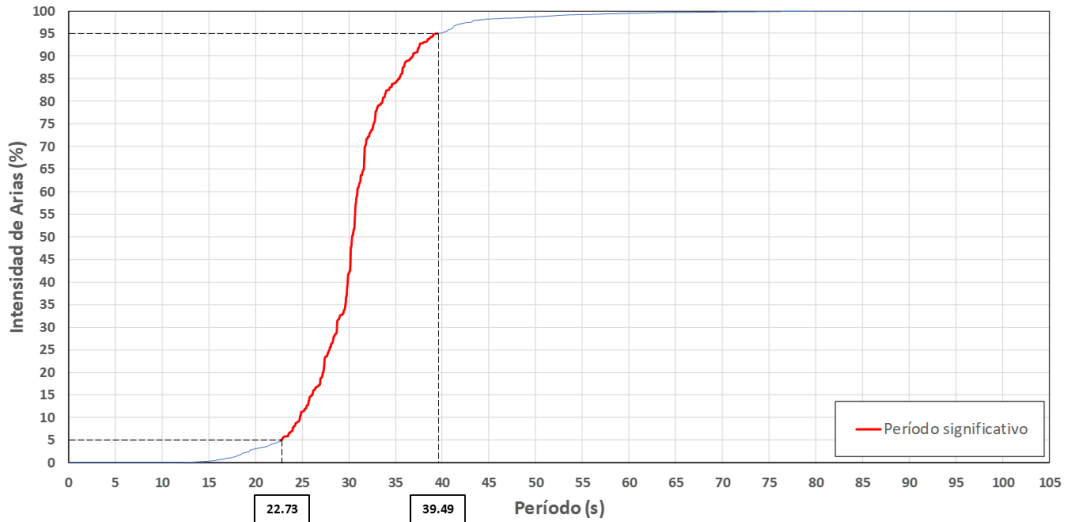
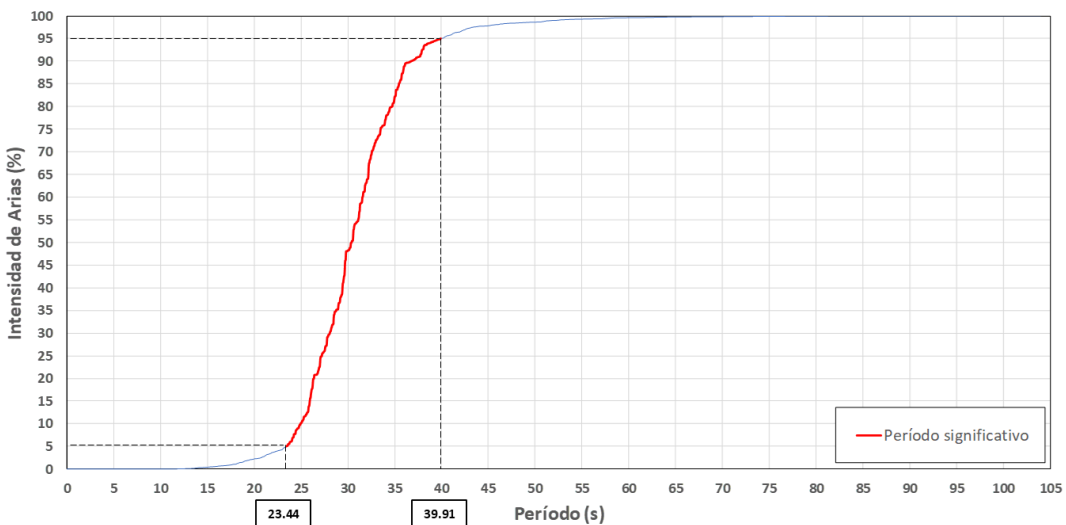


Figura 4.3 Componentes del registro acelerográfico del evento sísmico de enero de 2001 (San Pedro Nonualco, red UCA): a) longitudinal y b) transversal.

Para poder visualizar el intervalo de la duración significativa de un sismo se emplea lo que se conoce como los gráficos de Husid, los cuales muestran la variación de la Intensidad de Arias con respecto al tiempo; este es un gráfico de valores porcentuales acumulados que define la cantidad de energía liberada por el sismo a medida que este ocurre. En la Figura 4.4 se muestran los resultados de la evaluación de la duración significativa para los registros considerados anteriormente.



(a)



(b)

Figura 4.4 Gráficos de Husid que muestran la duración significativa para el evento sísmico de enero de 2001 (San Pedro Nonualco, red UCA): componentes a) longitudinal y b) transversal.

Para la componente longitudinal el intervalo donde ocurre la duración significativa del registro es entre 22.730 a 39.490 segundos; mientras que, para la componente transversal, ocurre entre 23.435 a 39.905 segundos. Resulta lógico que ambas componentes exhiban diferentes duraciones significativas, por lo cual se usó una envolvente conservadora considerando ambas direcciones

para el recorte, usando para ambas componentes el mismo punto inicial y final en el recorte para no modificar la simultaneidad de acción de cada componente respecto a la otra; así, para el ejemplo en consideración, los registros de ambas componentes fueron recortados para un intervalo que va desde los 22 hasta los 40 segundos. En la Figura 4.5 se muestran nuevamente las dos componentes del evento sísmico de enero de 2001 registrado en la ciudad de San Pedro Nonualco por la red UCA en las que se señala el intervalo de análisis.

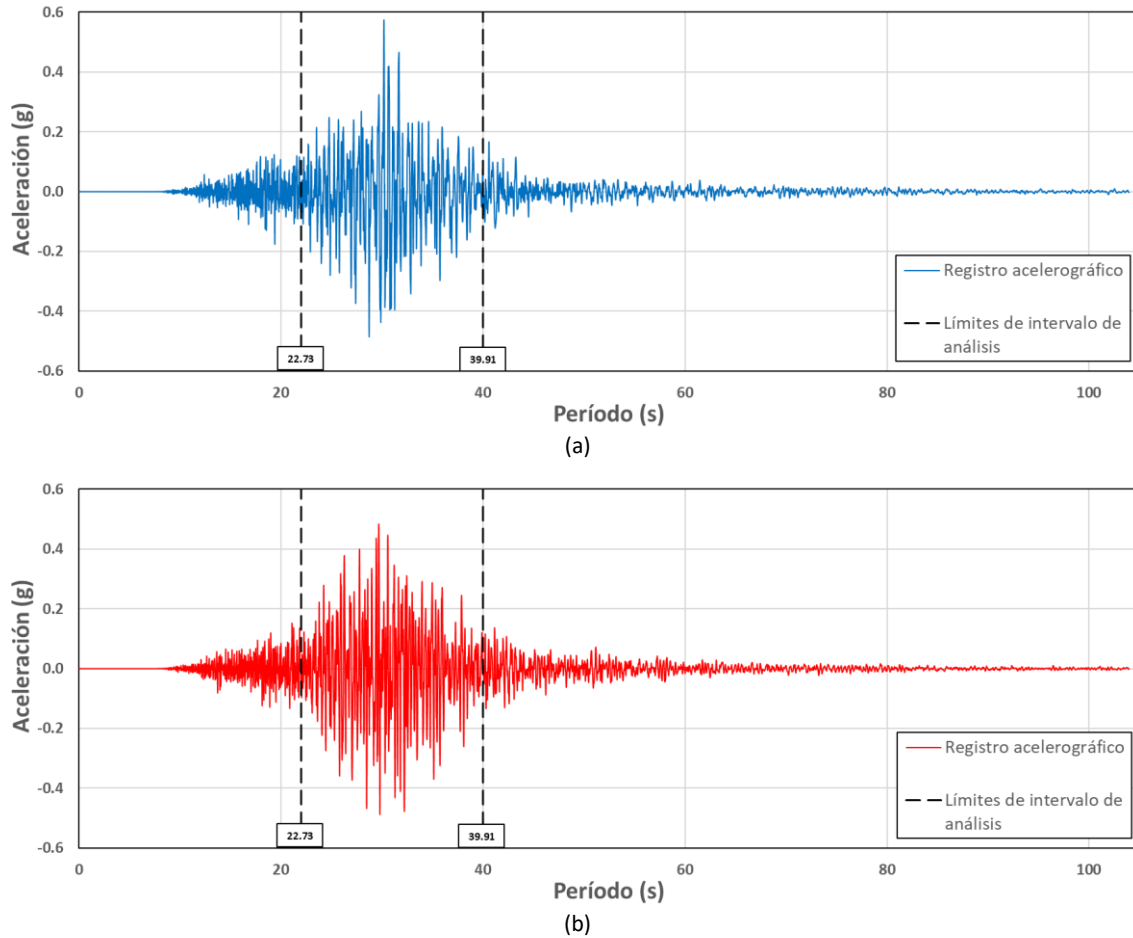


Figura 4.5 Componentes del registro acelerográfico del evento sísmico de enero de 2001 (San Pedro Nonualco, red UCA): a) longitudinal y b) transversal.

En la tabla 4.2, se presenta un resumen de los resultados obtenidos del proceso de recorte para cada uno de los once eventos sísmicos considerados como demanda señalando las duraciones de cada una de las componentes de cada registro, el intervalo en el que se abarca desde el 5% hasta el 95% de la Intensidad de Arias (duración significativa), el intervalo a analizar a partir de ello y la duración total del registro con el que se va a realizar el análisis dinámico no lineal incremental; mientras que en la Figura 4.6 se muestran las dos componentes ortogonales ya recortadas de cada uno de los eventos sísmicos mencionados. Adicionalmente, en la Tabla 4.3 se detallan los valores de la aceleración máxima del terreno (PGA) de cada registro.

Tabla 4.2 Duración considerada después del procesamiento descrito, para los distintos registros utilizados en los análisis efectuados.

Evento sísmico	Componente del registro	Duración del registro	Duración significativa	Intervalo de análisis	Duración de análisis
J82-OBM	Longitudinal	91.78	17.08 – 49.94	16.00 – 51.00	35.00
	Transversal	91.78	16.76 – 50.35		
O86-CIG	90°	9.04	0.900 – 4.000	0.00 – 6.00	6.00
	180°	9.02	1.060 – 5.380		
O86-HCR	0°	22.62	1.360 – 5.340	1.00 – 6.00	5.00
	90°	22.62	1.440 – 4.240		
O86-IGN	270°	20.26	1.720 – 6.700	1.00 – 8.00	7.00
	180°	20.24	1.600 – 7.860		
O86-IVU	90°	11.52	0.320 – 4.320	0.00 – 5.00	5.00
	180°	11.42	0.480 – 2.780		
E01-STG	90°	74.44	14.180 – 29.635	14.00 – 30.00	16.00
	360°	74.44	14.540 – 29.650		
E01-ARM	Longitudinal	100.97	25.210 – 39.525	25.00 – 40.00	15.00
	Transversal	100.97	25.435 – 39.740		
E01-SPN	Longitudinal	103.97	22.730 – 39.490	22.00 – 40.00	18.00
	Transversal	103.97	23.435 – 39.905		
E01-STC	Longitudinal	101.97	24.845 – 38.670	24.00 – 41.00	17.00
	Transversal	101.97	24.940 – 40.705		
F01-TNC	Longitudinal	71.99	14.640 – 29.285	12.00 – 30.00	18.00
	Transversal	71.99	12.100 – 28.920		
F01-ZCT	Longitudinal	61.99	14.115 – 27.575	13.00 – 28.00	15.00
	Transversal	61.99	13.895 – 27.465		

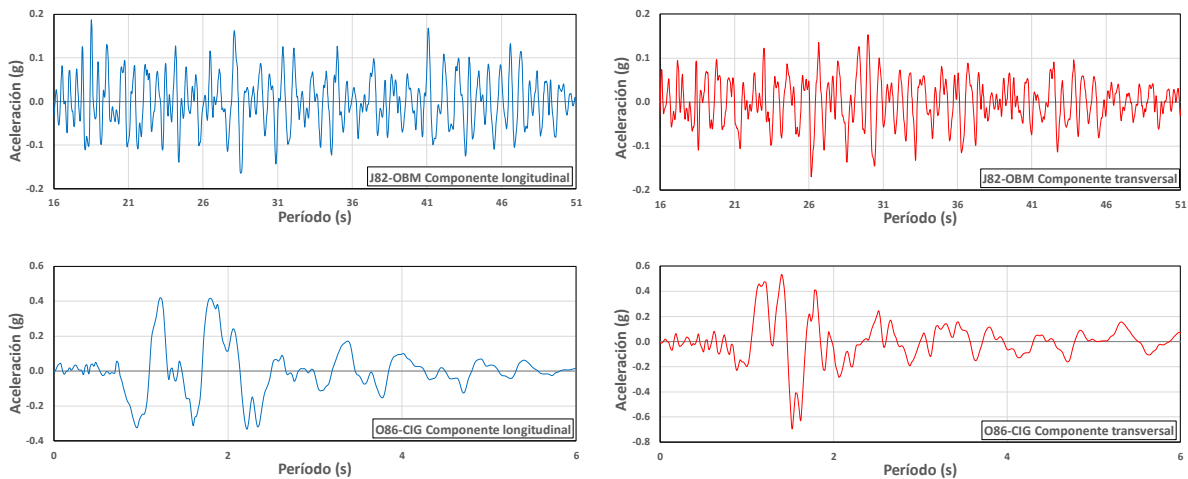


Figura 4.6 Registros acelerográficos recortados: componentes ortogonales de cada evento usado en el análisis dinámico no lineal incremental.

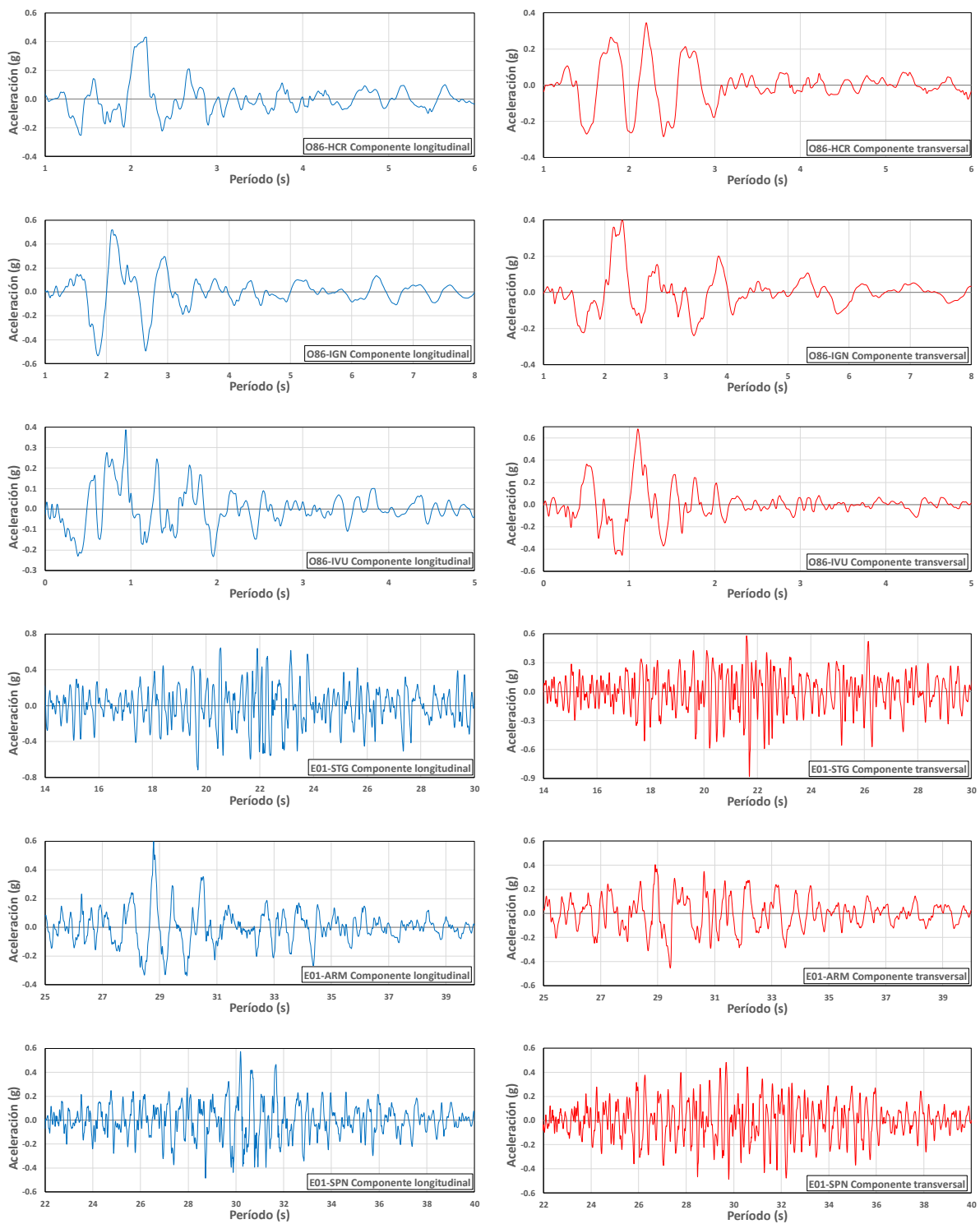


Figura 4.6 Registros acelerográficos recortados: componentes ortogonales de cada evento usado en el análisis dinámico no lineal incremental (continuación).

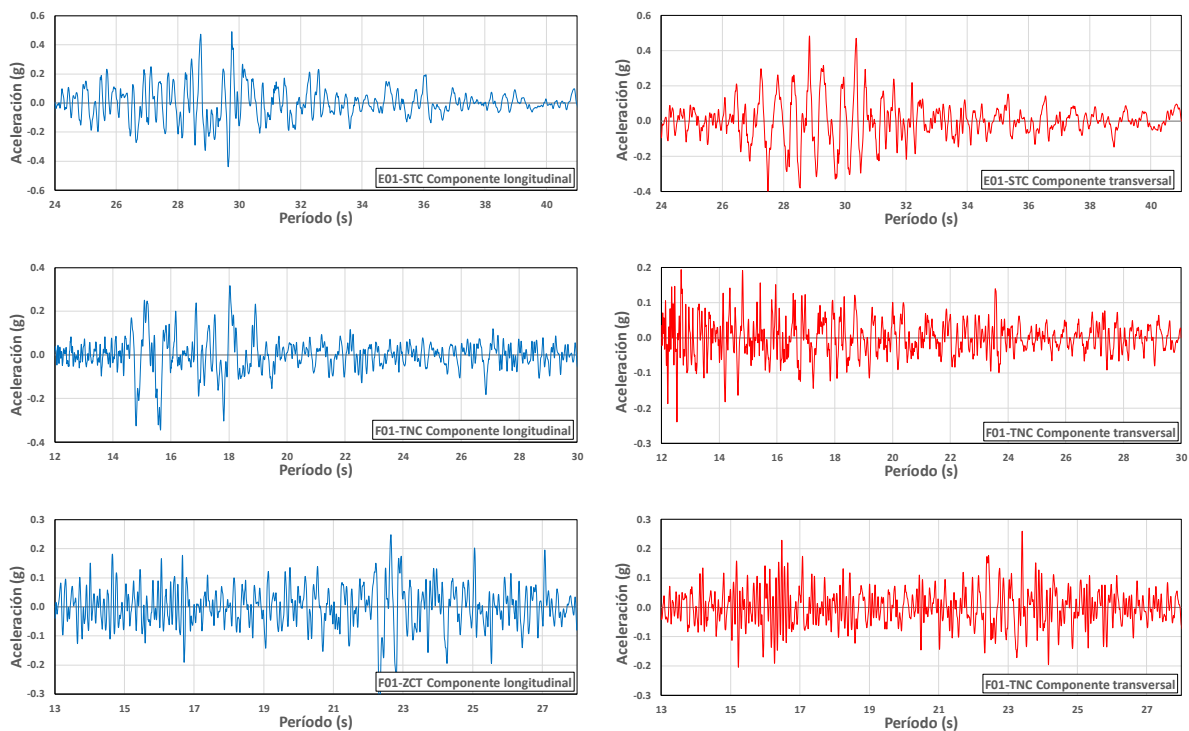


Figura 4.6 Registros acelerográficos recortados: componentes ortogonales de cada evento usado en el análisis dinámico no lineal incremental (continuación).

Tabla 4.3 Aceleración máxima del terreno (PGA) para cada evento sísmico considerado.

Evento sísmico	PGA (g)	
	Longitudinal	Transversal
J82-OBM	0.187	-0.170
O86-CIG	0.420	-0.694
O86-HCR	0.429	0.345
O86-IGN	0.519	0.399
O86-IVU	0.387	0.681
E01-STG	-0.716	-0.881
E01-ARM	0.599	-0.453
E01-SPN	0.574	-0.488
E01-STC	0.490	0.484
F01-TNC	-0.345	-0.239
F01-ZCT	-0.408	0.260

5. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

5.1 Definición del parámetro indicador de daño

Considerando el hecho de que los elementos estructurales son sensibles a los desplazamientos relativos producidos por la acción sísmica entre los diferentes niveles que componen un edificio en particular se propone el uso de la deriva máxima de entrepiso (δ_{max}) como parámetro indicador de daño para la evaluación de la vulnerabilidad de las estructuras bajo estudio. Este parámetro está asociado a las deformaciones inelásticas de los elementos que componen el sistema resistente a cargas laterales y es un indicador visual de alarma entre las personas que hacen uso de las instalaciones; más aún, su uso resulta práctico para controlar la respuesta de las estructuras ya que ha sido ampliamente adoptado en diversas normativas de diseño sismorresistente, claro ejemplo son las restricciones de deriva presentes en la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador NTDS-97, lo cual facilita su interpretación por parte de ingenieros estructuristas y personal a cargo de construcciones.

En general, la deriva de un entrepiso i , δ_i , corresponde a la diferencia de desplazamientos horizontales totales de los pisos superior (Δ_i) e inferior (Δ_{i-1}) del entrepiso considerado. En la Figura 5.1 se ilustra la determinación de las derivas de entrepiso para un edificio de 5 niveles sometido a cargas laterales.

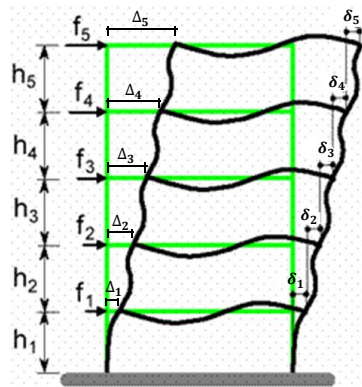


Figura 5.1 Esquema del cálculo de derivas de entrepiso a partir de los desplazamientos de cada piso.

Dado que la altura de entrepiso de una estructura puede llegar a no ser constante (es usual que el primer nivel de algunas estructuras tenga una mayor altura que los pisos subsiguientes) se prefiere normalizar el resultado de la deriva de entrepiso dividiéndolo entre la altura del entrepiso considerado, obteniendo así un porcentaje de deriva que sirve como un parámetro de evaluación del daño mucho más conveniente, esto es:

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i} \quad (5.1)$$

5.2 Criterios de análisis

Como se ha mencionado anteriormente, el análisis dinámico no lineal incremental es un método paramétrico que se ha desarrollado con el objetivo de estimar el desempeño estructural de los edificios bajo cargas de sismo. Este análisis somete el modelo matemático de un edificio a uno o más registros sísmicos (acelerogramas), cada uno amplificado a diferentes niveles de intensidad, produciendo de este modo una o más curvas de respuesta contra el nivel de intensidad para cada nivel de amplificación (Vamvatsikos, 2002).

El análisis ha sido realizado empleando el mismo software en el que han sido elaborados los modelos de edificios índice para las estructuras bajo estudio (es decir en SeismoStruct v6). Los principales criterios tomados en cuenta para el análisis se detallan a continuación:

- Para procurar una mejor continuidad en la curva generada por los puntos obtenidos para diferentes niveles de intensidad se emplearon incrementos de escala entre el 10% al 30% aproximadamente del valor de intensidad real del evento sísmico, dependiendo del nivel máximo de demanda requerido para llevar la estructura a un estado límite de colapso.
- Para capturar con mayor grado de fidelidad la respuesta de las estructuras ante la acción sísmica, cada una de las componentes ortogonales de los registros acelerográficos fueron cargados en el programa y asignados como demanda en cada una de las direcciones principales de las estructuras. Así, el análisis se realizó considerando el efecto de cada componente sobre la estructura de forma simultánea.
- Se estableció que aquella componente del sismo que exhibiera el mayor valor de aceleración espectral para el período fundamental de vibración de cada una de las escuelas, fuese asignada como demanda en la dirección débil de la misma, siendo la dirección débil aquella en la que se dispone únicamente de marcos como sistema estructural.

El eje longitudinal de las estructuras se definió como el eje débil (crítico) para el análisis dado que al revisar el detallamiento del acero de refuerzo de los sistemas de marcos se pudo constatar que en la dirección transversal estos, aun cuando están ligados a las paredes de mampostería, han sido sobre diseñados para trabajar aun sin la colaboración de las mismas, presentando cuantías de refuerzo adicional en los puntos en los que se esperaría tener demandas máximas en el caso de no existir pared; lo anterior representa una segunda línea de defensa estructural para esta dirección por lo que se considera la dirección longitudinal como la dirección más flexible y vulnerable.

De la Figura 5.2 a la Figura 5.4 se presentan los espectros de respuesta de las componentes ortogonales de algunos de los eventos sísmicos empleados en este estudio en los que se ha señalado el intervalo de periodos fundamentales obtenidos para los modelos de edificios índice, lo cual, según el tercer criterio establecido, sirve para definir la asignación de la dirección de análisis de las componentes ortogonales de cada evento sísmico. Los resultados completos para cada evento sísmico empleado en este estudio pueden ser consultados en el Apéndice A.

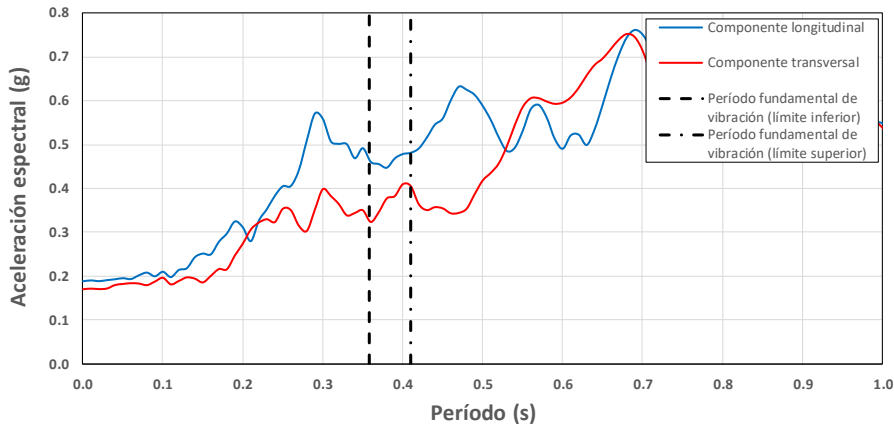


Figura 5.2 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 19 de junio de 1982 (red OBM-USGS).

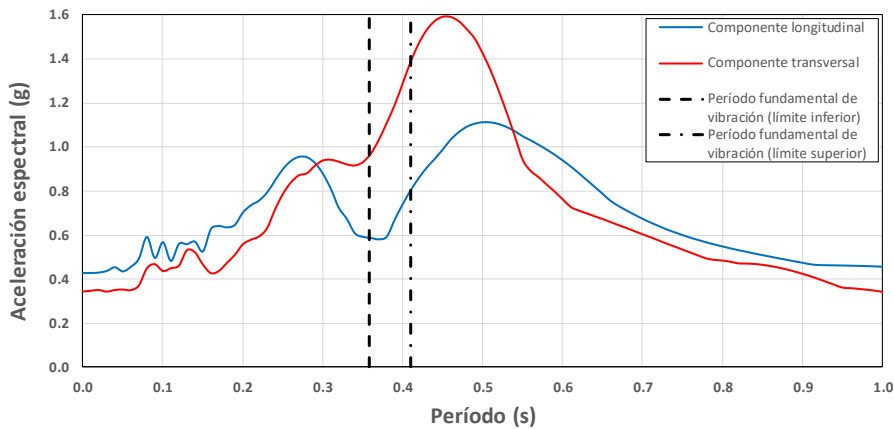


Figura 5.3 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 10 de octubre de 1986 (sótano del Hotel Camino Real, red DGOA).

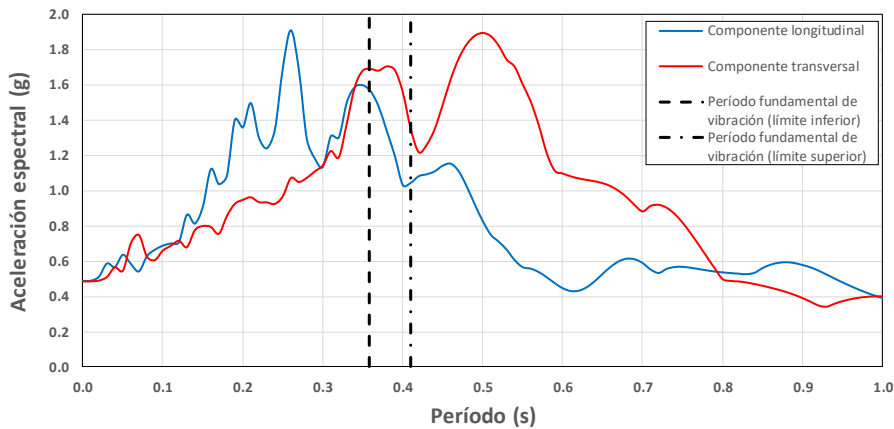


Figura 5.4 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de enero de 2001 (Santa Tecla, red UCA).

Se puede observar que para el evento sísmico J82-OBM (ver Figura 5.2) la componente longitudinal del sismo debe de ser asignada a la componente débil de la estructura y, por consiguiente, la componente transversal debe asignarse a la componente fuerte de la misma. Por el contrario, para los eventos O86-HCR (ver Figura 5.3) y E01-STC (ver Figura 5.4) la componente que debe asignarse a la dirección débil de la estructura es la transversal, mientras que la componente longitudinal será asignada a la dirección fuerte del modelo.

En la Tabla 5.1 se presenta el desglose de los resultados de los análisis de asignación de la correspondiente componente de los registros acelerográficos relacionada a la dirección débil de los modelos de edificio índice según lo ejemplificado anteriormente (ver Apéndice A).

Tabla 5.1 Componente ortogonal del evento sísmico asignada a la dirección débil de cada modelo de edificio índice.

Evento sísmico	Componente asignada a la dirección débil
J82-OBM	Longitudinal
O86-CIG	Transversal
O86-HCR	Transversal
O86-IGN	Longitudinal
O86-IVU	Transversal
E01-STG	Longitudinal
E01-ARM	Transversal
E01-SPN	Transversal
E01-STC	Transversal
F01-TNC	Longitudinal
F01-ZCT	Longitudinal

Con respecto al cálculo del período fundamental de vibración de cada estructura, este fue calculado según la metodología especificada en el Anexo B del Eurocódigo 8 (EN 1998-1 (2004)); en la que se requiere que, a través de un análisis estático no lineal incremental (pushover), se obtenga una curva de capacidad de la estructura, la cual luego se transforma a una curva de capacidad para un sistema de un solo grado de libertad equivalente por medio de un factor de escala o de transformación (Γ).

Dado el tipo de modelación realizado (modelo que considera únicamente el primer nivel), la curva de capacidad obtenida por medio del análisis pushover es exactamente la misma que para el sistema de un solo grado de libertad equivalente (el factor de transformación es igual a 1) por lo que no es necesario calcular una curva equivalente.

La curva de capacidad obtenida se bilinealiza empleando el concepto de igual energía, empleando para ello el valor de la fuerza (F_y^*) y el desplazamiento (d_y^*) para el nivel de fluencia de la curva idealizada, como se ilustra en la Figura 5.5.

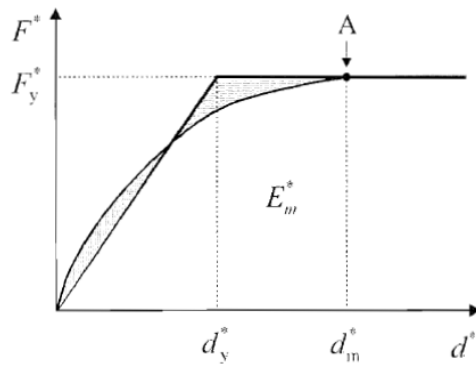


Figura 5.5 Definición de la relación perfectamente elastoplástica idealizada entre el desplazamiento y la fuerza. Según el Eurocódigo 8 (EN 1998-1, 2004).

El desplazamiento de fluencia se calcula con la siguiente expresión:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (5.2)$$

donde d_m^* representa el desplazamiento alcanzado en el punto en que la curva de capacidad alcanza el valor de la fuerza F_y^* , y E_m^* representa la energía de deformación real hasta alcanzar la formación del mecanismo plástico (ver Figura 5.5).

Finalmente, el período fundamental de la estructura se calcula como:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (5.3)$$

donde m^* representa la masa efectiva de la estructura.

En la Figura se 5.6 se ilustra el procedimiento de bilinealización de la curva de capacidad para el modelo 61-22 junto con los valores para el cálculo de su período fundamental de vibración. La masa de la estructura a nivel de losa es de $m^* = 278.84 \text{ tonnes}$ y el valor de cortante basal máximo obtenido de la curva de capacidad es de $V_b = 2138.84 \text{ kN}$, el cual se obtiene para un desplazamiento $d_m^* = 47.0 \text{ mm}$ con una energía de deformación $E_m^* = 71520.79 \text{ kN} \cdot \text{mm}$. Dado que $\Gamma = 1$, el valor de la fuerza al nivel de fluencia es equivalente al valor del cortante máximo que soporta la estructura, por lo que $F_y^* = 2138.84 \text{ kN}$.

De los datos anteriores se calcula el valor del desplazamiento de fluencia de la curva idealizada haciendo uso de la expresión 5.2, obteniendo $d_y^* = 27.21 \text{ mm}$. Empleando la expresión 5.3, se determina que el período fundamental de vibración del modelo 61-22 es de $T^* = 0.347 \text{ s}$. Este proceso se repite para obtener los períodos fundamentales de los doce modelos de edificios índice contemplados en este estudio.

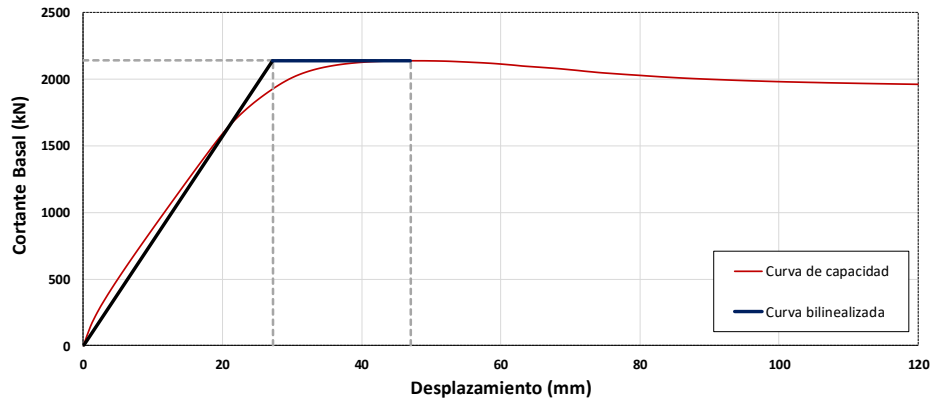


Figura 5.6 Curva de capacidad y curva bilinealizada para el cálculo del período fundamental de vibración para el modelo 61-22.

En la Tabla 5.2 se resumen los datos obtenidos para el período fundamental de vibración de cada uno de los modelos analizados y la aceleración espectral asociada a la dirección débil para cada uno de los once pares de sismos; se emplea la nomenclatura ya definida para denominar a cada uno de los modelos de edificios índice y cada evento sísmico considerado.

Tabla 5.2 Período fundamental de cada modelo de edificio índice y aceleración espectral asociada a su dirección débil para cada evento sísmico.

Modelo	T_1 (s)	Aceleración espectral asociada al primer modo de vibración (g)										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	0.378	0.446	1.302	1.096	1.503	0.945	1.435	1.157	1.384	1.699	0.766	0.765
41-22	0.366	0.455	1.444	1.009	1.403	0.975	1.591	1.188	1.384	1.679	0.772	0.760
42-11	0.405	0.479	1.054	1.339	1.575	0.951	1.797	1.012	1.400	1.461	0.699	0.919
42-22	0.394	0.474	1.129	1.233	1.573	0.931	1.667	0.991	1.383	1.643	0.719	0.852
61-11	0.384	0.452	1.237	1.142	1.537	0.934	1.484	1.075	1.351	1.705	0.753	0.784
61-22	0.374	0.450	1.348	1.066	1.474	0.956	1.470	1.194	1.416	1.688	0.769	0.760
62-11	0.410	0.480	1.035	1.388	1.564	0.970	1.878	1.007	1.367	1.351	0.701	0.929
62-22	0.401	0.478	1.077	1.298	1.578	0.940	1.737	1.007	1.409	1.545	0.704	0.899
81-11	0.366	0.455	1.449	1.006	1.399	0.976	1.597	1.186	1.378	1.680	0.772	0.761
81-22	0.358	0.467	1.545	0.961	1.321	1.001	1.633	1.151	1.313	1.690	0.773	0.781
82-11	0.395	0.475	1.119	1.575	1.099	1.308	1.679	0.765	1.390	1.629	0.715	0.862
82-22	0.388	0.462	1.196	1.555	1.238	1.284	1.563	0.813	1.351	1.695	0.741	0.805

5.3 Curvas IDA (Desplazamiento vs Cortante Basal)

Los resultados obtenidos mediante el análisis dinámico no lineal incremental son una serie de puntos discretos que relacionan el desplazamiento máximo exhibido en un punto de control de la estructura debido a la demanda sísmica contra el valor cortante basal que sufre la misma. Para el caso de esta investigación, el punto de control de desplazamientos elegido fue un punto central al nivel de losa para cada uno de los modelos de edificios índice. En la Figura 5.7 se detallan tales puntos de control para cada uno de los modelos de 4, 6 y 8 claros.

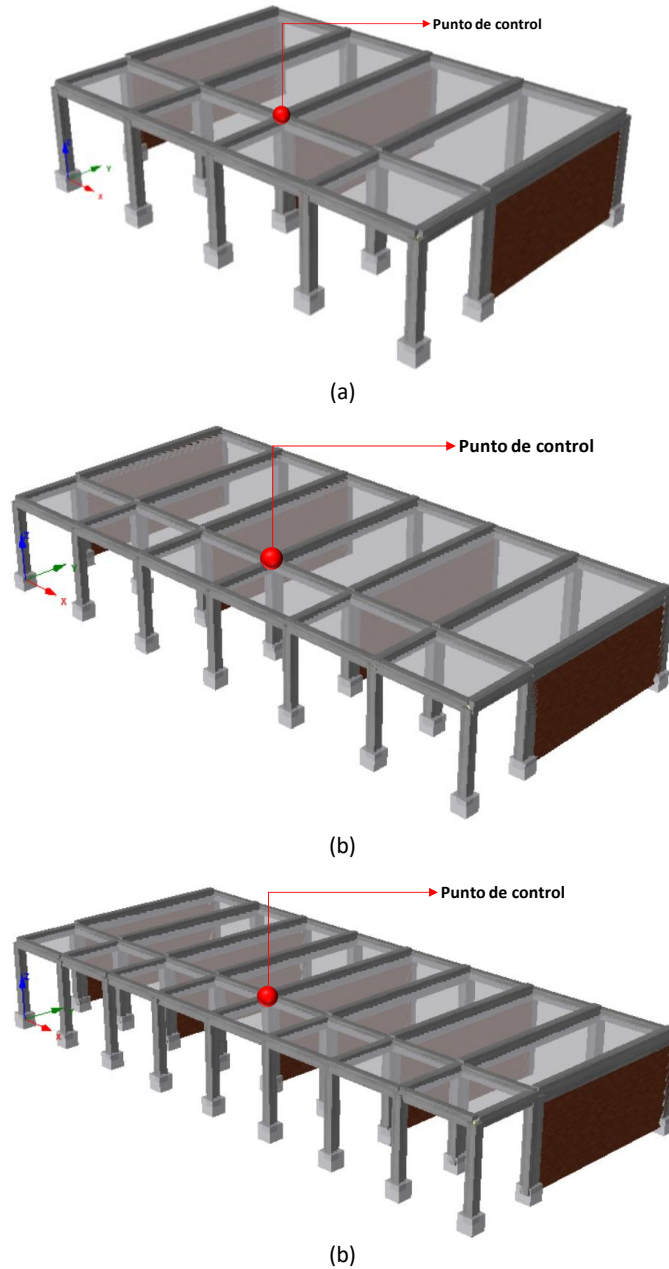


Figura 5.7 Punto de control del desplazamiento en los modelos de edificios índice: modelo de a) cuatro claros, b) seis claros y c) ocho claros.

Se presentan a continuación capturas de pantalla de los resultados obtenidos a partir del análisis dinámico no lineal incremental efectuado en el programa SeismoStruct v6. En la Figura 5.8 se presentan los puntos discretos Desplazamiento vs Cortante Basal obtenidos para el modelo 41-11 sometido al evento sísmico O86-IGN para niveles de intensidad comprendidos entre el 10% y el 100% de la intensidad real del evento y con incrementos del 10%. En la Figura 5.9 se ilustra los resultados del análisis para el modelo 82-11 sometido al evento sísmico F01-ZCT para niveles de intensidad comprendidos entre el 20% y el 160% con incrementos del 20%. Se recuerda que, como se especificó en los criterios de análisis, la variación de los porcentajes de incrementos responde al nivel de intensidad al cual era necesario llevar la demanda para que la estructura exhibiera desplazamientos en los cuales se esperaba un nivel de colapso.

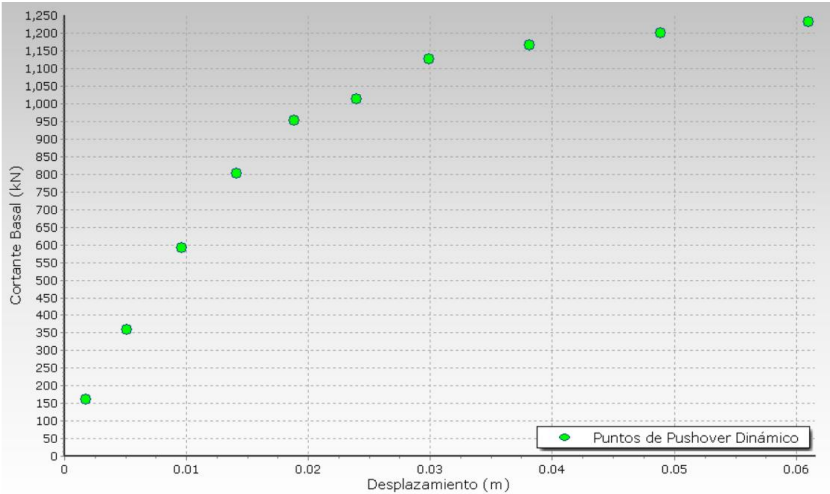


Figura 5.8 Resultados desplazamiento vs cortante basal para el modelo 41-11 sometido al evento O86-IGN para niveles de intensidad comprendidos entre 10% a 100% con incrementos de escala de 10%.

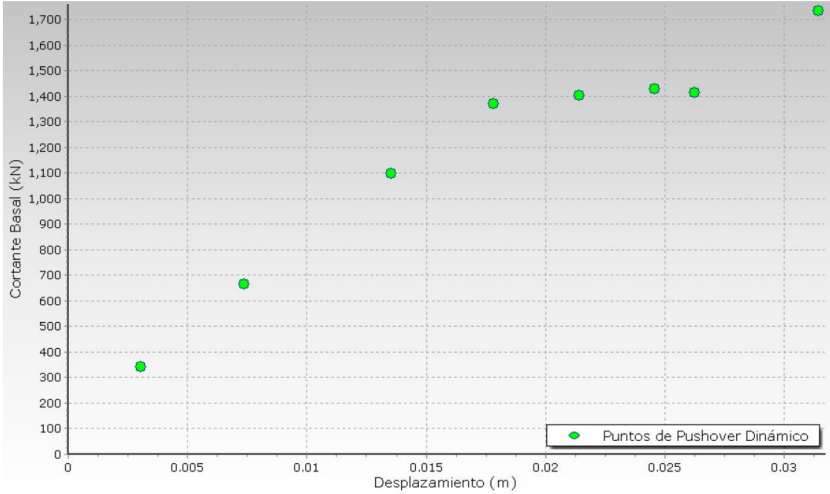


Figura 5.9 Resultados desplazamiento vs cortante basal para el modelo 82-11 sometido al evento F01-ZCT para niveles de intensidad comprendidos entre 20% a 160% con incrementos de escala de 20%.

En la Figura 5.10 se presentan los resultados del análisis dinámico incremental para cada modelo de edificio índice sometidos a los once eventos sísmicos seleccionados. Los puntos discretos obtenidos se unen mediante una línea de tendencia para visualizar de mejor forma el comportamiento de la estructura para cada uno de los diferentes factores empleados para escalar la intensidad original de cada registro acelerográfico llevando cada análisis hasta niveles de intensidad en los que se alcanzaran desplazamientos que indicaran un colapso en la estructura (valores en los que el modelo analítico ya no se considera fiable) o en los que sucedía inestabilidad computacional.

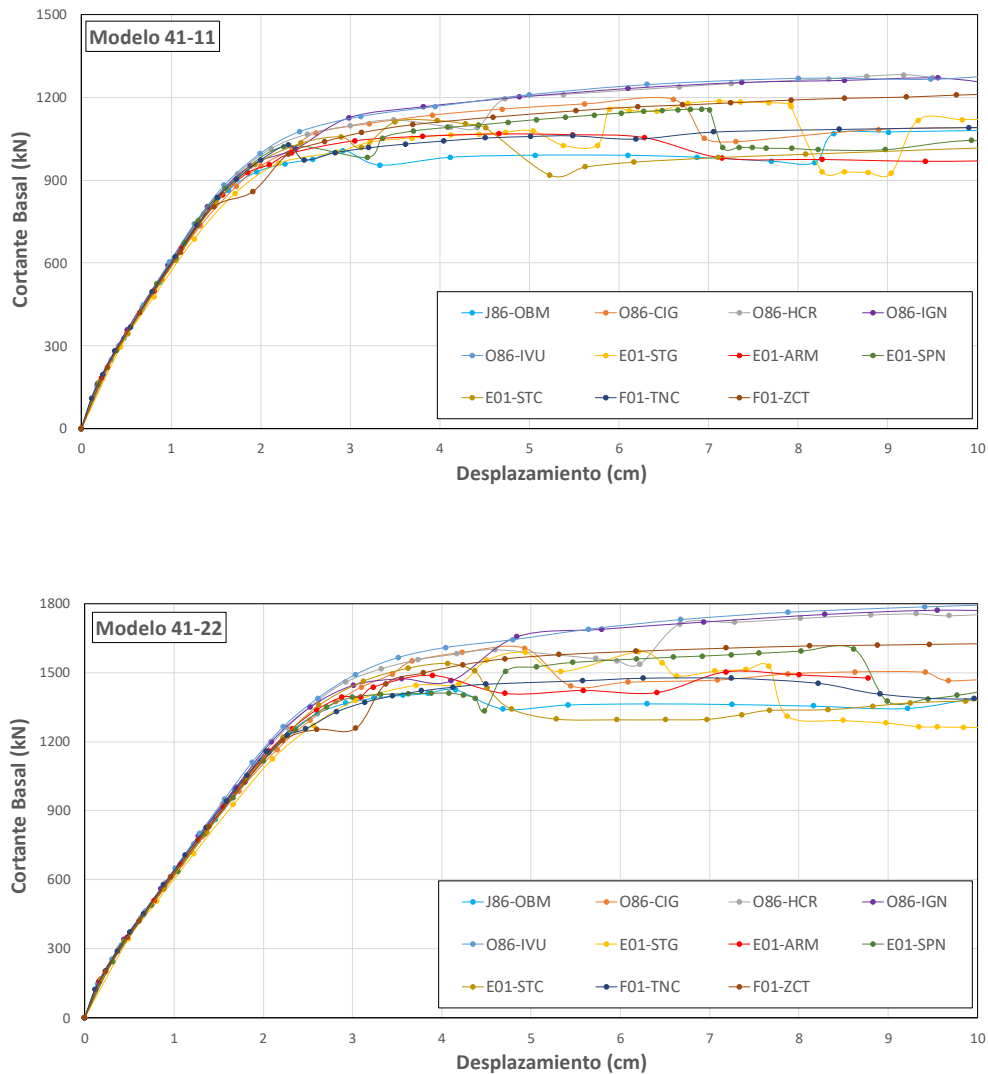


Figura 5.10 Curvas IDA desplazamiento vs cortante basal para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental.

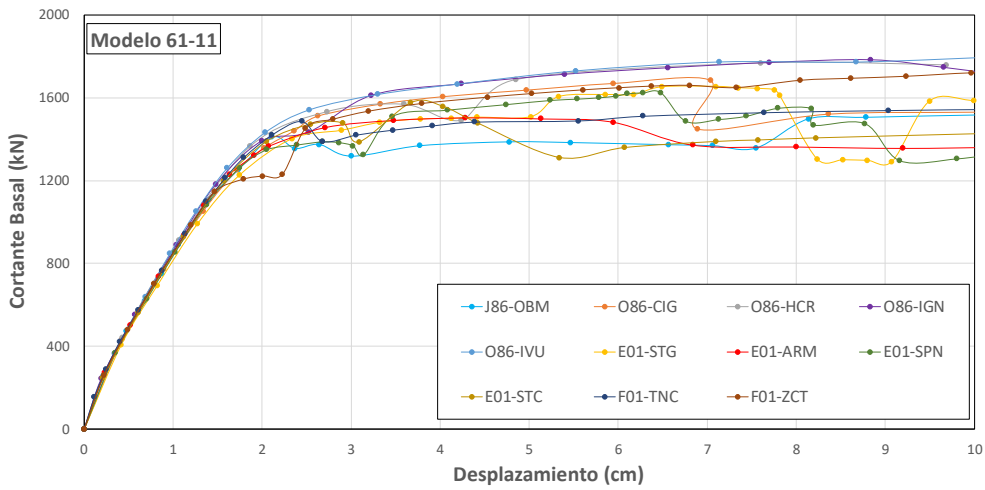
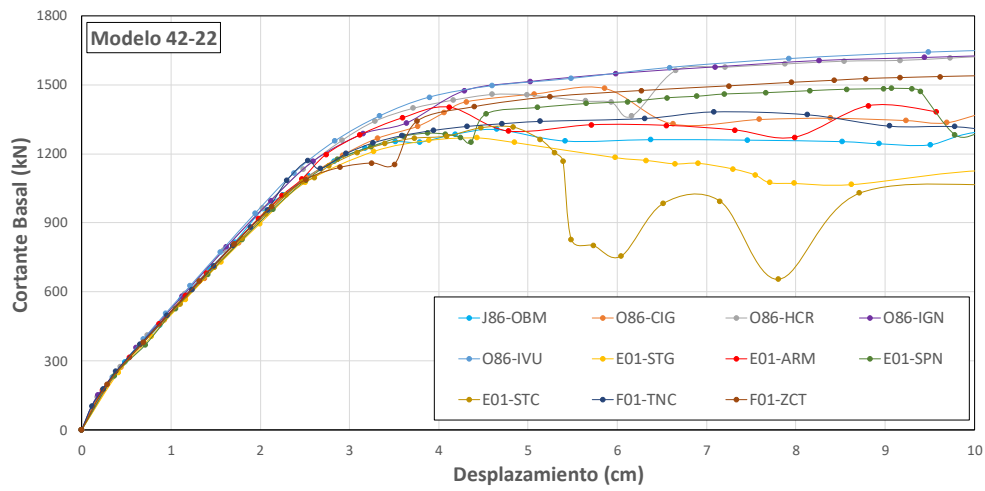
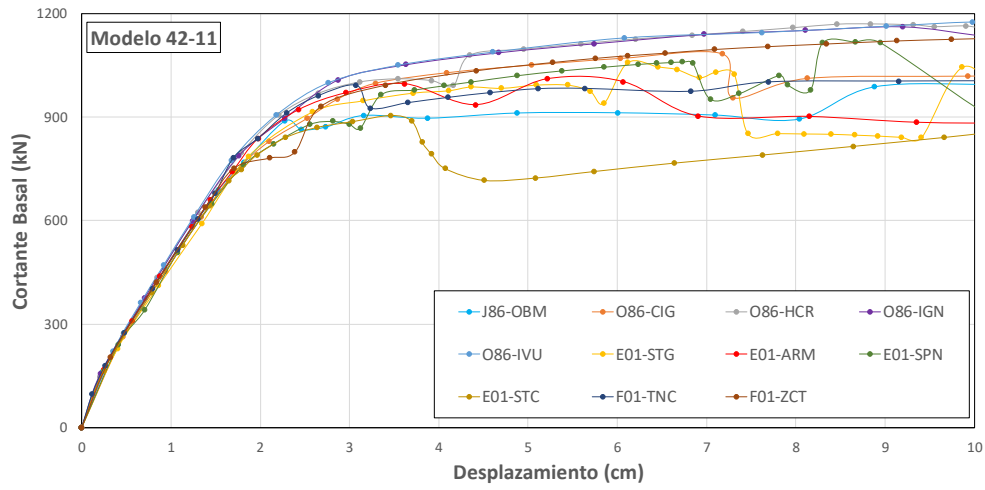


Figura 5.10 Curvas IDA desplazamiento vs cortante basal para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental. (continuación).

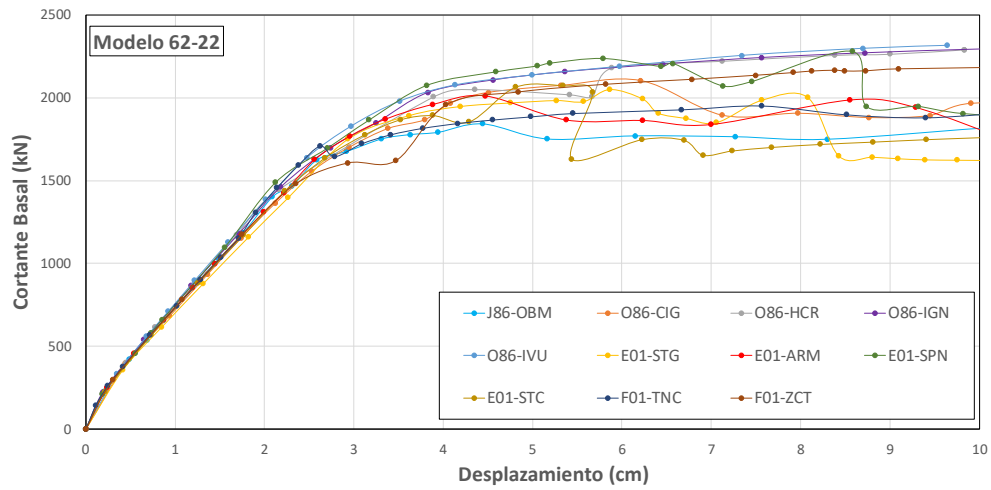
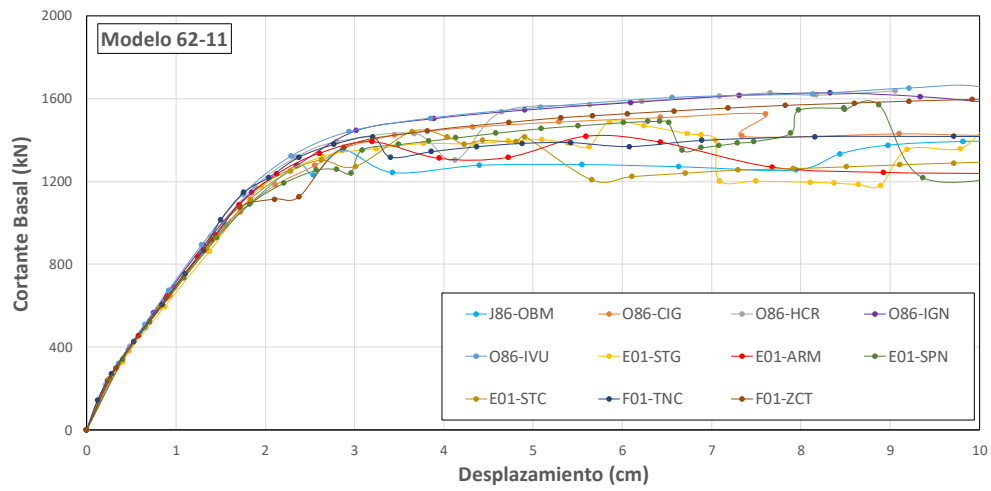
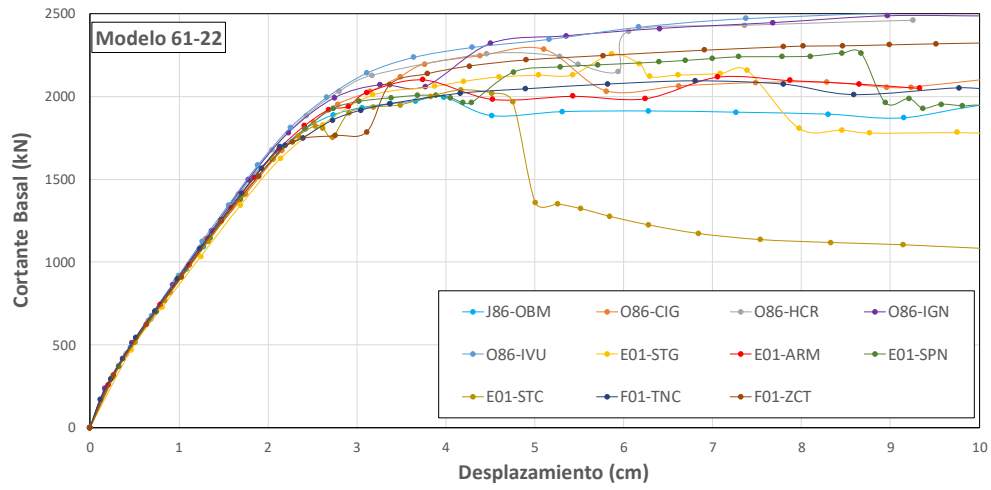


Figura 5.10 Curvas IDA desplazamiento vs cortante basal para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental. (continuación).

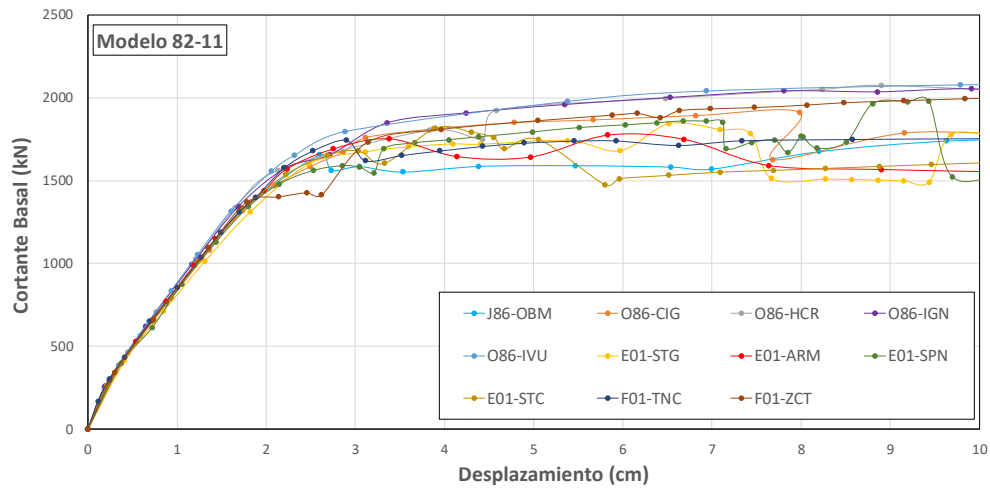
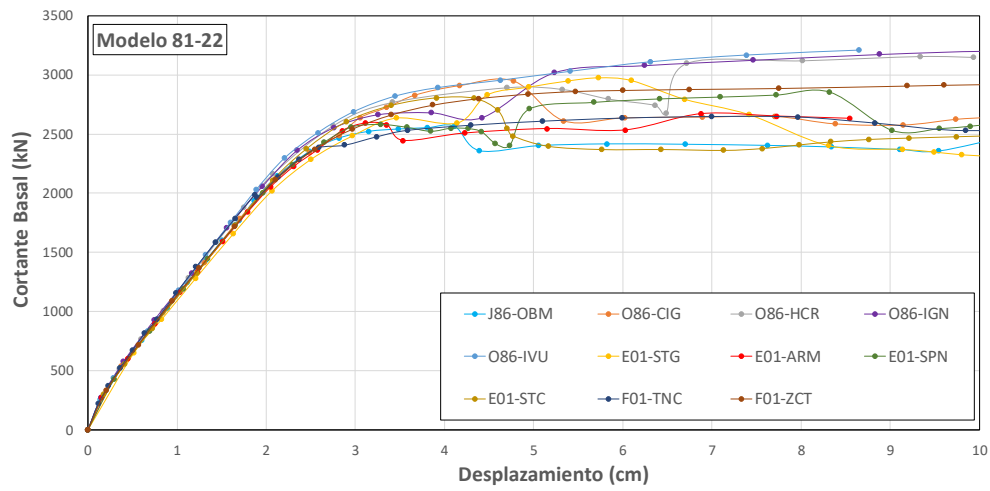
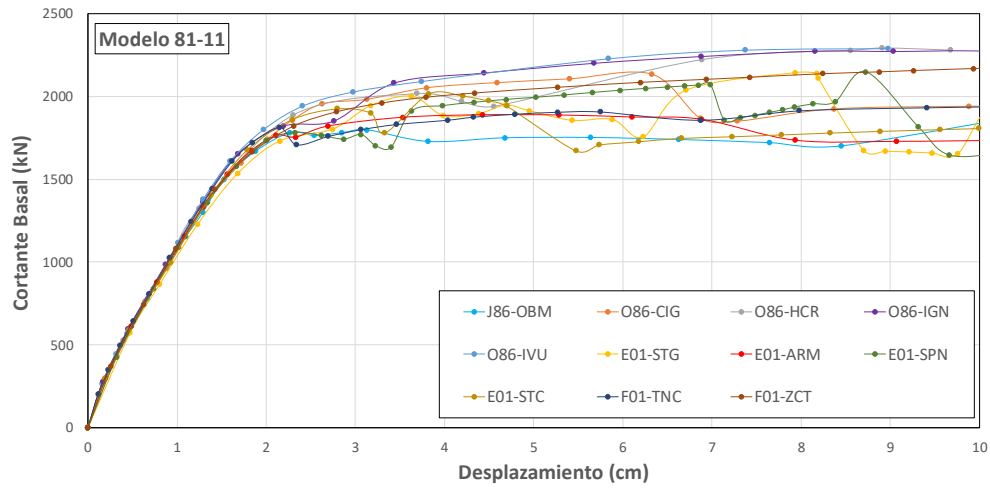


Figura 5.10 Curvas IDA desplazamiento vs cortante basal para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental. (continuación).

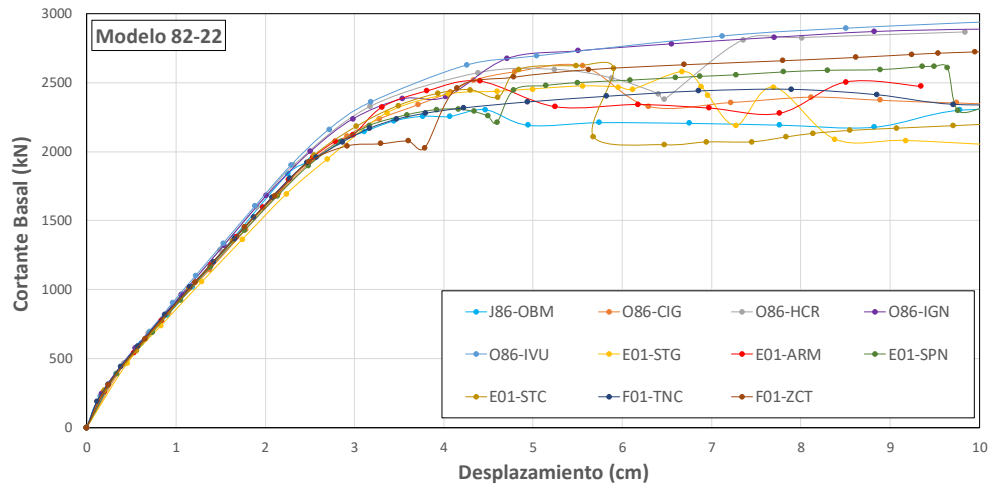


Figura 5.10 Curvas IDA desplazamiento vs cortante basal para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental. (continuación).

6. CURVAS DE FRAGILIDAD

6.1 Definición de los estados de daño

Dado que el parámetro indicador de daño elegido es la deriva de entrepiso, es necesario emplear una definición concordante para los umbrales de cada uno de los estados de daño que se considerarán para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras. En este aspecto, se ha hecho uso de la propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

A continuación, se repiten nuevamente la Tabla 2.5 y la Tabla 2.11 en la que se especifica cada uno de los estados de daño considerados por el estudio y sus umbrales de daño, respectivamente.

Tabla 2.5 Control del daño y del desempeño de edificios (adaptado de VISION 2000 Report, 1995) – Repetida.

Estado de daño	Nivel de desempeño del edificio	Descripción
Despreciable	Completamente funcional	Las instalaciones continúan operando con un buen funcionamiento luego del sismo. Daños despreciables en los elementos estructurales y no estructurales.
Leve	Operacional	La mayoría de los sistemas operacionales pueden ser reestablecidos inmediatamente. Reparaciones son requeridas para reestablecer algunas funciones no esenciales. La estructura es segura para ser utilizada inmediatamente luego del sismo.
Moderado	Protección de la vida humana	Algunos sistemas, funciones y bienes materiales del edificio no han sufrido daño. La seguridad de la vida humana está asegurada. La estructura presenta daños pero se mantiene estable. No existe el peligro de objetos que puedan caer sobre los ocupantes.
Severo	Próximo al colapso	El daño estructural del edificio es severo, pero el colapso está prevenido. Existe el peligro de que elementos no estructurales puedan caer sobre los ocupantes.
Completo	Colapso	Colapso estructural completo. Las particiones y los elementos estructurales primarios han colapsado.

Tabla 2.11 Deriva de entrepiso asociada a los umbrales de daño (VISION 2000 Report, 1995) – Repetida.

Parámetro	Estados límite de daño global en el edificio				
	Despreciable	Leve	Moderado	Severo	Completo
Deriva instantánea	ID < 0.2%	0.2% < ID < 0.5%	0.5% < ID < 1.5%	1.5% < ID < 2.5%	ID > 2.5%
Deriva permanente	Despreciable	Despreciable	ID < 0.5%	0.5% < ID < 2.5%	ID > 2.5%

6.2 Curvas IDA (Deriva de entrepiso vs Aceleración espectral)

Las curvas IDA presentadas en el capítulo anterior fueron modificadas para ser presentadas en un formato que relacione la deriva de entrepiso contra la aceleración espectral del primer modo de vibración de la estructura, de tal manera que los resultados sean concordantes con la definición de los estados de daño seleccionados. Con respecto a los umbrales de daño, estos fueron delimitados a partir del cálculo de la deriva de entrepiso máxima instantánea; es decir, la deriva máxima que experimenta la estructura durante el tiempo en que se ve sometida al evento sísmico.

Dado que los modelos empleados pueden ser idealizados como estructuras de un solo grado de libertad, el valor de la aceleración espectral del primer modo de vibración de cada modelo de edificio índice puede ser modificado directamente por cada uno de los factores de escala para los niveles de intensidad a los que fueron calculados los puntos discretos del análisis dinámico no lineal incremental.

A continuación, se detalla el procedimiento de obtención de algunos valores del análisis dinámico no lineal incremental en el formato deriva de entrepiso vs aceleración espectral para el modelo 82-11 sometido al evento sísmico del 13 de febrero de 2001 registrado por la red UCA en la ciudad de Zacatecoluca. En la Tabla 6.1 se presentan los datos contenidos en la Tabla 5.2 en la cual se han resaltado el período fundamental de vibración para la estructura considerada, el cual es de 0.395 segundos, y su aceleración espectral para este período de vibración bajo la acción del sismo seleccionado, la cual se observa que es de 0.862g.

Tabla 6.1 Datos de interés para el modelo 82-11 sometido al evento sísmico del 13 de febrero de 2001 registrado por la red UCA en la ciudad de Zacatecoluca.

Modelo	T_1 (s)	Aceleración espectral asociada al primer modo de vibración (g)										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	0.378	0.446	1.302	1.096	1.503	0.945	1.435	1.157	1.384	1.699	0.766	0.765
41-22	0.366	0.455	1.444	1.009	1.403	0.975	1.591	1.188	1.384	1.679	0.772	0.760
42-11	0.405	0.479	1.054	1.339	1.575	0.951	1.797	1.012	1.400	1.461	0.699	0.919
42-22	0.394	0.474	1.129	1.233	1.573	0.931	1.667	0.991	1.383	1.643	0.719	0.852
61-11	0.384	0.452	1.237	1.142	1.537	0.934	1.484	1.075	1.351	1.705	0.753	0.784
61-22	0.374	0.450	1.348	1.066	1.474	0.956	1.470	1.194	1.416	1.688	0.769	0.760
62-11	0.410	0.480	1.035	1.388	1.564	0.970	1.878	1.007	1.367	1.351	0.701	0.929
62-22	0.401	0.478	1.077	1.298	1.578	0.940	1.737	1.007	1.409	1.545	0.704	0.899
81-11	0.366	0.455	1.449	1.006	1.399	0.976	1.597	1.186	1.378	1.680	0.772	0.761
81-22	0.358	0.467	1.545	0.961	1.321	1.001	1.633	1.151	1.313	1.690	0.773	0.781
82-11	0.395	0.475	1.119	1.575	1.099	1.308	1.679	0.765	1.390	1.629	0.715	0.862
82-22	0.388	0.462	1.196	1.555	1.238	1.284	1.563	0.813	1.351	1.695	0.741	0.805

En la Figura 6.1 se repite la Figura 5.7, en la que se muestran los resultados del análisis dinámico no lineal incremental bajo interés, resaltando en rojo los datos obtenidos para los factores de escala de intensidad de 40%, 80%, 120% y 160%, cuyos valores del desplazamiento del punto de control se especifican en la Tabla 6.2.

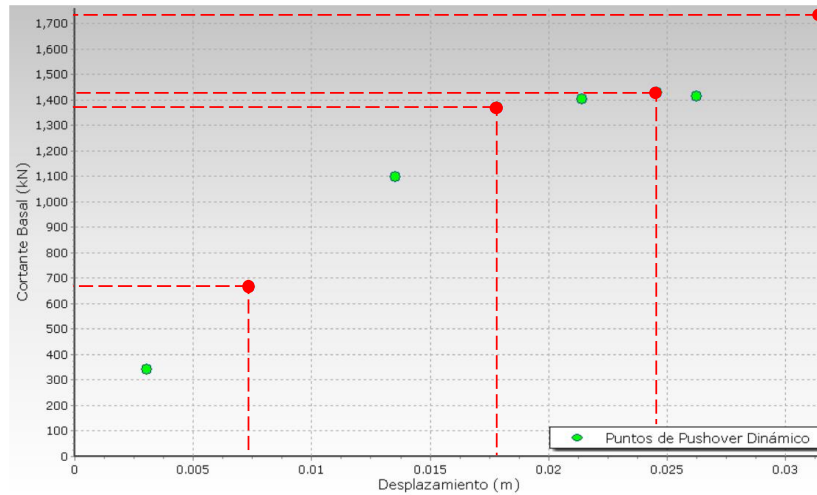


Figura 6.1 Resultados desplazamiento vs cortante basal del análisis dinámico no lineal incremental para el modelo 82-11 sometido al evento F01-ZCT resaltando en rojo los valores para los factores de escala de intensidad de 40%, 80%, 120% y 160%.

Tabla 6.2 Desplazamiento del punto de control obtenido por medio del análisis dinámico no lineal incremental del modelo 82-11 sometido al evento F01-ZCT para factor de escala de intensidad de 40%, 80%, 120% y 160%.

Factor de escala de intensidad	Desplazamiento del punto de control (cm)
40%	0.0073
80%	0.0178
120%	0.0246
160%	0.0314

La deriva instantánea de entrepiso (δ) se calcula a partir de estos resultados haciendo uso de la Ecuación 5.1 donde la altura de entrepiso del modelo es 3.60 metros (ver Figura 3.3); así, para el factor de escala de intensidad de 0.40, se tiene:

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i} \quad (5.1)$$

$$\delta = \frac{0.0073 - 0}{3.60} = 0.20\%$$

Luego, para obtener la aceleración espectral para el primer modo de vibración de la estructura ($S_{a(T_1)}$) respectiva, el valor de aceleración espectral de la escala de intensidad original se multiplica por el factor de escala de intensidad correspondiente:

$$S_{a(T_1)(0.4)} = 0.862g \times 0.4 = 0.34g$$

Este procedimiento de cálculo es análogo para todos los puntos discretos. En la Tabla 6.3 se muestran los resultados obtenidos para los puntos considerados en la Tabla 6.2.

Tabla 6.3 Resultados de deriva de entrepiso y aceleración espectral del modelo 82-11 sometido al evento F01-ZCT para factor de escala de intensidad de 40%, 80%, 120% y 160%.

Factor de escala de intensidad	Desplazamiento del punto de control (m)	Deriva de entrepiso (%)	Aceleración espectral (g)
40%	0.0074	0.20	0.34
80%	0.0178	0.50	0.69
120%	0.0246	0.68	1.03
160%	0.0314	0.87	1.38

En la Figura 6.2 se muestra la curva IDA en formato deriva de entrepiso vs aceleración espectral para el modelo 82-11 sometido al evento sísmico del 13 de febrero de 2001 registrado por la red UCA en la ciudad de Zacatecoluca señalando en rojo los puntos considerados anteriormente.

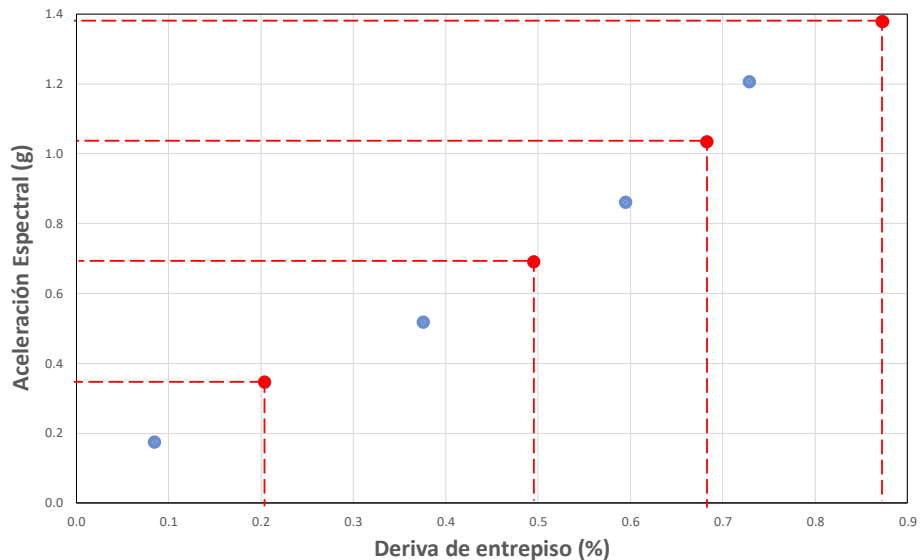


Figura 6.2 Resultados deriva de entrepiso vs aceleración espectral del análisis dinámico no lineal incremental para el modelo 82-11 sometido al evento F01-ZCT resaltando los valores para factor de escala de intensidad de 40%, 80%, 120% y 160%.

En la Figura 6.3 se muestran las curvas IDA para cada modelo de edificio índice sometidos a los once eventos sísmicos seleccionados, modificadas según el procedimiento antes descrito para obtener una relación deriva de entrepiso vs aceleración espectral del primer modo de vibración para cada nivel de intensidad de la demanda sísmica. Los puntos han sido unidos mediante una línea continua, empleando una herramienta computacional que genera interpolación por medio de splines cúbicos, según lo recomendado por D'Ayala et al. (2015), para visualizar de mejor forma el comportamiento de la estructura a medida que se ve incrementada la intensidad de cada registro acelerográfico.

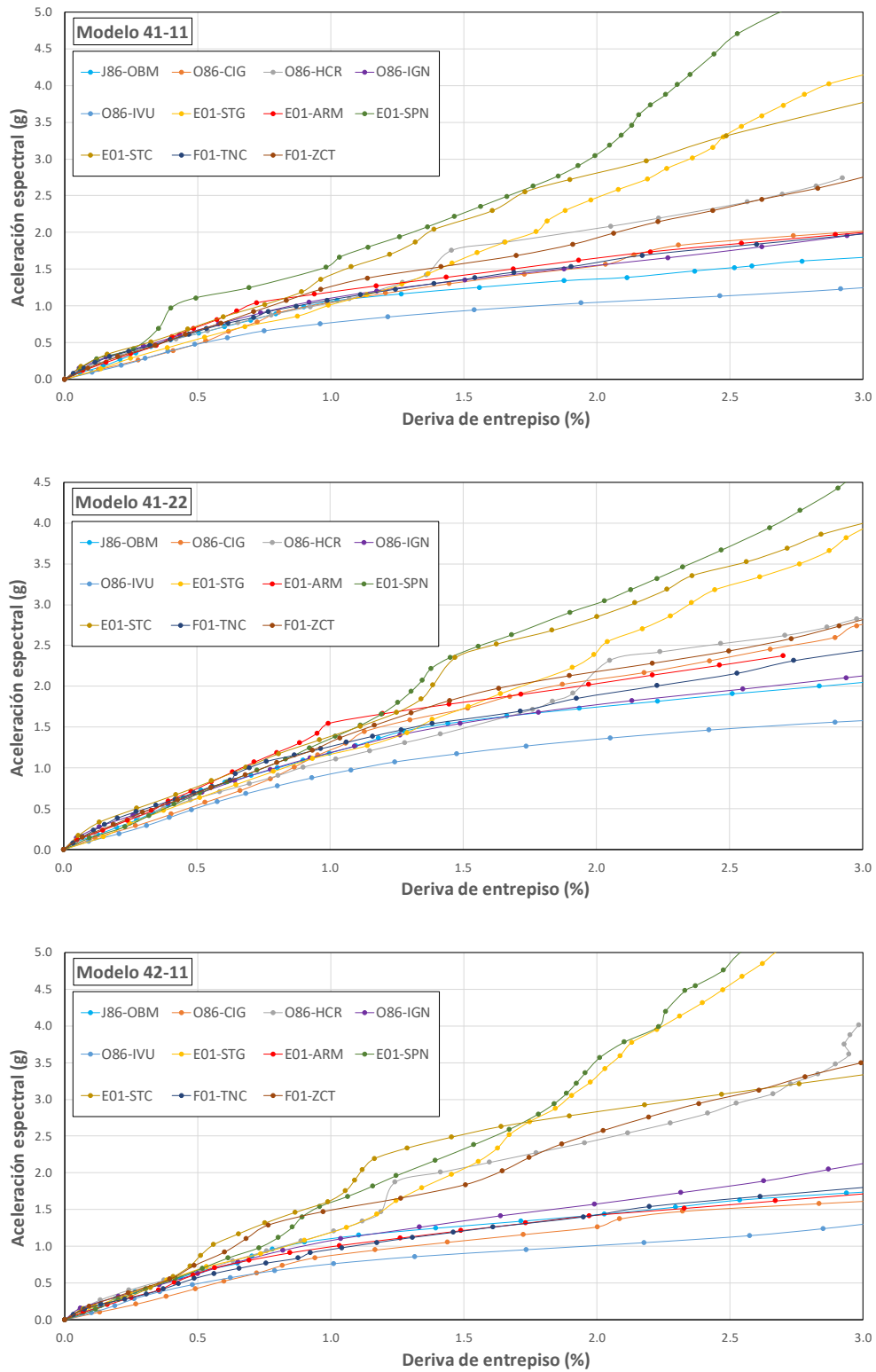


Figura 6.3 Curvas IDA deriva de entrepiso (%) vs aceleración espectral (g) para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental.

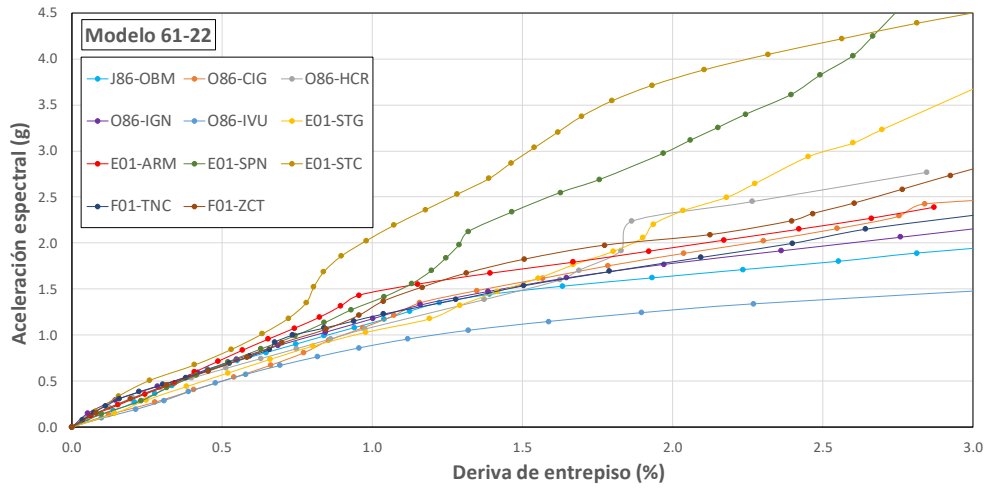
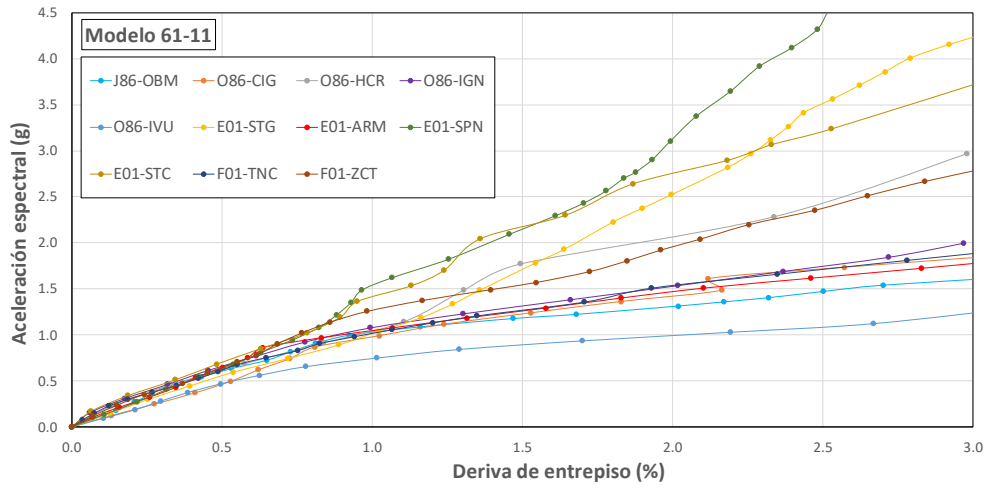
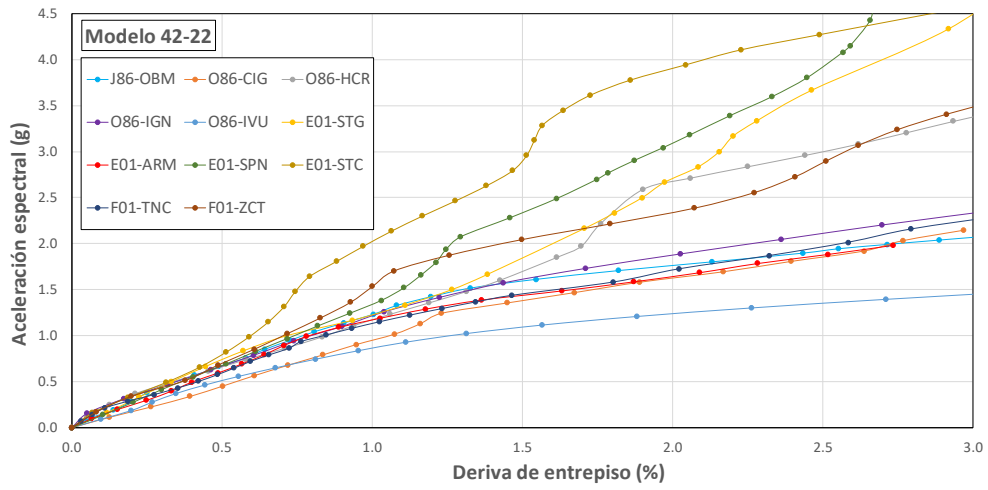


Figura 6.3 Curvas IDA deriva de entapiso (%) vs aceleração espectral (g) para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental (continuación).

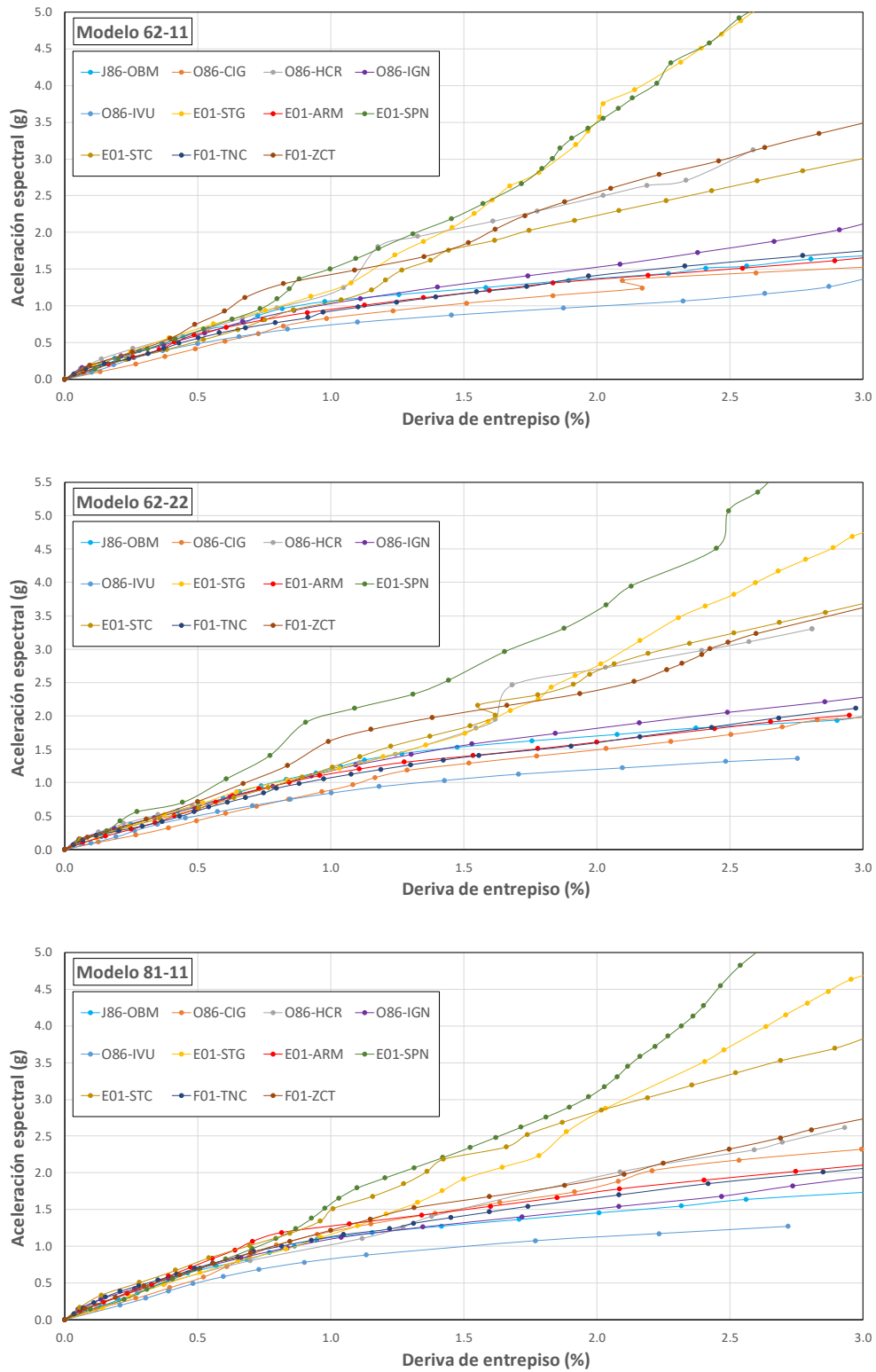


Figura 6.3 Curvas IDA deriva de entresio (%) vs aceleración espectral (g) para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental (continuación).

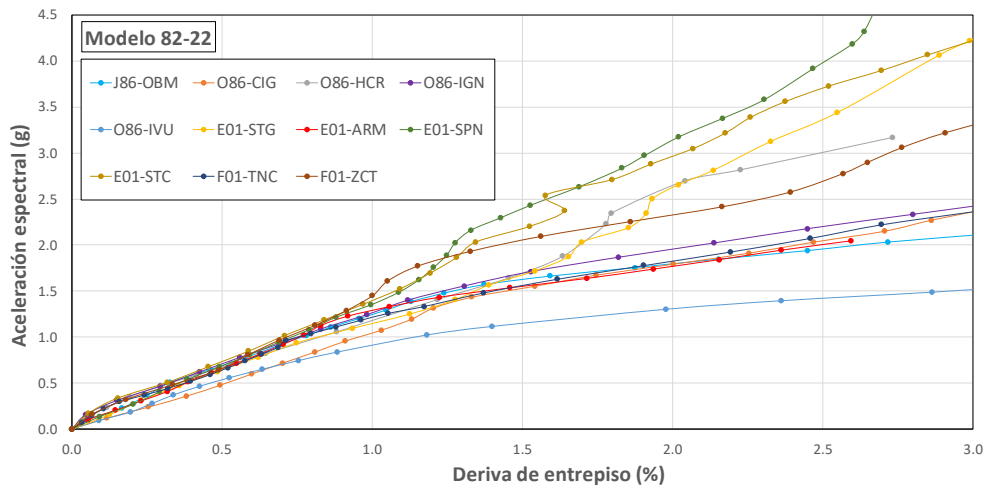
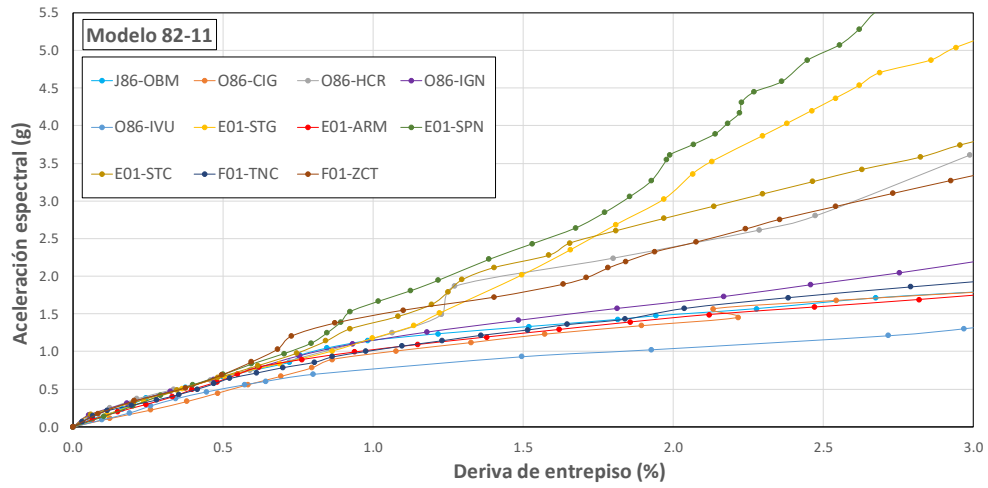
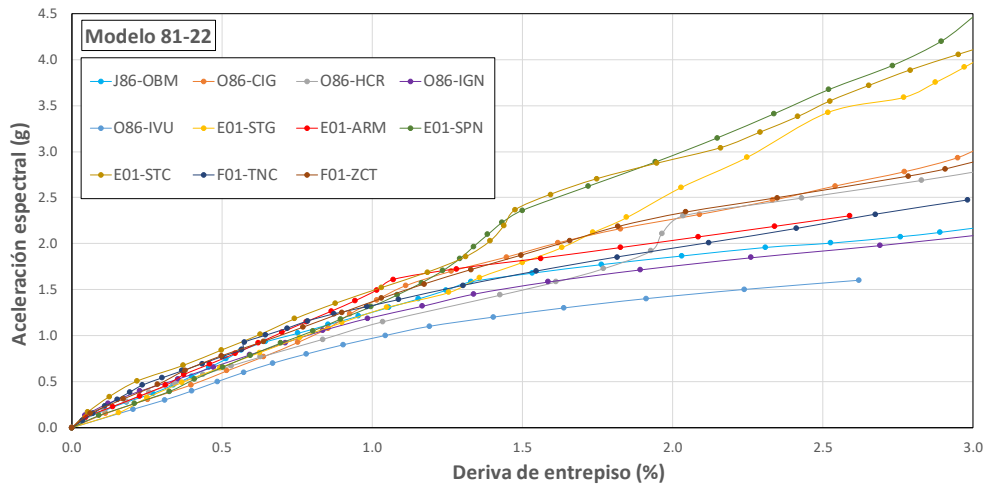


Figura 6.3 Curvas IDA deriva de entapiso (%) vs aceleração espectral (g) para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental (continuación).

En la Figura 6.4 se presenta el consolidado de todas las curvas IDA obtenidas para cada uno de los modelos matemáticos presentados de forma individual en la Figura 6.3; además, en la Figura 6.5 se presenta tales resultados en formato de nube de puntos discretos indicando los umbrales para cada uno de los estados de daño que han sido definidos para este estudio: daño leve, daño moderado, daño severo y daño completo.

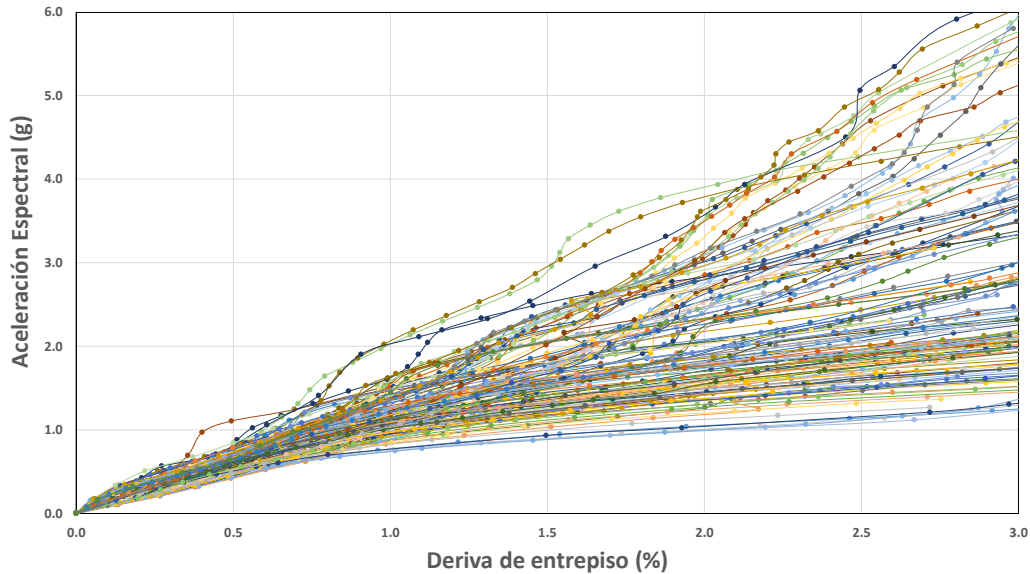


Figura 6.4 Consolidado de curvas IDA deriva de entrepiso vs aceleración espectral obtenidas para todos los modelos de edificios índice bajo la acción de los once eventos sísmicos seleccionados.

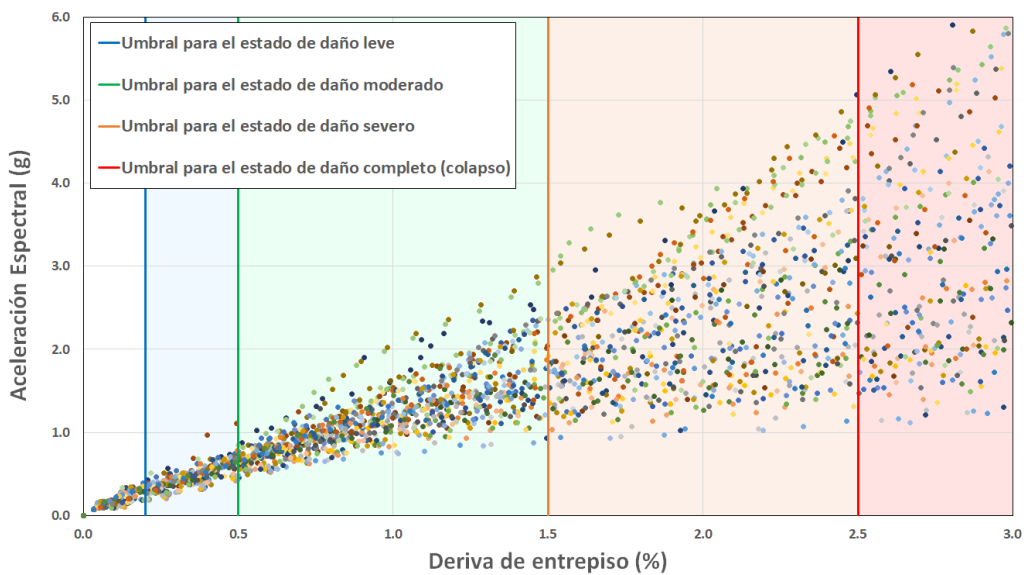


Figura 6.5 Nube de puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental en formato deriva de entrepiso vs aceleración espectral indicando los umbrales de cada uno de los estados de daño empleados en el estudio.

6.3 Curvas IDA (Deriva de entrepiso vs PGA)

De forma análoga, se han obtenido curvas IDA en formato deriva de entrepiso vs aceleración máxima del terreno (PGA) para cada uno de los registros empleados. Dado que el análisis ha sido realizado empleado las dos componentes ortogonales de cada uno de los registros acelerográficos, el valor de PGA empleado corresponde a aquel exhibido por la componente del sismo que ha sido asignada en la dirección débil de la estructura según las consideraciones especificadas en el Capítulo 5 tal como se indica en la Tabla 6.4, en la se han consolidado los resultados que se muestran en la Tabla 4.3 y la Tabla 5.1.

Tabla 6.4 PGA de evaluación para la obtención de las curvas de IDA.

Evento sísmico	PGA (g)		Componente asignada a la dirección débil	PGA de evaluación (g)
	Longitudinal	Transversal		
J82-OBM	0.187	-0.170	Longitudinal	0.187
O86-CIG	0.420	-0.694	Transversal	0.694
O86-HCR	0.429	0.345	Transversal	0.345
O86-IGN	0.519	0.399	Longitudinal	0.519
O86-IVU	0.387	0.681	Transversal	0.681
E01-STG	-0.716	-0.881	Longitudinal	0.716
E01-ARM	0.599	-0.453	Transversal	0.453
E01-SPN	0.574	-0.488	Transversal	0.488
E01-STC	0.490	0.484	Transversal	0.484
F01-TNC	-0.345	-0.239	Longitudinal	0.345
F01-ZCT	-0.408	0.260	Longitudinal	0.408

Con respecto a las curvas IDA calculadas en el apartado anterior, el proceso de determinación de los valores de deriva de entrepiso es el mismo que se ha detallado, la principal diferencia radica en que el parámetro indicador de la intensidad sísmica elegida cambia de aceleración espectral de la estructura a aceleración máxima del terreno. Cabe hacer notar que el valor de la aceleración espectral es intrínseco a las características estructurales por lo que es lógico que, considerando un mismo evento sísmico, estos valores sean distintos según el modelo matemático analizado (ver Tabla 5.2 o Figura 6.1); mientras que el valor de PGA es invariable dentro del mismo evento para cada uno de los modelos.

Al igual que con la aceleración espectral de primer modo, el valor de PGA se ve modificado directamente por cada uno de los factores de escala utilizados en análisis dinámico no lineal incremental. Así, para el modelo 82-11 sometido al evento sísmico del 13 de febrero de 2001 registrado por la red UCA en la ciudad de Zacatecoluca analizado anteriormente, se observa de la Tabla 6.4 que el PGA registrado para tal acción sísmica es de 0.408g. Luego, para obtener de PGA respectiva, este se multiplica por el factor de escala de intensidad correspondiente. Por ejemplo, considerando un factor de escala de 0.6 se tiene:

$$PGA_{(0.6)} = 0.408g \times 0.6 = 0.24g$$

En la Figura 6.6 se presenta el consolidado de todas las curvas IDA obtenidas en formato deriva de entepiso vs aceleración máxima del terreno (PGA) para cada uno de los modelos matemáticos considerados; además, en la Figura 6.7 se presenta tales resultados en formato de nube de puntos discretos indicando los umbrales para cada uno de los estados de daño que han sido definidos para este estudio: daño leve, daño moderado, daño severo y daño completo.

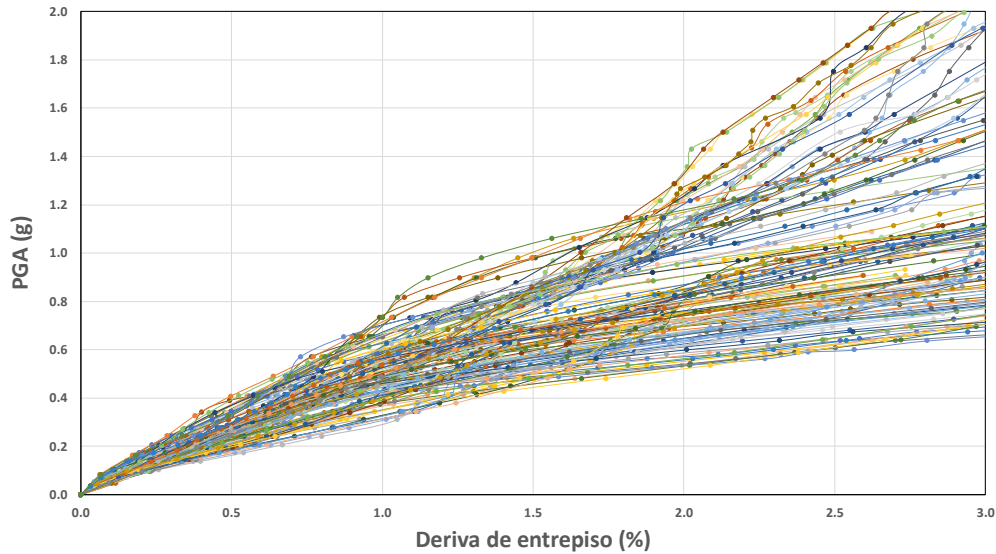


Figura 6.6 Consolidado de curvas IDA deriva de entepiso vs PGA obtenidas para todos los modelos de edificios índice bajo la acción de los once eventos sísmicos seleccionados.

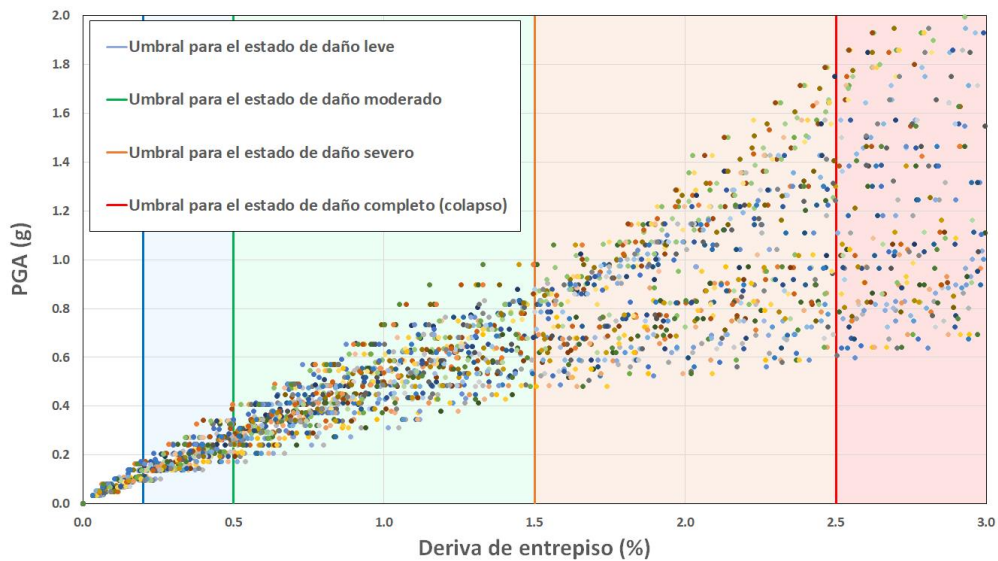


Figura 6.7 Nube de puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental en formato deriva de entepiso vs PGA indicando los umbrales de cada uno de los estados de daño empleados en el estudio.

6.4 Curvas de fragilidad

Obtenidos los datos del análisis dinámico no lineal incremental se procede a realizar un procesamiento estadístico con el fin de definir las funciones de fragilidad que sirvan para generar las curvas de fragilidad. Los parámetros estadísticos de interés son la mediana y la desviación estándar de los datos obtenidos al nivel del umbral de cada uno de los estados de daño diferentes al estado de daño nulo (sin daño). En la Figura 6.8 se muestran los datos que serán considerados para el procesamiento estadístico para las curvas tomando como parámetro de demanda la aceleración espectral, mientras que la Figura 6.9 presenta tales datos para valores de PGA.

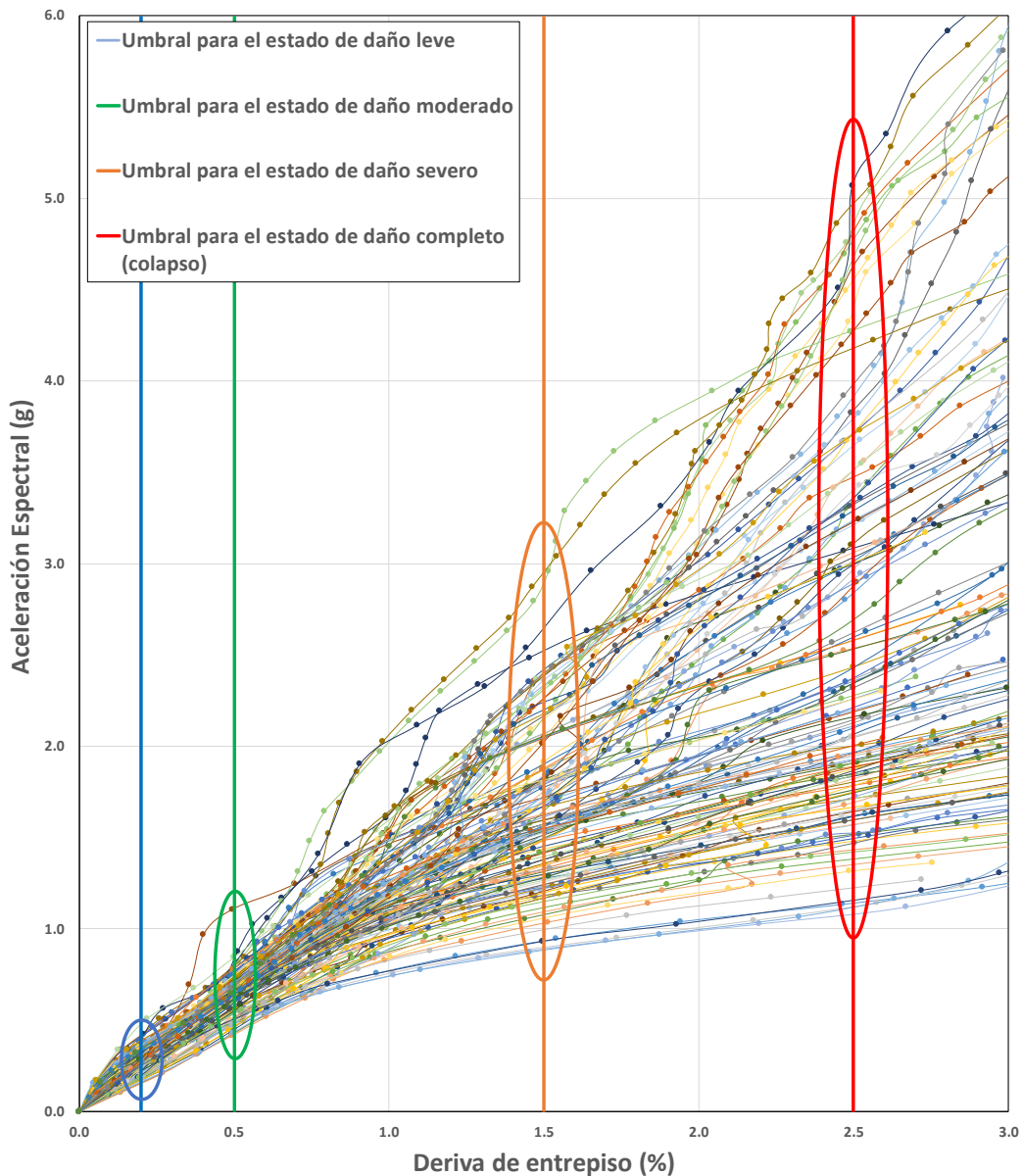


Figura 6.8 Curvas IDA deriva de entrepiso vs aceleración espectral indicando los valores a tomar en cuenta para el procesamiento estadístico de cada uno de los estados de daño.

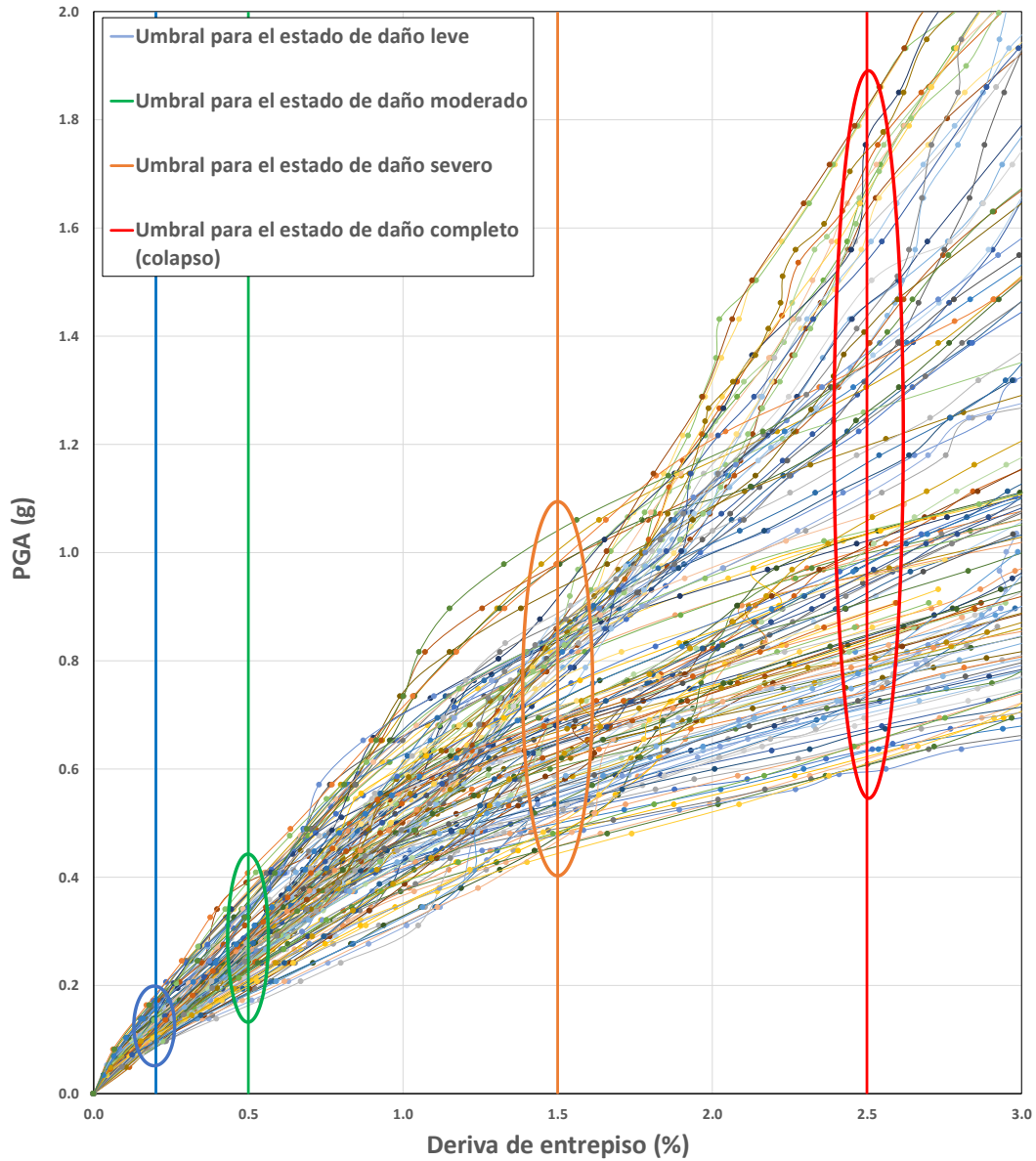


Figura 6.9 Curvas IDA deriva de entrepiso vs PGA indicando los valores a tomar en cuenta para el procesamiento estadístico de cada uno de los estados de daño.

Para obtener estos valores estadísticos se emplean la Ecuación 2.2a y Ecuación 2.2b, según lo sugerido por Ibarra y Krawinkler (2005):

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (2.2a)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\ln \left(\frac{IM_i}{\theta} \right) \right]^2} \quad (2.2b)$$

donde, como se ha mencionado en el Capítulo 2, n es el número de sismos considerados e IM_i es el valor de la medida de intensidad (aceleración espectral o PGA para el caso de este estudio) asociado con el nivel de daño bajo consideración para el i -ésimo evento sísmico.

6.4.1 Técnica de interpolación

Para obtener los valores de aceleración espectral de cada una de las 132 curvas IDA al nivel de la deriva que marca el umbral de cada uno de los estados de daño se emplea una técnica de interpolación mediante splines cúbicos según lo recomendado por D'Ayala et al. (2015). En la Tabla 6.5 y Tabla 6.6 se presentan los datos obtenidos para las medidas de intensidad (IM) seleccionadas (aceleración espectral del primer modo de vibración y PGA respectivamente) en términos del valor de la aceleración de la gravedad (g) para el nivel de daño completo (colapso), mostrando además el resultado de evaluar el logaritmo natural ($\ln(IM)$) de cada uno de estos valores según lo requerido por la Ecuación 2.2a. Los resultados obtenidos mediante interpolación para cada umbral de los estados de daño definidos en este estudio (daño leve, moderado, severo y completo) se presentan en el Apéndice B, para los valores de aceleración espectral, y en el Apéndice E, para los valores de PGA.

Tabla 6.5 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.

Modelo	$S_{a(T_1)}$	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	$IM (g)$	1.51	1.90	2.36	1.75	1.14	3.36	1.84	4.62	3.33	1.81	2.35
	$\ln(IM)$	0.41	0.64	0.86	0.56	0.13	1.21	0.61	1.53	1.20	0.59	0.85
41-22	$IM (g)$	1.91	2.36	2.54	1.95	1.48	3.25	2.28	3.71	3.49	2.14	2.43
	$\ln(IM)$	0.64	0.86	0.93	0.67	0.39	1.18	0.82	1.31	1.25	0.76	0.89
42-11	$IM (g)$	1.61	1.51	2.92	1.82	1.12	4.56	1.57	4.83	3.08	1.65	3.03
	$\ln(IM)$	0.48	0.41	1.07	0.60	0.11	1.52	0.45	1.58	1.13	0.50	1.11
42-22	$IM (g)$	1.92	1.85	3.00	2.11	1.35	3.73	1.88	3.91	4.28	1.96	2.88
	$\ln(IM)$	0.65	0.61	1.10	0.75	0.30	1.32	0.63	1.36	1.45	0.67	1.06
61-11	$IM (g)$	1.47	1.71	2.41	1.74	1.08	3.52	1.62	4.40	3.22	1.71	2.37
	$\ln(IM)$	0.38	0.54	0.88	0.56	0.08	1.26	0.48	1.48	1.17	0.53	0.86
61-22	$IM (g)$	1.78	2.13	2.27	1.97	1.39	2.99	2.19	3.84	4.18	2.06	2.35
	$\ln(IM)$	0.58	0.76	0.82	0.68	0.33	1.09	0.78	1.35	1.43	0.72	0.85

Tabla 6.5 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural (continuación).

Modelo	$S_{a(T_1)}$	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
62-11	$IM (g)$	1.53	1.43	2.95	1.79	1.12	4.77	1.50	4.81	2.62	1.59	3.01
	$ln(IM)$	0.42	0.36	1.08	0.58	0.11	1.56	0.40	1.57	0.96	0.47	1.10
62-22	$IM (g)$	1.84	1.72	3.07	2.06	1.32	3.79	1.84	5.11	3.23	1.87	3.11
	$ln(IM)$	0.61	0.54	1.12	0.72	0.28	1.33	0.61	1.63	1.17	0.62	1.13
81-11	$IM (g)$	1.61	2.17	2.24	1.69	1.22	3.72	1.93	4.68	3.33	1.89	2.32
	$ln(IM)$	0.48	0.77	0.81	0.53	0.20	1.31	0.66	1.54	1.20	0.63	0.84
81-22	$IM (g)$	2.00	2.60	2.52	1.92	1.57	3.41	2.26	3.65	3.51	2.21	2.58
	$ln(IM)$	0.69	0.95	0.92	0.65	0.45	1.23	0.82	1.29	1.26	0.79	0.95
82-11	$IM (g)$	1.65	1.67	2.83	1.91	1.14	4.28	1.60	4.97	3.29	1.76	2.89
	$ln(IM)$	0.50	0.51	1.04	0.65	0.13	1.45	0.47	1.60	1.19	0.56	1.06
82-22	$IM (g)$	1.96	2.05	3.03	2.20	1.42	3.36	2.01	3.98	3.71	2.10	2.69
	$ln(IM)$	0.67	0.72	1.11	0.79	0.35	1.21	0.70	1.38	1.31	0.74	0.99

Tabla 6.6 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.

Modelo	PGA	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	$IM (g)$	0.63	1.01	0.74	0.62	0.82	1.68	0.72	1.63	0.95	0.81	1.25
	$ln(IM)$	-0.45	0.01	-0.30	-0.47	-0.20	0.52	-0.33	0.49	-0.05	-0.21	0.22
41-22	$IM (g)$	0.79	1.14	0.87	0.74	1.03	1.46	0.87	1.31	1.00	0.96	1.31
	$ln(IM)$	-0.24	0.13	-0.14	-0.30	0.03	0.38	-0.14	0.27	0.00	-0.04	0.27
42-11	$IM (g)$	0.63	0.99	0.75	0.62	0.80	1.82	0.70	1.68	1.02	0.81	1.35
	$ln(IM)$	-0.46	-0.01	-0.28	-0.48	-0.22	0.60	-0.35	0.52	0.02	-0.21	0.30

Tabla 6.6 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural (continuación).

Modelo	PGA	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
42-22	$IM(g)$	0.76	1.13	0.84	0.72	0.99	1.60	0.86	1.38	1.26	0.94	1.38
	$\ln(IM)$	-0.27	0.13	-0.17	-0.33	-0.01	0.47	-0.15	0.32	0.23	-0.06	0.32
61-11	$IM(g)$	0.61	0.96	0.73	0.61	0.79	1.70	0.68	1.59	0.91	0.78	1.23
	$\ln(IM)$	-0.50	-0.04	-0.31	-0.50	-0.24	0.53	-0.38	0.46	-0.09	-0.25	0.21
61-22	$IM(g)$	0.74	1.10	0.74	0.71	0.99	1.46	0.83	1.32	1.20	0.92	1.26
	$\ln(IM)$	-0.30	0.09	-0.31	-0.34	-0.01	0.38	-0.19	0.28	0.18	-0.08	0.23
62-11	$IM(g)$	0.60	0.96	0.73	0.61	0.79	1.82	0.67	1.71	0.94	0.78	1.32
	$\ln(IM)$	-0.52	-0.04	-0.31	-0.49	-0.24	0.60	-0.40	0.54	-0.06	-0.24	0.28
62-22	$IM(g)$	0.72	1.11	0.82	0.70	0.96	1.56	0.83	1.77	1.01	0.91	1.41
	$\ln(IM)$	-0.33	0.10	-0.20	-0.36	-0.05	0.45	-0.19	0.57	0.01	-0.09	0.34
81-11	$IM(g)$	0.67	1.04	0.77	0.65	0.85	1.67	0.74	1.66	0.96	0.84	1.24
	$\ln(IM)$	-0.41	0.04	-0.26	-0.44	-0.16	0.51	-0.30	0.50	-0.04	-0.17	0.22
81-22	$IM(g)$	0.80	1.17	0.90	0.78	1.07	1.49	0.89	1.35	1.01	0.99	1.35
	$\ln(IM)$	-0.22	0.15	-0.10	-0.25	0.07	0.40	-0.12	0.30	0.01	-0.01	0.30
82-11	$IM(g)$	0.65	1.03	0.78	0.65	0.84	1.82	0.73	1.74	0.98	0.85	1.37
	$\ln(IM)$	-0.43	0.03	-0.24	-0.43	-0.18	0.60	-0.32	0.56	-0.02	-0.17	0.31
82-22	$IM(g)$	0.79	1.19	0.89	0.76	1.04	1.54	0.89	1.43	1.06	0.98	1.36
	$\ln(IM)$	-0.23	0.17	-0.11	-0.28	0.04	0.43	-0.12	0.36	0.06	-0.02	0.31

6.4.2 Parámetros estadísticos

Para obtener el valor que representa el valor medio de la distribución de datos se hace uso de la Ecuación 2.2a. Para el caso del estado de daño completo (colapso), empleando las aceleraciones espectrales como parámetro indicador de demanda sísmica (ver Tabla 6.5), se puede determinar la sumatoria de los logaritmos naturales para los 132 valores obtenidos para tal nivel:

$$\sum_{i=1}^{132} \ln IM_i = 111.31$$

Evaluando este resultado en la Ecuación 2.2a se puede determinar el valor de la mediana de los datos obtenidos para el estado de daño completo (colapso) convirtiendo la expresión obtenida en su forma exponencial equivalente:

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (2.2a)$$

$$\ln \theta = \frac{1}{132} (111.31)$$

$$\ln \theta = 0.84$$

$$\theta = e^{0.84}$$

$$\theta = 2.32$$

Así mismo, se calcula la desviación estándar de los valores de los logaritmos naturales de las aceleraciones espectrales empleando la Ecuación 2.2b; para el caso del nivel de daño completo, se emplean los datos que se muestran en la Tabla 6.5.

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\ln \left(\frac{IM_i}{\theta} \right) \right]^2} \quad (2.2b)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{132-1} \sum_{i=1}^{132} (\ln IM_i - 0.84)^2}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{132-1} (18.99)}$$

$$\beta = 0.38$$

En la Tabla 6.7 se muestran los resultados de los parámetros estadísticos obtenidos para los estados de daño leve, moderado, severo y completo (colapso) empleando el procedimiento anteriormente descrito haciendo uso de los valores de aceleración espectral.

Tabla 6.7 Parámetros estadísticos para cada una de las series de datos de aceleración espectral obtenidas para cada uno de los umbrales de estados de daño.

Estado de daño	Parámetros estadísticos	
	Mediana	Desviación estándar
Leve	0.28	0.24
Moderado	0.64	0.16
Severo	1.61	0.26
Completo	2.32	0.38

Mediante un procedimiento de cálculo análogo se obtienen los parámetros estadísticos para el uso de PGA como parámetro indicador de intensidad sísmica. Para el caso del colapso, la sumatoria de los logaritmos naturales de cada uno de los 132 valores obtenidos para el nivel del umbral del estado de daño es:

$$\sum_{i=1}^{132} \ln IM_i = -2.12$$

Se calcula el valor de la mediana empleando la Ecuación 2.2a:

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (2.2a)$$

$$\ln \theta = \frac{1}{132} (-2.12)$$

$$\ln \theta = -0.016$$

$$\theta = e^{-0.016}$$

$$\theta = 0.98$$

La desviación estándar, empleando la Ecuación 2.2b:

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\ln \left(\frac{IM_i}{\theta} \right) \right]^2} \quad (2.2b)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{132-1}} (12.18)$$

$$\beta = 0.30$$

En la Tabla 6.8 se muestran los resultados de los parámetros estadísticos obtenidos para los estados de daño leve, moderado, severo y completo (colapso) empleando el procedimiento anteriormente descrito utilizando el PGA.

Tabla 6.8 Parámetros estadísticos para cada una de las series de datos de PGA obtenidas para cada uno de los umbrales de estados de daño.

Estado de daño	Parámetros estadísticos	
	Mediana	Desviación estándar
Leve	0.12	0.18
Moderado	0.27	0.19
Severo	0.68	0.21
Completo	0.98	0.30

6.4.3 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad son un recurso gráfico que relacionan la probabilidad de daño de una estructura como función de una medida de intensidad asociada a la demanda sísmica, para los fines de este estudio el parámetro indicador de la demanda sísmica es la aceleración espectral del primer modo de la estructura. Con los resultados de los parámetros estadísticos de la Tabla 6.7 y Tabla 6.8 es posible definir las ecuaciones de fragilidad de cada uno de los estados de daño empleando la Ecuación 2.1.

$$P[d \geq d_i] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{d_i}} \ln \left(\frac{IM}{IM_{d_i}} \right) \right] \quad (2.1)$$

donde $\Phi[\cdot]$ representa una función de distribución normal estándar acumulada, la cual puede ser reescrita como:

$$\Phi \left[\frac{1}{\beta_{d_i}} \ln \left(\frac{IM}{IM_{d_i}} \right) \right] = \frac{1}{\beta \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(u-\theta)^2}{2\beta^2}} du, \quad x \in \mathbb{R} \quad (6.1)$$

Para los fines del estudio estos parámetros representan respectivamente el valor de la mediana (θ), la desviación estándar (β) y valores de aceleración espectral que van desde 0.1g hasta lograr distribución de probabilidad de 100% para cada estado límite (x). Resulta necesario acotar que la función de distribución normal genera, a partir de la mediana y la desviación estándar, una línea de tendencia con respecto a los valores de aceleración espectral a partir de los cuales se calcularon tales parámetros estadísticos. En la Figura 6.10 se presenta el resultado de la curva de fragilidad para el estado de daño leve tomando como medida de intensidad la aceleración espectral del primer modo de vibración de las estructuras empleando los resultados de los parámetros estadísticos que se detallan en la Tabla 6.7.

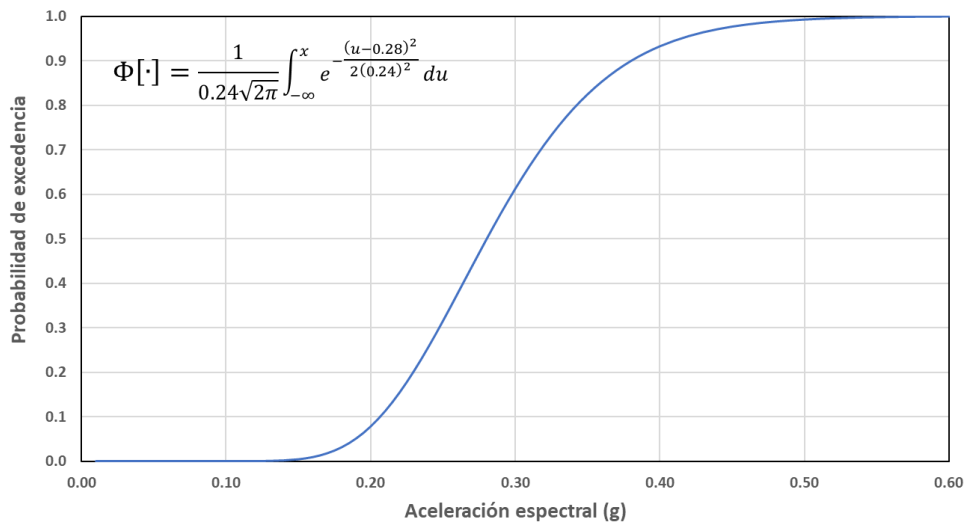


Figura 6.10 Curva de fragilidad para daño leve utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.

Con el fin de visualizar la precisión de esta función de distribución de probabilidad se emplea un método de cuantificación de momentos en los que se ordena todos los valores obtenidos de aceleración espectral para cada uno de los estados de daño de menor a mayor y se le asigna un valor de peso acumulado según el orden en que aparecen, desde un valor de 1 para el primer dato hasta un valor de 132 para el último, para luego dividirlo entre el número de datos con el fin de obtener un porcentaje acumulado de la distribución real de los datos con respecto a la mediana.

En la Tabla 6.9 se muestran los resultados presentados en la Tabla 6.5 detallando únicamente los datos obtenidos para la aceleración espectral del primer modo de vibración en términos del valor de la aceleración de la gravedad (g) correspondiente al nivel de daño completo (colapso).

Tabla 6.9 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo.

Modelo	$S_{a(T_1)}$	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	$IM (g)$	1.51	1.90	2.36	1.75	1.14	3.36	1.84	4.62	3.33	1.81	2.35
41-22	$IM (g)$	1.91	2.36	2.54	1.95	1.48	3.25	2.28	3.71	3.49	2.14	2.43
42-11	$IM (g)$	1.61	1.51	2.92	1.82	1.12	4.56	1.57	4.83	3.08	1.65	3.03
42-22	$IM (g)$	1.92	1.85	3.00	2.11	1.35	3.73	1.88	3.91	4.28	1.96	2.88
61-11	$IM (g)$	1.47	1.71	2.41	1.74	1.08	3.52	1.62	4.40	3.22	1.71	2.37
61-22	$IM (g)$	1.78	2.13	2.27	1.97	1.39	2.99	2.19	3.84	4.18	2.06	2.35
62-11	$IM (g)$	1.53	1.43	2.95	1.79	1.12	4.77	1.50	4.81	2.62	1.59	3.01
62-22	$IM (g)$	1.84	1.72	3.07	2.06	1.32	3.79	1.84	5.11	3.23	1.87	3.11
81-11	$IM (g)$	1.61	2.17	2.24	1.69	1.22	3.72	1.93	4.68	3.33	1.89	2.32
81-22	$IM (g)$	2.00	2.60	2.52	1.92	1.57	3.41	2.26	3.65	3.51	2.21	2.58
82-11	$IM (g)$	1.65	1.67	2.83	1.91	1.14	4.28	1.60	4.97	3.29	1.76	2.89
82-22	$IM (g)$	1.96	2.05	3.03	2.20	1.42	3.36	2.01	3.98	3.71	2.10	2.69

Por ejemplo, al inspeccionar la Tabla 6.9 se observa que el menor valor de aceleración espectral obtenido para el umbral del estado de daño completo es de 1.08g, correspondiente al modelo 61-11 bajo la acción del evento sísmico O86-IVU, al cual se le asigna un peso acumulado de 1 y su distribución tiene un valor de $1/132 = 0.008$, lo cual genera un primer par ordenado (1.08g, 0.008); el siguiente valor de aceleración espectral en orden ascendente es 1.12g, correspondiente al modelo 42-11, también bajo la acción del evento sísmico O86-IVU, asignándole un peso

acumulado de 2 y con una distribución de $2/132 = 0.015$, de lo que se obtiene un par ordenado (1.12g, 0.015). Este proceso se repite para los 132 datos de aceleración espectral, de los cuales el mayor valor es de 5.11g, correspondiente al modelo 62-22 bajo la acción del evento sísmico E01-SPN y cuya distribución es evidentemente, $132/132 = 1.0$. El detalle de todos los pares ordenados para los puntos discretos obtenidos según el procedimiento detallado anteriormente se presenta en el Apéndice C, para los valores de aceleración espectral, y en el Apéndice F, para los valores de PGA. Desde la Figura 6.11 hasta la Figura 6.14 se presentan las curvas de fragilidad obtenidas para cada uno de los estados de daño definidos en este estudio (leve, moderado, severo y completo) en las cuales se han planteado los puntos de aceleración espectral determinadas al nivel de cada umbral de estado de daño.

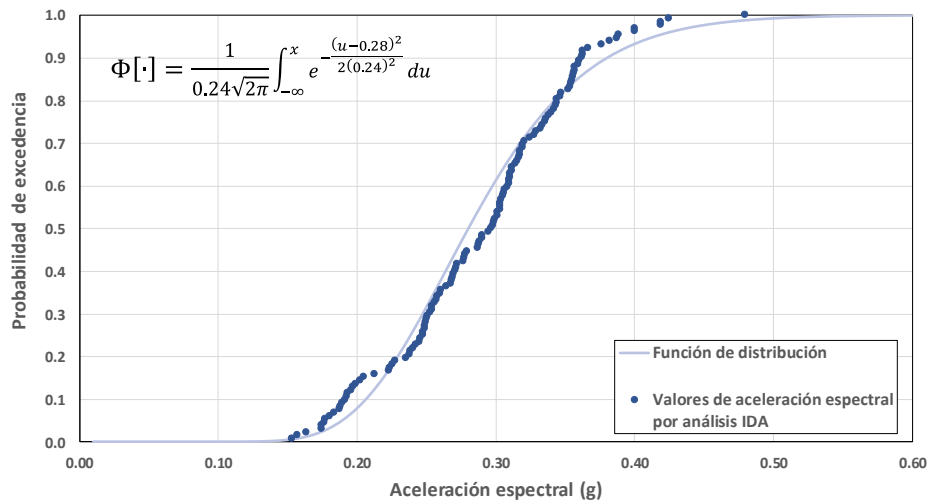


Figura 6.11 Curva de fragilidad para daño leve utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.

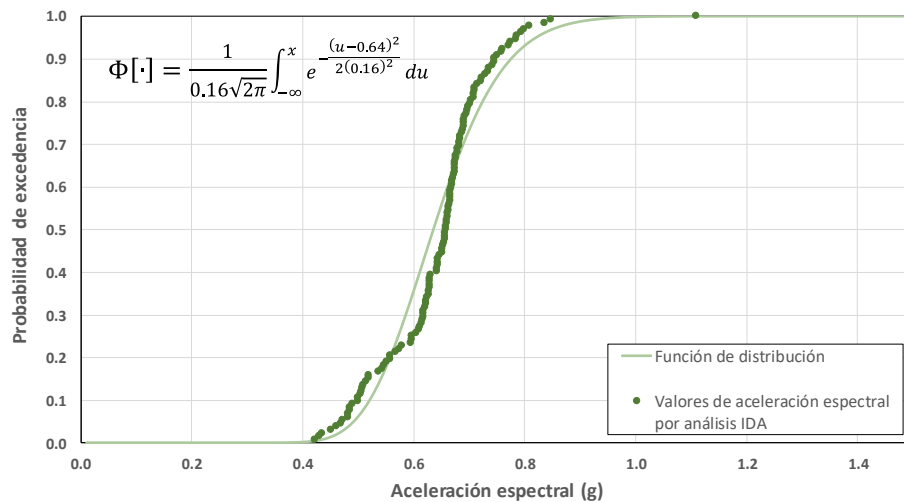


Figura 6.12 Curva de fragilidad para daño moderado utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.

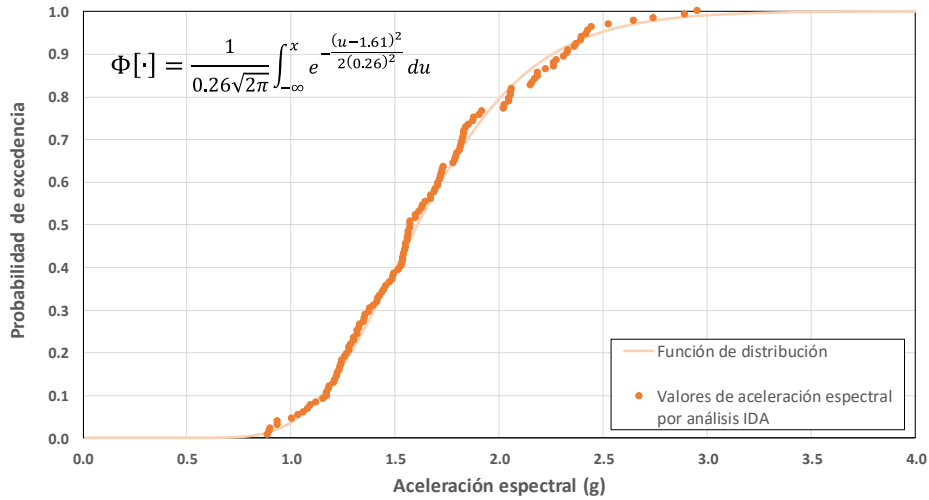


Figura 6.13 Curva de fragilidad para daño severo utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.

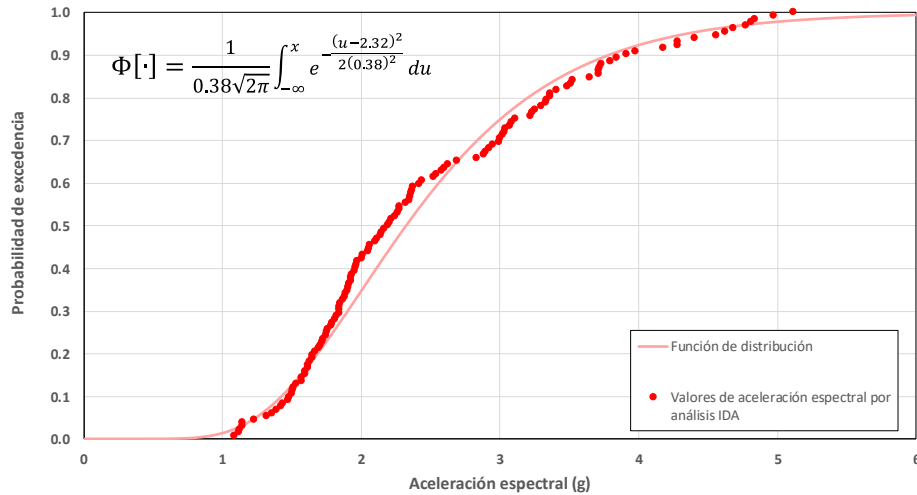


Figura 6.14 Curva de fragilidad para daño completo (colapso) utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.

Finalmente, en la Figura 6.15 y la Figura 6.16 se presentan el consolidado de las curvas de fragilidad para los umbrales de los estados de daño establecidos obtenidas por medio de las funciones de fragilidad utilizando respectivamente la aceleración espectral y la aceleración máxima del terreno como parámetro indicador de daño. Se recuerda que una curva de fragilidad representa la probabilidad que determinada estructura tiene de alcanzar el estado de daño respectivo ante una determinada medida de intensidad. Así, se puede establecer que todos los puntos contenidos dentro de las curvas de fragilidad presentes en la Figura 6.15 y la Figura 6.16 representan los valores a los cuales se alcanzan cada uno de los estados daño para los valores de aceleraciones espectrales y PGA correspondientes, respectivamente, mientras que todos los puntos bajo cada curva de fragilidad indican la excedencia del respectivo nivel de daño.

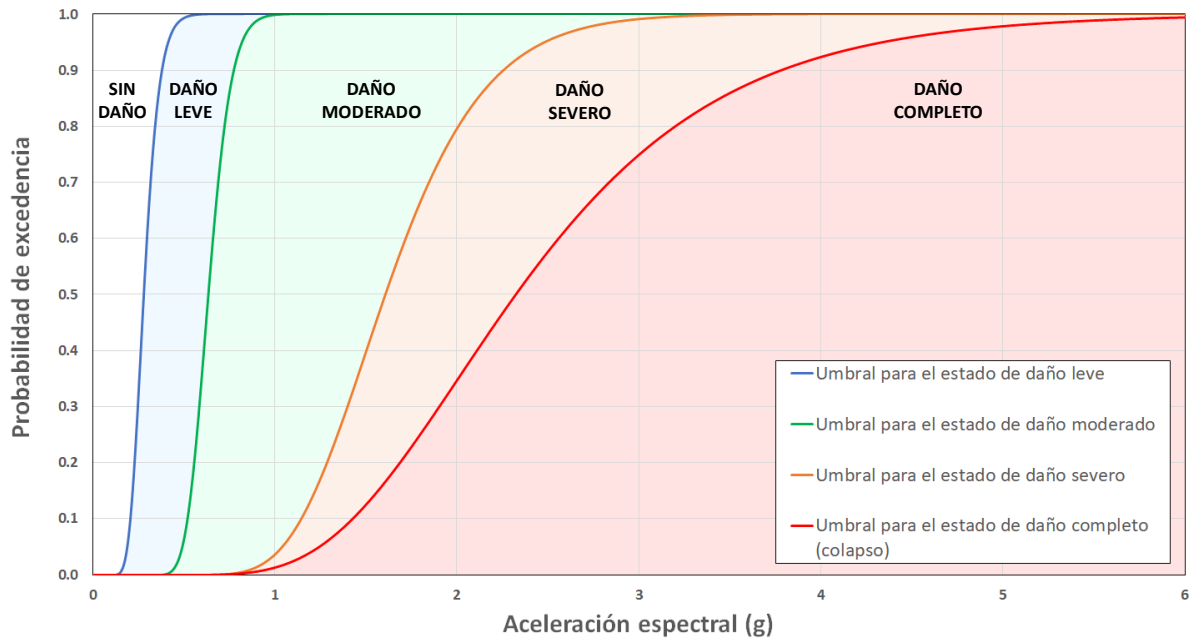


Figura 6.15 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y completo (colapso) utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica.

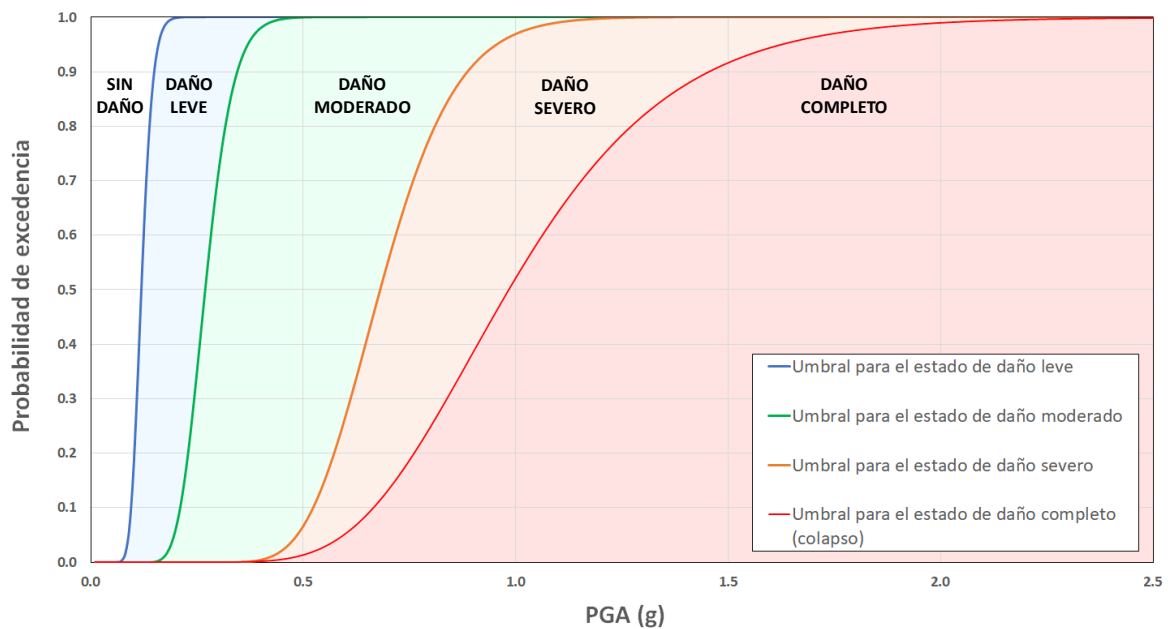
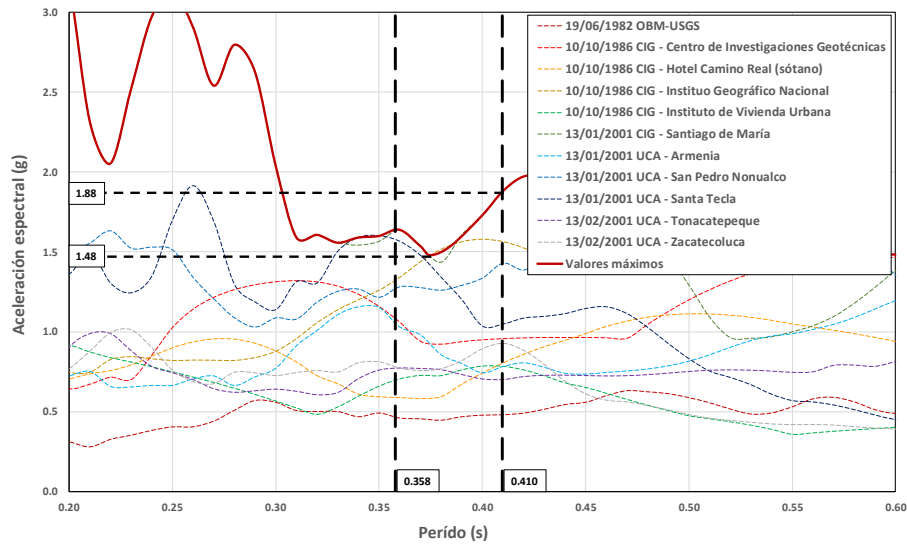


Figura 6.16 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y completo (colapso) utilizando la aceleración máxima del terreno como parámetro indicador de la intensidad sísmica.

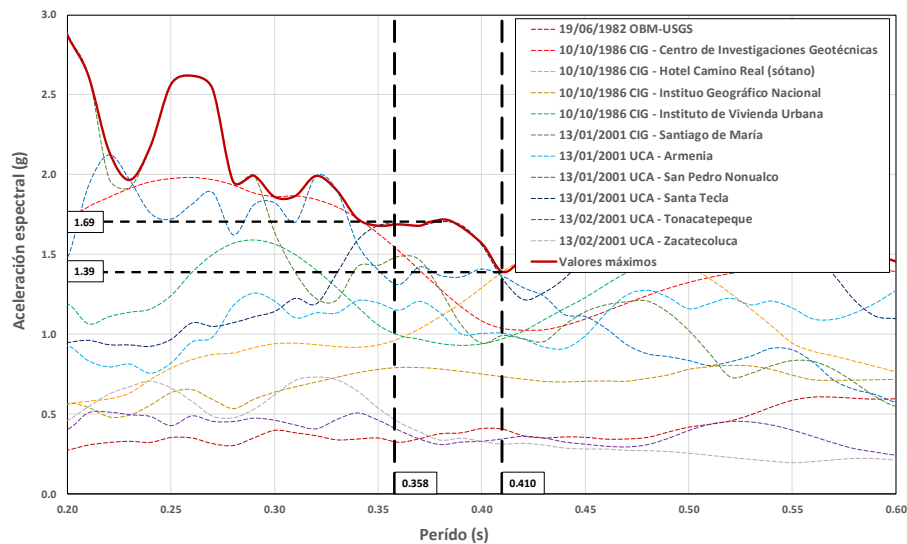
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

Tomando en cuenta que, para las estructuras evaluadas en este estudio, se obtuvieron períodos fundamentales que varían entre 0.358 y 0.410 segundos y considerando la demanda representada por los espectros de respuesta de los registros acelerográficos utilizados en esta investigación, se puede afirmar que este tipo de estructura presenta un rango de aceleraciones espectrales máximas en el orden de entre 1.39g y 1.88g al considerar la envolvente para ambas componentes ortogonales, tal como se observa en la Figura 7.1.



(a)



(b)

Figura 7.1 Rango de aceleraciones espectrales para los períodos comprendidos entre 0.358 y 0.410 segundos: componente del registro: a) longitudinal y b) transversal.

A partir de la observación anterior se pueden trazar en el gráfico de curvas de fragilidad obtenido en este estudio los límites de aceleraciones espectrales máximas para estas estructuras, esto se muestra en la Figura 7.2.

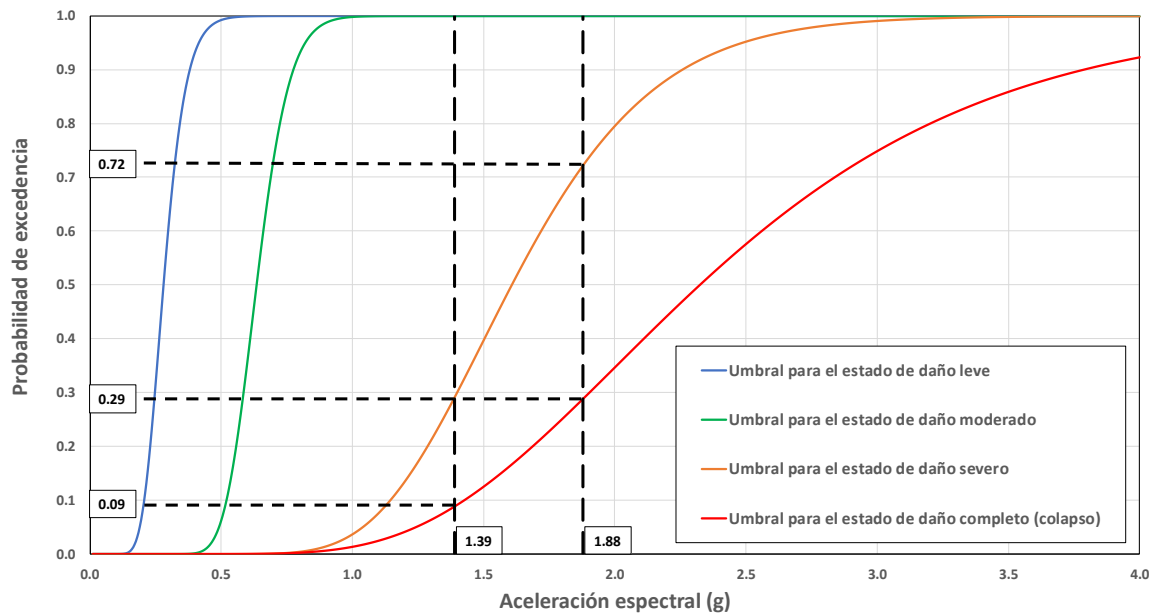


Figura 7.2 Rango de aceleraciones espectrales máximas graficadas sobre las curvas de probabilidad de excedencia de los estados límites definidos en el estudio.

A partir de lo que se ilustra en la Figura 7.2 se puede concluir que, para el caso de las aceleraciones espectrales máximas de los eventos considerados para representar la amenaza sísmica en El Salvador:

- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad de entre un 9% y un 29% de presentar daño completo.
- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad de entre un 29% y un 72% de alcanzar como mínimo el límite de daño severo.
- El 100% de las estructuras pertenecientes a esta tipología alcanzarían al menos el límite de daño moderado.

Resulta interesante evaluar asimismo un escenario en el cual se toma el mismo procedimiento anterior para un valor medio de todos los espectros de respuesta que fueron usados para representar la amenaza en este estudio; ello estaría brindando información importante dado que representaría el caso más común en que se tuviera un sismo de características importantes pero que se halla dentro de los promedios usuales de los terremotos que ocurren en El Salvador. Para tal efecto se ha definido una curva mediana para los valores de los espectros de respuesta de los eventos sísmicos considerados para cada dirección ortogonal.

Se presenta en la Figura 7.3 la curva mediana de los espectros de respuesta de aceleración, para las dos componentes ortogonales y los límites respectivos generados por los períodos mínimo y máximo de la tipología en estudio.

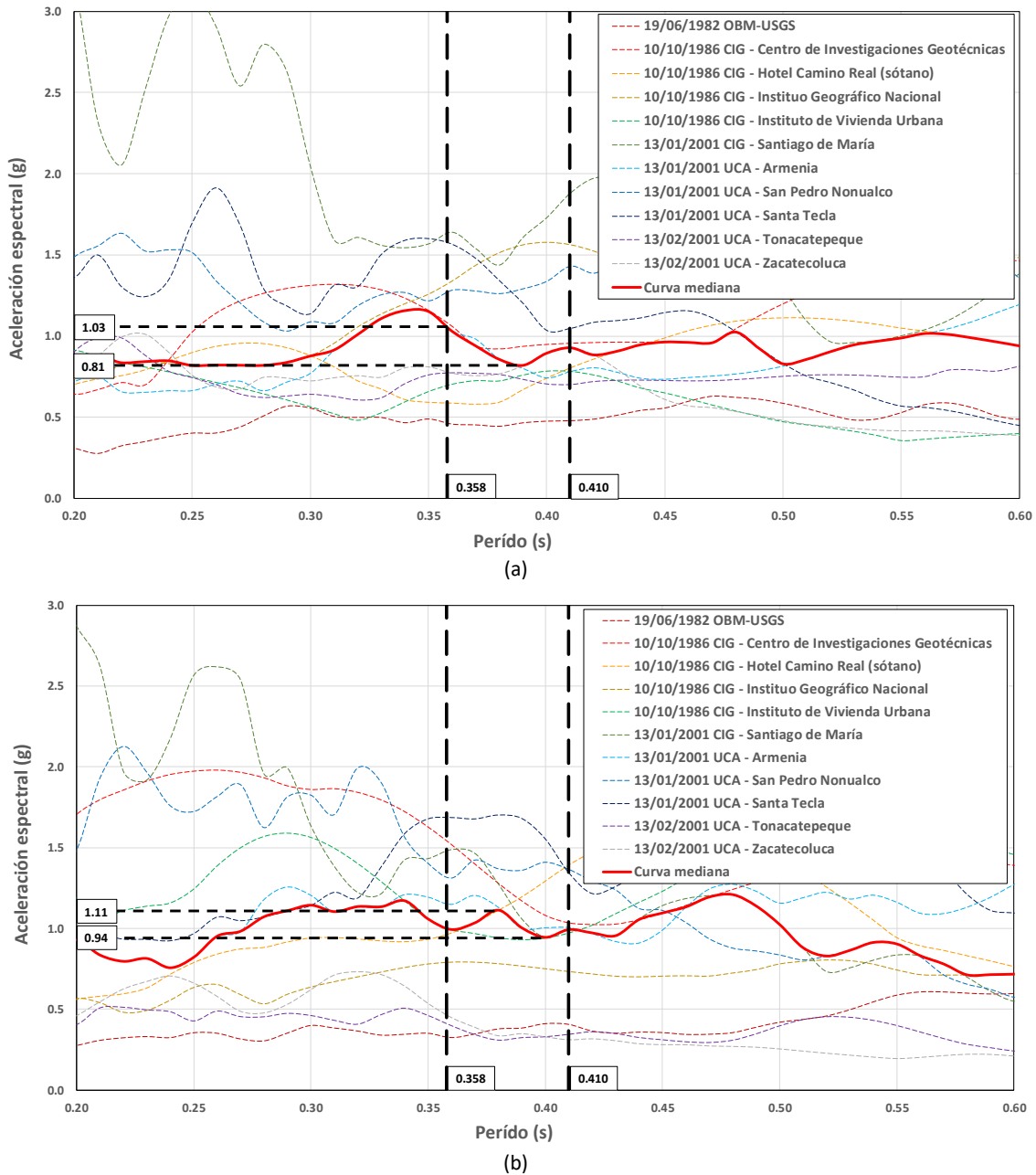


Figura 7.3 Rango de aceleraciones espectrales de la mediana de los espectros de respuesta para los períodos comprendidos entre 0.358 y 0.410 segundos: componente del registro: a) longitudinal y b) transversal.

De la Figura 7.3 se observa que el rango de valores de aceleración espectral dentro del intervalo de períodos interés va desde 0.81g hasta 1.03g para las componentes longitudinales de los eventos sísmicos considerados, y desde 0.94g hasta 1.11g para las componentes transversales de los mismos.

Al considerar ambas direcciones ortogonales, el rango de valores de aceleración espectral varía desde 0.81g hasta 1.11g definiendo así los límites de aceleraciones obtenidas de la curva mediana de los espectros de respuesta de aceleración para estas estructuras; estos límites pueden ser trazado en el gráfico de curvas de fragilidad obteniendo así la Figura 7.4

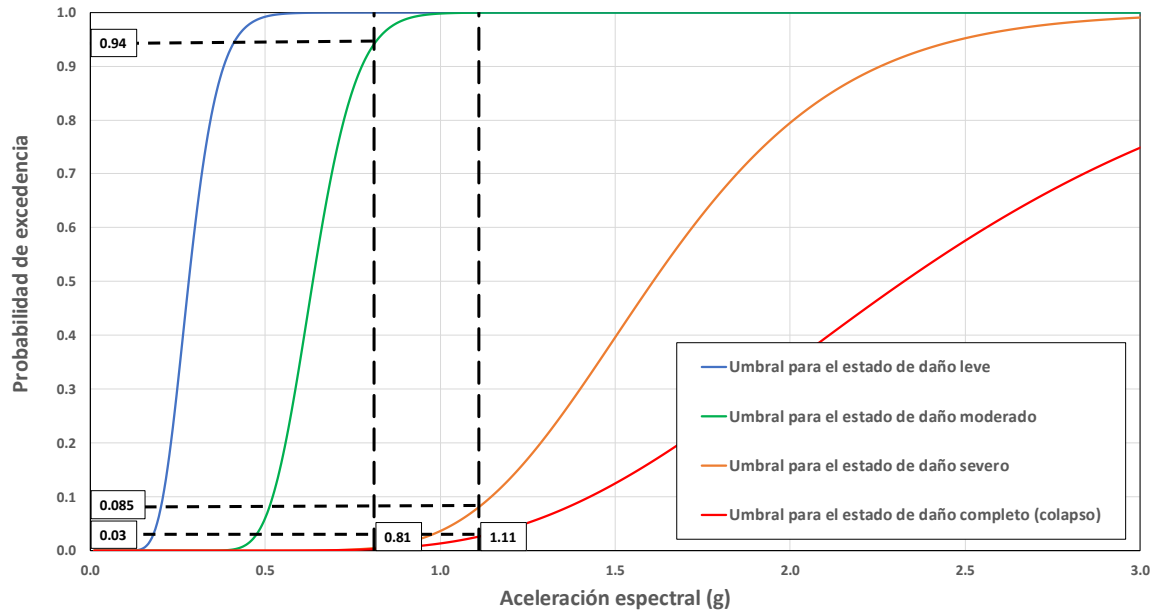
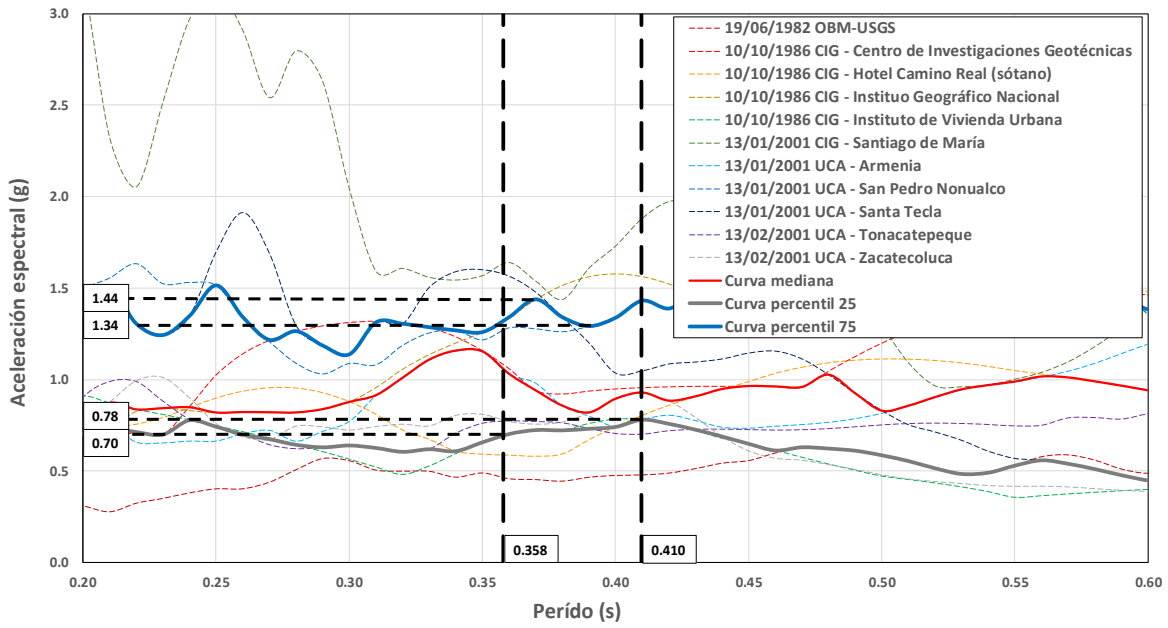


Figura 7.4 Rango de aceleraciones espectrales de la curva mediana de los espectros de respuesta graficadas sobre las curvas de probabilidad de excedencia de los estados límites definidos en el estudio.

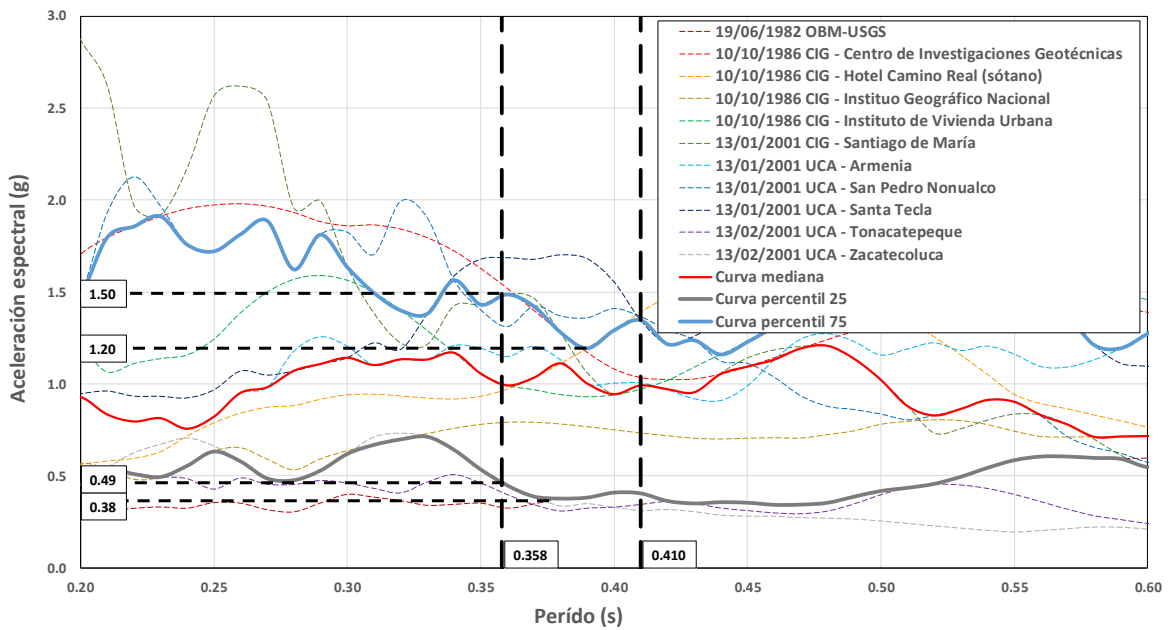
De lo anterior se puede concluir que para el caso de un terremoto de características representadas por la mediana de los espectros de respuesta de los eventos considerados para representar la amenaza sísmica en El Salvador:

- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad de entre un 0% y un 3% de presentar daño completo.
- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad de entre un 0% y un 8.5% de alcanzar como mínimo el límite de daño severo.
- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad de entre un 94% y un 100% de alcanzar el límite de daño moderado.
- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad del 100% de alcanzar el límite de daño leve.

Otras evaluaciones interesantes adicionales a la envolvente máxima y a la mediana es la medida de dispersión del rango intercuartílico, cuyos límites son el percentil 75 y el percentil 25 que estarían ubicándose el rango entre la mediana y el dato más alto y entre la mediana y el dato más bajo del rango de espectros de respuesta. En la Figura 7.5 se muestran las curvas que limitan el rango intercuartílico.



(a)



(b)

Figura 7.5 Rango de aceleraciones espectrales de los percentiles 25 y 75 de los datos de los espectros de respuesta para los períodos comprendidos entre 0.358 y 0.41 segundos: componente del registro: a) longitudinal y b) transversal.

De la Figura 7.5 se observa que el rango de valores de aceleración espectral dentro del intervalo de períodos interés va desde 0.70g hasta 0.78g y desde 1.34g hasta 1.44g para las curvas del percentil 25 y 75 respectivamente de las componentes longitudinales de los eventos sísmicos considerados. Para las componentes transversales el rango de valores varía desde 0.38g hasta 0.49g para la curva del percentil 25 y desde 1.20g hasta 1.50g para la curva de percentil 75.

Consolidando las dos direcciones ortogonales se puede establecer que los límites de aceleración espectral para la curva del percentil 25 comprende desde 0.38g hasta 0.78g y que los límites para la curva de percentil 75 varían entre 1.20g a 1.50g. Estos límites pueden ser trazados dentro de las curvas de fragilidad como se detalla en la Figura 7.6

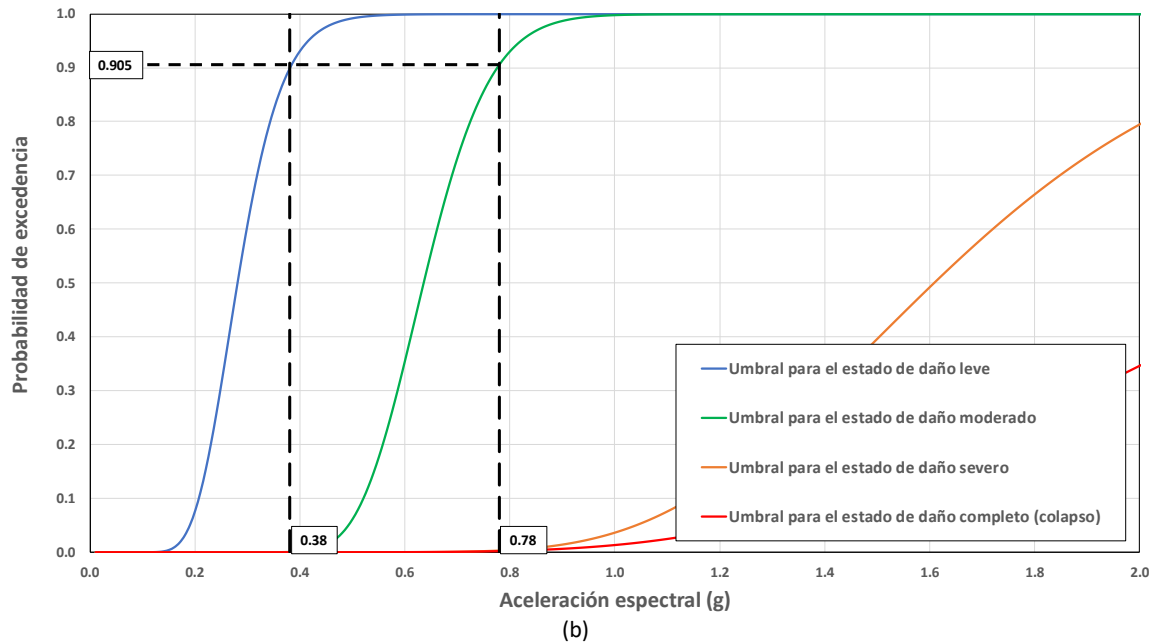
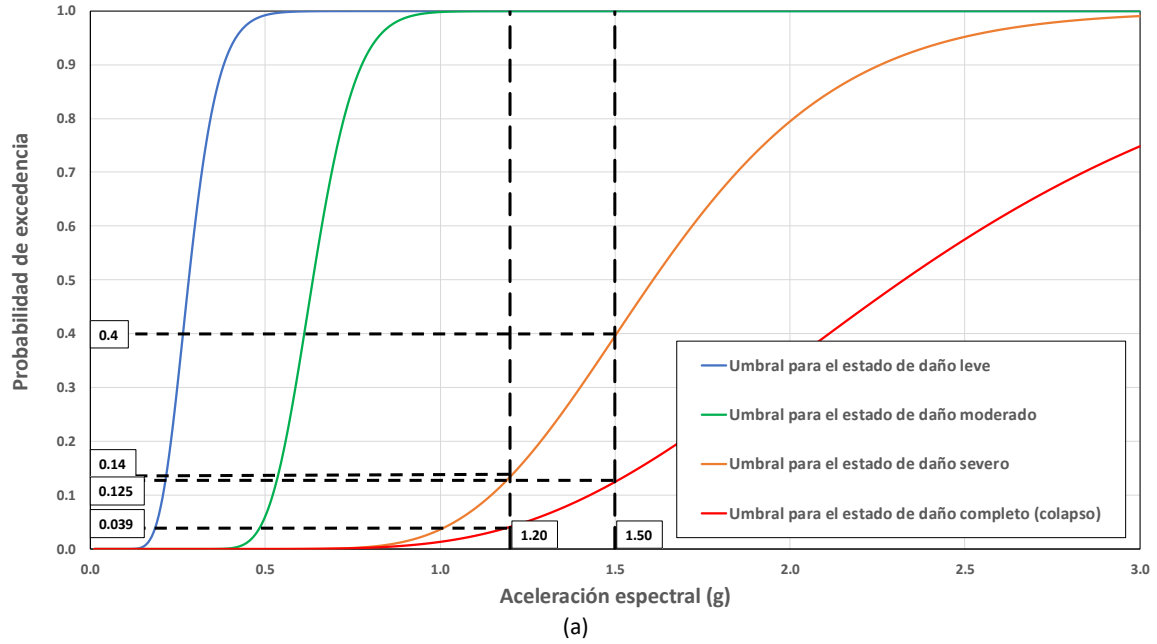


Figura 7.6 Rango de aceleraciones de los espectros de respuesta graficadas sobre las curvas de probabilidad de excedencia de los estados límites definidos en el estudio correspondiente a las curvas del a) percentil 75 y b) percentil 25.

A partir de la Figura 7.6a se puede concluir que, para el caso de un terremoto de características representadas por el percentil 75 de los espectros de respuesta que definen la demanda de la amenaza en El Salvador:

- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad de entre un 3.9% y un 12.5% de presentar daño completo.
- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad de entre un 14% y un 40% de alcanzar como mínimo el límite de daño severo.
- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad de un 100% de alcanzar al menos el límite de daño moderado.

Así mismo, a partir de la Figura 7.6b se puede concluir que, para el caso de un terremoto de características representadas por el percentil 25 de los espectros de respuesta que definen la demanda en la amenaza histórica en El Salvador:

- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad nula de entre de presentar daño completo o daño severo.
- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad de entre un 0% y un 90.5% de alcanzar el límite de daño moderado.
- Las estructuras dentro de la tipología estudiada tendrían una probabilidad de entre un 90.5% y un 100% de alcanzar el límite de daño leve.

Todas las conclusiones anteriores se organizan a continuación en la Tabla 7.1 como una matriz de porcentaje de excedencia de los límites de daños en la que puede visualizarse el desempeño de este tipo de estructura ante la amenaza sísmica histórica de nuestro país.

Tabla 7.1 Matriz de porcentajes de excedencia de los límites de daño para diferentes niveles de intensidad de amenaza.

	Daño Leve	Daño Moderado	Daño Severo	Daño Completo
Sismo del Percentil 25 de la amenaza	90.5%-100%	0-90.5%	0%	0%
Sismo de la mediana de la amenaza	100%	94%-100	0%-8.5%	0%-3%
Sismo del percentil 75 de la amenaza	100%	100%	14%-40%	3.9%-12.5%
Sismo de la envolvente maxima historica	100%	100%	29%-72%	9%-29%

Más específicamente, se presenta en la Tabla 7.2 una matriz que muestra los porcentajes de probabilidad de que las edificaciones pertenecientes a la tipología estudiada presenten exclusivamente un nivel de daño específico.

Tabla 7.2 Matriz probabilística de porcentajes de edificaciones de la tipología en estudio, que presentarían cada tipo de daño esperado para diferentes niveles de intensidad de amenaza.

	Sin Daño	Daño Leve	Daño Moderado	Daño Severo	Daño Completo
Sismo del Percentil 25 de la amenaza	0%-9.5%	9.5%-90.5%	0-90.5%	0%	0%
Sismo de la mediana de la amenaza	0%	0%-6%	91.5%-94%	0%-5.5%	0%-3%
Sismo del percentil 75 de la amenaza	0%	0%	60%-86%	10.1%-27.5%	3.9%-12.5%
Sismo de la envolvente de la amenaza	0%	0%	28%-71%	20%-43%	9%-29%

Finalmente, se hace posible construir una matriz de probabilidad de daños que relacione, para las estructuras de la tipología bajo estudio, el parámetro indicador de la demanda sísmica (en este caso aceleración espectral) con los porcentajes probabilidad de daño.

Tabla 7.3 Matriz de probabilidad de daños para diferentes niveles en la escala de aceleración espectral para la tipología analizada.

Estado de Daño	% De Probabilidad de Daño para Diferentes Niveles de Aceleración Espectral							
	0.25 g	0.5 g	1.0 g	1.5 g	2.0 g	3.0 g	4.0 g	6.0 g
Nulo	70	0.9	0	0	0	0	0	0
Leve	30	92.9	0	0	0	0	0	0
Moderado	0	6.2	96.3	60	20.5	0.9	0	0
Severo	0	0	2.4	27.5	44.5	24.2	7.7	0.5
Completo	0	0	1.3	12.5	35	74.9	92.3	99.5

7.2 Recomendaciones

- Habiendo sido este trabajo un estudio piloto, se recomienda realizar estudios adicionales incrementando el rango de estructuras y de otras tipologías y ampliando el catálogo de registros que representan la amenaza sísmica.
- En general se observó que el comportamiento de estas estructuras aun cuando es bastante adecuado, presenta una ductilidad baja al comparar las corridas del análisis dinámico contra la curva de capacidad de un análisis pushover (ver Anexo F). El comportamiento anterior podría ser mejorado, incrementando las alturas de entrepiso, dado que, en el actual diseño, las columnas de 0.35 x 0.55m resultan robustas para entrepisos de solo 3.25m a 3.60m. Lo anterior deberá en todo caso ser sujeto de estudios adicionales.
- Habiendo tenido acceso a los planos estructurales de la muestra, se pudo observar que, en muchos casos, a pesar de las variaciones en dimensiones y en número de ejes, el detallamiento y las secciones de los elementos estructurales no presentan mayores diferencias. Se recomienda en un futuro mejorar este punto y realizar revisiones y diseños particulares para cada caso que se ha de construir, considerando las singularidades de cada condición, con la finalidad de realizar diseños cuya economía y eficiencia vayan en concordancia.
- Se recomienda revisar los detalles de aislamiento de los marcos en la dirección débil ya que en algunos casos las juntas especificadas no presentan información completa y en general por lo evidenciado en planos, podrían resultar insuficientes para alcanzar los niveles de deriva establecidos en los límites de daño sin haber producido una interacción importante que distorsione el comportamiento estructural de la edificación.
- Existen casos donde parapetos entre puertas y ventanas podrían resultar esbeltos y no poseer arriostramiento lateral adecuado, lo anterior podría generar fallas en elementos no estructurales de este tipo que podrían ser significativos en la seguridad de los ocupantes, por lo que se recomienda realizar las revisiones correspondientes a este respecto.
- Se recomienda ampliar el estudio más allá del campo del comportamiento estructural para llegar a definir curvas de vulnerabilidad con las cuales puedan realizarse estimaciones de las pérdidas humanas y económicas.

REFERENCIAS

- Alvarez, S. D. J. (1982). Informe técnico sobre aspectos sismológicos del terremoto en El Salvador del 19 de Junio de 1982. *San Salvador, El Salvador: Centro de Investigaciones Geotécnicas, Ministerio de Obras Públicas.*
- Anagnostopoulos, S. A., Petrovski, J., y Bouwkamp, J. G. (1989). Emergency earthquake damage and usability assessment of buildings. *Earthquake Spectra*, 5(3), 461-476.
- ATC (1985). Earthquake Damage Evaluation Data for California. *Applied Technology Council, Redwood City, CA.*
- ATC/BSSC (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, prepared by the Applied Technology Council for the Building Seismic Safety Council; published by the Federal Emergency Management Agency (FEMA 273 Report), Washington, DC.
- Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.
- Barbat, A. (1998). *El diseño sísmico en el diseño de edificios*. Madrid: Calidad Siderúrgica.
- Barbat, A. H., Pujades, L. G., y Lantada, N. (2008). Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(10-11), 851-865.
- Benito, B., Cepeda, J. M., & Diaz, J. M. (2004). Analysis of the spatial and temporal distribution of the 2001 earthquakes in El Salvador. *SPECIAL PAPERS-GEOLOGICAL SOCIETY OF AMERICA*, 339-356.
- Bommer, J. (1996). Terremotos, urbanización y riesgo sísmico en San Salvador. *Boletín Prisma*, (18), 1-12.
- Bommer, J., Salazar, W., & Samayoa, R. (1998). Riesgo sísmico en la región metropolitana de San Salvador. *Programa Salvadoreño de Investigación sobre Desarrollo y Medio Ambiente (PRISMA)*.
- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada* (tesis doctoral). Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Braga, F., Dolce, M., y Liberatore, D. (1986). Assessment of the relationships between macroseismic intensity, type of building and damage, based on the recent Italy earthquake data. En *Proceeding of the 8th European Conference on Earthquake Engineering. Lisbon. Portugal.*

- Calvi, G. M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 3(03), 411-438.
- Calvi, G. M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J. J., Restrepo-Vélez, L. F., & Crowley, H. (2006). Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 43(3), 75-104.
- Cañas-Dinarte, C. (2001). El Salvador: cronología de una tierra danzarina. *El Diario de Hoy*. Recuperado de <http://archivo.elsalvador.com/noticias/terremoto/cronologia.htm>
- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., & Tordesillas, J. M. (1999). Registro y tratamiento de Acelerogramas. *Física de la Tierra*, 11, 81-111.
- Crisafulli, F. J. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills* (tesis doctoral). University of Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.
- D'Ayala, D., y Meslem, A. (2013). Sensitivity of analytical fragility functions to capacity-related parameters. *GEM Foundation*.
- D'Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T. (2015) Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-Rise Buildings, Vulnerability Global Component Project. DOI 10.13117/GEM.VULN-MOD.TR2014.12.
- Dewey, J. W., & Suárez, G. (1991). Seismotectonics of middle America. In *Neotectonics of North America* (Vol. 1, pp. 309-321). Geological Society of America.
- Dumova-Jovanoska, E. (2004). Fragility curves for RC structures in Skopje region. En *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering* (No. 3).
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1999), Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS. *Technical Manual*. Washington, DC.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA P-695) (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors. *Prepared by Applied Technology Council as ATC-63*, Redwood City, CA.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA P-58) (2012). Seismic performance assessment of buildings. *Prepared by Applied Technology Council as ATC-58*, Washington, DC.
- Frankie, T. M., Gencturk, B., & Elnashai, A. S. (2012). Simulation-based fragility relationships for unreinforced masonry buildings. *Journal of Structural Engineering*, 139(3), 400-410.
- Harlow, D. H., White, R. A., Rymer, M. J., & Alvarez G, S. (1993). The San Salvador earthquake of 10 October 1986 and its historical context. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 83(4), 1143-1154.
- Ibarra, L. F., y Krawinkler, H. (2005). *Global collapse of frame structures under seismic excitations*. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

- Kappos, A. J., Panagopoulos, G., Panagiotopoulos, C., y Penelis, G. (2006). A hybrid method for the vulnerability assessment of R/C and URM buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 391-413.
- Kircher, C. A., Nassar, A. A., Kustu, O., y Holmes, W. T. (1997). Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake spectra*, 13(4), 663-682.
- Martínez Alfaro, J. G. (2012). *Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para tipologías estructurales de hormigón armado. Aplicación a la ciudad de Valdivia, Región de Los Ríos* (tesis de grado). Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Meslem, A., & D'Ayala, D. (2012). Toward worldwide guidelines for the development of analytical vulnerability functions and fragility curves at regional level. En *Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal*.
- Meslem, A., & D'Ayala, D. (2013). Investigation into analytical vulnerability curves derivation aspects considering modelling uncertainty for infilled RC buildings. In *ECCOMAS Thematic Conference-COMPDYN 2013: 4th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Proceedings-An IACM Special Interest Conference* (pp. 626-640).
- Milutinovic, Z. V., y Trendafiloski, G. S. (2003). Risk-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. *Contract: EVK4-CT-2000-00014, WP4: Vulnerability of Current Buildings*.
- Ministerio de Obras Públicas (MOP) (1997). *Norma Técnica para Diseño por Sismo*. Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, El Salvador.
- Panagiotakos, T. B., & Fardis, M. N. (2001). A displacement-based seismic design procedure for RC buildings and comparison with EC8. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 30(10), 1439-1462.
- Park, R. (1988). Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. En *Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering, Tokyo-Kyoto, Japan* (Vol. 8, pp. 605-616).
- Park, Y. J., Ang, A. H., y Wen, Y. K. (1987). Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake spectra*, 3(1), 1-26.
- PEER/ATC (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, *PEER/ATC 72-1 Report, Applied Technology Council, Redwood City, CA*.
- SEAOC Vision 2000 Committee. (1995). Performance-based seismic engineering. *Structural Engineers Association of California, Sacramento, California*.
- Singhal, A., y Kiremidjian, A. S. (1995). *Method for developing motion damage relationships for reinforced concrete frames* (No. NCEER-95-0008).

- Singhal, A., y Kiremidjian, A. S. (1996). Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage. *Journal of Structural Engineering*, 122(12), 1459-1467.
- TAISHIN Vivienda sismo-resistente (2008) *Informe de resultados de la investigación del sistema constructivo bloque de concreto con refuerzo integral*. Proyecto de Cooperación Técnica “Mejoramiento de la Tecnología para la construcción y difusión de la vivienda popular sismo-resistente”. El Salvador.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Vielma, J. C., Barbat, H. A., y Oller, S. H. (2008). Umbrales de daño para estados límite de edificios porticados de concreto armado diseñados conforme al ACI-318/IBC-2006. *Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil*, 8(2), 119-133.
- White, R. A. (1991). Tectonic implications of upper-crustal seismicity in Central America. *Neotectonics of North America, Decade Map*, 1, 323-328.

APÉNDICE

Apéndice A.

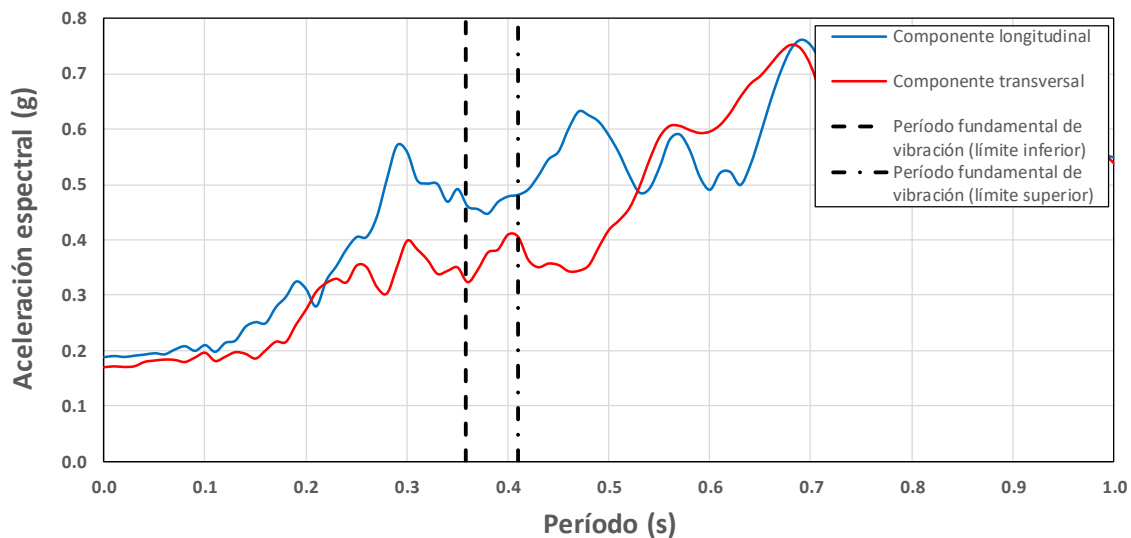


Figura A.1 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 19 de junio de 1982 (red OBM-USGS).

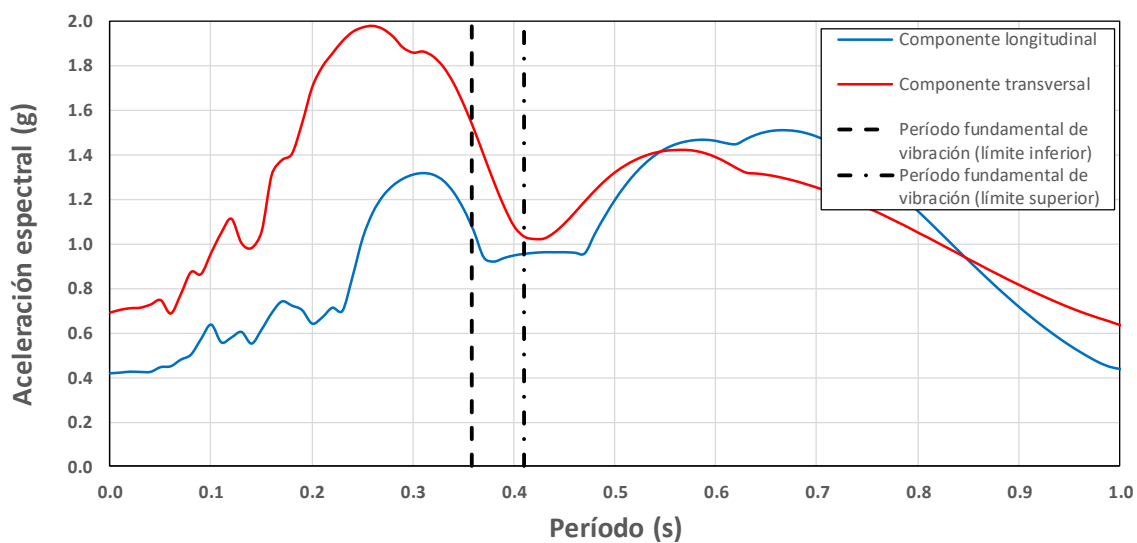


Figura A.2 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 10 de octubre de 1986 registrado por la red DGOA en el Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG).

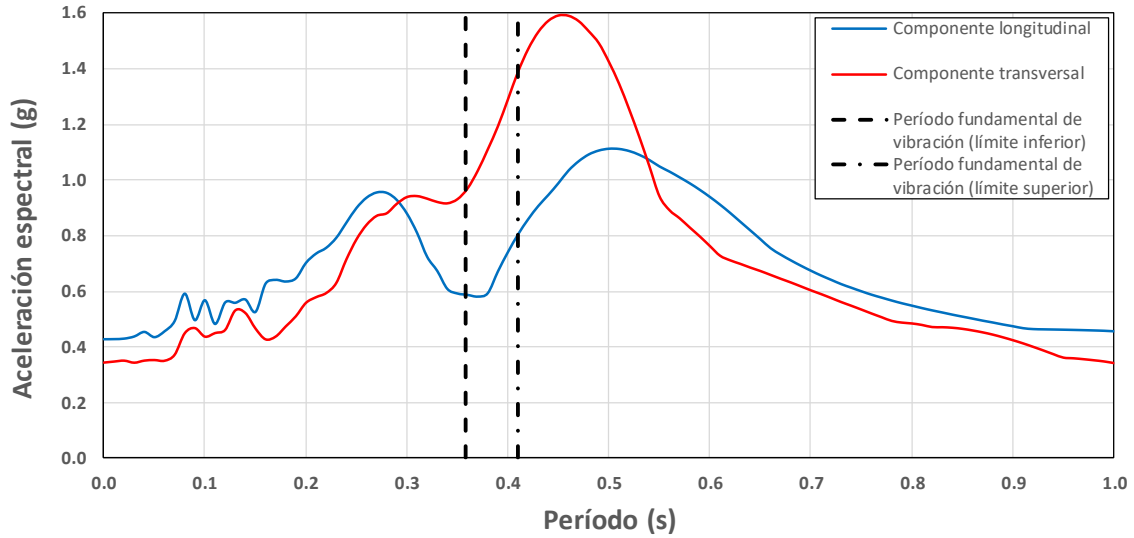


Figura A.3 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 10 de octubre de 1986 registrado por la red DGOA en el sótano del Hotel Camino Real.

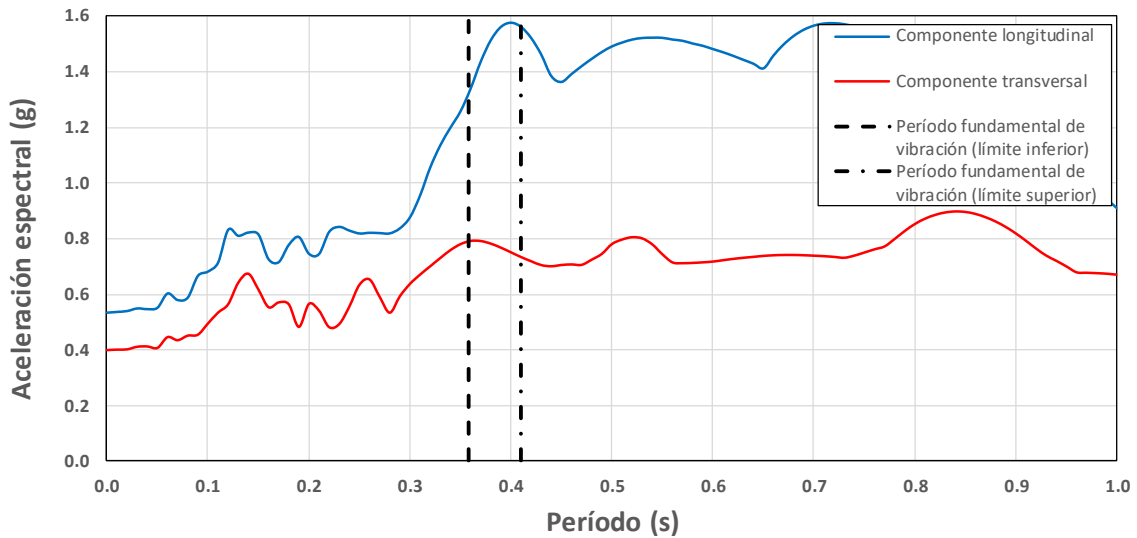


Figura A.4 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 10 de octubre de 1986 registrado por la red DGOA en el Instituto Geográfico Nacional (IGN).

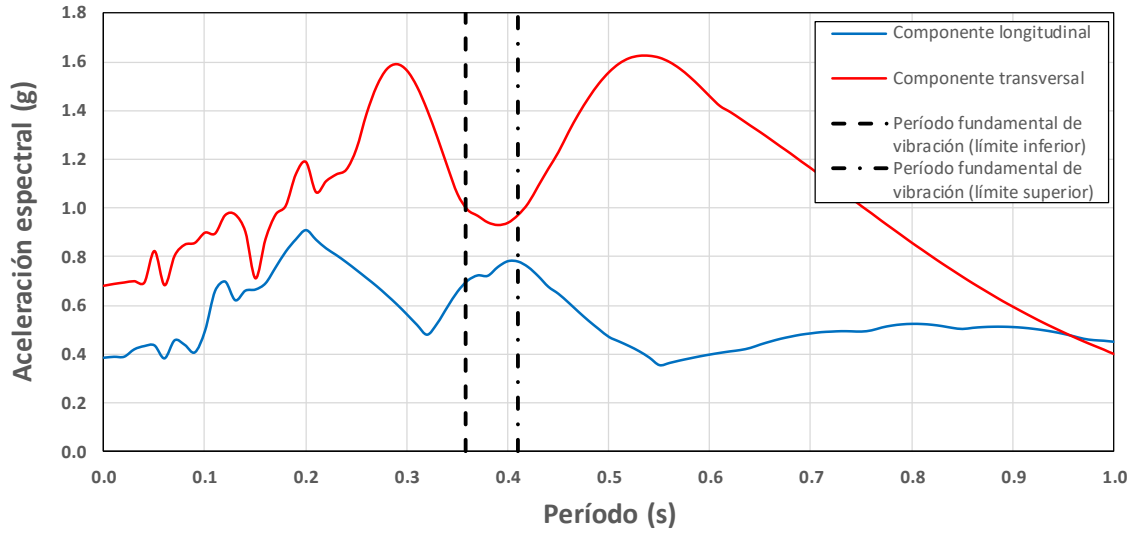


Figura A.5 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 10 de octubre de 1986 registrado por la red DGOA en el Instituto de Vivienda Urbana (IVU).

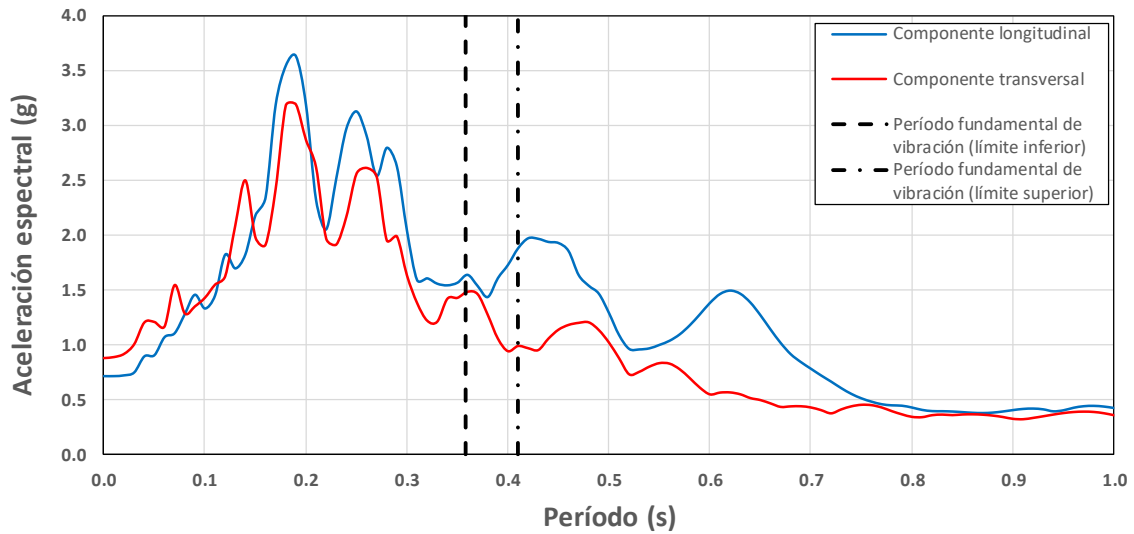


Figura A.6 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de enero de 2001 registrado por la red DGOA en Santiago de María.

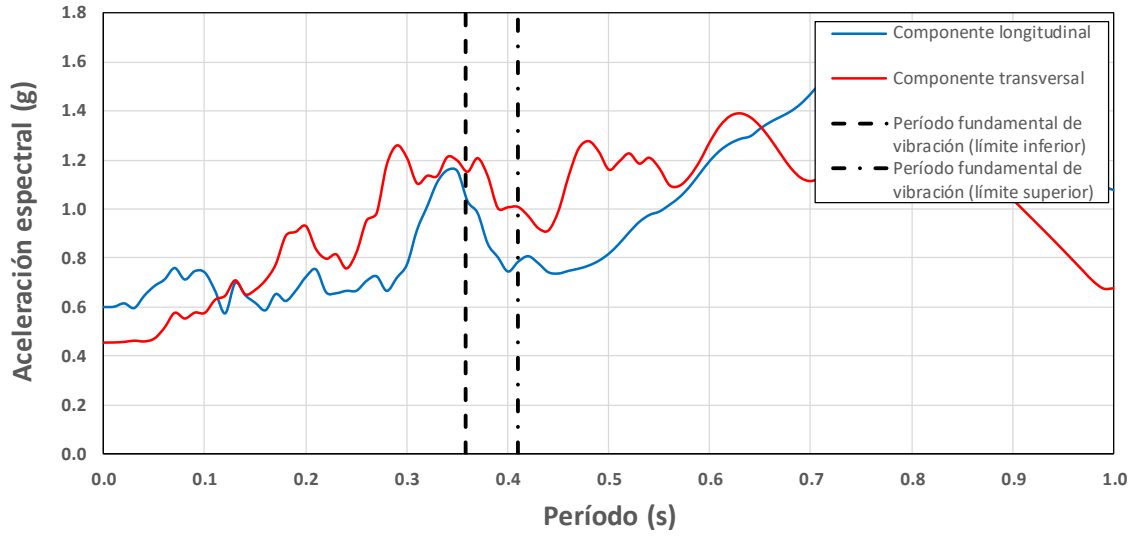


Figura A.7 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de enero de 2001 registrado por la red UCA en Armenia.

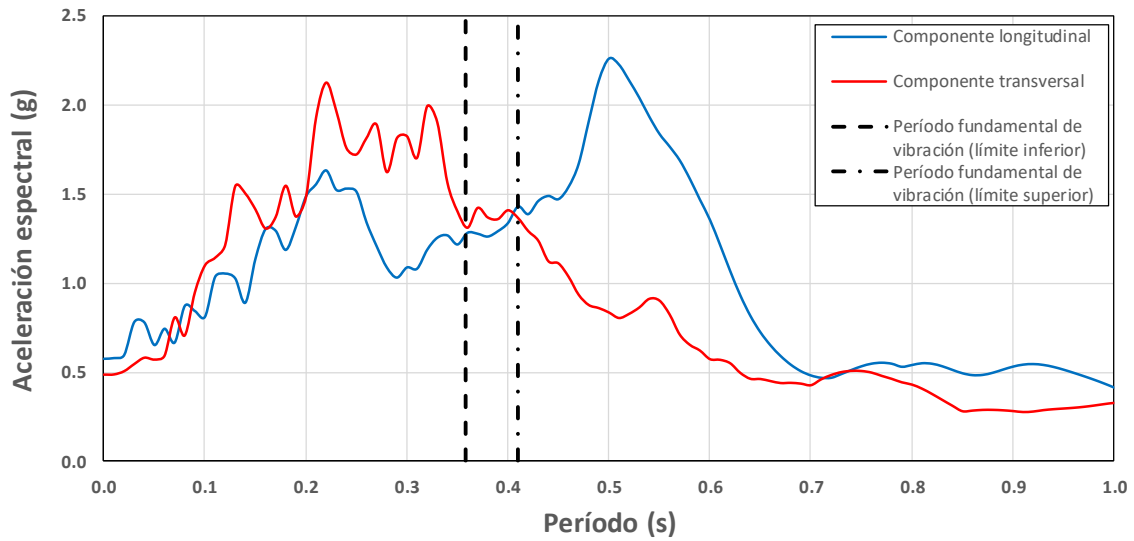


Figura A.8 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de enero de 2001 registrado por la red UCA en San Pedro Nonualco.

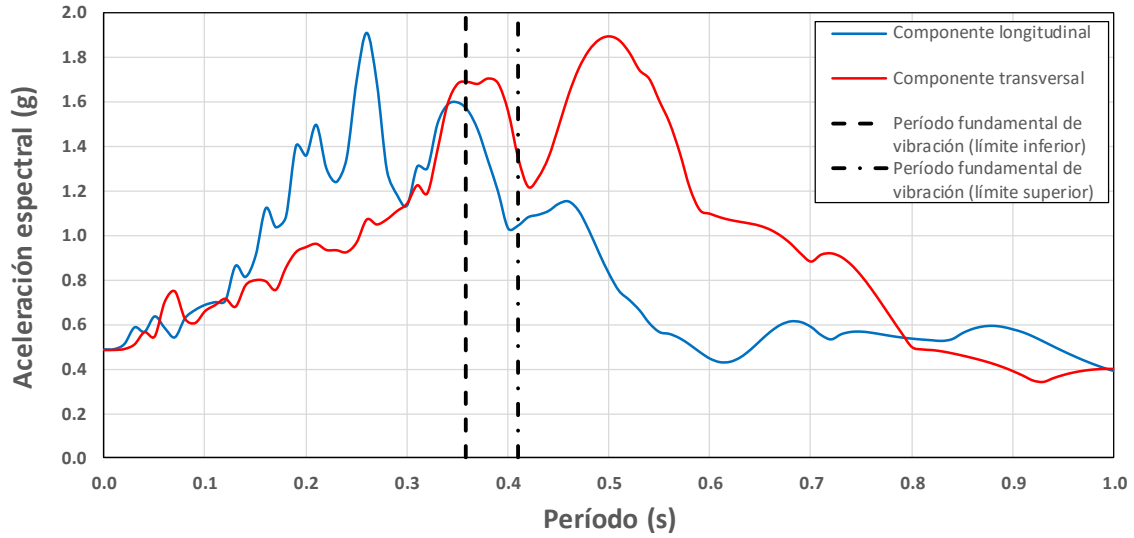


Figura A.9 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de enero de 2001 registrado por la red UCA en Santa Tecla.

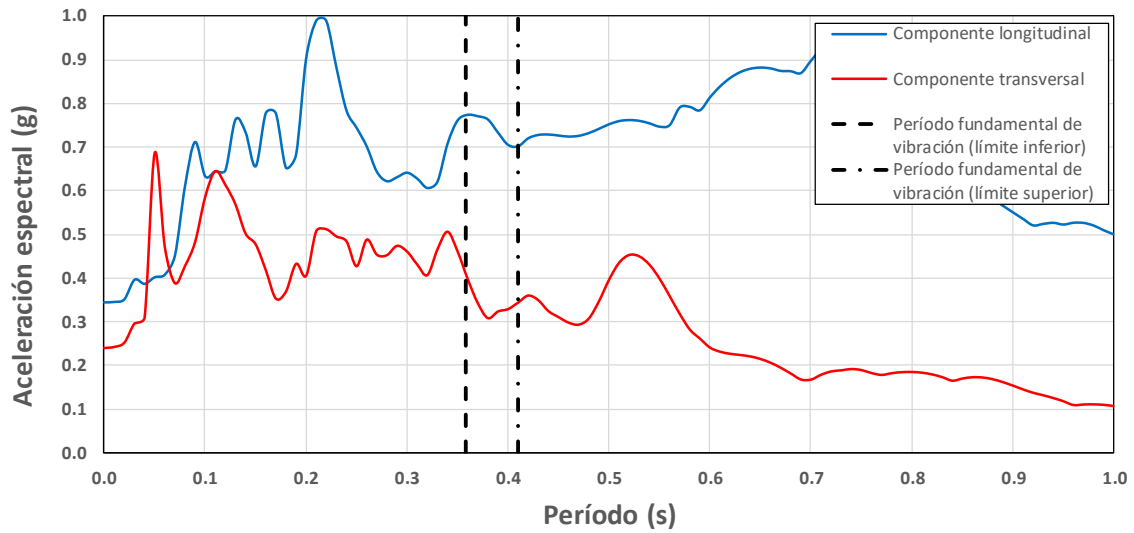


Figura A.10 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de febrero de 2001 registrado por la red UCA en Tonacatepeque.

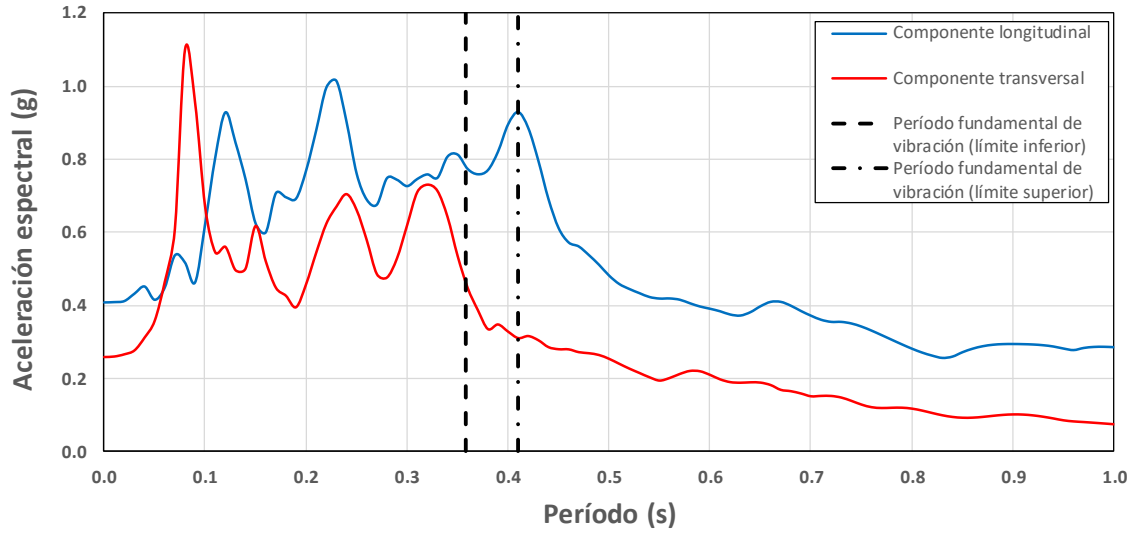


Figura A.11 Criterio de asignación de dirección de análisis para las componentes del registro acelerográfico del evento sísmico del 13 de febrero de 2001 registrado por la red UCA en Zacatecoluca.

Apéndice B.

Tabla B.1 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño leve y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.

Modelo	$S_a(T_1)$	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	$IM(g)$	0.26	0.19	0.32	0.35	0.18	0.23	0.29	0.36	0.39	0.34	0.31
	$\ln(IM)$	-1.37	-1.65	-1.15	-1.06	-1.73	-1.49	-1.25	-1.02	-0.95	-1.07	-1.18
41-22	$IM(g)$	0.27	0.22	0.31	0.35	0.19	0.24	0.31	0.24	0.42	0.38	0.32
	$\ln(IM)$	-1.30	-1.50	-1.17	-1.04	-1.68	-1.44	-1.19	-1.42	-0.86	-0.96	-1.14
42-11	$IM(g)$	0.30	0.16	0.36	0.31	0.20	0.30	0.25	0.28	0.27	0.26	0.33
	$\ln(IM)$	-1.20	-1.86	-1.04	-1.16	-1.59	-1.21	-1.39	-1.29	-1.31	-1.35	-1.11
42-22	$IM(g)$	0.29	0.17	0.36	0.34	0.19	0.30	0.25	0.27	0.34	0.30	0.34
	$\ln(IM)$	-1.24	-1.75	-1.03	-1.09	-1.67	-1.22	-1.40	-1.31	-1.07	-1.21	-1.07
61-11	$IM(g)$	0.26	0.18	0.32	0.33	0.18	0.24	0.26	0.25	0.35	0.31	0.30
	$\ln(IM)$	-1.36	-1.70	-1.14	-1.10	-1.74	-1.45	-1.35	-1.40	-1.04	-1.16	-1.19
61-22	$IM(g)$	0.26	0.20	0.32	0.35	0.18	0.23	0.30	0.25	0.42	0.36	0.31
	$\ln(IM)$	-1.36	-1.60	-1.15	-1.04	-1.71	-1.48	-1.20	-1.41	-0.87	-1.02	-1.17
62-11	$IM(g)$	0.30	0.15	0.36	0.30	0.21	0.31	0.24	0.27	0.25	0.25	0.32
	$\ln(IM)$	-1.19	-1.88	-1.03	-1.20	-1.55	-1.17	-1.43	-1.30	-1.39	-1.39	-1.14
62-22	$IM(g)$	0.29	0.16	0.36	0.33	0.20	0.29	0.25	0.40	0.30	0.28	0.34
	$\ln(IM)$	-1.22	-1.81	-1.02	-1.12	-1.63	-1.25	-1.39	-0.92	-1.20	-1.28	-1.09
81-11	$IM(g)$	0.27	0.22	0.31	0.35	0.19	0.25	0.31	0.24	0.42	0.38	0.32
	$\ln(IM)$	-1.32	-1.50	-1.17	-1.04	-1.67	-1.39	-1.18	-1.41	-0.87	-0.98	-1.15
81-22	$IM(g)$	0.30	0.25	0.31	0.37	0.20	0.24	0.31	0.25	0.48	0.40	0.35
	$\ln(IM)$	-1.21	-1.37	-1.17	-1.01	-1.63	-1.44	-1.17	-1.37	-0.74	-0.92	-1.06
82-11	$IM(g)$	0.30	0.17	0.36	0.33	0.20	0.29	0.25	0.28	0.32	0.29	0.34
	$\ln(IM)$	-1.20	-1.75	-1.03	-1.10	-1.62	-1.25	-1.38	-1.28	-1.13	-1.24	-1.08
82-22	$IM(g)$	0.28	0.19	0.36	0.36	0.19	0.27	0.27	0.26	0.39	0.34	0.34
	$\ln(IM)$	-1.28	-1.65	-1.01	-1.02	-1.65	-1.32	-1.32	-1.33	-0.95	-1.09	-1.07

Tabla B.2 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño moderado y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.

Modelo	$S_a(T_1)$	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	$IM(g)$	0.62	0.48	0.62	0.67	0.48	0.55	0.71	1.11	0.73	0.65	0.67
	$ln(IM)$	-0.48	-0.73	-0.47	-0.40	-0.73	-0.61	-0.34	0.10	-0.32	-0.43	-0.41
41-22	$IM(g)$	0.71	0.54	0.63	0.68	0.51	0.62	0.74	0.68	0.77	0.71	0.70
	$ln(IM)$	-0.35	-0.61	-0.47	-0.39	-0.68	-0.47	-0.30	-0.39	-0.26	-0.34	-0.36
42-11	$IM(g)$	0.65	0.43	0.66	0.63	0.49	0.68	0.63	0.67	0.83	0.57	0.76
	$ln(IM)$	-0.43	-0.84	-0.42	-0.47	-0.71	-0.38	-0.46	-0.39	-0.18	-0.56	-0.28
42-22	$IM(g)$	0.67	0.45	0.66	0.67	0.51	0.74	0.61	0.67	0.79	0.59	0.70
	$ln(IM)$	-0.39	-0.80	-0.41	-0.40	-0.67	-0.30	-0.49	-0.39	-0.23	-0.52	-0.36
61-11	$IM(g)$	0.60	0.46	0.62	0.66	0.47	0.56	0.64	0.63	0.70	0.62	0.65
	$ln(IM)$	-0.50	-0.78	-0.48	-0.41	-0.75	-0.59	-0.44	-0.46	-0.35	-0.48	-0.43
61-22	$IM(g)$	0.68	0.50	0.63	0.68	0.50	0.57	0.73	0.68	0.80	0.66	0.66
	$ln(IM)$	-0.39	-0.70	-0.47	-0.38	-0.70	-0.57	-0.31	-0.38	-0.23	-0.41	-0.42
62-11	$IM(g)$	0.65	0.42	0.66	0.60	0.48	0.69	0.62	0.65	0.52	0.56	0.76
	$ln(IM)$	-0.44	-0.86	-0.42	-0.52	-0.72	-0.37	-0.48	-0.42	-0.66	-0.58	-0.27
62-22	$IM(g)$	0.66	0.43	0.67	0.64	0.51	0.67	0.61	0.81	0.61	0.58	0.72
	$ln(IM)$	-0.41	-0.83	-0.41	-0.44	-0.68	-0.40	-0.50	-0.21	-0.49	-0.55	-0.33
81-11	$IM(g)$	0.67	0.55	0.63	0.69	0.50	0.63	0.75	0.68	0.79	0.71	0.69
	$ln(IM)$	-0.40	-0.60	-0.47	-0.37	-0.69	-0.47	-0.29	-0.38	-0.24	-0.35	-0.37
81-22	$IM(g)$	0.72	0.60	0.64	0.69	0.52	0.66	0.74	0.65	0.85	0.77	0.78
	$ln(IM)$	-0.33	-0.52	-0.44	-0.37	-0.66	-0.41	-0.30	-0.43	-0.17	-0.26	-0.24
82-11	$IM(g)$	0.67	0.47	0.66	0.66	0.51	0.67	0.62	0.69	0.67	0.61	0.70
	$ln(IM)$	-0.41	-0.76	-0.42	-0.41	-0.68	-0.41	-0.47	-0.37	-0.40	-0.49	-0.36
82-22	$IM(g)$	0.69	0.48	0.67	0.71	0.54	0.64	0.66	0.69	0.73	0.64	0.66
	$ln(IM)$	-0.38	-0.73	-0.39	-0.34	-0.62	-0.44	-0.42	-0.37	-0.31	-0.44	-0.42

Tabla B.3 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño severo y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.

Modelo	$S_a(T_1)$	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	$IM (g)$	1.23	1.33	1.85	1.35	0.93	1.64	1.42	2.26	2.18	1.36	1.57
	$ln(IM)$	0.21	0.29	0.62	0.30	-0.07	0.50	0.35	0.82	0.78	0.30	0.45
41-22	$IM (g)$	1.57	1.72	1.47	1.55	1.18	1.73	1.81	2.41	2.42	1.60	1.87
	$ln(IM)$	0.45	0.54	0.39	0.44	0.16	0.55	0.59	0.88	0.89	0.47	0.63
42-11	$IM (g)$	1.28	1.08	2.02	1.35	0.90	2.05	1.22	2.32	2.52	1.21	1.83
	$ln(IM)$	0.24	0.08	0.70	0.30	-0.11	0.72	0.20	0.84	0.93	0.19	0.61
42-22	$IM (g)$	1.60	1.37	1.71	1.61	1.09	1.84	1.44	2.33	2.89	1.45	2.05
	$ln(IM)$	0.47	0.32	0.53	0.48	0.09	0.61	0.36	0.85	1.06	0.37	0.72
61-11	$IM (g)$	1.18	1.23	1.78	1.31	0.89	1.71	1.26	2.15	2.22	1.26	1.54
	$ln(IM)$	0.17	0.21	0.58	0.27	-0.11	0.54	0.23	0.76	0.80	0.23	0.43
61-22	$IM (g)$	1.48	1.57	1.44	1.54	1.12	1.56	1.72	2.37	2.95	1.53	1.82
	$ln(IM)$	0.39	0.45	0.37	0.43	0.11	0.44	0.54	0.86	1.08	0.43	0.60
62-11	$IM (g)$	1.22	1.03	2.05	1.30	0.88	2.16	1.17	2.26	1.83	1.17	1.83
	$ln(IM)$	0.20	0.03	0.72	0.26	-0.12	0.77	0.16	0.82	0.60	0.16	0.60
62-22	$IM (g)$	1.54	1.29	1.79	1.56	1.06	1.73	1.40	2.65	1.82	1.38	2.06
	$ln(IM)$	0.43	0.25	0.58	0.44	0.06	0.55	0.33	0.97	0.60	0.32	0.72
81-11	$IM (g)$	1.30	1.51	1.56	1.32	1.00	1.91	1.49	2.31	2.28	1.41	1.63
	$ln(IM)$	0.26	0.42	0.45	0.27	0.00	0.65	0.40	0.84	0.82	0.35	0.49
81-22	$IM (g)$	1.67	1.90	1.49	1.54	1.24	1.80	1.81	2.36	2.44	1.67	1.88
	$ln(IM)$	0.51	0.64	0.40	0.43	0.22	0.59	0.59	0.86	0.89	0.51	0.63
82-11	$IM (g)$	1.32	1.21	2.74	1.42	0.93	2.02	1.24	2.39	2.17	1.28	1.79
	$ln(IM)$	0.28	0.19	1.01	0.35	-0.07	0.70	0.22	0.87	0.77	0.25	0.58
82-22	$IM (g)$	1.63	1.53	1.71	1.69	1.15	1.69	1.55	2.40	2.19	1.56	2.06
	$ln(IM)$	0.49	0.42	0.53	0.53	0.14	0.52	0.44	0.87	0.78	0.45	0.72

Tabla B.4 Valores de aceleración espectral obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo (colapso) y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.

Modelo	$S_a(T_1)$	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	$IM(g)$	1.51	1.90	2.36	1.75	1.14	3.36	1.84	4.62	3.33	1.81	2.35
	$ln(IM)$	0.41	0.64	0.86	0.56	0.13	1.21	0.61	1.53	1.20	0.59	0.85
41-22	$IM(g)$	1.91	2.36	2.54	1.95	1.48	3.25	2.28	3.71	3.49	2.14	2.43
	$ln(IM)$	0.64	0.86	0.93	0.67	0.39	1.18	0.82	1.31	1.25	0.76	0.89
42-11	$IM(g)$	1.61	1.51	2.92	1.82	1.12	4.56	1.57	4.83	3.08	1.65	3.03
	$ln(IM)$	0.48	0.41	1.07	0.60	0.11	1.52	0.45	1.58	1.13	0.50	1.11
42-22	$IM(g)$	1.92	1.85	3.00	2.11	1.35	3.73	1.88	3.91	4.28	1.96	2.88
	$ln(IM)$	0.65	0.61	1.10	0.75	0.30	1.32	0.63	1.36	1.45	0.67	1.06
61-11	$IM(g)$	1.47	1.71	2.41	1.74	1.08	3.52	1.62	4.40	3.22	1.71	2.37
	$ln(IM)$	0.38	0.54	0.88	0.56	0.08	1.26	0.48	1.48	1.17	0.53	0.86
61-22	$IM(g)$	1.78	2.13	2.27	1.97	1.39	2.99	2.19	3.84	4.18	2.06	2.35
	$ln(IM)$	0.58	0.76	0.82	0.68	0.33	1.09	0.78	1.35	1.43	0.72	0.85
62-11	$IM(g)$	1.53	1.43	2.95	1.79	1.12	4.77	1.50	4.81	2.62	1.59	3.01
	$ln(IM)$	0.42	0.36	1.08	0.58	0.11	1.56	0.40	1.57	0.96	0.47	1.10
62-22	$IM(g)$	1.84	1.72	3.07	2.06	1.32	3.79	1.84	5.11	3.23	1.87	3.11
	$ln(IM)$	0.61	0.54	1.12	0.72	0.28	1.33	0.61	1.63	1.17	0.62	1.13
81-11	$IM(g)$	1.61	2.17	2.24	1.69	1.22	3.72	1.93	4.68	3.33	1.89	2.32
	$ln(IM)$	0.48	0.77	0.81	0.53	0.20	1.31	0.66	1.54	1.20	0.63	0.84
81-22	$IM(g)$	2.00	2.60	2.52	1.92	1.57	3.41	2.26	3.65	3.51	2.21	2.58
	$ln(IM)$	0.69	0.95	0.92	0.65	0.45	1.23	0.82	1.29	1.26	0.79	0.95
82-11	$IM(g)$	1.65	1.67	2.83	1.91	1.14	4.28	1.60	4.97	3.29	1.76	2.89
	$ln(IM)$	0.50	0.51	1.04	0.65	0.13	1.45	0.47	1.60	1.19	0.56	1.06
82-22	$IM(g)$	1.96	2.05	3.03	2.20	1.42	3.36	2.01	3.98	3.71	2.10	2.69
	$ln(IM)$	0.67	0.72	1.11	0.79	0.35	1.21	0.70	1.38	1.31	0.74	0.99

Apéndice C.

Tabla C.1 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando aceleración espectral como medida de intensidad.

Peso	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo	Probabilidad de distribución
1	0.1528	0.4217	0.8843	1.0809	0.008
2	0.1563	0.4299	0.8933	1.1186	0.015
3	0.1633	0.4346	0.9003	1.1213	0.023
4	0.1740	0.4496	0.9327	1.1408	0.030
5	0.1743	0.4604	0.9346	1.1440	0.038
6	0.1758	0.4674	1.0010	1.2240	0.045
7	0.1767	0.4706	1.0333	1.3189	0.053
8	0.1801	0.4803	1.0595	1.3537	0.061
9	0.1830	0.4807	1.0812	1.3882	0.068
10	0.1870	0.4839	1.0941	1.4218	0.076
11	0.1877	0.4844	1.1176	1.4325	0.083
12	0.1891	0.4898	1.1525	1.4684	0.091
13	0.1912	0.4989	1.1690	1.4798	0.098
14	0.1919	0.4990	1.1713	1.4964	0.106
15	0.1928	0.5037	1.1791	1.5054	0.114
16	0.1953	0.5060	1.1828	1.5120	0.121
17	0.1966	0.5076	1.2070	1.5291	0.129
18	0.1988	0.5077	1.2084	1.5665	0.136
19	0.2022	0.5131	1.2184	1.5712	0.144
20	0.2045	0.5179	1.2221	1.5949	0.152
21	0.2125	0.5184	1.2309	1.5958	0.159
22	0.2227	0.5361	1.2333	1.6136	0.167
23	0.2234	0.5420	1.2413	1.6141	0.174
24	0.2254	0.5457	1.2427	1.6238	0.182
25	0.2268	0.5505	1.2564	1.6474	0.189
26	0.2351	0.5570	1.2643	1.6477	0.197
27	0.2372	0.5578	1.2767	1.6669	0.205
28	0.2380	0.5659	1.2800	1.6928	0.212
29	0.2401	0.5736	1.2852	1.7058	0.220
30	0.2419	0.5784	1.2983	1.7147	0.227

Tabla C.1 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando aceleración espectral como medida de intensidad (continuación).

Peso	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo	Probabilidad de distribución
31	0.2444	0.5947	1.3008	1.7211	0.235
32	0.2451	0.5962	1.3150	1.7442	0.242
33	0.2470	0.5963	1.3162	1.7508	0.250
34	0.2471	0.6044	1.3244	1.7553	0.258
35	0.2482	0.6085	1.3315	1.7847	0.265
36	0.2488	0.6099	1.3465	1.7862	0.273
37	0.2488	0.6132	1.3503	1.8082	0.280
38	0.2497	0.6145	1.3562	1.8205	0.288
39	0.2503	0.6171	1.3728	1.8373	0.295
40	0.2522	0.6171	1.3784	1.8375	0.303
41	0.2533	0.6173	1.3967	1.8401	0.311
42	0.2536	0.6200	1.4129	1.8469	0.318
43	0.2554	0.6219	1.4169	1.8665	0.326
44	0.2567	0.6221	1.4245	1.8758	0.333
45	0.2573	0.6225	1.4400	1.8852	0.341
46	0.2597	0.6262	1.4450	1.8992	0.348
47	0.2603	0.6264	1.4542	1.9059	0.356
48	0.2640	0.6276	1.4723	1.9116	0.364
49	0.2673	0.6281	1.4841	1.9213	0.371
50	0.2678	0.6281	1.4887	1.9233	0.379
51	0.2684	0.6288	1.4949	1.9296	0.386
52	0.2694	0.6301	1.5148	1.9473	0.394
53	0.2703	0.6408	1.5294	1.9579	0.402
54	0.2713	0.6418	1.5339	1.9598	0.409
55	0.2720	0.6426	1.5382	1.9667	0.417
56	0.2765	0.6427	1.5392	2.0010	0.424
57	0.2768	0.6428	1.5434	2.0053	0.432
58	0.2777	0.6465	1.5447	2.0462	0.439
59	0.2786	0.6505	1.5487	2.0552	0.447
60	0.2863	0.6508	1.5505	2.0623	0.455

Tabla C.1 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando aceleración espectral como medida de intensidad (continuación).

Peso	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo	Probabilidad de distribución
61	0.2869	0.6524	1.5580	2.0999	0.462
62	0.2877	0.6537	1.5583	2.1106	0.470
63	0.2896	0.6549	1.5610	2.1349	0.477
64	0.2899	0.6559	1.5649	2.1414	0.485
65	0.2943	0.6560	1.5703	2.1652	0.492
66	0.2961	0.6571	1.5718	2.1870	0.500
67	0.2976	0.6580	1.5728	2.1997	0.508
68	0.2980	0.6584	1.5956	2.2144	0.515
69	0.2987	0.6589	1.5988	2.2381	0.523
70	0.3010	0.6610	1.6143	2.2593	0.530
71	0.3011	0.6610	1.6282	2.2709	0.538
72	0.3025	0.6622	1.6309	2.2760	0.545
73	0.3026	0.6624	1.6439	2.3203	0.553
74	0.3027	0.6632	1.6709	2.3468	0.561
75	0.3036	0.6647	1.6723	2.3480	0.568
76	0.3048	0.6650	1.6871	2.3605	0.576
77	0.3052	0.6654	1.6918	2.3638	0.583
78	0.3058	0.6656	1.7060	2.3728	0.591
79	0.3082	0.6667	1.7060	2.4147	0.598
80	0.3090	0.6688	1.7137	2.4330	0.606
81	0.3092	0.6688	1.7172	2.5164	0.614
82	0.3098	0.6705	1.7215	2.5384	0.621
83	0.3099	0.6724	1.7284	2.5757	0.629
84	0.3111	0.6727	1.7299	2.5952	0.636
85	0.3114	0.6740	1.7784	2.6210	0.644
86	0.3138	0.6740	1.7868	2.6880	0.652
87	0.3148	0.6741	1.7914	2.8302	0.659
88	0.3166	0.6750	1.7961	2.8782	0.667
89	0.3167	0.6753	1.8091	2.8916	0.674
90	0.3168	0.6777	1.8111	2.9170	0.682

Tabla C.1 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando aceleración espectral como medida de intensidad (continuación).

Peso	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo	Probabilidad de distribución
91	0.3189	0.6787	1.8175	2.9458	0.689
92	0.3191	0.6815	1.8210	2.9883	0.697
93	0.3200	0.6818	1.8275	2.9993	0.705
94	0.3239	0.6823	1.8301	3.0141	0.712
95	0.3272	0.6827	1.8313	3.0330	0.720
96	0.3290	0.6857	1.8381	3.0332	0.727
97	0.3316	0.6874	1.8507	3.0696	0.735
98	0.3333	0.6888	1.8714	3.0840	0.742
99	0.3352	0.6891	1.8781	3.1074	0.750
100	0.3355	0.6893	1.9014	3.2167	0.758
101	0.3374	0.6918	1.9144	3.2288	0.765
102	0.3397	0.6938	2.0207	3.2474	0.773
103	0.3414	0.6954	2.0231	3.2922	0.780
104	0.3431	0.6973	2.0457	3.3272	0.788
105	0.3432	0.7011	2.0461	3.3347	0.795
106	0.3437	0.7030	2.0546	3.3628	0.803
107	0.3460	0.7070	2.0551	3.3628	0.811
108	0.3467	0.7071	2.0569	3.4068	0.818
109	0.3520	0.7091	2.1488	3.4851	0.826
110	0.3532	0.7092	2.1574	3.5110	0.833
111	0.3537	0.7141	2.1699	3.5210	0.841
112	0.3544	0.7195	2.1817	3.6463	0.848
113	0.3551	0.7218	2.1850	3.7079	0.856
114	0.3560	0.7279	2.2233	3.7101	0.864
115	0.3563	0.7335	2.2632	3.7170	0.871
116	0.3567	0.7346	2.2632	3.7262	0.879
117	0.3593	0.7411	2.2761	3.7925	0.886
118	0.3599	0.7442	2.3105	3.8394	0.894
119	0.3613	0.7442	2.3244	3.9074	0.902
120	0.3622	0.7486	2.3296	3.9756	0.909

Tabla C.1 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando aceleración espectral como medida de intensidad (continuación).

Peso	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo	Probabilidad de distribución
121	0.3625	0.7581	2.3615	4.1776	0.917
122	0.3659	0.7599	2.3674	4.2773	0.924
123	0.3758	0.7697	2.3900	4.2784	0.932
124	0.3820	0.7732	2.3958	4.3983	0.939
125	0.3872	0.7835	2.4149	4.5572	0.947
126	0.3884	0.7852	2.4235	4.6181	0.955
127	0.3997	0.7937	2.4443	4.6823	0.962
128	0.4000	0.7977	2.5249	4.7726	0.970
129	0.4186	0.8069	2.6465	4.8054	0.977
130	0.4188	0.8350	2.7392	4.8348	0.985
131	0.4242	0.8458	2.8891	4.9691	0.992
132	0.4790	1.1080	2.9530	5.1104	1.000

Apéndice D.

Tabla D.2 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño leve y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.

Modelo	PGA	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	<i>IM (g)</i>	0.11	0.10	0.10	0.12	0.13	0.11	0.11	0.13	0.11	0.15	0.16
	<i>ln(IM)</i>	-2.23	-2.28	-2.31	-2.09	-2.06	-2.19	-2.19	-2.06	-2.20	-1.87	-1.81
41-22	<i>IM (g)</i>	0.11	0.11	0.11	0.14	0.13	0.11	0.12	0.09	0.12	0.17	0.17
	<i>ln(IM)</i>	-2.19	-2.23	-2.24	-2.00	-2.04	-2.23	-2.15	-2.46	-2.10	-1.77	-1.76
42-11	<i>IM (g)</i>	0.12	0.10	0.09	0.11	0.15	0.12	0.11	0.10	0.09	0.13	0.15
	<i>ln(IM)</i>	-2.13	-2.27	-2.39	-2.24	-1.92	-2.13	-2.19	-2.34	-2.42	-2.05	-1.92
42-22	<i>IM (g)</i>	0.11	0.11	0.10	0.11	0.14	0.13	0.11	0.10	0.10	0.14	0.16
	<i>ln(IM)</i>	-2.17	-2.23	-2.31	-2.17	-1.98	-2.06	-2.18	-2.35	-2.29	-1.95	-1.81
61-11	<i>IM (g)</i>	0.11	0.10	0.10	0.12	0.13	0.11	0.11	0.09	0.10	0.14	0.16
	<i>ln(IM)</i>	-2.24	-2.28	-2.34	-2.16	-2.05	-2.18	-2.21	-2.42	-2.30	-1.94	-1.85
61-22	<i>IM (g)</i>	0.11	0.10	0.10	0.13	0.13	0.11	0.11	0.08	0.12	0.16	0.17
	<i>ln(IM)</i>	-2.24	-2.26	-2.28	-2.05	-2.05	-2.20	-2.17	-2.47	-2.12	-1.83	-1.80
62-11	<i>IM (g)</i>	0.12	0.10	0.09	0.10	0.15	0.12	0.11	0.10	0.09	0.12	0.14
	<i>ln(IM)</i>	-2.13	-2.28	-2.42	-2.27	-1.90	-2.14	-2.22	-2.34	-2.41	-2.10	-1.97
62-22	<i>IM (g)</i>	0.12	0.11	0.10	0.11	0.14	0.12	0.11	0.14	0.09	0.14	0.15
	<i>ln(IM)</i>	-2.16	-2.25	-2.34	-2.20	-1.96	-2.13	-2.18	-1.98	-2.36	-1.99	-1.88
81-11	<i>IM (g)</i>	0.11	0.11	0.11	0.13	0.13	0.11	0.12	0.09	0.12	0.17	0.17
	<i>ln(IM)</i>	-2.21	-2.23	-2.24	-2.01	-2.03	-2.19	-2.14	-2.45	-2.11	-1.79	-1.77
81-22	<i>IM (g)</i>	0.12	0.11	0.11	0.15	0.13	0.10	0.12	0.09	0.14	0.18	0.18
	<i>ln(IM)</i>	-2.12	-2.17	-2.19	-1.91	-2.01	-2.26	-2.10	-2.36	-1.99	-1.72	-1.71
82-11	<i>IM (g)</i>	0.12	0.11	0.10	0.11	0.15	0.12	0.12	0.10	0.10	0.14	0.16
	<i>ln(IM)</i>	-2.13	-2.23	-2.31	-2.18	-1.93	-2.10	-2.16	-2.33	-2.34	-1.97	-1.83
82-22	<i>IM (g)</i>	0.11	0.11	0.11	0.12	0.14	0.12	0.12	0.10	0.11	0.16	0.17
	<i>ln(IM)</i>	-2.19	-2.19	-2.24	-2.09	-1.97	-2.10	-2.13	-2.35	-2.20	-1.86	-1.75

Tabla D.3 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño moderado y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.

Modelo	PGA	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	<i>IM (g)</i>	0.26	0.26	0.20	0.24	0.35	0.27	0.28	0.39	0.21	0.29	0.35
	<i>ln(IM)</i>	-1.35	-1.36	-1.63	-1.43	-1.06	-1.30	-1.27	-0.94	-1.57	-1.23	-1.04
41-22	<i>IM (g)</i>	0.29	0.26	0.21	0.26	0.35	0.28	0.28	0.24	0.22	0.32	0.37
	<i>ln(IM)</i>	-1.23	-1.34	-1.54	-1.35	-1.04	-1.27	-1.26	-1.44	-1.51	-1.15	-0.99
42-11	<i>IM (g)</i>	0.26	0.28	0.17	0.21	0.35	0.27	0.28	0.24	0.28	0.28	0.34
	<i>ln(IM)</i>	-1.37	-1.26	-1.78	-1.55	-1.05	-1.30	-1.26	-1.45	-1.28	-1.26	-1.09
42-22	<i>IM (g)</i>	0.27	0.28	0.19	0.23	0.38	0.32	0.28	0.24	0.23	0.29	0.34
	<i>ln(IM)</i>	-1.32	-1.29	-1.69	-1.48	-0.98	-1.14	-1.28	-1.44	-1.45	-1.26	-1.09
61-11	<i>IM (g)</i>	0.25	0.26	0.19	0.23	0.34	0.27	0.27	0.23	0.20	0.28	0.34
	<i>ln(IM)</i>	-1.38	-1.35	-1.68	-1.47	-1.07	-1.31	-1.31	-1.48	-1.61	-1.26	-1.08
61-22	<i>IM (g)</i>	0.28	0.26	0.20	0.25	0.36	0.28	0.28	0.23	0.23	0.30	0.35
	<i>ln(IM)</i>	-1.26	-1.36	-1.60	-1.40	-1.03	-1.29	-1.28	-1.45	-1.47	-1.21	-1.04
62-11	<i>IM (g)</i>	0.25	0.28	0.16	0.20	0.34	0.26	0.28	0.23	0.19	0.27	0.33
	<i>ln(IM)</i>	-1.38	-1.26	-1.81	-1.59	-1.08	-1.34	-1.28	-1.45	-1.68	-1.29	-1.10
62-22	<i>IM (g)</i>	0.26	0.28	0.18	0.22	0.37	0.28	0.27	0.28	0.19	0.28	0.33
	<i>ln(IM)</i>	-1.34	-1.27	-1.73	-1.52	-1.00	-1.29	-1.29	-1.28	-1.65	-1.26	-1.12
81-11	<i>IM (g)</i>	0.28	0.26	0.21	0.26	0.35	0.28	0.29	0.24	0.23	0.32	0.37
	<i>ln(IM)</i>	-1.28	-1.33	-1.54	-1.33	-1.05	-1.27	-1.25	-1.42	-1.49	-1.15	-1.00
81-22	<i>IM (g)</i>	0.29	0.27	0.23	0.28	0.35	0.29	0.29	0.24	0.24	0.34	0.41
	<i>ln(IM)</i>	-1.24	-1.32	-1.47	-1.27	-1.04	-1.24	-1.23	-1.42	-1.42	-1.06	-0.89
82-11	<i>IM (g)</i>	0.26	0.29	0.18	0.22	0.37	0.28	0.28	0.24	0.20	0.30	0.33
	<i>ln(IM)</i>	-1.34	-1.24	-1.70	-1.49	-0.99	-1.26	-1.26	-1.41	-1.61	-1.22	-1.11
82-22	<i>IM (g)</i>	0.28	0.28	0.20	0.24	0.39	0.29	0.29	0.25	0.21	0.30	0.33
	<i>ln(IM)</i>	-1.28	-1.27	-1.62	-1.41	-0.94	-1.22	-1.24	-1.39	-1.56	-1.21	-1.10

Tabla D.4 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño severo y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.

Modelo	PGA	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	<i>IM (g)</i>	0.52	0.71	0.58	0.48	0.67	0.82	0.56	0.80	0.62	0.61	0.84
	<i>ln(IM)</i>	-0.66	-0.34	-0.54	-0.73	-0.40	-0.20	-0.59	-0.23	-0.48	-0.49	-0.18
41-22	<i>IM (g)</i>	0.65	0.83	0.50	0.59	0.82	0.78	0.69	0.85	0.70	0.71	1.00
	<i>ln(IM)</i>	-0.44	-0.19	-0.69	-0.53	-0.19	-0.25	-0.37	-0.16	-0.36	-0.34	0.00
42-11	<i>IM (g)</i>	0.50	0.71	0.52	0.46	0.64	0.82	0.55	0.81	0.84	0.59	0.81
	<i>ln(IM)</i>	-0.69	-0.34	-0.65	-0.78	-0.44	-0.20	-0.61	-0.21	-0.18	-0.52	-0.21
42-22	<i>IM (g)</i>	0.63	0.84	0.48	0.55	0.80	0.79	0.66	0.82	0.85	0.70	0.98
	<i>ln(IM)</i>	-0.46	-0.17	-0.74	-0.60	-0.22	-0.24	-0.42	-0.20	-0.16	-0.36	-0.02
61-11	<i>IM (g)</i>	0.49	0.69	0.54	0.46	0.65	0.83	0.53	0.78	0.63	0.58	0.80
	<i>ln(IM)</i>	-0.71	-0.37	-0.62	-0.78	-0.43	-0.19	-0.64	-0.25	-0.46	-0.55	-0.22
61-22	<i>IM (g)</i>	0.62	0.81	0.47	0.56	0.80	0.76	0.65	0.81	0.85	0.69	0.98
	<i>ln(IM)</i>	-0.48	-0.21	-0.76	-0.58	-0.23	-0.28	-0.43	-0.20	-0.17	-0.37	-0.02
62-11	<i>IM (g)</i>	0.48	0.69	0.51	0.44	0.62	0.82	0.53	0.81	0.65	0.58	0.80
	<i>ln(IM)</i>	-0.74	-0.37	-0.68	-0.81	-0.48	-0.20	-0.64	-0.21	-0.42	-0.55	-0.22
62-22	<i>IM (g)</i>	0.60	0.83	0.48	0.53	0.77	0.71	0.63	0.92	0.57	0.68	0.93
	<i>ln(IM)</i>	-0.51	-0.19	-0.74	-0.64	-0.26	-0.34	-0.46	-0.09	-0.56	-0.39	-0.07
81-11	<i>IM (g)</i>	0.54	0.73	0.54	0.50	0.70	0.86	0.57	0.82	0.66	0.63	0.87
	<i>ln(IM)</i>	-0.62	-0.32	-0.62	-0.69	-0.36	-0.15	-0.56	-0.20	-0.42	-0.46	-0.14
81-22	<i>IM (g)</i>	0.67	0.85	0.54	0.63	0.84	0.79	0.71	0.88	0.70	0.75	0.98
	<i>ln(IM)</i>	-0.40	-0.16	-0.63	-0.47	-0.17	-0.24	-0.34	-0.13	-0.36	-0.29	-0.02
82-11	<i>IM (g)</i>	0.52	0.75	0.76	0.48	0.68	0.86	0.57	0.84	0.65	0.62	0.85
	<i>ln(IM)</i>	-0.65	-0.29	-0.28	-0.73	-0.38	-0.15	-0.57	-0.18	-0.44	-0.48	-0.17
82-22	<i>IM (g)</i>	0.66	0.89	0.50	0.58	0.84	0.77	0.69	0.86	0.62	0.73	1.04
	<i>ln(IM)</i>	-0.41	-0.12	-0.69	-0.54	-0.17	-0.26	-0.38	-0.15	-0.47	-0.32	0.04

Tabla D.5 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo (colapso) y los correspondientes resultados de la evaluación del logaritmo natural.

Modelo	PGA	Evento sísmico										
		J82-OBM	O86-CIG	O86-HCR	O86-IGN	O86-IVU	E01-STG	E01-ARM	E01-SPN	E01-STC	F01-TNC	F01-ZCT
41-11	<i>IM (g)</i>	0.63	1.01	0.74	0.62	0.82	1.68	0.72	1.63	0.95	0.81	1.25
	<i>ln(IM)</i>	-0.45	0.01	-0.30	-0.47	-0.20	0.52	-0.33	0.49	-0.05	-0.21	0.22
41-22	<i>IM (g)</i>	0.79	1.14	0.87	0.74	1.03	1.46	0.87	1.31	1.00	0.96	1.31
	<i>ln(IM)</i>	-0.24	0.13	-0.14	-0.30	0.03	0.38	-0.14	0.27	0.00	-0.04	0.27
42-11	<i>IM (g)</i>	0.63	0.99	0.75	0.62	0.80	1.82	0.70	1.68	1.02	0.81	1.35
	<i>ln(IM)</i>	-0.46	-0.01	-0.28	-0.48	-0.22	0.60	-0.35	0.52	0.02	-0.21	0.30
42-22	<i>IM (g)</i>	0.76	1.13	0.84	0.72	0.99	1.60	0.86	1.38	1.26	0.94	1.38
	<i>ln(IM)</i>	-0.27	0.13	-0.17	-0.33	-0.01	0.47	-0.15	0.32	0.23	-0.06	0.32
61-11	<i>IM (g)</i>	0.61	0.96	0.73	0.61	0.79	1.70	0.68	1.59	0.91	0.78	1.23
	<i>ln(IM)</i>	-0.50	-0.04	-0.31	-0.50	-0.24	0.53	-0.38	0.46	-0.09	-0.25	0.21
61-22	<i>IM (g)</i>	0.74	1.10	0.74	0.71	0.99	1.46	0.83	1.32	1.20	0.92	1.26
	<i>ln(IM)</i>	-0.30	0.09	-0.31	-0.34	-0.01	0.38	-0.19	0.28	0.18	-0.08	0.23
62-11	<i>IM (g)</i>	0.60	0.96	0.73	0.61	0.79	1.82	0.67	1.71	0.94	0.78	1.32
	<i>ln(IM)</i>	-0.52	-0.04	-0.31	-0.49	-0.24	0.60	-0.40	0.54	-0.06	-0.24	0.28
62-22	<i>IM (g)</i>	0.72	1.11	0.82	0.70	0.96	1.56	0.83	1.77	1.01	0.91	1.41
	<i>ln(IM)</i>	-0.33	0.10	-0.20	-0.36	-0.05	0.45	-0.19	0.57	0.01	-0.09	0.34
81-11	<i>IM (g)</i>	0.67	1.04	0.77	0.65	0.85	1.67	0.74	1.66	0.96	0.84	1.24
	<i>ln(IM)</i>	-0.41	0.04	-0.26	-0.44	-0.16	0.51	-0.30	0.50	-0.04	-0.17	0.22
81-22	<i>IM (g)</i>	0.80	1.17	0.90	0.78	1.07	1.49	0.89	1.35	1.01	0.99	1.35
	<i>ln(IM)</i>	-0.22	0.15	-0.10	-0.25	0.07	0.40	-0.12	0.30	0.01	-0.01	0.30
82-11	<i>IM (g)</i>	0.65	1.03	0.78	0.65	0.84	1.82	0.73	1.74	0.98	0.85	1.37
	<i>ln(IM)</i>	-0.43	0.03	-0.24	-0.43	-0.18	0.60	-0.32	0.56	-0.02	-0.17	0.31
82-22	<i>IM (g)</i>	0.79	1.19	0.89	0.76	1.04	1.54	0.89	1.43	1.06	0.98	1.36
	<i>ln(IM)</i>	-0.23	0.17	-0.11	-0.28	0.04	0.43	-0.12	0.36	0.06	-0.02	0.31

Apéndice E.

Tabla E.6 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando PGA como medida de intensidad.

Peso	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo	Probabilidad de distribución
1	0.0844	0.1631	0.4439	0.5965	0.008
2	0.0852	0.1695	0.4571	0.6067	0.015
3	0.0864	0.1774	0.4574	0.6085	0.023
4	0.0887	0.1825	0.4681	0.6106	0.030
5	0.0891	0.1854	0.4766	0.6180	0.038
6	0.0893	0.1856	0.4768	0.6229	0.045
7	0.0895	0.1866	0.4775	0.6318	0.053
8	0.0916	0.1922	0.4804	0.6348	0.061
9	0.0942	0.1960	0.4835	0.6468	0.068
10	0.0948	0.1982	0.4901	0.6488	0.076
11	0.0952	0.1997	0.4998	0.6497	0.083
12	0.0953	0.1999	0.5018	0.6652	0.091
13	0.0961	0.2028	0.5029	0.6736	0.098
14	0.0963	0.2038	0.5038	0.6847	0.106
15	0.0963	0.2074	0.5087	0.6962	0.114
16	0.0965	0.2098	0.5167	0.7020	0.121
17	0.0968	0.2132	0.5212	0.7134	0.129
18	0.0974	0.2149	0.5223	0.7172	0.136
19	0.0988	0.2149	0.5262	0.7199	0.144
20	0.0996	0.2178	0.5278	0.7208	0.152
21	0.0997	0.2220	0.5298	0.7287	0.159
22	0.1003	0.2247	0.5350	0.7301	0.167
23	0.1013	0.2264	0.5356	0.7325	0.174
24	0.1024	0.2269	0.5363	0.7356	0.182
25	0.1026	0.2273	0.5377	0.7379	0.189
26	0.1027	0.2288	0.5460	0.7419	0.197
27	0.1027	0.2299	0.5485	0.7427	0.205
28	0.1029	0.2303	0.5552	0.7433	0.212
29	0.1035	0.2335	0.5583	0.7523	0.220
30	0.1040	0.2339	0.5668	0.7564	0.227

Tabla E.1 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando PGA como medida de intensidad (continuación).

Peso	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo	Probabilidad de distribución
31	0.1040	0.2347	0.5708	0.7603	0.235
32	0.1052	0.2350	0.5717	0.7679	0.242
33	0.1061	0.2376	0.5757	0.7778	0.250
34	0.1064	0.2378	0.5784	0.7804	0.258
35	0.1065	0.2386	0.5818	0.7839	0.265
36	0.1066	0.2414	0.5828	0.7846	0.273
37	0.1066	0.2423	0.5901	0.7856	0.280
38	0.1068	0.2428	0.5947	0.7871	0.288
39	0.1070	0.2433	0.6034	0.7881	0.295
40	0.1071	0.2439	0.6104	0.7940	0.303
41	0.1071	0.2472	0.6166	0.8005	0.311
42	0.1071	0.2480	0.6176	0.8033	0.318
43	0.1072	0.2505	0.6208	0.8118	0.326
44	0.1080	0.2522	0.6217	0.8138	0.333
45	0.1081	0.2554	0.6242	0.8167	0.341
46	0.1095	0.2561	0.6253	0.8219	0.348
47	0.1102	0.2568	0.6289	0.8286	0.356
48	0.1103	0.2582	0.6307	0.8302	0.364
49	0.1105	0.2583	0.6308	0.8359	0.371
50	0.1108	0.2603	0.6314	0.8395	0.379
51	0.1109	0.2605	0.6443	0.8417	0.386
52	0.1114	0.2607	0.6452	0.8455	0.394
53	0.1115	0.2624	0.6472	0.8538	0.402
54	0.1116	0.2629	0.6514	0.8579	0.409
55	0.1119	0.2632	0.6535	0.8682	0.417
56	0.1121	0.2637	0.6549	0.8685	0.424
57	0.1122	0.2664	0.6562	0.8888	0.432
58	0.1124	0.2678	0.6586	0.8901	0.439
59	0.1125	0.2687	0.6614	0.8921	0.447
60	0.1127	0.2710	0.6708	0.9044	0.455

Tabla E.1 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando PGA como medida de intensidad (continuación).

Peso	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo	Probabilidad de distribución
61	0.1130	0.2719	0.6733	0.9135	0.462
62	0.1131	0.2723	0.6751	0.9142	0.470
63	0.1134	0.2740	0.6815	0.9245	0.477
64	0.1138	0.2741	0.6872	0.9392	0.485
65	0.1143	0.2756	0.6876	0.9394	0.492
66	0.1146	0.2757	0.6909	0.9481	0.500
67	0.1146	0.2763	0.6918	0.9552	0.508
68	0.1152	0.2767	0.6926	0.9563	0.515
69	0.1153	0.2773	0.6971	0.9601	0.523
70	0.1154	0.2778	0.6983	0.9614	0.530
71	0.1164	0.2781	0.6989	0.9618	0.538
72	0.1179	0.2784	0.7003	0.9770	0.545
73	0.1182	0.2790	0.7095	0.9789	0.553
74	0.1184	0.2792	0.7118	0.9876	0.561
75	0.1186	0.2798	0.7127	0.9886	0.568
76	0.1187	0.2798	0.7131	0.9901	0.576
77	0.1187	0.2800	0.7139	0.9910	0.583
78	0.1189	0.2801	0.7257	1.0050	0.591
79	0.1190	0.2810	0.7281	1.0060	0.598
80	0.1199	0.2814	0.7458	1.0120	0.606
81	0.1200	0.2823	0.7498	1.0120	0.614
82	0.1207	0.2824	0.7589	1.0220	0.621
83	0.1220	0.2825	0.7594	1.0332	0.629
84	0.1221	0.2826	0.7672	1.0343	0.636
85	0.1221	0.2826	0.7729	1.0373	0.644
86	0.1223	0.2830	0.7754	1.0405	0.652
87	0.1227	0.2833	0.7777	1.0592	0.659
88	0.1231	0.2838	0.7878	1.0681	0.667
89	0.1238	0.2839	0.7897	1.0987	0.674
90	0.1272	0.2841	0.7959	1.1087	0.682

Tabla E.1 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando PGA como medida de intensidad (continuación).

Peso	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo	Probabilidad de distribución
91	0.1273	0.2851	0.7972	1.1348	0.689
92	0.1276	0.2863	0.8002	1.1364	0.697
93	0.1282	0.2898	0.8031	1.1659	0.705
94	0.1282	0.2899	0.8041	1.1882	0.712
95	0.1283	0.2900	0.8071	1.1981	0.720
96	0.1283	0.2907	0.8089	1.2347	0.727
97	0.1306	0.2914	0.8094	1.2447	0.735
98	0.1309	0.2929	0.8128	1.2517	0.742
99	0.1336	0.2932	0.8149	1.2606	0.750
100	0.1345	0.2944	0.8171	1.2612	0.758
101	0.1350	0.2960	0.8187	1.3058	0.765
102	0.1365	0.2973	0.8202	1.3066	0.773
103	0.1373	0.2986	0.8211	1.3216	0.780
104	0.1383	0.3157	0.8228	1.3243	0.788
105	0.1383	0.3167	0.8232	1.3459	0.795
106	0.1395	0.3184	0.8255	1.3462	0.803
107	0.1399	0.3266	0.8267	1.3542	0.811
108	0.1401	0.3302	0.8279	1.3625	0.818
109	0.1415	0.3339	0.8367	1.3695	0.826
110	0.1426	0.3340	0.8380	1.3773	0.833
111	0.1440	0.3357	0.8389	1.3782	0.841
112	0.1453	0.3365	0.8435	1.4106	0.848
113	0.1460	0.3385	0.8435	1.4343	0.856
114	0.1464	0.3400	0.8448	1.4554	0.864
115	0.1481	0.3431	0.8463	1.4611	0.871
116	0.1492	0.3449	0.8469	1.4943	0.879
117	0.1522	0.3460	0.8505	1.5405	0.886
118	0.1537	0.3506	0.8513	1.5634	0.894
119	0.1561	0.3514	0.8542	1.5871	0.902
120	0.1580	0.3524	0.8585	1.6010	0.909

Tabla E.1 Probabilidad de distribución de los puntos discretos obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental empleando PGA como medida de intensidad (continuación).

Peso	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo	Probabilidad de distribución
121	0.1609	0.3534	0.8626	1.6267	0.917
122	0.1611	0.3544	0.8643	1.6560	0.924
123	0.1631	0.3547	0.8734	1.6668	0.932
124	0.1643	0.3553	0.8770	1.6778	0.939
125	0.1660	0.3664	0.8881	1.6835	0.947
126	0.1678	0.3696	0.9155	1.6986	0.955
127	0.1699	0.3709	0.9337	1.7137	0.962
128	0.1706	0.3732	0.9763	1.7423	0.970
129	0.1718	0.3753	0.9796	1.7679	0.977
130	0.1740	0.3903	0.9814	1.8158	0.985
131	0.1784	0.3924	1.0044	1.8201	0.992
132	0.1812	0.4094	1.0417	1.8236	1.000

Apéndice F.

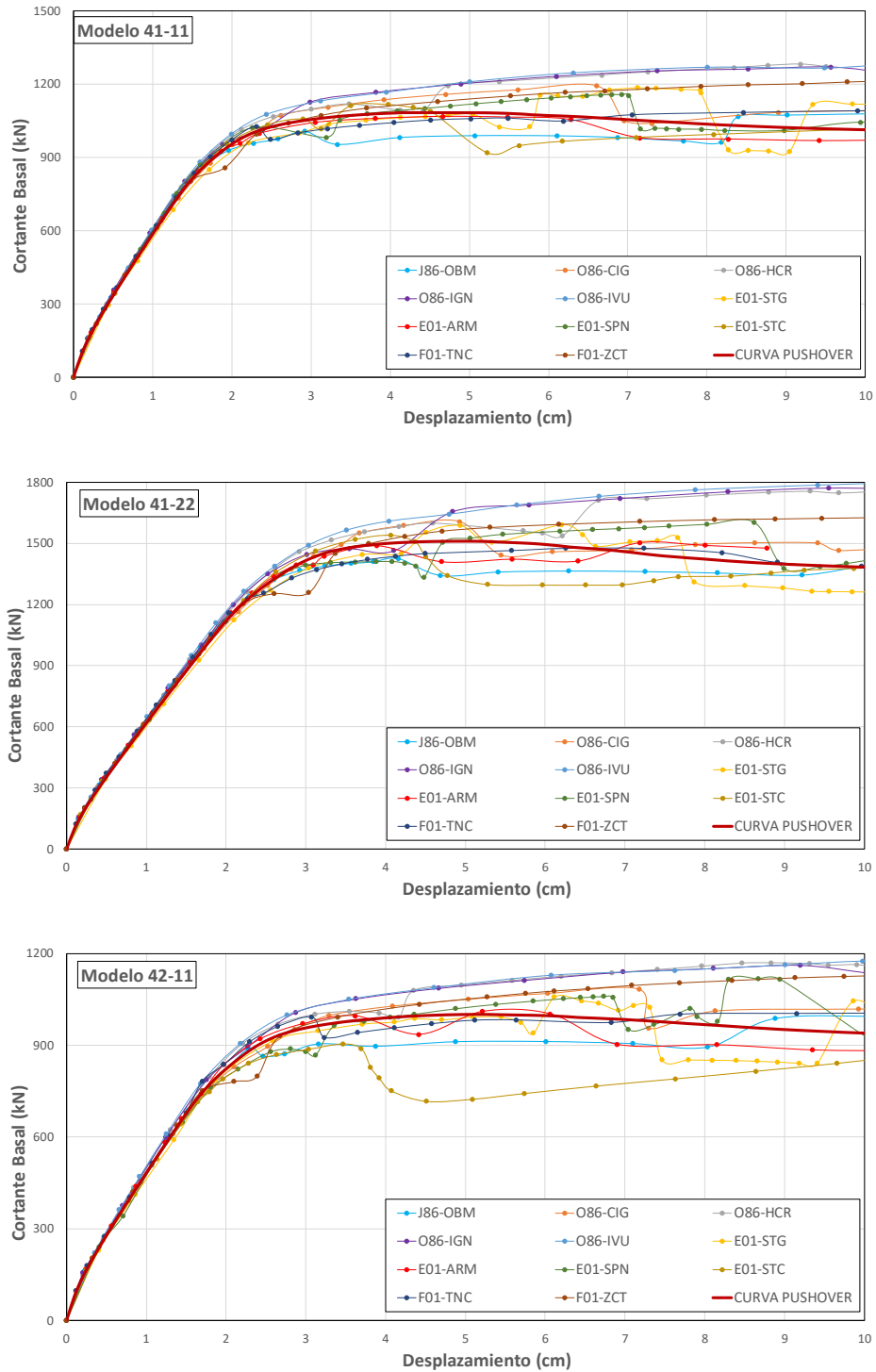


Figura F.1 Curvas IDA desplazamiento vs cortante basal para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental superponiendo la curva de capacidad obtenida mediante análisis pushover.

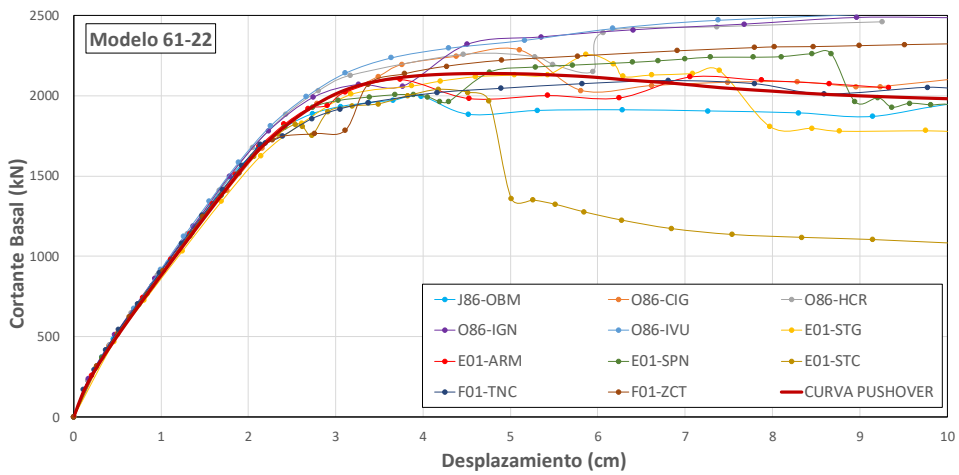
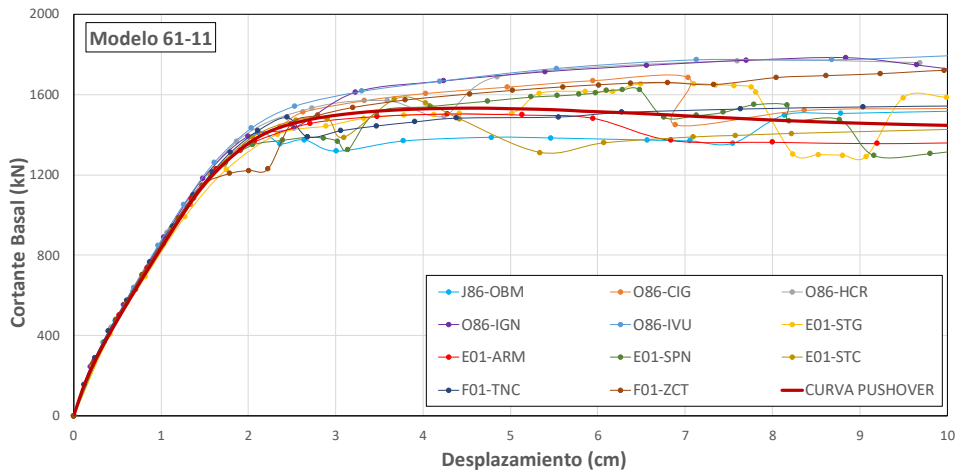
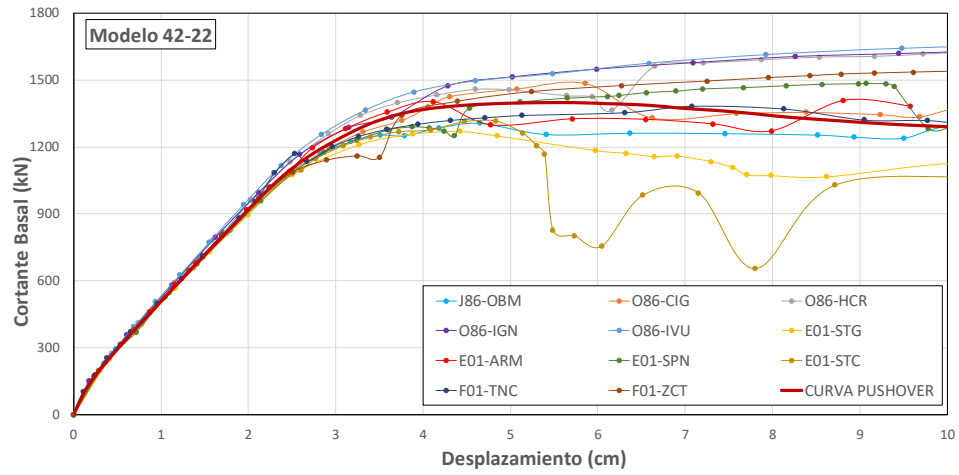


Figura F.1 Curvas IDA desplazamiento vs cortante basal para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental superponiendo la curva de capacidad obtenida mediante análisis pushover (continuación).

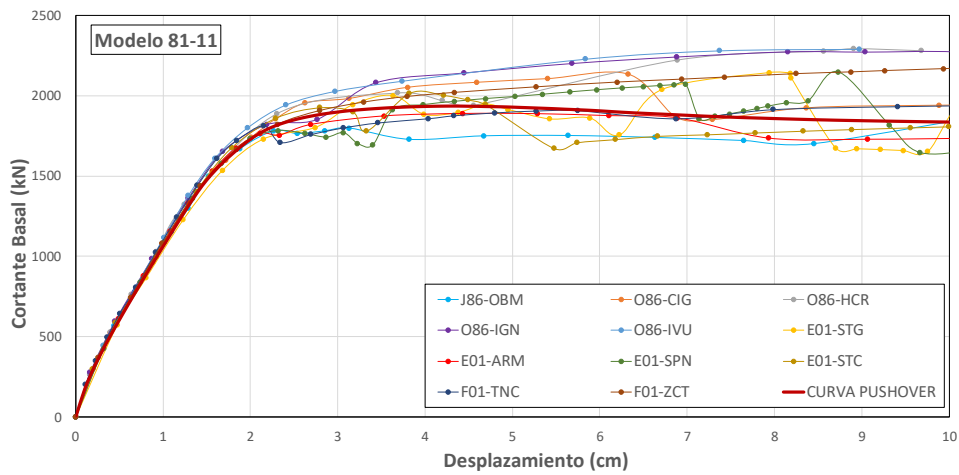
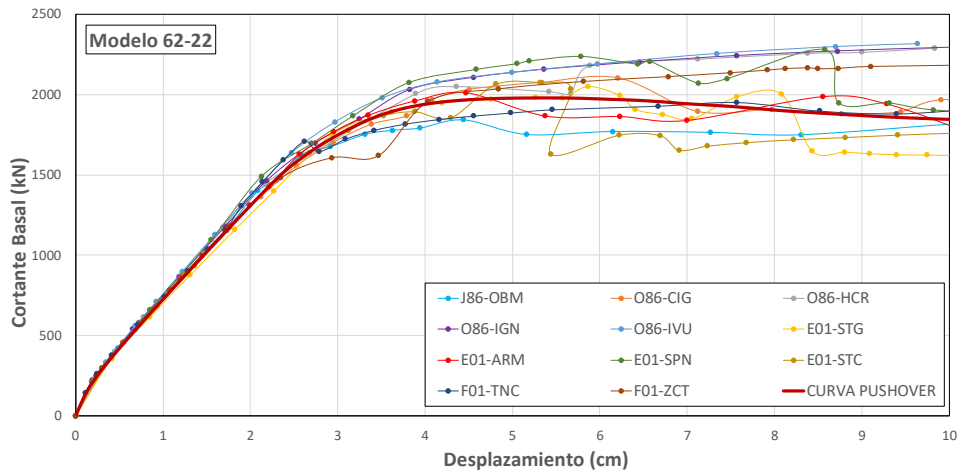
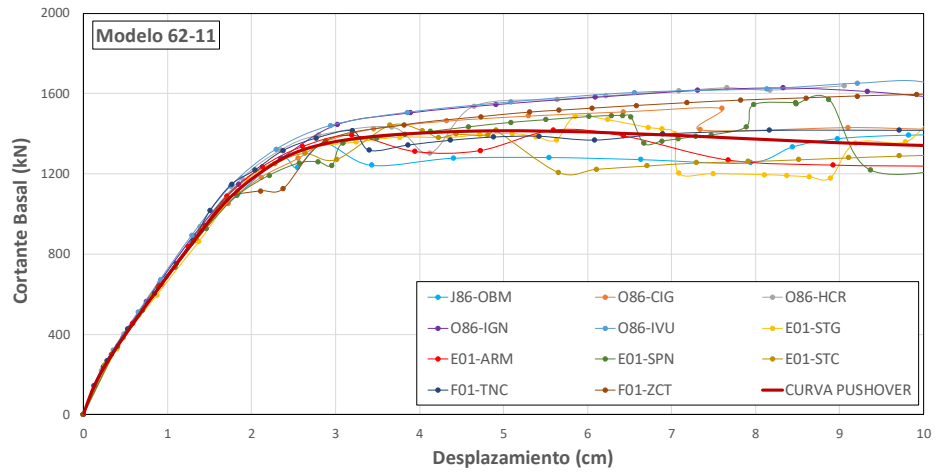


Figura F.1 Curvas IDA desplazamiento vs cortante basal para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental superponiendo la curva de capacidad obtenida mediante análisis pushover (continuación).

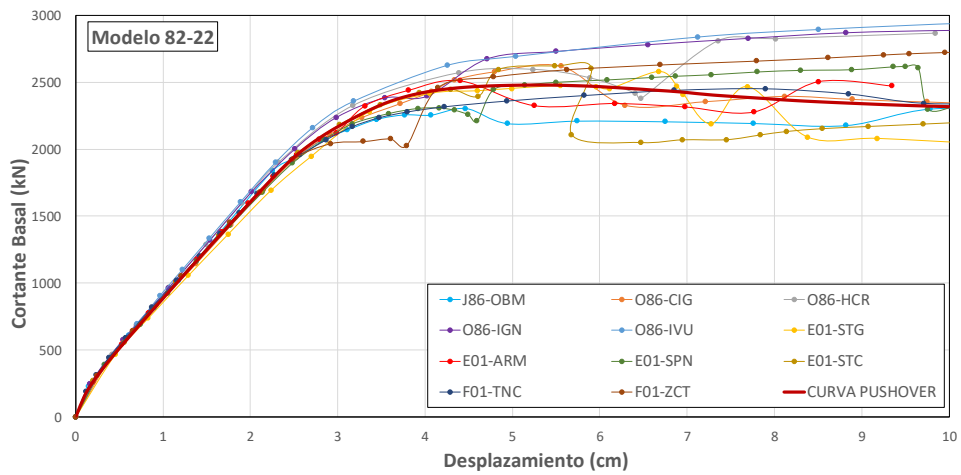
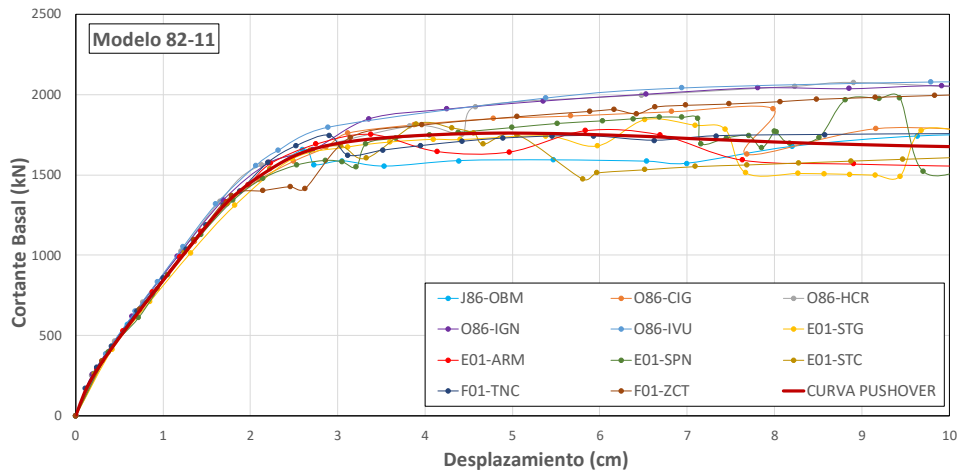
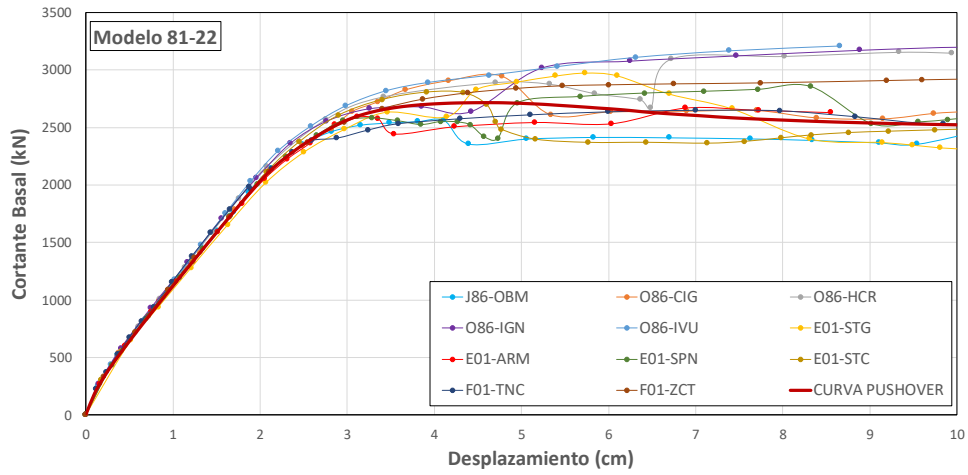


Figura F.1 Curvas IDA desplazamiento vs cortante basal para cada uno de los modelos de edificios índice sometidos a los once eventos sísmicos considerados en el análisis dinámico no lineal incremental superponiendo la curva de capacidad obtenida mediante análisis pushover (continuación).