

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



**ELABORACIÓN DE CURVAS DE VULNERABILIDAD
PARA EDIFICIOS DE MARCOS DE ACERO**

PRESENTADO POR:

RIVERA DOMÍNGUEZ, METZI ELIZABETH

ROMERO ROMERO, ISMAEL ERNESTO

SURIANO MÉNDEZ, QUEREN ABIGAIL

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, DICIEMBRE 2018

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

MSc. CRISTÓBAL HERNÁN RÍOS BENÍTEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR:

ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES

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

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:
INGENIERO CIVIL

Título:

**ELABORACIÓN DE CURVAS DE VULNERABILIDAD
PARA EDIFICIOS DE MARCOS DE ACERO**

Presentado por:

RIVERA DOMÍNGUEZ, METZI ELIZABETH

ROMERO ROMERO, ISMAEL ERNESTO

SURIANO MÉNDEZ, QUEREN ABIGAIL

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente asesor:

PhD. MSc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR

SAN SALVADOR, DICIEMBRE 2018

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

PhD. MSc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR

AGRADECIMIENTOS

A Dios por ser nuestro guía y velar por nosotros en todo el camino que hemos recorrido, dándonos fortaleza y paciencia, permitiéndonos culminar nuestra meta con éxito y satisfacción.

A nuestras familias ya que sin su apoyo y amor incondicional esto no hubiera sido posible.

A la Universidad de El Salvador, a los docentes de la Escuela de Ingeniería Civil, Unidad de Ciencias Básicas, compañeros y demás personal, por permitir formarnos como profesionales, contribuir con nuestro desarrollo personal y por brindarnos la mejor experiencia universitaria.

A nuestro asesor Ph.D. MSc. Manuel Alfredo López Menjivar por mostrar su interés en el presente trabajo, por ver potencial en nosotros para desarrollar este tema con plenitud, y dedicar su tiempo para brindarnos su conocimiento, consejos, las herramientas y ayuda oportuna para culminarlo satisfactoriamente.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a:

A Dios, por la vida, la guía, sabiduría, protección, bendiciones brindadas y por haberme permitido culminar mi carrera.

A mi papá y mamá, César y Elsy, por su amor, comprensión, esfuerzo, apoyo y enseñanzas a lo largo de mi vida.

A mis hermanos, César y Beatriz por su apoyo y ánimos.

A mi novio, Enver por ser mi mejor amigo, mi compañero de aventuras, por brindarme su amor, apoyo incondicional, por estar conmigo en las buenas y malas, darme ánimos cuando más lo necesité a lo largo de mi carrera y confiar en mí.

A mis abuelos y abuelas, que siempre estuvieron pendientes de mí a lo largo de toda mi vida.

A las familias Rivera, Domínguez y Montes por su apoyo a lo largo de este camino.

A todos los docentes que he tenido a lo largo de mi vida estudiantil, por su tiempo, sus enseñanzas, entrega y dedicación en cada etapa, ya que contribuyeron a mi formación personal y profesional.

A mis compañeros Queren e Ismael, por el apoyo, amistad, esfuerzo y todos los buenos momentos que compartimos a lo largo de esta travesía.

Finalmente, a todos mis amigos y compañeros que he tenido a lo largo de mi vida estudiantil, por el tiempo y experiencias compartidas.

Metzì Rivera Domínguez

DEDICATORIA

A Dios en primer lugar, por haberme brindado la dádiva de la vida, así como la luz y dirección en cada una de las etapas de la misma que han llevado a la culminación de este trabajo.

A mi madre y a mi padre: su amor, esfuerzos y sacrificios me han permitido culminar mi carrera; los valores y principios que me enseñaron siempre estarán conmigo. Así como también a mis hermanos, y saber que como familia siempre estarán ahí.

A todos los docentes y profesionales, desde la preparatoria hasta el día de hoy, que transmitieron sus conocimientos, experiencia y consejos, para mi formación personal y profesional.

A todos los amigos y compañeros que he tenido en los diferentes niveles académicos, especialmente a los que tuve la dicha de conocer en el desarrollo de mi carrera, por los momentos pasados, buenos y malos; por ayudarme a crecer en mi vida personal y profesional.

A mis compañeras de Tesis en especial por ser excelentes personas, así como por la amistad y comprensión en la ejecución de la misma, y poder llevarla a feliz término.

A la ASEIAS y la ASEIC, por brindarme buenas experiencias que han sido de utilidad en mi desarrollo personal y académico.

Gracias, ¡totales!

Ismael Romero

DEDICATORIA

A Jehová Dios por la vida y cada bendición recibida hasta este momento, porque me ha brindado la oportunidad, la capacidad y la fortaleza que he necesitado para cumplir esta meta.

A mis padres y mi hermano por su amor, paciencia y apoyo incondicional, este logro también es de ustedes.

A la Universidad de El Salvador por ser la institución que, para mi buen desarrollo en el campo profesional, me brindó las bases necesarias tanto en conocimiento como en valores.

Al Ing. René Pocasangre, por su paciencia e importante apoyo en las materias básicas; así como a los Ingenieros de la Escuela de Ingeniería Civil: Julio Bonilla, Herbert Coello, Jorge Flores, Joaquín Serrano, Fredy Orellana, Susan Campos, Lesly Mendoza, Edwin Escobar, Roberto Berganza y los demás profesores que compartieron sus conocimientos y experiencia a lo largo de la carrera. Gracias por desempeñar su papel con excelencia y dar lo mejor de ustedes en cada oportunidad.

A mis amigos, Gaby y William, por su apoyo y amistad expresada en palabras y acciones, por estar ahí tanto en los buenos momentos como en los difíciles.

A mis compañeros y amigos, Metzi e Ismael, por acompañarme en esta etapa de mi vida, aprendí mucho de ustedes no solo en el ámbito académico sino también a nivel personal. Fue un gusto realizar este trabajo con ustedes, gracias por los momentos compartidos

A mis compañeros en el transcurso de la carrera por el tiempo, el apoyo y las experiencias compartidas.

Queren Suriano

ÍNDICE

1	GENERALIDADES.....	1
1.1	ANTECEDENTES	1
1.2	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.3	OBJETIVOS	5
1.3.1	General	5
1.3.2	Específicos	5
1.4	ALCANCES.....	6
1.5	LIMITACIONES	6
1.6	JUSTIFICACIÓN.....	7
1.7	GLOSARIO	8
2	METODOLOGÍA.....	10
2.1	METODOLOGÍA Y PROCESO DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD ANALÍTICA.....	10
2.2	PASO A: EDIFICIOS ÍNDICES	10
2.2.1	Un edificio índice.....	12
2.2.2	Tres edificios índices	13
2.2.3	Múltiples edificios índices	13
2.3	PASO B: DEFINIR COMPONENTES PARA EL ANÁLISIS DE LA RESPUESTA Y LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS	14
2.3.1	Componentes estructurales	16
2.3.2	Categorías no estructurales dominantes	16
2.4	PASO C: SELECCIÓN DEL TIPO DE MODELO.....	19
2.4.1	Modelo MDOF (3D/2D elemento por elemento).....	19
2.4.2	Modelo MDOF (2D)	21
2.4.3	Modelo SDOF: Modelo equivalente simplificado en 1D	26
2.5	PASO D: DEFINICIÓN DE ESTADOS DE DAÑO.....	26
2.5.1	Definición personalizada por cada edificio.....	27
2.5.2	Valores predefinidos	28
2.6	PASO E: TIPO DE ANÁLISIS Y CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL (PDI)	28
2.6.1	Análisis dinámico no lineal	29

2.6.2	Análisis estático no lineal	31
2.6.3	Planteamiento método de mínimos cuadrados.....	33
2.7	PASO F: DERIVACIÓN DE CURVAS DE VULNERABILIDAD.....	34
2.7.1	Enfoque de evaluación de vulnerabilidad basada en el edificio como un todo	34
2.7.2	Enfoque de evaluación de vulnerabilidad basada en componente	35
3	. AMENAZA SÍSMICA.....	37
3.1	ACTIVIDAD SÍSMICA	37
3.1.1	Fuentes de los sismos en El Salvador	37
3.1.2	Estaciones sísmicas	37
3.1.3	Escalas de magnitud e Intensidad	38
3.2	REGISTROS ACELEROGRÁFICOS DE EL SALVADOR	39
3.2.1	Sismo de 10 de octubre de 1986.....	39
3.2.2	Sismo de 13 de enero de 2001	41
3.2.3	Sismo de 13 de febrero de 2001	41
3.2.4	Sismo de 10 de abril de 2017	41
3.3	SELECCIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS Y SU DURACIÓN.....	44
3.3.1	Espectros de Respuesta Elásticos.....	44
3.3.2	Intensidad de Arias.....	48
4	. MODELACIÓN Y PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS.....	54
4.1	DEFINICIÓN DE EDIFICIOS ÍNDICE.....	54
4.1.1	Descripción de la Tipología.....	54
4.1.2	Descripción de los Materiales	54
4.1.3	Descripción de Edificios Índice	54
4.2	HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS	57
4.2.1	No linealidad geométrica	57
4.2.2	Inelasticidad de los materiales.....	58
4.3	PARÁMETROS Y CRITERIOS DE MODELACIÓN: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL) Y ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL NO LINEAL (ADINL).....	60
4.3.1	Combinación de cargas	60
4.3.2	Amortiguamiento y direcciones débil y fuerte.....	62
4.3.3	Conexiones (nodos) y losas de entrepiso.....	63
4.3.3	Criterios de modelación	65
4.4	CRITERIOS DE DESEMPEÑO Y METODOLOGÍA PUSHOVER	66

4.4.1	Propiedades inelásticas de los elementos	66
5	. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL	83
5.1	DEFINICIÓN DEL PARÁMETRO INDICADOR DE DAÑO	83
5.2	CRITERIOS DE ANÁLISIS	83
5.3	CURVAS IDA (DERIVA DE ENTREPISO VS ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO).....	84
5.4	CURVAS IDA (DERIVA DE ENTREPISO VS ACELERACIÓN ESPECTRAL)	90
6	. CURVAS DE FRAGILIDAD Y CURVAS DE VULNERABILIDAD	95
6.1	OBTENCIÓN DE VALORES DE IM PARA CADA NIVEL DE DAÑO	97
6.2	CÁLCULO DE PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	98
6.3	CURVAS DE FRAGILIDAD.....	100
6.4	CURVAS DE VULNERABILIDAD.....	103
7	. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	107
7.1	CONCLUSIONES	107
7.2	RECOMENDACIONES	114
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115
	APÉNDICE	118
	APÉNDICE A	118
	APÉNDICE B	120
	APÉNDICE C	123
	APÉNDICE D.....	134

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Procedimiento para obtener las funciones de vulnerabilidad con el método analítico (adaptado de D’Ayala et al., 2015).....	11
Figura 2.2 Definición de componentes estructurales y no estructurales (adaptado de D’Ayala et al., 2015)	15
Figura 2.3 Idealización en fibras de miembros de concreto reforzado (C/R). Esta técnica numérica permite caracterizar con mayor detalle la distribución de no linealidad en elementos C/R modelando separadamente el diferente comportamiento de los materiales que constituyen la sección transversal y, por lo tanto, permite capturar efectos de respuestas más precisos (adaptado de D’Ayala et al., 2015)	22
Figura 2.4 Modelo stick de 3 niveles, se muestran resortes de rotación, elementos de la columna y masas de pisos	24
Figura 2.5 Relación esfuerzo deformación elasto-plástica (momento-rotación)	25
Figura 2.6 Comportamiento típico de curva IDA (GEM, 2015)	30
Figura 2.7 Múltiples curvas IDA y generación de curva media (GEM, 2015).....	31
Figura 2.8 Nube de puntos generada para diversos estados de daño y espectros de respuesta (GEM, 2015).	32
Figura 2.9 Obtención de curvas de fragilidad utilizando regresión por Mínimos Cuadrados (GEM, 2015).	33
Figura 2.10 Gráfico de regresión por Mínimos Cuadrados (GEM, 2015).....	34
Figura 2.11 Cálculo de probabilidades de daño a partir de las curvas de fragilidad para un nivel específico de medición de intensidad	35
Figura 3.1 Distribución de estaciones sísmicas de la Red Sísmica y Acelerográfica (MARN, 2017) .	38
Figura 3.2 Espectros de Respuesta de Registros Red CIG, sismo octubre de 1986	45
Figura 3.3 Espectros de Respuesta de Registros Red CIG, sismo enero de 2001	45
Figura 3.4 Espectros de Respuesta de Registros Red UCA, sismo enero de 2001	46
Figura 3.5 Espectros de Respuesta de Registros Red CIG, sismo febrero de 2001.....	46
Figura 3.6 Espectros de Respuesta de Registros Red UCA, sismo febrero de 2001	47
Figura 3.7 Espectros de Respuesta de Registros, sismo abril 2017	47
Figura 3.8 Gráfico de Husid de sismo octubre de 1986, registro CIG	49
Figura 3.9 Gráfico de Husid de sismo octubre de 1986, registro IGN.....	49
Figura 3.10 Gráfico de Husid de sismo octubre de 1986, registro IVU	50

Figura 3.11 Gráfico de Husid de sismo enero de 2001, registro ST	50
Figura 3.12 Gráfico de Husid de sismo enero de 2001, registro SDM	50
Figura 3.13 Gráfico de Husid de sismo enero de 2001, registro OBS	51
Figura 3.14 Gráfico de Husid de sismo enero de 2001, registro ARM	51
Figura 3.15 Gráfico de Husid de sismo febrero de 2001, registro CIG.....	51
Figura 3.16 Gráfico de Husid de sismo febrero de 2001, registro TON	52
Figura 3.17 Gráfico de Husid de sismo febrero de 2001, registro ZAC.....	52
Figura 3.18 Gráfico de Husid de sismo abril 2017, registro CRW	52
Figura 4.1 Modelo estructural de edificio B.....	56
Figura 4.2 Modelo estructural de edificio C.....	56
Figura 4.3 Modelo estructural de edificio E.....	57
Figura 4.4 Sistema local de cuerda del elemento viga-columna (Seismosoft, 2018)	58
Figura 4.5 Sección de columna de acero discretizada en 150 fibras (SeismoStruct V2, 2018).....	59
Figura 4.6 Modelo bilineal para acero estructural Grado 50, usando (SeismoStruct V2, 2018)	60
Figura 4.7 Modelación en SeismoStruct del “Edificio C” con cargas de gravedad.	62
Figura 4.8 Variación del amortiguamiento modal con la frecuencia natural: (a) amortiguamientos proporcionales a la masa y a la rigidez; (b) amortiguamiento de Rayleigh (Chopra, 2012).	63
Figura 4.9: Cuadro de diálogo de liberaciones de nodo (conexión).	64
Figura 4.10 Comportamiento idealizado de componente de marco (ASCE, 2013)	68
Figura 4.11 Comportamiento idealizado de componente de marco (ASCE, 2013)	68
Figura 4.12 Obtención de rotación de falla y resistencia residual (ASCE, 2013)	69
Figura 4.13 Perfil de carga lateral aplicado al “Edificio C” en sus nodos	75
Figura 4.14 Curva de Capacidad del Sistema MDOF del “Edificio C”	76
Figura 4.15 Curva de Capacidad del Sistema SDOF del “Edificio C”.....	77
Figura 4.16 Determinación de fluencia global de una estructura (ASCE, 2013).	78
Figura 4.17 Curva de capacidad trilineal SDOF.	78
Figura 4.18 Curva de capacidad trilineal MDOF.....	79
Figura 5.1 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración máxima del terreno (g) para el edificio B sometido a los once registros acelerográficos.	86
Figura 5.2 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración máxima del terreno (g) para el edificio C sometido a los once registros acelerográficos.	87

Figura 5.3 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración máxima del terreno (g) para el edificio E sometido a los once registros acelerográficos.	88
Figura 5.4: Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración máxima del terreno (g) en formato de puntos de todos los edificios sometidos a los once registros acelerográficos y los umbrales de los estados de daño.....	89
Figura 5.5 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración espectral (g) para el edificio B sometido a los once registros acelerográficos.....	91
Figura 5.6 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración espectral (g) para el edificio C sometido a los once registros acelerográficos.....	92
Figura 5.7 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración espectral (g) para el edificio E sometido a los once registros acelerográficos.	93
Figura 5.8 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración espectral (g) en formato de puntos de todos los edificios sometidos a los once registros acelerográficos y los umbrales de los estados de daño.	94
Figura 6.1 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima vs aceleración espectral, indicando los valores tomados en cuenta para los parámetros estadísticos de cada uno de los estados de daño.	95
Figura 6.2 Curvas IDA deriva de entrepiso vs PGA, indicando los valores tomados en cuenta para los parámetros estadísticos de cada uno de los estados de daño.	96
Figura 6.3 Curva de fragilidad para el estado de daño leve, utilizando la aceleración espectral como IM.	101
Figura 6.4 Curvas de fragilidad para estado de daño leve, moderado, severo y completo; utilizando la aceleración espectral como IM.	102
Figura 6.5 Curvas de fragilidad para estado de daño leve, moderado, severo y completo; utilizando la PGA como IM.....	103
Figura 7.1 Rango de aceleraciones espectrales para los períodos comprendidos entre 0.57 y 0.73 segundos para la componente longitudinal.....	107
Figura 7.2 Rango de aceleraciones espectrales para los períodos comprendidos entre 0.57 y 0.73 segundos para la componente transversal.	108
Figura 7.3 Rango de aceleraciones espectrales máximas analizadas en las curvas de fragilidad definidas en la investigación	109
Figura 7.4 Rango de aceleraciones espectrales máximas analizadas en la curva de vulnerabilidad obtenida en la presente investigación	110

Figura 7.5 Rango de aceleraciones espectrales para los períodos comprendidos entre 0.57 y 0.73 segundos para la componente longitudinal, tomando en cuenta la mediana de los registros.....	111
Figura 7.6 Rango de aceleraciones espectrales para los períodos comprendidos entre 0.57 y 0.73 segundos para la componente transversal, tomando en cuenta la mediana de los registros.	111
Figura 7.7 Rango de aceleraciones espectrales medianas analizadas en las curvas de fragilidad definidas en la investigación	112
Figura 7.8 Rango de aceleraciones espectrales medianas analizadas en la curva de vulnerabilidad obtenida en la presente investigación	113
Figura A.1 Planta de Edificio B	118
Figura A.2 Planta de Edificio C	119
Figura A.3 Planta de Edificio E	119

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Ejemplos de parámetros que caracterizan capacidad y respuesta sísmica (adaptado de D’Ayala et al., 2015)	12
Tabla 2.2 Componentes estructurales críticos para el modelado y requisitos del análisis de la respuesta para marcos (adaptado de D’Ayala et al., 2015)	17
Tabla 2.3 Componentes estructurales básicos para el modelado y requisitos del análisis de la respuesta para edificios de concreto reforzado, mampostería y acero (adaptado de D’Ayala et al., 2015)	18
Tabla 3.1 Tipos de estaciones sísmicas	39
Tabla 3.2 Descripción de Niveles de Intensidad de Escala de Mercalli Modificada	40
Tabla 3.3 Cuadro resumen de las Estaciones con que se cuenta su registro acelerográfico para sismo de 10 de octubre de 1986	42
Tabla 3.4 Cuadro resumen de las Estaciones con que se cuenta su registro acelerográfico para sismo de 13 de febrero de 2001	42
Tabla 3.5 Cuadro resumen de las Estaciones con que se cuenta su registro acelerográfico para sismo de 13 de enero de 2001	43
Tabla 3.6 Cuadro resumen de las Estaciones con que se cuenta su registro acelerográfico para sismo de 10 de abril de 2017	44
Tabla 3.7 Cuadro resumen de las Estaciones cuyos registros acelerográficos fueron seleccionados y su respectiva duración de análisis	53
Tabla 4.1 Lista de secciones por edificio	55
Tabla 4.2 Características de edificios a evaluar	55
Tabla 4.3 Tipos de conexiones para marcos de acero (ASCE, 2013)	64
Tabla 4.4 Períodos elásticos de los edificios en estudio	65
Tabla 4.5 Valores de ISDR del Edificio C para los diferentes PDI	81
Tabla 4.6 Valores de ISDR de los edificios en estudio para los PDI considerados	81
Tabla 5.1 Componente ortogonal de registro acelerográfico asignada a dirección débil	84
Tabla 5.2 PGA correspondiente a componente ortogonal de registro acelerográfico asignada a dirección débil	85
Tabla 5.3 Aceleración espectral según el período elástico de cada edificio	90

Tabla 6.1 Valores de aceleración espectral (S_a) obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño leve y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.	97
Tabla 6.2 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.	98
Tabla 6.3 Parámetros estadísticos para cada una de las series de datos de aceleración espectral obtenidas para cada uno de los umbrales de estados de daño.	99
Tabla 6.4 Parámetros estadísticos para cada una de las series de datos de PGA obtenidas para cada uno de los umbrales de estados de daño.	100
Tabla 6.5 Costos índices estructurales y no estructurales (adaptado de FEMA,2003).....	104
Tabla 7.1 Matriz de porcentajes de estructuras de marcos de acero en cada estado de daño para diferentes intensidades de amenaza sísmica y su respectiva relación de costos índice.	¡Error!
Marcador no definido.	
Tabla B.1 Valores de aceleración espectral (S_a) obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño leve y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.	120
Tabla B.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.	120
Tabla B.3 Valores de aceleración espectral (S_a) obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño moderado y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.	121
Tabla B.4 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño moderado y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.	121
Tabla B.5 Valores de aceleración espectral (S_a) obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño extenso y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.	121
Tabla B.6 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño extenso y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.....	122

Tabla B.7 Valores de aceleración espectral (S_a) obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.	122
Tabla B.8 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.	122
Tabla C.9 Probabilidad Acumulada para PGA	123
Tabla C.10 Probabilidad Acumulada para PGA (Continuación)	124
Tabla C.11 Probabilidad Acumulada para PGA (Continuación)	125
Tabla C.12 Probabilidad Acumulada para S_a	126
Tabla C.13 Probabilidad Acumulada para S_a (Continuación)	127
Tabla C.14 Probabilidad Acumulada para S_a (Continuación)	128
Tabla C.15 Probabilidad Acumulada para S_a (Continuación)	129
Tabla C.16 Probabilidad Acumulada para S_a (Continuación)	130
Tabla C.17 Probabilidad Acumulada para S_a (Continuación)	131
Tabla C.18 Probabilidad Acumulada para S_a (Continuación)	132
Tabla C.19 Probabilidad Acumulada para S_a (Continuación)	133
Tabla D.20 Relación de Costos - S_a	134
Tabla D.21 Relación de Costos - S_a (Continuación)	135
Tabla D.22 Relación de Costos - S_a (Continuación)	136
Tabla D.23 Relación de Costos – PGA	137
Tabla D.24 Relación de Costos – PGA (Continuación)	138

1 . GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

Los desastres naturales son una de las principales causas de pérdidas humanas y materiales y ello conlleva a estar en condición de riesgo ante tales fenómenos naturales; en el caso de los sismos, dicho estado se conoce como riesgo sísmico, el cual ha sido definido como la probabilidad de pérdidas sociales y económicas, como consecuencia de la acción de terremotos (UNDRO 1979, EERI 1989); también se ha definido como el valor medio de pérdidas por terremotos (Sauter 1979, Boissonade y Shah, 1984).

El riesgo sísmico depende del peligro y la vulnerabilidad como variables directas; el peligro sísmico (o peligrosidad sísmica) de una región se denomina a la probabilidad de que se produzcan en ella movimientos sísmicos de una cierta importancia en un plazo determinado; en cambio, la vulnerabilidad sísmica se refiere a "las condiciones actuales de las infraestructuras con las cuales tiene cierta capacidad de soportar un evento sísmico" (Salgado Nieto, 2017), dependiendo de las tipologías constructivas, estructurales y urbanísticas del mismo.

De las variables descritas, aquella que puede ser modificada para reducir el riesgo sísmico es la vulnerabilidad sísmica, debido a que depende de factores antropogénicos y, por ende, manipulables por el ser humano por medio de sus conocimientos, posibilitando así un control o reducción del riesgo sísmico. Es así, como en el presente trabajo de investigación se evaluará esta variable, mediante la elaboración de curvas de vulnerabilidad, las cuales serán un instrumento para brindar un mejor entendimiento del riesgo sísmico. Con ello se proporcionará una herramienta a los profesionales en el área para que puedan tener un insumo más a la hora de tomar decisiones relacionadas con la seguridad de dichas edificaciones y lo que contienen, sean personas u otros bienes materiales.

El origen de los estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes nace de las Técnicas de Screening, correspondientes la década de los 60s y 70s. Esencialmente, estas técnicas buscaban medir la resistencia de una estructura dada por aproximaciones, con el propósito de determinar su capacidad ante cargas monotónicas. Estas técnicas pasaron a ser la base para métodos desarrollados posteriormente, entre los cuales podemos mencionar: Whitman (1972), Okada y Bresler (1976), ATC-14 (1987), Grases (1985) Iglesias (1985), ATC-21

(1988), entre otros. Fue para la década de los 80's que el Organismo encargado por parte de las Naciones Unidas para la Atención de Desastres (UNDRO), y la UNESCO establecieron las definiciones de amenaza, vulnerabilidad y riesgo, con el fin de comprender con mayor claridad y exactitud los problemas relacionados a fenómenos naturales.

Organismos como la FEMA (Federal Emergency Management Agency), el ACI (American Concrete Institute) y la ASCE (American Society of Civil Engineers) se han dedicado a crear y mejorar continuamente una serie de documentos y recomendaciones con los cuales es posible evaluar de manera práctica la posible respuesta de una edificación frente a un sismo. Por ejemplo, entre los primeros estudios originados y desarrollados por la FEMA sobresale, por su importancia y aplicabilidad, el ATC-13, que trata sobre la evaluación de daños sísmicos en instalaciones de California, EEUU. Este estudio permitió sistematizar los resultados en matrices de probabilidad de daño para 91 tipos de instalaciones. La información contenida en un reporte como ese, es un importante aporte pues se logra que por primera vez y de forma sistematizada se recopilen los datos observados y se procesen de forma metodológica, constituyéndose una referencia obligada para estudios posteriores en la estimación del impacto de daños sísmicos sobre comunidades.

Siguiendo con la línea de la investigación y en base a la metodología y los datos contenidos en el mencionado reporte, el FEMA promovió el desarrollo de herramientas basadas en un modelo de simulación por ordenador, para estimar daños y pérdidas debido a sismos conocido como FEDLOSS (FEMA Earthquake Damage and Loss Estimation System) (Moore et al., 1985) y también el FEIMS (FEMA Earthquake Impacts Modeling System) para estimar el impacto económico. En el transcurso del tiempo estos modelos evolucionaron, incorporando nuevas herramientas para procesar datos geográficos, lo que permitió el desarrollo del modelo conocido como HAZUS, el cual es la principal herramienta del FEMA para estimar pérdidas debido a sismos potenciales. Esta herramienta se bases en Sistemas de Información Geográfica (GIS) y busca reducir el impacto de un evento sísmico mediante la promoción de la mitigación del riesgo sísmico.

Es importante también destacar el estudio NCEER-ATC acerca de la fragilidad de edificios (Anagnos et al., 1995) el cual es complemento de los aportes del ATC-13 (1985), pues amplía y especifica la descripción de las clases de edificios realizada por el ATC-13. Además, calibra las matrices de probabilidad de daños mediante los datos observados, así como también desarrolla expresiones analíticas de las funciones de fragilidades, relacionadas con dichas matrices.

A partir del año 2006 se empezó a desarrollar una iniciativa que buscaba elaborar un mapa de riesgo sísmico global, así como su programa de monitoreo, conocida como GEM (Global Earthquake Model). Actualmente, entre las herramientas que ha producido, se encuentra una guía para la evaluación analítica de la vulnerabilidad de edificios de baja y mediana altura.

En nuestro país se han realizado dos trabajos relacionados al tema de la vulnerabilidad sísmica: curvas de capacidad y fragilidad estructural de tipologías comúnmente usadas en El Salvador, Oliva Escobar, 2017; y Desarrollo de curvas de vulnerabilidad para edificios pertenecientes al campus central de la Universidad de El Salvador, Salgado Nieto, 2017. En estas investigaciones se han tomado en cuenta las tendencias trazadas y los métodos originados en países como Estados Unidos o regiones de Europa, para realizar dichas investigaciones, siempre a partir de la información local en cuanto a la actividad sísmica y tipos de sistemas estructurales comúnmente usados en el país.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Salvador presenta un alto índice de actividad sísmica, lo que se debe principalmente a 5 factores: 1) La existencia de la cadena volcánica, que forma parte del cinturón de fuego del Pacífico y recorre todo el territorio, 2) La presencia de un sistema de fallas geológicas con una dirección predominante noroeste-sureste, 3) el proceso de subducción entre las placas tectónicas de Cocos y del Caribe, 4) el sistema de fallas geológicas en Guatemala que delimitan la frontera entre la placa de Norteamérica y la placa del Caribe y 5) el sistema de fallas geológicas con dirección norte-sur, ubicadas en la depresión de Honduras (Bommer et al., 1998). Respecto a los eventos sísmicos ocurridos en nuestro país podemos mencionar que los reportes de éstos son muy frecuentes en aquellas ciudades con una alta densidad poblacional, entre ellas la Ciudad de San Salvador y Santa Tecla, lo anterior resulta lógico pues al tener más habitantes por unidad de superficie, cualquier movimiento es reportado y experimentado por la población.

Aclarado lo anterior, se destaca la importancia de estudiar el riesgo sísmico, pues los sismos representan fenómenos naturales que los conllevan, sumado al hecho que algunas estructuras existentes en nuestro país no han sido diseñadas bajo los nuevos criterios del diseño sismorresistente. De ahí la necesidad de estudiar la vulnerabilidad sísmica, componente importante del riesgo sísmico. Afortunadamente, la vulnerabilidad se puede modificar y evaluar completamente, a través de los avances realizados en la ingeniería civil. Para realizar lo anterior es necesario desarrollar curvas de vulnerabilidad para distintas tipologías estructurales, apremiando aquellas que existen en el área metropolitana de San Salvador.

Al respecto podemos mencionar que, dado el alto crecimiento que actualmente está teniendo la construcción de estructuras utilizando marcos de acero estructural, resulta importante estudiar la vulnerabilidad de edificios con este sistema estructural. Así, será posible responder a la pregunta ¿cómo prevenir daños importantes en las edificaciones con una configuración determinada y cuya tipología sea de marcos de acero?, así como también será posible proporcionar herramientas para evaluar en el futuro el daño estructural y la capacidad resistente ante un sismo, con determinadas características, de una estructura que pertenezca a la población de la tipología estudiada.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 General

- Evaluar la vulnerabilidad sísmica de la tipología estructural de marcos de acero desarrollando sus curvas de vulnerabilidad, las cuales podrán ser usadas en estudios de evaluación del riesgo sísmico del área metropolitana.

1.3.2 Específicos

- Definir las características físicas, geométricas y estructurales que tienen en común una población de edificios de marcos de acero para posteriormente obtener sus curvas de vulnerabilidad.
- Seleccionar la metodología que más se adecue a las características de los edificios en estudio para desarrollar las curvas de vulnerabilidad.
- Evaluar cuantitativamente a través de modelos matemáticos y físicos la vulnerabilidad de una población de edificios con un sistema estructural de marcos de acero, para obtener curvas de capacidad y fragilidad.
- Proporcionar las herramientas necesarias para que en el futuro se pueda cuantificar el grado de daño y pérdidas de la tipología estructural en estudio y su influencia en el riesgo sísmico.

1.4 ALCANCES

- Este trabajo de investigación se basará en la obtención de una de las variables para estimar el riesgo sísmico, es decir la vulnerabilidad de la estructura.
- Para la investigación, ya que el proceso de obtención de las curvas de vulnerabilidad es complejo y extenso, se analizará solo una tipología estructural, en este caso edificio con estructura de marcos de acero.
- El trabajo no contemplará la interacción suelo – estructura.

1.5 LIMITACIONES

- Este trabajo de investigación está limitado a un período de 8 meses, para la obtención de resultados.
- Los edificios por evaluar en la investigación son de baja altura, debido a que en el área de estudio la mayoría de los edificios con la tipología antes mencionada son de este tipo.
- En la evaluación de los estados de daño de los edificios considerados, no se tomarán en cuenta los daños en elementos no estructurales.

1.6 JUSTIFICACIÓN

La alta sismicidad a la que se encuentra sometido El Salvador produce que las edificaciones que ya existen experimenten al menos un sismo de gran magnitud durante su vida útil. Actualmente, algunas de las edificaciones que recientemente han sido construidas en el área metropolitana de San Salvador tienen la tipología estructural de marcos de acero, y, por lo tanto, resulta necesario determinar su vulnerabilidad, la cual es una variable que puede ser cuantificada y modificada. Lo anterior, se logra a partir de la evaluación de una población de edificios pertenecientes a la tipología en estudio, con el fin de valorar el riesgo que se puede producir en esa población de estructuras ante un determinado sismo.

En resumen, la investigación consiste en desarrollar curvas de vulnerabilidad para la tipología estructural anteriormente mencionada, que puedan ser utilizadas en un futuro por profesionales calificados con el propósito de evaluar el riesgo sísmico para un grupo de edificios en el área metropolitana de San Salvador.

1.7 GLOSARIO

- **Curva/Función de Fragilidad del Edificio o Piso:** Una función de probabilidad que representa la probabilidad de exceder un estado límite o estado de daño para un edificio o entrepiso en particular, dado el valor de la medida de intensidad sísmica (IM) a la que éste ha sido sometido. Básicamente, es la función de distribución acumulativa (CDF) del valor de la IM para el estado límite y, por lo tanto, a menudo se caracteriza por una distribución normal o log-normal, junto con el valor central asociado y la dispersión de la IM
- **Valor central de una variable:** el valor mediano utilizado para caracterizar la "tendencia central" de la variable. Este no es necesariamente el valor más frecuente que puede tomar, el cual se denomina moda. Las tres cantidades, media, mediana y moda coinciden para una distribución normal, pero no necesariamente para otros tipos, como por ejemplo para la distribución log-normal.
- **Curva / función de fragilidad de componente:** una función de probabilidad de un parámetro de demanda ingenieril (PDI), que representa la probabilidad de exceder un estado límite o estado de daño del componente, proporcionado el valor de PDI al cual ha sido sometido dicho componente. Básicamente, es la función de distribución acumulativa (CDF) del PDI para un estado límite y, por lo tanto, a menudo se caracteriza por una distribución log-normal, junto con el valor central asociado y la dispersión del PDI.
- **Medida de Intensidad (IM):** Particularmente para uso dentro de este documento, IM se referirá a una cantidad escalar que caracteriza a un acelerograma de movimiento en el suelo y se escala linealmente con cualquier factor de escala aplicado al registro.
- **Costo de reemplazo:** Es el costo de reemplazar un componente, varios componentes o un edificio en su totalidad llevándolo al estado que tenía antes de ser dañado. Se pueden incluir costos de demolición / remoción para representar de forma integral el costo de construir una nueva estructura en lugar de la estructura dañada o colapsada existente
- **Dispersión de una variable:** es una medida de la dispersión que tiene la variable aleatoria. Se mide con respecto a su valor central. La desviación estándar de la variable X , es comúnmente usada para este fin, especialmente para una distribución normal, y se representa por σ_x . En el caso de una distribución log-normal, a menudo se usa la desviación estándar del logaritmo de la variable y se representa como $\sigma_{\ln x}$ ó β_x
- **Distribución de una variable:** se refiere a la caracterización probabilística de una variable ya sea aleatoria o incierta. Lo anterior se representa por la función de densidad de probabilidad (PDF), o también por su integral, la cual es la función de distribución acumulada (CDF). Por ejemplo, la PDF de una variable con una distribución normal es normalmente llamada función de campana gaussiana, mientras que la CDF se asemeja a una función sigmoide, exactamente como una función de fragilidad.

- **Parámetro de demanda ingenieril (PDI):** medida de la respuesta estructural que puede ser obtenida o estimada a partir de los resultados del análisis estructural correspondiente. Normalmente, se toman como parámetros la aceleración de piso máximo (PFA) y la relación de deriva entre niveles (IDR).
- **Distribución conjunta de un grupo de variables:** se refiere a la caracterización probabilística de un grupo de variables aleatorias o inciertas que pueden tener o no una relación de dependencia entre ellas. Si son independientes, entonces su distribución conjunta se define por el producto de sus funciones de densidad de probabilidad (PDF) individuales, o también conocidas como PDFs marginales. Sin embargo, si existe una relación de dependencia, como mínimo se debe considerar la correlación entre ellas.
- **Pérdidas:** se definen como las consecuencias cuantificables del daño sísmico. Las pérdidas se pueden clasificar como (a) el costo económico real requerido para reparar un componente, un grupo de componentes o un edificio en su totalidad, o (b) las víctimas, es decir, la cantidad de personas que perdieron la vida o resultaron lesionadas.
- **Proporción o razón de pérdida:** en el caso de las pérdidas económicas, esta es la relación entre la pérdida y el costo de reemplazo total sea para un componente, grupo de componentes o del edificio en su totalidad. Con respecto a las víctimas, es la proporción de muertes o heridos sobre el número total de ocupantes en la edificación.
- **Población de edificios:** es el conjunto de todos los edificios que constituyen la tipología estructural examinada. Por ejemplo, el conjunto de todos los edificios con marcos resistentes a momento de concreto del área metropolitana de San Salvador
- **Muestra de edificios índice:** corresponde a una muestra de edificios representativos, cada uno se denomina edificio índice. Los edificios pueden ser reales o ficticios, sin embargo, los que se elijan deben representar a la población general mediante la distribución probabilística conjunta de sus características más relevantes o significativas.
- **Curva o función de vulnerabilidad:** es una función que valora la pérdida o razón de pérdida a partir de la medida de intensidad (IM). Representa la distribución de la pérdida o razón de pérdida dado el valor de la medida de intensidad al que ha estado sometido un determinado edificio o clase de edificios. Nunca puede haber una sola curva de vulnerabilidad, pues en cada valor de la medida de la intensidad se obtiene una distribución completa de pérdidas. Debido a lo anterior, se deduce que es más adecuado especificar qué cantidad probabilística de la distribución representa cada curva de vulnerabilidad.
- **Incertidumbre:** término que describe la variabilidad en la determinación de cualquier PDI, costo o valor de pérdida. Normalmente, las fuentes de incertidumbre son la variabilidad del movimiento del suelo, la capacidad del estado de daño y la variabilidad del costo económico relacionado, así como también los errores debidos a suposiciones de modelado o métodos de análisis deficientes.

2 . METODOLOGÍA

2.1 METODOLOGÍA Y PROCESO DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD ANALÍTICA

Este trabajo de investigación tomará como base los lineamientos propuestos por el *Global Earthquake Model (GEM)*, la cual es una asociación público-privada iniciada en 2006 por el Foro Mundial de la Ciencia de la Organización para la Cooperación Económica y el Desarrollo (conocida por sus siglas en inglés como OECD), para desarrollar herramientas y software de evaluación de riesgos de código abierto global. Entre los aportes realizados por esta asociación se encuentra el documento *Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-Rise Buildings* (Guía para la evaluación analítica de la vulnerabilidad de edificaciones de baja y mediana altura), el cual servirá de principal referencia en el presente trabajo. En la figura 2.1 se presenta en forma esquemática un resumen de la metodología propuesta por el GEM.

A continuación, se describirán los pasos a seguir para calcular las funciones de fragilidad y vulnerabilidad. Es necesario aclarar que para cada paso existen múltiples opciones, las cuales se expondrán en orden decreciente de complejidad, cantidad de tiempo en el análisis y precisión. Por lo tanto, será responsabilidad del analista seleccionar el tipo de análisis que ejecutará, el tipo de modelo a utilizar y delimitar un conjunto de estados de daños; tomando en cuenta, principalmente, el alcance del trabajo y sobre todo los recursos disponibles.

2.2 PASO A: EDIFICIOS ÍNDICES

A continuación, se presentan algunas técnicas para muestrear edificios dentro de una población y así elegir aquellos que sean representativos. Los diferentes métodos presentados dependen de la disponibilidad del esfuerzo en el cálculo y el nivel aceptable requerido de incertidumbre epistémica.

Para crear un grupo de clases dentro de una población de edificios existen tres niveles/métodos: un edificio índice, tres edificios índices y múltiples edificios índice. Sin importar que metodología se siga es importante identificar aquellos parámetros más relevantes, sobre todo los que toman en cuenta el sistema que resiste las cargas laterales y su tipo de material, debido a que estos factores ejercen una alta influencia en la respuesta sísmica, y quizás estén sujetos a una dispersión considerable debido a la variabilidad en calidad de materiales y mano de obra.

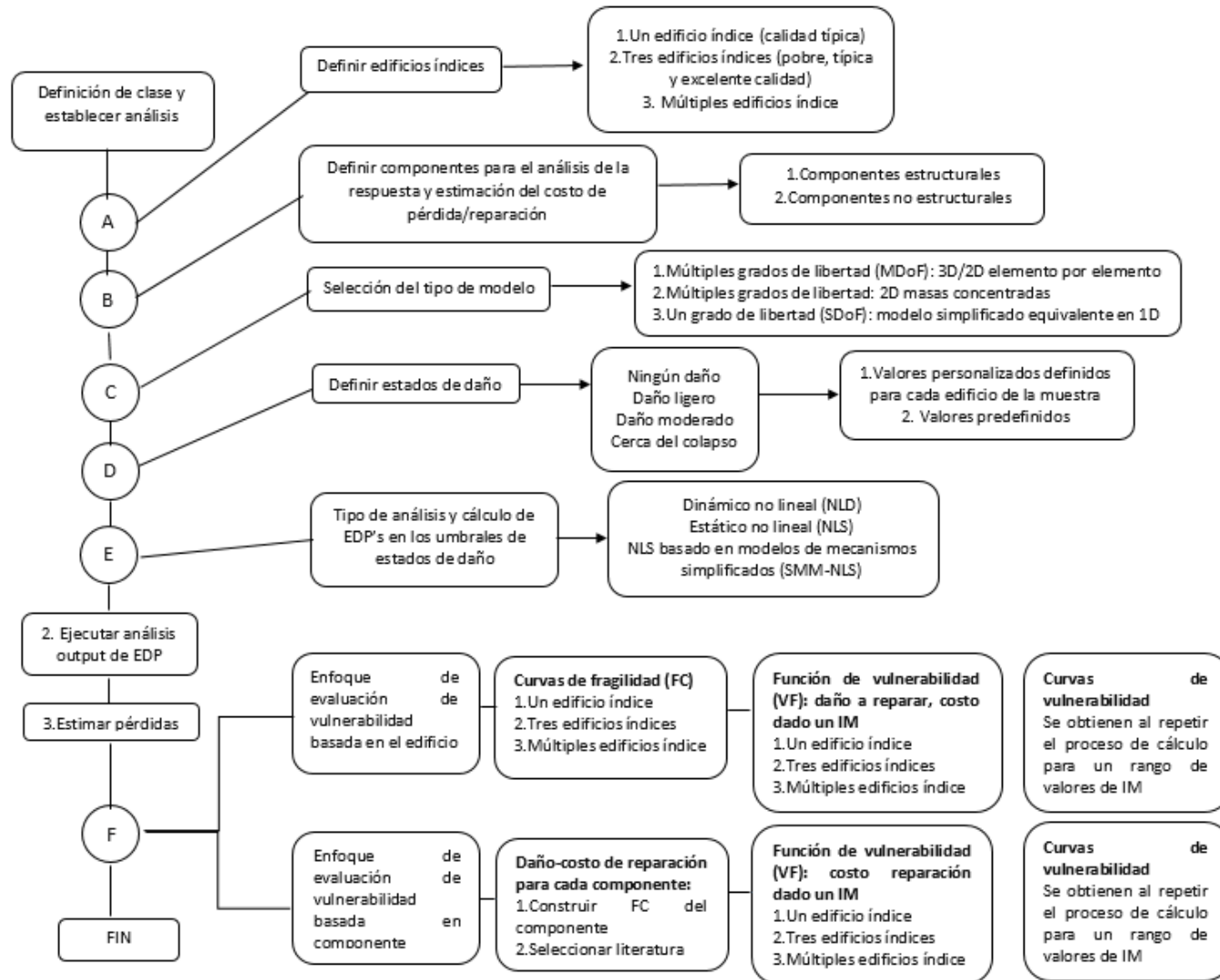


Figura 2.1 Procedimiento para obtener las funciones de vulnerabilidad con el método analítico (adaptado de D'Ayala et al., 2015)

Los parámetros que deben ser considerados relevantes, son aquellos asociados a características mecánicas, características de dimensiones, configuración geométrica y detallado estructural. Algunos de estos parámetros se muestran en la tabla 2.1

Definir un valor central con un límite inferior y un límite superior para cada uno de los parámetros considerados puede asegurar que cada edificio índice sea definido de tal manera que resulte representativo de una población de edificios en existencia, para alcanzar una distribución realista de las características de los miembros. Lo anterior requiere cierta información estadística para los parámetros basados en las características estructurales, lo cual quiere decir establecer un valor medio o mediana para cada parámetro y un rango de existencia más probable.

Tabla 2.1 Ejemplos de parámetros que caracterizan capacidad y respuesta sísmica (adaptado de D'Ayala et al., 2015)

Tipo de parámetro	Ejemplos
Características mecánicas	Resistencia del sistema resistente a carga lateral
Características de dimensión	Altura total/Altura de entrepiso Número de pisos Dimensión en planta
Detallado estructural	Espaciamiento de estribos en columnas Razón de refuerzo en la columna Razón de endurecimiento del acero
Configuración geométrica	Marco perimetral- Marco espacial (PFB/SFB) Techo rígido/Techo flexible o deformable (RR/DR) Orientación de columnas (OR)

2.2.1 Un edificio índice

Es el enfoque más simple que se puede llevar a cabo para representar una población de edificios de una clase, y en general se opta por este método cuando hay limitantes de tiempo. El enfoque consiste en asignar un valor mediano o de calidad típica a cada uno de los parámetros asociados con la capacidad y la respuesta sísmica, es decir cortante basal medio de diseño y fragilidad de los componentes.

Para que se considere la variabilidad entre los edificios, el analista debe identificar un valor central, más un límite superior e inferior (los cuales deberán ser obtenidos de una evaluación de las características estructurales) para cada parámetro considerado. Lo descrito anteriormente, debe realizarse para componentes estructurales y no estructurales; dependiendo del enfoque adoptado para generar las curvas de vulnerabilidad.

2.2.2 Tres edificios índices

Este tipo de análisis puede ser utilizado cuando exista más tiempo para poder ser realizado el estudio y sea necesario propagar explícitamente la incertidumbre. Con este método es posible asegurar precisión y confianza en términos de representación de edificios/poblaciones.

El método ofrece 3 posibles clasificaciones: calidad Pobre, la cual se asigna a edificios con componentes frágiles y un bajo cortante basal de diseño; calidad Típica, la cual se asigna a edificios con un desempeño esperado; y calidad Excelente o Alta, la cual caracteriza a grupos de edificios con un alto cortante basal de diseño y un mejor desempeño una vez rebasado el rango elástico. Para cada uno de los edificios índices, el analista identificará un valor central para los parámetros relevantes, así como un límite superior y un límite inferior, con el fin de asegurar que sean clases colectivamente exhaustivas y mutuamente excluyentes.

La calidad pobre, típica y excelente pueden representar, para quien lleve a cabo el análisis, casos en los que el costo de reparación excedería respectivamente el 10%, 50% y 90% de los edificios de la misma clasificación de acuerdo con los primeros 5 niveles de atributos que establece la taxonomía del GEM. Esta suposición cuantifica la variabilidad de vulnerabilidad entre edificios dentro de una misma clase. En ausencia de mejores estimaciones, se puede suponer de forma conservadora que la incertidumbre en la vulnerabilidad dentro de un espécimen individual es igual a la variabilidad del rango del límite inferior-superior establecido anteriormente para cada edificio índice.

2.2.3 Múltiples edificios índices

La calidad de la estimación en las curvas de vulnerabilidad puede ser mejorada de forma significativa al utilizar 5 o más edificios índices. En este enfoque se busca una cobertura integral para aquellas características que definen la clase y que tiene un alto grado de incertidumbre, ofreciendo así una estimación de muestra real de la variabilidad de clase, en lugar de utilizar estimaciones de valores y distribución supuesta como se abordó en los dos enfoques anteriores. Por lo tanto, la persona que ejecute el análisis debe poseer un conocimiento completo de la distribución probabilística de los parámetros estructurales más importantes que definen la población de edificios en la clase de interés, esencialmente lo anterior significa que los datos estadísticos apropiados deben estar disponibles. Las características más importantes que generalmente deben tomarse en cuenta son:

- Distribución en altura del edificio, dado un número de entrepisos
- Distribución en niveles del cortante basal usado para diseñar el edificio y su capacidad de deformación, definiendo el código de referencia tomado como base. Para las construcciones de un sistema de resistencia de carga lateral dado, esto puede entenderse como un reflejo de los requisitos de diseño de capacidades y detalles predominantes en el momento de la construcción
- Distribución del grado de irregularidad en planta, definida por ejemplo para cualquiera de las direcciones ortogonales de un edificio con forma de “L”.
- Distribución del grado de irregularidad en elevación, definida por ejemplo mediante la presencia de “piso débil” y la proporción de su resistencia o rigidez con relación a los pisos adyacentes. En el caso de edificios más uniformes, se puede usar la relación entre el piso más alto y el más bajo.

De los aspectos mencionados anteriormente, es importante tener al menos una forma aproximada de la distribución probabilística y sus propiedades estadísticas (por ejemplo, media y desviación estándar). El conocimiento de las correlaciones entre las diferentes características es importante para ayudar a seleccionar uno de los métodos para generar de forma correcta una muestra de edificios índice. Entre los métodos que existen para tal fin, se encuentran: 1) momento coincidente, 2) particionamiento de clase y 3) simulación de Monte Carlo. La aplicación de cada uno de estos métodos está fuera del alcance de nuestro trabajo de graduación y por lo tanto se omitirá su explicación.

2.3 PASO B: DEFINIR COMPONENTES PARA EL ANÁLISIS DE LA RESPUESTA Y LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS

La evaluación de la respuesta estructural ante las amenazas esperadas de una clase de edificio o un edificio existente en términos de pérdidas económicas acumuladas por daños en componentes estructurales, no estructurales, contenido material en el edificio, incluyendo accidentes y muertes, debe ser incluida en una evaluación completa de la vulnerabilidad. Es importante aclarar que la información presentada a continuación aborda principalmente la pérdida asociada al daño estructural de los componentes estructurales, pues son únicamente estos los que se incluyen en el alcance del presente trabajo.

En primer lugar, se presentan los criterios básicos para distinguir los componentes en estructurales y no estructurales para así determinar cuáles incluir o excluir del análisis estructural y la construcción de las curvas de fragilidad. Además, se incluyen para cada componente los atributos relevantes y los parámetros que afectan la calidad del análisis y la estimación de la fragilidad y vulnerabilidad.

Dos componentes se pueden identificar en la construcción de una edificación (figura 2.2):

- Componentes estructurales: son los elementos principales que contribuyen al comportamiento de la respuesta en la estructura. Por lo tanto, se incluyen en el desarrollo del modelo matemático que conduce al análisis de la respuesta. Además, estos componentes serán considerados en la estimación de pérdidas
- Componentes no estructurales: se dividen en dos categorías
 - Categoría A: estos elementos son los que podrían contribuir al comportamiento de la respuesta de la estructura, por ejemplo, paredes de mampostería de relleno para el caso de edificaciones de concreto reforzado. Por lo tanto, deben ser considerados tanto en el modelo matemático como en la estimación de pérdidas
 - Categoría B: estos elementos no contribuyen al comportamiento de la respuesta de la estructura, pero sí es importante incluirlos en su contribución al costo de la reconstrucción

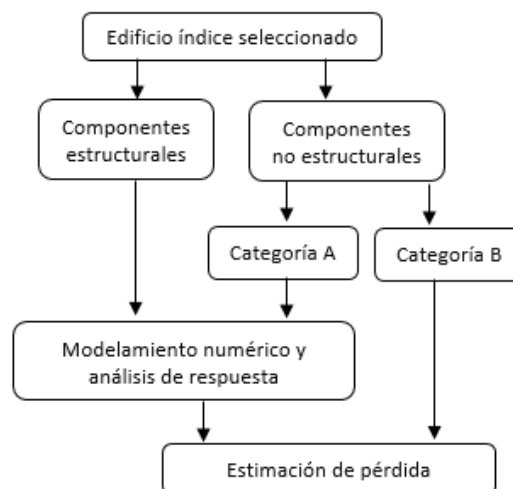


Figura 2.2 Definición de componentes estructurales y no estructurales (adaptado de D’Ayala et al., 2015)

2.3.1 Componentes estructurales

Son aquellos componentes que son modelados directamente por un elemento o un conjunto de elementos dentro de un modelo previamente escogido y analizado estructuralmente. Este tipo de componente debe definirse y simularse de forma explícita en cuanto a su comportamiento lineal y no lineal, así como su efecto directo en la respuesta de la estructura global. Es importante aclarar que existen algunos elementos estructurales como losas y diafragmas del techo y el piso, que generalmente no se modelan explícitamente, y su efecto sobre los componentes modelados se toma en cuenta mediante la introducción de condiciones de restricción específicas. Por otro lado, existen ciertos componentes estructurales críticos en lo que se refiere al modelado y el análisis, los cuales se determinarán en función de la tipología estructural utilizada. El GEM propone una lista de componentes y parámetros básicos a ser tomados en cuenta para este fin; en la tabla 2.2 se muestran los atributos mínimos que deben ser considerados de acuerdo con esa organización en el caso del modelado de marcos.

Como puede observarse, los atributos de modelado son divididos en tres clases de relevancia o importancia:

- Esencial: si los resultados que se obtienen sin tomarlos en cuenta no son significativos
- Calificativo: si es relevante para discriminar el comportamiento
- Deseable: para el refinamiento de los resultados. Los parámetros se presentan en términos de la configuración del edificio, características mecánicas y geométricas y requisitos de detallado estructural mostrados en la tabla 2.3

2.3.2 Categorías no estructurales dominantes

Deben identificarse los elementos no estructurales dominantes que contribuyen de forma significativa al costo de construcción en el momento de estimar las pérdidas. Según Porter et al. (2013), los componentes / pérdidas no estructurales dominantes identificados son los siguientes:

- Divisiones interiores
- Fachada exterior
- Cielo falso
- Equipo de calentamiento, ventilación y aire acondicionado
- Equipamiento eléctrico

- Equipamiento de plomería

Tabla 2.2 Componentes estructurales críticos para el modelado y requisitos del análisis de la respuesta para marcos (adaptado de D'Ayala et al., 2015)

Atributos básicos		Requisitos de modelado			Fuente de información
		Esencial	Calificativo	Deseable	
Componente de construcción	Elementos de marcos (RC, acero)	X			Documentación de diseño, observaciones en el sitio, literatura de referencia, código de referencia
	Paredes de cortante (RC, acero)	X			
	Paredes portantes (mampostería confinada)	X			
	Paredes no portantes (relleno)		X		
	Elementos de diafragma		X		
	Techo		X		
	Revestimientos		X	X	
Cargas	Vivas y muertas	X			
Modificaciones	Rehabilitación estructural		X	X	Observación en el sitio y literatura de referencia
	Daño		X	X	

La persona que realice el análisis deberá estar consciente que la lista previamente mencionada podría variar de forma significativa entre los distintos tipos de edificios (en lo que se refiere por ejemplo a distintos tipos de ocupación) y las áreas geográficas de acuerdo con estándares locales y hábitos culturales de la zona. Por lo tanto, el analista deberá recurrir a guía adicional propia de la región donde se realice el estudio.

Tabla 2.3 Componentes estructurales básicos para el modelado y requisitos del análisis de la respuesta para edificios de concreto reforzado, mampostería y acero (adaptado de D’Ayala et al., 2015)

Atributos básicos		Fuente de información	
Configuración del edificio y dimensión	-Número de pisos -Altura de entrepisos -Número de claros (crujías) y espaciamiento en dirección X -Número de claros (crujías) y espaciamiento en dirección Y	Documentación de diseño, observaciones en el sitio, literatura de referencia, código de referencia	
Características mecánicas	Concreto		-Resistencia a la compresión -Módulo de elasticidad -Deformación en esfuerzo pico -Peso específico
	Barras de refuerzo		-Módulo de elasticidad -Esfuerzo de fluencia -Esfuerzo último -Parámetro de endurecimiento por deformación -Peso específico
	Mampostería de relleno		-Resistencia a la compresión -Módulo de elasticidad -Resistencia a cortante -Peso específico
	Mampostería portante		-Resistencia a la compresión -Módulo de elasticidad -Resistencia a cortante -Peso específico
	Acero estructural		-Módulo de elasticidad -Resistencia a cortante -Esfuerzo de fluencia -Esfuerzo último -Peso específico
Características geométricas y detallado estructural	Elementos de concreto reforzado		-Dimensiones de sección transversal para columnas y vigas, o paredes de corte -Refuerzo transversal: tipo y espaciamiento -Refuerzo longitudinal: tipo y número -Espesor de losas
	Panel de relleno de mampostería		-Dimensión y espesor de paredes -Dimensión de aberturas: ventanas y puertas
	Mampostería portante		-Dimensión y espesor de paredes -Dimensión de aberturas: ventanas y puertas -Conexiones con otras paredes
	Acero estructural		-Dimensiones de sección transversal de vigas y columnas -Dimensiones de la sección transversal para sistema de arriostamiento -Tipos de conexiones

2.4 PASO C: SELECCIÓN DEL TIPO DE MODELO

Dependerá de las capacidades del software utilizado para el análisis estructural el número de modos de fallas modelados. Por lo tanto, es importante identificar los modos simulados y los no simulados. Aquellos modos de falla no simulados solo se pueden aplicar a posteriori durante el post procesamiento y su efecto no puede "acumularse". Es necesario mencionar que incluso los modelos sofisticados avanzados pueden descuidar algunos modos de falla.

Se proponen 3 modelos con 3 niveles distintos de complejidad, ofreciendo así 3 opciones de detallado estructural:

- Modelo MDoF (3D/2D elemento por elemento): es un modelo detallado en 2D o 3D de múltiples grados de libertad, incluyendo elementos para cada componente de resistencia de carga lateral identificado en el edificio, por ejemplo, columnas, vigas, rellenos, paredes, paredes de corte, etc.
- Modelo MDoF (2D): es un modelo simplificado en 2D que representa todo el edificio. Cada uno de los niveles o pisos (diafragmas) se representa con un nodo que tiene de 3 a 6 grados de libertad, permitiendo en el nivel más detallado la representación del comportamiento a flexión y corte.
- Modelo SDoF (modelo equivalente 1D simplificado): una representación mediante un resorte no lineal en 1D

Sin importar que ruta se siga, el rendimiento en cada una de ellas dependerá de la sofisticación del modelado numérico (es decir, el comportamiento de los materiales adoptados y los supuestos simplificados que se realizan para reducir los esfuerzos de cálculo... etc.). Además, se debe tener en cuenta que cualquier tipo de modelo adoptado debe ser coherente con el tipo de análisis implementado.

2.4.1 Modelo MDOF (3D/2D elemento por elemento)

En este tipo de modelo será necesario que el analista defina primero los elementos y/o componentes primarios y secundarios del edificio; identifique y defina elementos no estructurales; establezca la flexibilidad de la fundación, defina el comportamiento del diafragma,

así como las cargas por gravedad permanentes (cargas muertas y vivas). El nivel de detallado del modelo estará en función del tipo de análisis seleccionado.

En el caso que se haya elegido un análisis dinámico no lineal, será necesario modelar los componentes en todo su rango de respuesta de deformación esperada, por lo tanto, se utilizarán las propiedades histeréticas basadas en datos de prueba. De forma parecida, cuando se realiza un análisis pushover estático, se deben modelar de forma explícita para cada componente estructural la resistencia y la degradación de la rigidez. Sin importar el análisis que haya sido seleccionado, al definirse el comportamiento de cada componente el analista deberá usar los valores de la mediana de los parámetros concernientes con las características estructurales. En dado caso los valores de la mediana no estén disponibles, se deben usar los valores de la media. Es necesario asegurar la simulación de todos los modos posibles de daño y falla de los componentes (por ejemplo, axial, flexión, interacción flexo-axial, cortante y flexión-cortante, efectos P-Delta... etc.). Existen documentos que proporciona una mayor orientación sobre el modelado detallado de componentes para estructuras con marcos, entre ellos se encuentran: ASCE / SEI 41-06 (ASCE, 2007), NIST GCR 10-917-5 (NEHRP, 2010) y ATC-58 (FEMA P-58, 2012) El modelado ideal es el que se efectúa en tres dimensiones, sin embargo, a veces el analista podría preferir usar un modelo planar (2 dimensiones) con el fin de reducir el esfuerzo de cálculo. Lo anterior resulta válido cuando existe regularidad geométrica en los edificios, donde la respuesta en cada dirección ortogonal no depende una de otra de otra y los efectos de torsión son despreciables.

Vale la pena mencionar que la utilización de modelos estructurales no lineales para analizar la vulnerabilidad debe ser hecha por ingenieros versados en este campo; el analista promedio tardará bastante tiempo, dependiendo del nivel de complejidad de la estructura analizada.

Procedimiento para modelado usando el elemento marco/pared de corte

Existen dos alternativas para el procedimiento de modelado analítico para el análisis no lineal: métodos de fibras basado en el procedimiento de modelado estructural y procedimiento de modelado estructural basado en rotula plástica (D'Ayala and Meslem, 2013b).

Técnica de modelado estructural basado en fibras

Consiste en dividir un elemento estructural en una serie de elementos, tipo marco, de dos extremos; y vincular cada límite a una sección transversal discreta con una malla de fibras. La respuesta esfuerzo-deformación del material de cada fibra se integra para obtener las fuerzas resultantes del esfuerzo y condiciones de rigidez, y a partir de éstas, las fuerzas y la rigidez a lo largo de la longitud se obtienen a través de funciones de interpolación de elementos finitos que deben satisfacer el equilibrio y condiciones de compatibilidad. Se observa en la figura 2.3 un ejemplo de la implementación de esta técnica en el caso de un miembro de concreto reforzado.

Modelado estructural basado en rótulas plásticas

La presente técnica asume zonas de plastificación concentradas o distribuida para un elemento estructural, con la formación de las correspondientes rótulas. El modelo de zonas de plastificación concentrada (rótulas) se aplica para aquellos casos donde la fluencia muy probablemente ocurrirá en los extremos de los miembros, y no ocurrirá a lo largo del elemento. Mientras que el modelo de zonas de plastificación distribuida se aplica a los casos donde la fluencia podría ocurrir muy probablemente a lo largo del miembro (CSI, 2009).

Cabe señalar que, de forma general, los dos enfoques descritos anteriormente, proporcionan una simulación confiable de modo de falla de flexión y del modo de falla combinando el efecto axial-flexión (principalmente modelos de fibra), sin embargo, no simulan el cortante en la sección junto con su modo de falla asociado, ni tampoco simulan la reducción de la capacidad a flexión debido a la combinación del corte y la flexión. Por tal razón, cuando se espera que determinados componentes tengan altos valores de cortante, lo que se sugiere es ejecutar un post análisis como lo propone Ellul and D'Áyala (2012).

2.4.2 Modelo MDOF (2D)

Como se ha comentado anteriormente, un modelado apropiado a nivel de componente requiere habilidades estructurales avanzadas y es un aspecto de importancia en la estimación de la vulnerabilidad. Será recomendable utilizar un modelo MDoF a nivel de entepiso en lugar del nivel de componente cuando no existan datos o información precisa o los recursos sean limitados. Es de notar, que aproximaciones sustanciales son hechas al adoptar estos modelos, en la determinación de la resistencia, rigidez y masa del entepiso, donde se asume homogeneidad de los componentes individuales, lo que a su vez puede afectar de forma significativa los modos

de falla. Sin embargo, presenta la ventaja que los modelos pueden ser analizados en pocos segundos usando métodos no lineales estáticos o dinámicos. Por lo tanto, se recomienda su uso cuando las estructuras tienen: a) diafragmas rígidos, b) no existan asimetrías considerables en planta en masa, rigidez o resistencia c) características uniformes en los claros de cada entrepiso (largo, rigidez, resistencia) y, d) que la altura total del edificio dividida entre su ancho tenga un valor menor de 3. Se puede elegir para el análisis los siguientes dos enfoques:

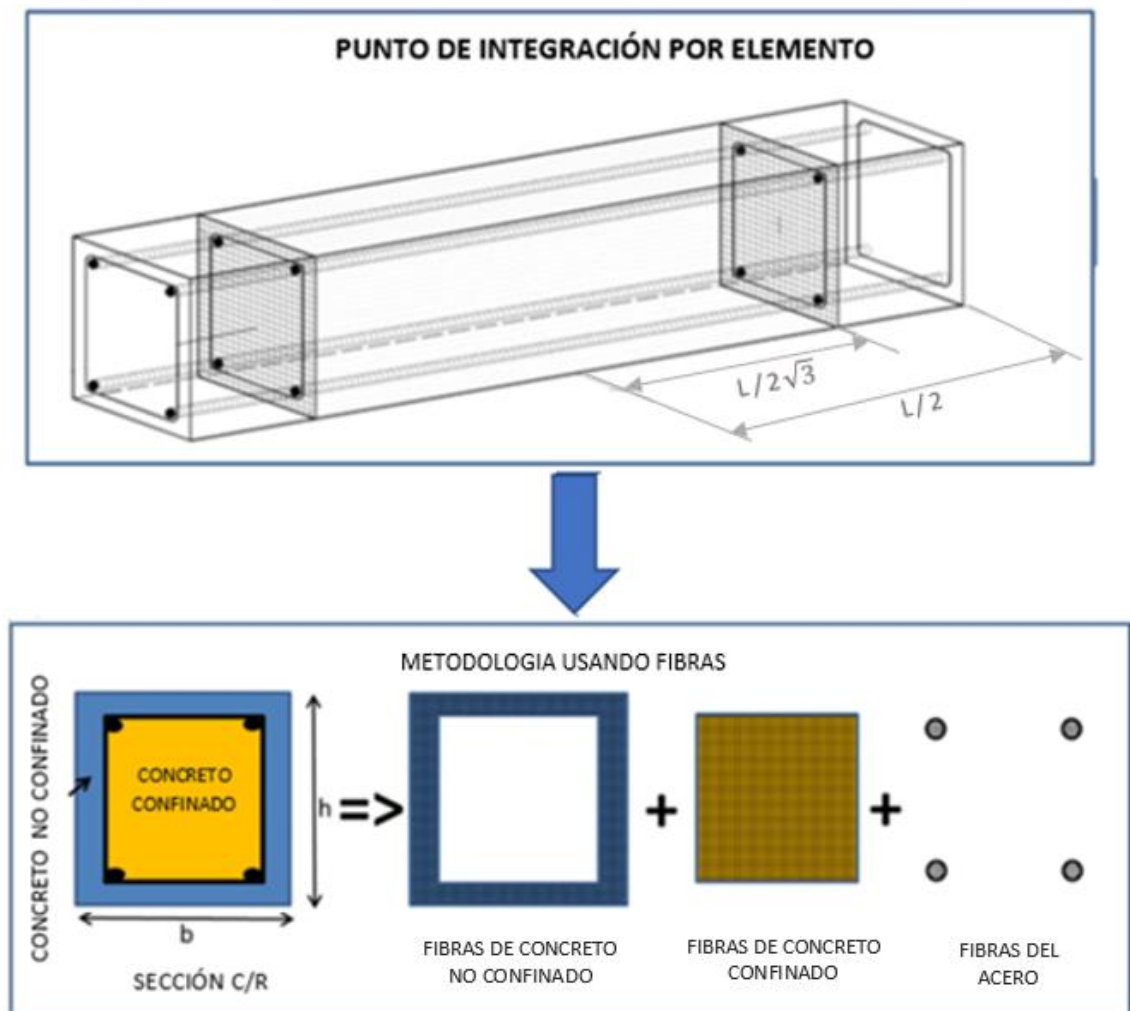


Figura 2.3 Idealización en fibras de miembros de concreto reforzado (C/R). Esta técnica numérica permite caracterizar con mayor detalle la distribución de no linealidad en elementos C/R modelando separadamente el diferente comportamiento de los materiales que constituyen la sección transversal y, por lo tanto, permite capturar efectos de respuestas más precisos (adaptado de D'Ayala et al., 2015)

Modelos stick

Son conocidos también como modelos fishbone (Luco et. al., 2003; Nakashima et. al., 2002) y consiste en representar edificios de marcos resistentes a momento solo con una línea de columnas con restricciones rotacionales en cada entrepiso debido a la existencia de las vigas. Esta idea se ha simplificado y estandarizado para cubrir los diferentes sistemas enmarcados que resisten momentos estructurales. Esta idea se simplifica y estandariza para cubrir los diferentes sistemas resistentes a momentos.

En la figura 2.4 se ilustra el concepto del modelo, donde se observa que el modelo comprende N nodos para N pisos, cada uno con 3 grados de libertad correspondientes a la dirección horizontal, vertical y rotacional en dos dimensiones (2D). Los nodos están conectados por N columnas en serie y además restringidos en rotación por N resortes que representan la fuerza y la rigidez de las vigas en cada piso. Todos los elementos son no lineales, y son modelados de forma explícita en su comportamiento de fuerza-deformación elástico perfectamente plástico con un límite de ductilidad último (o una drástica pérdida de resistencia). Los elementos característicos pueden ser derivados usando la rigidez adicionada de las columnas, pilastras paredes y vigas en cada entrepiso junto con los desplazamientos y rotaciones correspondientes a fluencia y máximos (último).

Para el modelado de las columnas se puede usar plasticidad concentrada o distribuida de los elementos viga-columna basados en fuerza. No se recomiendan los elementos basados en desplazamientos a menos que cada columna sea representada por lo menos por 4 de tales elementos, y los más cercanos a los extremos sean considerablemente más pequeños para permitir una localización confiable de la deformación. Sin importar el caso, para cada columna, el usuario necesita definir las características de rotación de momento de la sección del elemento. Así, asumiendo un modelo elasto-plástico (Figura 2.5) como mínimo, junto con una representación de columna de plasticidad concentrada, cada piso de una altura dada es caracterizado por lo menos con los siguientes parámetros:

1. Rótula plástica de columna, con su respectivo momento de fluencia nominal M_{yc} , rotación de fluencia θ_{yc} y la rotación de colapso θ_{cc} .
2. Rigidez de la columna, o su momento de inercia equivalente, tomada para caracterizar la suma de la rigidez todas las columnas en un piso.

3. Viga de resorte rotacional, con un momento de fluencia nominal M_{yb} , rotación de fluencia θ_{yb} , y rotación de colapso θ_{cB} .
4. La rigidez del resorte rotacional. Esta es seleccionada para representar la rigidez del conjunto de todas las vigas flexionadas en doble curvatura. Para una estructura de marco resistente a momento esto puede ser estimado como $K=N \times 12 \times E \times I / L$, donde I es el momento de inercia de la viga representativa, N el número de claros (crujías) y el L la longitud de los claros.
5. La masa traslacional del piso, para ser aplicada en cada nodo de piso.
6. En el nodo de la planta baja, se puede incluir un resorte de fundación para tomar en cuenta la flexibilidad correspondiente

Los efectos P-delta también son tomados en cuenta al aplicar de forma apropiada las cargas por gravedad y asignar la transformación geométrica apropiada para las columnas.

De forma general, el uso del modelo stick no se recomienda cuando la altura del edificio supera en más de 3 veces su ancho, dado que la deformación debido a flexión como consecuencia del alargamiento de la columna podría llegar a ser importante. Aun así, lo anterior no es considerado relevante para la mayoría de los edificios de baja a media altura.

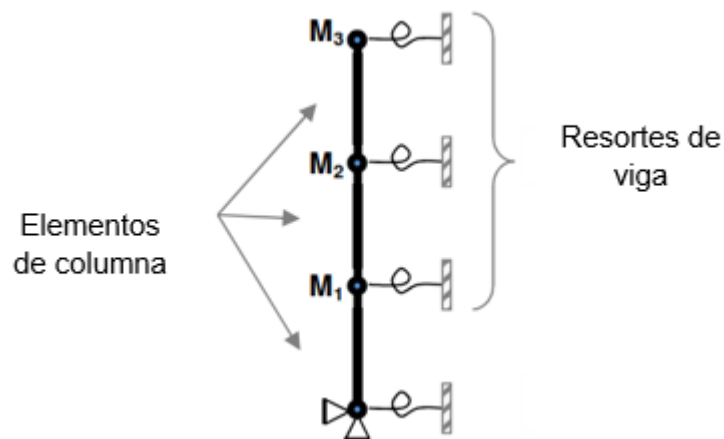


Figura 2.4 Modelo stick de 3 niveles, se muestran resortes de rotación, elementos de la columna y masas de pisos

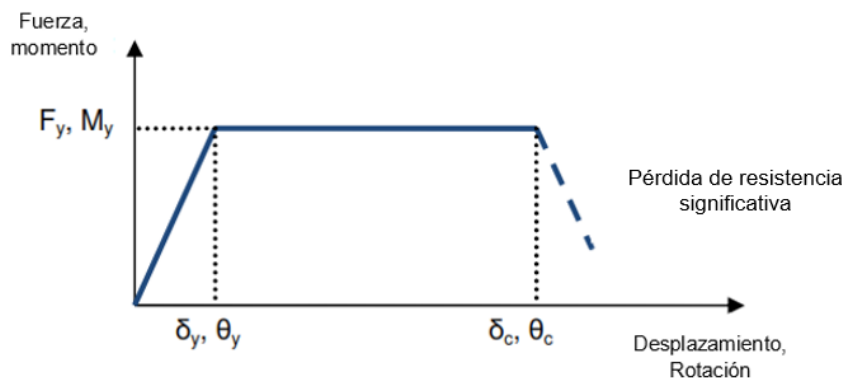


Figura 2.5 Relación esfuerzo deformación elasto-plástica (momento-rotación)

Marco de un solo claro

Cuando sea requerido distinguir mejor el comportamiento de los resortes de columna para sus componentes individuales, se puede emplear un marco de varias plantas de un solo claro, en lugar de una simple barra (modelo stick). Cada piso será entonces representado por dos columnas y una viga de conexión más cualquier elemento adicional actuando en el correspondiente nivel, tales como paredes de relleno, arriostramientos, etc. La ventaja de la aplicación de este método respecto al modelo stick es que la mayor cantidad de elementos empleados permite definir de forma más fácil el comportamiento del piso.

La definición de las características de la viga y columna siguen exactamente los procedimientos establecidos para el modelo stick. La única diferencia es que toda la resistencia y rigidez deben dividirse equitativamente entre las dos columnas. Del mismo modo, cada viga de piso tiene dos rótulas plásticas distintas. De esa forma cada uno de estas representará la contribución de las rotulas plásticas de la viga N , donde N es el número de claros.

Se deberá usar un pequeño número de modelos detallados en 2D-3D como referencia para definir de forma apropiada el modelo "stick" o modelo de marco de un solo claro. Lo anterior resulta especialmente útil cuando, por ejemplo, claros no uniformes o diferentes tipos de sistemas resistentes a cargas laterales se encuentran presentes en determinado piso. Al utilizar los resultados de un análisis pushover, las propiedades del resorte de las vigas y columnas pueden ser calibradas con el fin de crear el modelo seleccionado, lo cual permite a su vez capturar el comportamiento de toda la clase de estructuras similares al modelo detallado, con

poco esfuerzo de cálculo. Sin embargo, se debe prestar atención a la atribución de valores realistas a estos resortes cuando se modifica la configuración original.

2.4.3 Modelo SDOF: Modelo equivalente simplificado en 1D

Se recomienda este modelo cuando existen recursos económicos limitados o los conocimientos de las características estructurales son muy pobres y por lo tanto no vale la pena el esfuerzo de realizar un modelo detallado. El modelo se desarrolla adoptando modelos mecánicos basados en la experiencia y que tienen la capacidad de representar las características de respuesta dominante de tipos estructurales específicos. Por lo tanto, cada modelo debe usar expresiones analíticas o cálculos simples para proporcionar al menos:

- Curva de capacidad de la estructura
- Primer modo y masa asociada
- Rigidez equivalente del sistema

Además, resulta ideal tener perfiles normalizados para las relaciones de derivas de entrepiso (IDRs) a lo largo de la altura (para cada piso) del edificio que pueda ser escalado de acuerdo con la deriva del techo correspondiente a cada punto de la curva de capacidad calculada. Tener estos componentes permite el uso de las metodologías basadas en pushover estático. Aun así, no se recomienda emplear el enfoque de la fragilidad de componentes para la estimación de la vulnerabilidad, ya que la mayor incertidumbre asociada a dicho modelado simplificado anulará las ventajas de tener una metodología de evaluación más precisa.

2.5 PASO D: DEFINICIÓN DE ESTADOS DE DAÑO.

De acuerdo a los lineamientos del Global Earthquake Model (GEM, 2015) cinco estados de daño estructural son sugeridos: Sin Daño (SD), Daño Leve (DL), Daño Moderado (DM), Daño Extenso (DE) y Daño Completo (Colapso, DC). Es así que cuatro rangos de capacidad se necesitan para diferenciar los estados antes mencionados, los cuales son cantidades inherentemente aleatorias que generalmente se asumen están distribuidas de forma log-normal y necesitan una media y desviaciones estándar para estar totalmente definidas.

Los rangos se definen a continuación:

- ds_1 : Cubre desde Sin Daño hasta el estado de Daño Leve; usualmente corresponde al límite del comportamiento elástico de los componentes.

- ds_2 : Cubre hasta el estado de Daño Moderado; usualmente corresponde al límite de capacidad de carga lateral a partir del cual la estructura pierde parte de su resistencia o su deformación se incrementa al aplicar una razón constante de carga.
- ds_3 : Cubre hasta el estado de Daño Extenso; corresponde al nivel máximo de deformación controlada para el que se ha definido un valor de ductilidad. Hasta este punto la estructura es capaz de soportar las cargas gravitacionales sin colapsar.
- ds_4 : Cubre hasta el estado de Daño Completo o Colapso.

Para la evaluación de los estados límites, existen dos acercamientos, los cuales se detallan en los siguientes apartados.

2.5.1 Definición personalizada por cada edificio.

Esta opción es recomendada para analistas con una vasta experiencia y conocimiento del comportamiento de las estructuras. Entre los documentos de referencia que se recomienda revisar están el ATC-58-2 (ATC, 2003), el EC 8 (CEN, 2004), el ASCE 41-13 (ASCE, 2014), EL FEMA-356 (ASCE, 2000), el Vision 2000 (SEAOC, 1995), el FEMA-273 (FEMA, 1997) y el ATC-58 (FEMA P-58, 2012). Cabe mencionar que sus definiciones varían en algunos de los estados y no todos toman en cuenta todos los estados antes propuestos.

La evaluación de los diferentes estados de daño puede ser llevada a cabo considerando los siguientes pasos:

1. Garantizar la simulación de los modos de falla críticos de cada uno de los componentes estructurales y no estructurales, incorporando la información de las curvas esfuerzo-deformación de cada elemento estructural y no estructural.
2. Seleccionados los métodos de modelado y análisis estructural, realizar el análisis para cada edificio índice y calcular los Parámetros de Demanda Ingenieril (PDI) para cada valor de intensidad en el rango de interés.
3. Se evalúan los estados de daño como una progresión de daño local a través de varios elementos, evaluando una combinación del nivel de desempeño estructural y no estructural.
4. Incluir los modos de falla no simulados a fin de definir la transición de un estado de daño a otro (por ejemplo, fallo de columnas por cortante).

5. Si el análisis de pérdidas será detallado basado en componentes, como lo sugiere el FEMA P-58 (2012), deberán definirse PDI a nivel de cada elemento.

2.5.2 Valores predefinidos

Para esta opción, se utilizan fórmulas simplificadas dadas por la literatura, para estimar directamente los estados de daño globales y las correspondientes curvas de capacidad. Las ecuaciones comúnmente usadas son expresadas como funciones de fluencia y desplazamiento de techo. Los estados de daño globales son estimados desde una curva de capacidad bilineal representativa de una clase de edificaciones.

HAZUS 99 (FEMA, 1999) da el valor medio de desplazamiento espectral \hat{S}_{d, ds_i} al estado de daño ds_i , así

$$\hat{S}_{d, ds_i} = (\delta_{roof, ds_i}) \alpha_2 H \quad \text{Eq. 2.1}$$

donde δ_{roof, ds_i} es la deriva de entrepiso al nivel de techo en el estado de daño ds_i , α_2 es la fracción de la altura del edificio en el lugar del desplazamiento del modo de pushover y H es la altura de típica de techo del tipo de edificio considerado. HAZUS-MH (FEMA, 2003) da valores para α_2 y H para diferentes tipologías de edificaciones. Los valores de δ_{roof, ds_i} y α_2 se dan en función del nivel de diseño sísmico y el estado de daño para diferentes tipos de edificios.

Lagomarsino y Giovinazzi (2006) identifican los estados de daño (excepto Sin Daño, ds_0) así:

$$\left\{ \begin{array}{l} \hat{S}_{d, ds1} = S_{dy} \\ \hat{S}_{d, ds2} = 1.5S_{dy} \\ \hat{S}_{d, ds3} = 0.5(S_{dy} + S_{du}) \\ \hat{S}_{d, ds4} = S_{du} \end{array} \right. \quad \text{Eq. 2.2}$$

donde \hat{S}_{d, ds_i} ($i=1;4$) identifica al valor medio de desplazamiento espectral al estado de daño ds_i ; así, $\hat{S}_{d, ds1}$ representa Daño Leve, $\hat{S}_{d, ds2}$ a Daño Moderado, $\hat{S}_{d, ds3}$ a Daño Extenso y $\hat{S}_{d, ds4}$ a Daño Completo. S_{dy} y S_{du} son respectivamente, los desplazamientos espectrales de fluencia y colapso, en el modelo de 1GDL.

2.6 PASO E: TIPO DE ANÁLISIS Y CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL (PDI)

La elección entre los diferentes procedimientos para realizar el análisis depende de la disponibilidad de información, las habilidades del analista, y los niveles de aceptación en

términos del esfuerzo/costo computacional, que influyen en la exactitud de los resultados. Pero lo más importante es el saber que dicha elección depende del hecho que el nivel de precisión no es el mismo para todos los sistemas estructurales, materiales y modelamientos de las estructuras (D'Ayala y Meslem, 2013; Meslem y D'Ayala, 2013).

Los procedimientos recomendados para obtener curvas de vulnerabilidad de edificios cuya tipología estructural es de marcos de acero (GEM, 2015) se dividen en dos categorías, de acuerdo al tipo de análisis estructural elegido, los cuales se detallan en los siguientes apartados.

2.6.1 Análisis dinámico no lineal

El Análisis Dinámico Incremental (IDA), variante de este tipo de análisis, ha sido recomendado en diversos documentos, como el ATC-63 (FEMA P-695, 2008) y el ATC-58 (FEMA P-58, 2012). Este procedimiento puede ser implementado a cualquier tipología de edificio para estimar las capacidades medias. Para llevarlo a cabo, se requiere definir de forma completa el comportamiento histerético de los materiales y repetir el análisis para un largo número de registros acelerográficos.

Así, el modelo del edificio debe mantener la complejidad que este análisis demanda, definiendo las curvas de histéresis para cada material, usar valores medios para los parámetros de la estructura relacionados a sus características, simular todos los posibles modos de daño y falla de componente, efectos de las cargas gravitacionales, etc.

Descripción del procedimiento

El IDA (Vamvatsikos y Cornell, 2002) es un método para extraer la distribución condicional de la respuesta estructural (máximas derivas de entrepiso o aceleraciones pico de piso) para un rango de Medidas de Intensidad (IM) que van desde el rango elástico hasta el colapso global. Esto se realiza sometiendo un modelo estructural a análisis Time-History (serie de acelerogramas) no lineales que son escaleados con niveles crecientes de IM hasta que dicha estructura alcanza el colapso global.

La amplitud de cada registro acelerográfico seleccionado debe ser aumentada, y el análisis dinámico no lineal debe ser desarrollado hasta que ocurra inestabilidad ya sea dinámica global o numérica, lo que indicará que ocurrió colapso o bien la deriva de entrepiso o la aceleración de un piso sobrepasó lo permitido para un estado de daño dado.

Lo que se obtiene al final es una serie de puntos discretos (incrementando cada uno de los acelerogramas seleccionados) para la IM versus el PDI de interés (por ejemplo la acelección espectral del modo dominante de vibración de la estructura vs la deriva máxima de entrepiso). Para obtener una serie continua, se usa interpolación cúbica, a fin de ahorrar tiempo de cálculo. Las partes planas de cada curva del IDA indican la IM a partir de la cual se asume ocurrirá colapso global de la estructura.

El comportamiento general de cada curva de IDA es empezar con una línea recta en el rango elástico; luego de esta fase se puede ver como una serie de escalones, donde la IM aumenta hasta alcanzar un nuevo rango de estado de daño. La última porción de la curva, como se dijo antes, representa el llegar al punto de la inestabilidad dinámica global, donde un leve incremento en la Medida de Intensidad (IM) resulta en un gran aumento de la respuesta del estado de daño (figura 2.6).

El proceso debe ser repetido para todo el conjunto de acelerogramas. La curva IDA media es definida como el 50% de todas las respuestas máximas dadas para cada nivel de IM, como se muestra en la figura 2.7.

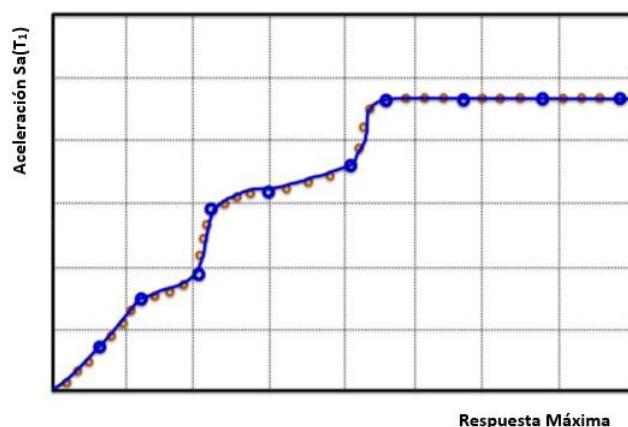


Figura 2.6 Comportamiento típico de curva IDA (GEM, 2015)

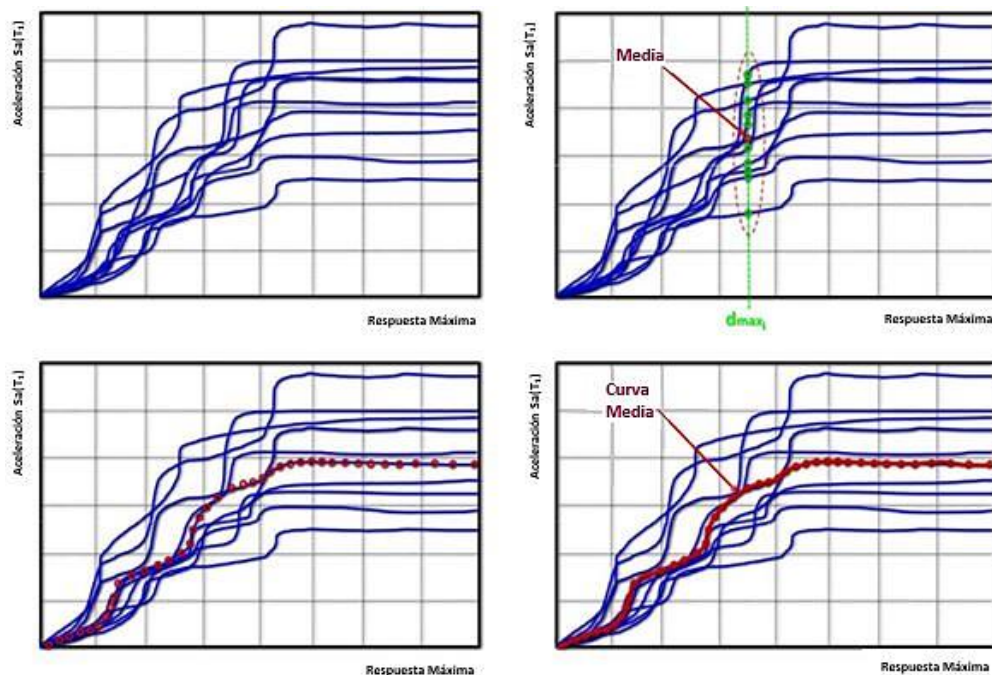


Figura 2.7 Múltiples curvas IDA y generación de curva media (GEM, 2015)

Los estados medios de daño Leve, Moderado y Extenso pueden estimarse como una sucesión de daño local a través de varios elementos, combinando los niveles de desempeño estructurales y no estructurales, y asignar su correspondiente valor de relación de deriva de entrepiso (IDR) en la curva IDA media para extraer así la capacidad en términos de la aceleración espectral del primer modo de vibración, $\hat{S}_{d,dsi}(T_1)$. Para el estado medio de Colapso, $\hat{S}_{d,ds4}(T_1)$ es, como se dijo antes, la que está al nivel de causar inestabilidad numérica o falla dinámica global.

Para organizar la ejecución del análisis descrito, un análisis de nube de puntos o de bandas puede ser llevado a cabo para estimar la distribución de la demanda ante una IM dada.

2.6.2 Análisis estático no lineal

El procedimiento presentado está basado en el uso de curvas de capacidad resultantes del análisis estático no lineal (pushover). La obtención de dichas curvas por análisis pushover no toma en cuenta de forma directa los movimientos específicos del suelo, pues las características dinámicas de demanda y respuesta del sistema no se toman en cuenta en el análisis.

Para idealizar el comportamiento de la curva, se necesita adecuarla con una curva ya sea bilineal (elasto-plástica) o multilínea (elasto-plástica con esfuerzo residual). Existen curvas de capacidad disponibles en la literatura sobre el tema, que permiten:

- Reducción en los esfuerzos de cálculo.
- Realizar el análisis cuando hay falta de información para las estructuras a evaluar, sea porque son antiguos o no hay documentación al respecto.
- Llevar a cabo estudios para una gran población de edificios cuando los recursos para la investigación de campo y su procesamiento son pocos.

A fin de determinar el desempeño de la estructura para los estados límites que se han considerado, se repite el proceso antes mencionado incrementando la intensidad de la aceleración espectral y utilizando múltiples espectros, esto último con el objeto de obtener valores medios aceptables. El resultado de este proceso es una nube de puntos de desempeño, la que es usada para determinar los Parámetros de Demanda Ingenieril (PDI) para cada estado de daño, considerando su media y desviaciones (figura 2.8).

Por último, se crea la curva de fragilidad ajustada a los datos medios por análisis estadístico. Entre los análisis estadísticos que se ocupan están el Modelo Lineal Generalizado y el Método de los Mínimos Cuadrados, que están sujetos a la definición de los valores de los PDI.

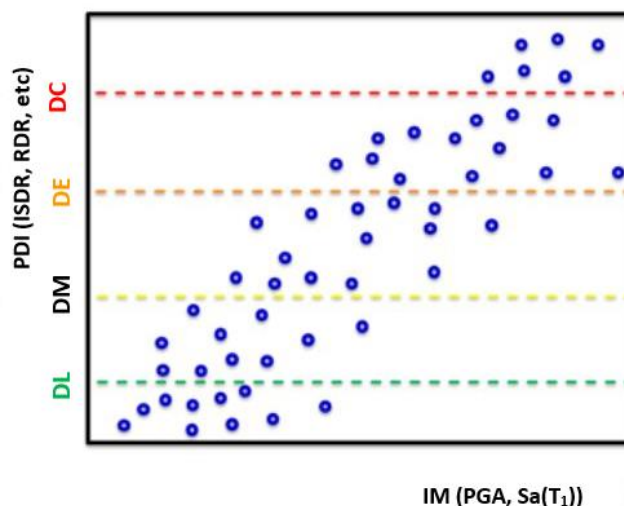


Figura 2.8 Nube de puntos generada para diversos estados de daño y espectros de respuesta (GEM, 2015).

A continuación, se presenta el uso del Método de los Mínimos Cuadrados, que es el acercamiento estadístico que se ocupará en esta investigación.

2.6.3 Planteamiento método de mínimos cuadrados

Este método de regresión es muy usado para estimar, para cada estado de daño, la relación probabilística entre la IM y los PDI (Ellingwood and Kinali, 2009) (fig.2-9). Se asume una distribución log-normal entre los PDI y los estados de daño (de acuerdo a Shome y Cornell, 1999) y la demanda media esperada es representada por la siguiente distribución normal acumulativa:

$$\Phi \left[\frac{\ln IM - \ln \alpha}{\beta} \right] \quad \text{Eq. 2.3}$$

Φ representa la función de distribución normal estándar acumulativa y β es la desviación estándar global de la demanda media esperada. Para un estado de daño probable asumido, las Medidas de Intensidad se escogen para que la mitad de los puntos que se generen estén tanto arriba como debajo de ese estado de daño, para cumplir el criterio de distribución log-normal en cada intervalo (figura 2.10).

Desarrollando correctamente la regresión para cada intervalo de IM, los parámetros de la curva de fragilidad se calculan por

$$\ln(\overline{PDI}) = a \ln(IM) + \ln(b) \quad \text{Eq. 2.4}$$

La demanda media α_{dsi} y su dispersión β_{dsi} se determinan así:

$$\alpha_{dsi} = e^{\frac{\ln(\frac{ds_i}{b})}{a}} \quad \text{y} \quad \beta_{dsi} = \frac{\sigma(\ln(IM_i))}{a} \quad \text{Eq. 2.5}$$

donde σ es la desviación estándar, a y b las constantes de regresión y ds_i es el estado de daño i .

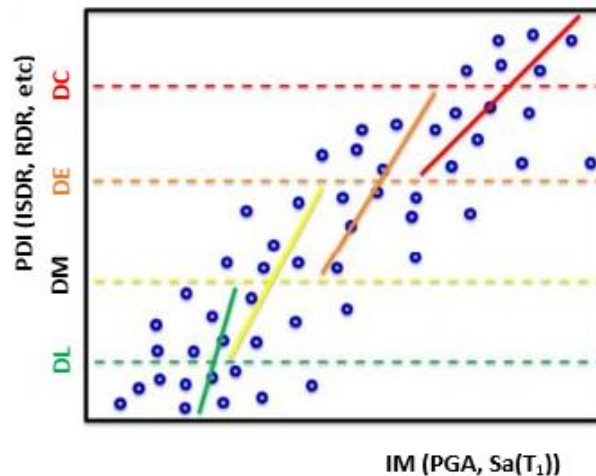


Figura 2.9 Obtención de curvas de fragilidad utilizando regresión por Mínimos Cuadrados (GEM, 2015).

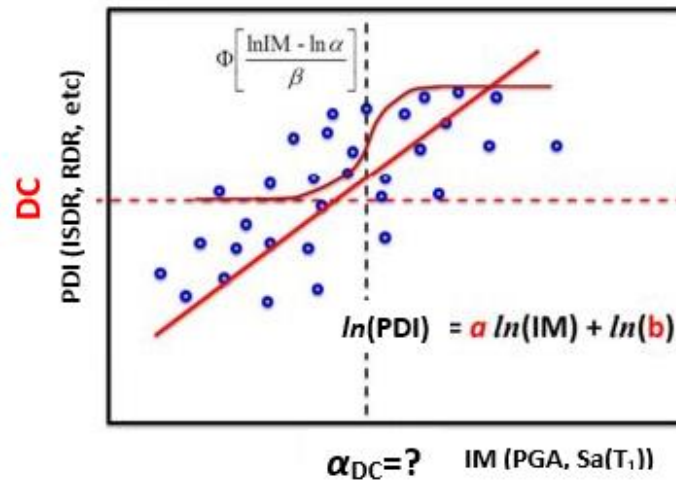


Figura 2.10 Gráfico de regresión por Mínimos Cuadrados (GEM, 2015).

2.7 PASO F: DERIVACIÓN DE CURVAS DE VULNERABILIDAD

Las curvas de vulnerabilidad traducen el daño físico en pérdida monetaria (estimación de reparación y costo de reconstrucción), dado un nivel de medida de intensidad, IM .

Para generar estas curvas, se pueden usar dos enfoques, según los datos disponibles, requisito del proyecto y habilidades del analista:

1. Enfoque de evaluación de vulnerabilidad basada en el edificio como un todo.
2. Enfoque de evaluación de vulnerabilidad basado en componentes.

2.7.1 Enfoque de evaluación de vulnerabilidad basada en el edificio como un todo

En este enfoque, las funciones de vulnerabilidad se obtienen mediante la convolución de curvas de fragilidad de niveles de edificio con el costo acumulado de un determinado estado de daño ds_i .

La transformación de las curvas de fragilidad en vulnerabilidad se puede realizar a través de la siguiente relación de probabilidad:

$$E(C > c | im) = \sum_{i=0}^n E(C > c | ds_i) * P(ds_i | im) \quad \text{Eq. 2.6}$$

Donde, n es el número de estados de daños considerados, $P(ds_i | im)$ es la probabilidad de que un edificio sostenga el estado de daño ds_i , dada una intensidad im ; $E(C > c | ds_i)$ es la distribución

acumulativa complementaria del costo (pérdida) dado ds_i ; $E(C > c | im)$ es la distribución acumulativa complementaria del costo (o pérdida) dado un nivel de intensidad im .

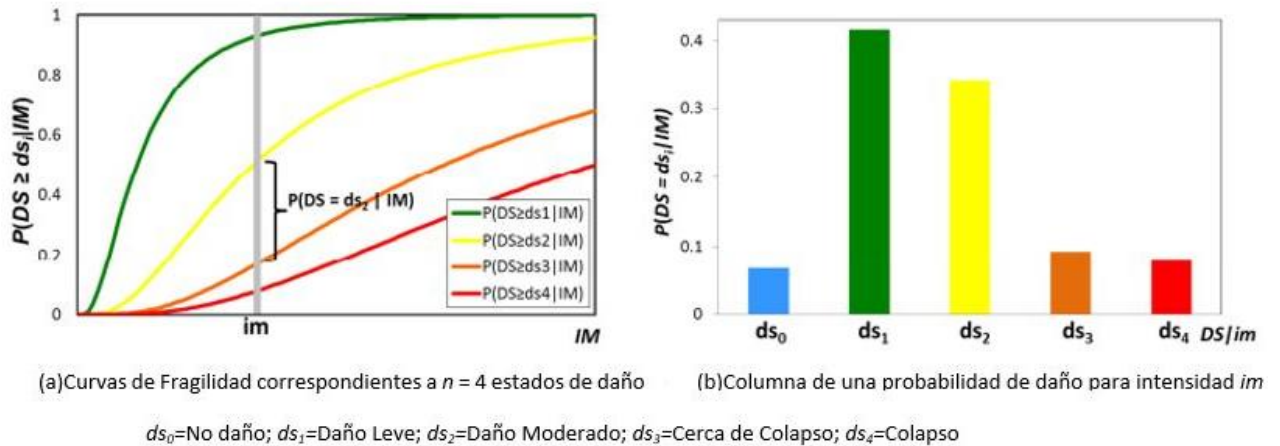


Figura 2.11 Cálculo de probabilidades de daño a partir de las curvas de fragilidad para un nivel específico de medición de intensidad

Cada elemento (o barra) en las probabilidades de daño se define como la distancia entre dos curvas de fragilidad sucesivas para una intensidad dada, como se muestra en la figura 2.11

Curvas de fragilidad basadas en edificios como un todo

Las curvas de fragilidad expresan la probabilidad de un estado de daño, ds_i , sostenido por una clase de construcción examinada, siendo alcanzado dado un nivel de medida de la intensidad de movimiento del suelo, IM . Las curvas toman la forma de funciones de distribución acumulativa log-normal, teniendo un valor medio y desviación estándar logarítmica o dispersión, su forma matemática es:

$$P(DS \geq ds_i | IM) = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \alpha_{DS|IM}}{\beta}\right) \quad \text{Eq. 2.7}$$

Donde Φ es la función estándar de distribución acumulativa normal; $\alpha_{DS|IM}$ es la media log-normal de la respuesta estructural genérica condicionada a la intensidad de movimiento del suelo, IM ; y β es log-normal desviación estándar de $DS | IM$.

2.7.2 Enfoque de evaluación de vulnerabilidad basada en componente

Las funciones de vulnerabilidad se obtienen al correlacionar las derivas basadas en niveles de los componentes directamente con la pérdida. La derivación de las funciones de vulnerabilidad

utilizando un enfoque de nivel de componente requerirá información detallada para cada componente estructural y no estructural, en términos de funciones de fragilidad y costo de reparación de la unidad.

Curva de fragilidad basada en componentes

Las curvas de fragilidad a nivel de componentes pueden derivarse o estimarse adoptando una de las siguientes alternativas:

- Alternativa 1: Proporcione definición de los criterios de rendimiento para cada componente estructural y no estructural y luego ejecutar análisis.
- Alternativa 2: Uso de curvas de fragilidad existentes a nivel de componente de la literatura, se sugieren ATC-58 PACT (FEMA P-58, 2012).

3 . AMENAZA SÍSMICA

3.1 ACTIVIDAD SÍSMICA

Un sismo se define como vibraciones del terreno causadas por el paso de ondas sísmicas irradiadas desde una fuente de energía. La liberación de energía en la roca se produce por un plano de debilidad dentro de la corteza terrestre (falla geológica).

3.1.1 Fuentes de los sismos en El Salvador

El Salvador se encuentra en la parte occidental de la placa del Caribe y se caracteriza por una intensa actividad sísmica y volcánica. Las principales fuentes generadoras de sismos en el territorio nacional son:

1. El proceso de subducción entre las placas tectónicas de Cocos y del Caribe, cuyo movimiento relativo origina sismos cercanos a las costas salvadoreñas.
2. La cadena volcánica, que forma parte del cinturón de fuego del Pacífico y corre a lo largo del territorio.
3. Un sistema de fallas geológicas con una dirección predominante noroeste-sureste dentro del territorio salvadoreño.
4. Un sistema de fallas geológicas de Motagua y Chixoy-Polochic en Guatemala que definen la frontera entre la placa de Norteamérica y la placa del Caribe.
5. Un sistema de fallas geológicas con dirección norte-sur, ubicadas en la depresión de Honduras.

Entre los sismos más destructivos en la segunda mitad del siglo XX y primera mitad del siglo XXI se pueden mencionar: Jucuapa-Chinameca el 6 de mayo de 1951; San Salvador el 3 de mayo de 1965; La Libertad 19 de junio de 1982; San Salvador el 10 de octubre de 1986; Usulután el 13 de enero de 2001 y San Vicente el 13 de febrero de 2001 (Marroquín y Benito, 2009).

3.1.2 Estaciones sísmicas

Se cuentan con los siguientes tipos de estaciones sísmicas:

- 1- Banda ancha, permiten calcular con mayor certeza la magnitud de los grandes sismos y su mecanismo.

- 2- Período corto, se utilizan principalmente para controlar la micro sismicidad en zonas de enjambre y volcanes activos.
- 3- Acelerógrafos, determinar características del movimiento del terreno en el sitio, los datos se utilizan para estudios de amenaza.

Cuando se encuentran en pozos instrumentados, permiten determinar directamente las amplificaciones del suelo (MARN, 2017).

En la tabla 3.1 se muestran las cantidades de las diferentes estaciones sísmicas y su respectiva ubicación en el territorio nacional en la figura 3.1.

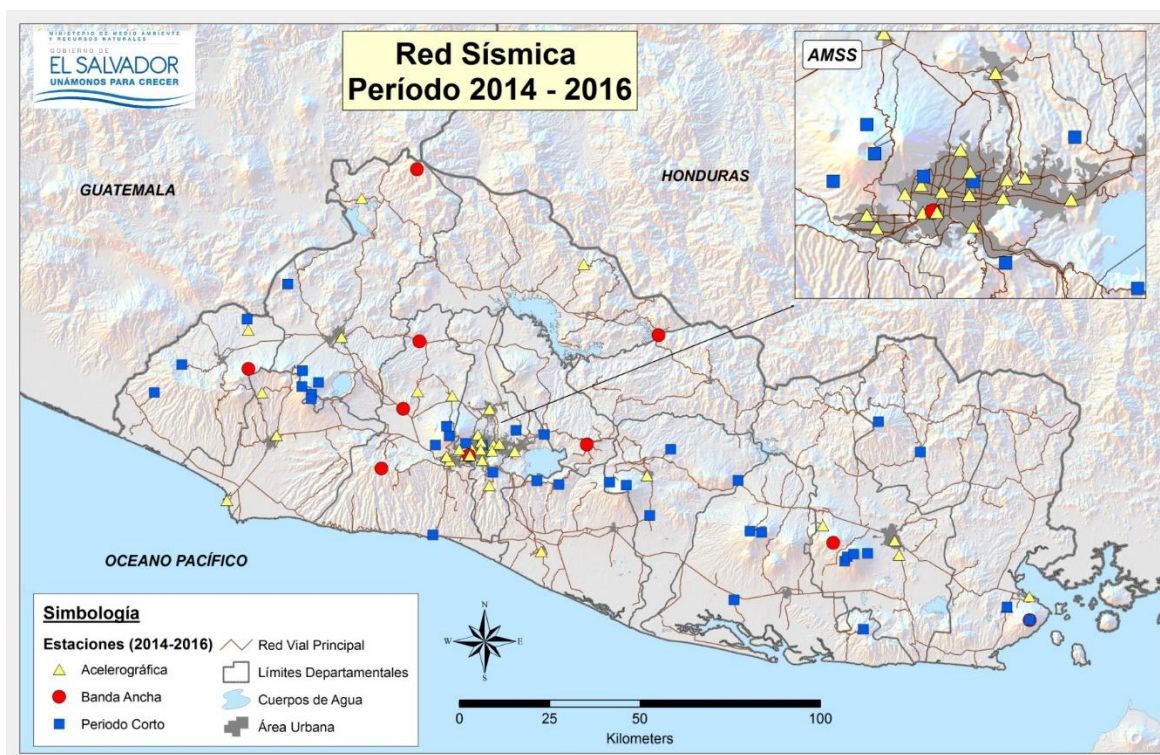


Figura 3.1 Distribución de estaciones sísmicas de la Red Sísmica y Acelerográfica (MARN, 2017)

3.1.3 Escalas de magnitud e Intensidad

La energía sísmica se libera en forma de calor y una parte pequeña por medio de la propagación de diferentes tipos de ondas que producen vibraciones en la corteza terrestre.

La Magnitud es una medida cuantitativa del sismo que se relaciona con la energía sísmica liberada, se mide mediante la escala Richter.

Tabla 3.1 Tipos de estaciones sísmicas

Tipo de estación sísmica	Cantidad
<i>Período corto analógicas</i>	18
<i>Período corto digitales (permanentes)</i>	10
<i>Período corto digitales (portátiles)</i>	15
<i>Banda ancha</i>	11
<i>Acelerográficas (modelo ETNA)</i>	14
<i>Acelerográficas (modelo SMA1-Retrofit)</i>	7
<i>Acelerográficas (modelo Basalto)</i>	21
Total	96

La Intensidad es un índice de los efectos producidos por un sismo y depende de las condiciones del terreno, la vulnerabilidad de los edificios y la distancia al epicentro; la cual puede ser diferente para el mismo sismo si se reporta de distintos lugares (SNET, 2006).

La Escala de Intensidad de Mercalli modificada cuenta con los niveles mostrados en la tabla 3.2.

3.2 REGISTROS ACELEROGRAFICOS DE EL SALVADOR

Para el análisis se tomarán los registros acelerográficos de los sismos de 1986, 2001 y el enjambre sísmico de 2017, a continuación, se presentan los datos de interés de cada uno de ellos.

3.2.1 Sismo de 10 de octubre de 1986

Este sismo fue de origen local registrado a las 11 horas y 50 minutos hora local, (17:49 UTC) del día 10 de octubre de 1986 con una magnitud de 5.4 grados en la escala de Richter y VIII-IX de Intensidad en la escala de Mercalli Modificada en San Salvador, con epicentro ubicado en fallas situadas a 10 kilómetros bajo la zona de Los Planes de Renderos, al sur de San Salvador (13.67°N y 89.19°O).

Dicho sismo causó graves daños en San Salvador, se produjeron cientos de derrumbes, además ocurrieron sentamientos de rellenos mal compactados, algunos de ellos ubicados en algunas barrancas profundas. Un aspecto importante es que varios de los edificios que colapsaron en este terremoto, ya habían sido dañados por los sismos anteriores y no fueron reparados ni reforzados. (SNET, 2006)

Tabla 3.2 Descripción de Niveles de Intensidad de Escala de Mercalli Modificada

ESCALA DE INTENSIDAD MERCALLI MODIFICADA (MM)	
Nivel	Descripción
I	El movimiento es tan leve que no es sentido por las personas, registrado por los instrumentos sísmicos.
II	El movimiento es sentido sólo por pocas personas en reposo, especialmente aquellas que se encuentran en los niveles superiores de un edificio, objetos suspendidos pueden oscilar.
III	Es sentido en el interior de las edificaciones, especialmente en los pisos superiores de los edificios, pero muchos pueden no reconocerlo como sismo ya que la vibración es semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano, objetos suspendidos pueden oscilar.
IV	Objetos suspendidos oscilan libremente, la vibración es semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado, los vehículos estacionados se bambolean, cristalería y vidrios suena, puertas y paredes de madera crujen.
V	Sentido aún en el exterior de los edificios, permite estimar la dirección de las ondas, personas dormidas se despiertan, el contenido líquido en recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar, objetos inestables son desplazados, las puertas giran y se abren o cierran, relojes de péndulo se detienen.
VI	Sentido por todas las personas, muchos sufren pánico y corren hacia el exterior, se tiene dificultad en caminar establemente, vidrios y vajillas se quiebran, libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes, los muebles son desplazados o volcados, el repello de mortero de baja calidad y mampostería tipo D se fisuran, campanas pequeñas tañen.
VII	Se tiene dificultad en mantenerse en pie, es percibido por conductores de vehículos en marcha, muebles se rompen, daños y colapso de mampostería tipo D, algunas grietas en mampostería tipo C, las chimeneas se fracturan a nivel de techo, caída del repello de mortero, tejas, cornisas y parapetos sin anclaje, algunas grietas en mampostería de calidad media, campanas grandes tañen, ondas en embalses y depósitos de agua.
VIII	La conducción de vehículos se dificulta, daños de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C, algún daño a mampostería tipo B, ningún daño en mampostería tipo A, caída del repello de mortero y de algunas paredes de mampostería, caída de chimeneas de fábrica, monumentos y tanques elevados, algunas ramas de árboles se quiebran, cambio de flujo o temperatura de pozos de agua, grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados.
IX	Pánico general, construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas, daño severo y aún colapso de mampostería tipo C, daño de consideración en mampostería tipo B, daño a fundaciones, daños y colapso de estructuras aporricadas, daños de embalses y depósitos de agua, ruptura de tuberías enterradas, grietas significativas visibles en el terreno.
X	La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruidas, algunas construcciones de madera de buena calidad dañadas, puentes destruidos, daño severo a represas, diques y terraplenes, grandes deslizamientos de tierra, el agua se rebalsa en los bordes de los ríos, lagos y embalses, rieles de ferrocarril deformados ligeramente.
XI	Los rieles de ferrocarril deformados severamente, ruptura de tuberías enterradas que quedan fuera de servicio.
XII	Destrucción total, grandes masas de roca desplazadas, las líneas de visión óptica distorsionadas, objetos lanzados al aire.

3.2.2 Sismo de 13 de enero de 2001

Este sismo fue de origen regional registrado a las 11 horas y 34 minutos hora local, (17:35 UTC) del día 13 de enero de 2001 con una magnitud de 7.6 grados en la escala de Richter y VIII de Intensidad en la escala de Mercalli Modificada en San Miguel, Usulután y zonas cercanas a la costa, sintiéndose además desde la Ciudad de México hasta Colombia, con epicentro localizado en el Océano Pacífico en la zona de subducción de las placas de Coco y del Caribe (12.83°N y 88.79°O) y su hipocentro se ubicó a 60 kilómetros de profundidad.

Este sismo provocó destrucción en casas y edificios públicos construidos de adobe, se dieron deslizamientos en la zona residencial Las Colinas, al sur de Santa Tecla, y en la Carretera Panamericana, a la altura de Los Chorros y de la Curva la Leona (SNET, 2006).

3.2.3 Sismo de 13 de febrero de 2001

Este sismo fue de origen local registrado a las 8 horas y 22 minutos hora local, (14:22 UTC) del día 13 de febrero de 2001 con una magnitud de 6.1 grados en la escala de Richter y IV de Intensidad en la escala de Mercalli Modificada en San Salvador, fue percibido en El Salvador, Guatemala y Honduras, con epicentro localizado en el área de San Pedro Nonualco, departamento de La Paz, a 30 kilómetros de San Salvador (13.64°N y 88.94°O) y con hipocentro entre 8 y 13 kilómetros de profundidad (SNET, 2006)

3.2.4 Sismo de 10 de abril de 2017

Este sismo fue de origen local registrado a las 17 horas y 54 minutos hora local, (23:54 UTC) del día con una magnitud de 5.1 grados en la escala de Richter y IV de Intensidad en la escala Mercalli Modificada en San Salvador, con un área epicentral ubicada cerca de Antiguo Cuscatlán, departamento de La Libertad (13.69°N y 89.25°O) y con hipocentro a 5.6 kilómetros de profundidad (MARN 2017).

Dicho sismo ocurrió debido al movimiento de las fallas geológicas locales ubicadas dentro de Área Metropolitana de San Salvador y área de influencia del volcán de San Salvador.

La Red Sísmica ha registrado un total de 447 sismos entre las 8:13pm del día 9 de abril de 2017 hasta las 9:00am del día 12 de abril de 2017, de los cuales 63 fueron premonitores al sismo principal y 384 réplicas (MARN 2017).

Se presenta el siguiente resumen con los registros que se cuentan para los sismos descritos anteriormente:

Tabla 3.3 Cuadro resumen de las Estaciones con que se cuenta su registro acelerográfico para sismo de 10 de octubre de 1986

EVENTO	RED	ESTACIÓN	CÓDIGO DE REGISTRO
10 de octubre de 1986	Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG)	Centro de Investigaciones Geotécnicas	CIG
		Hotel Camino Real	CR (S)
		Hotel Sheraton	SHE
		Instituto Geográfico Nacional	IGN
		Instituto de Vivienda Urbana	IVU
		Universidad Centroamericana José Simeón Cañas	UCA

Tabla 3.4 Cuadro resumen de las Estaciones con que se cuenta su registro acelerográfico para sismo de 13 de febrero de 2001

EVENTO	RED	ESTACIÓN	CÓDIGO DE REGISTRO
13 de febrero de 2001	Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG)	Centro de Investigaciones Geotécnicas	CIG
		Ciudadela Don Bosco	CDB
		Observatorio	OBS
		Presas 15 de septiembre	15S
		Relaciones Exteriores (Fondo)	REF (F)
		Santa Tecla	ST
		Seminario San José de la Montaña	SJM
		Vivero Don Rúa	DUA
	Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA)	Armenia	ARM
		Berlín	VER
		Externado San José	ESJ
		La Libertad	LIB
		Panchimalco	PAN
		San Bartolo	SBA
		Santa Tecla	ST
		Tonacatepeque	TON
		Zacatecoluca	ZAC

Tabla 3.5 Cuadro resumen de las Estaciones con que se cuenta su registro acelerográfico para sismo de 13 de enero de 2001

EVENTO	RED	ESTACIÓN	CÓDIGO DE REGISTRO
13 de enero de 2001	Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG)	Ahuachapán	AH
		CEPA Acajutla	ACAJ
		CESSA Metapán	CM
		Ciudadela Don Bosco	CDB
		Cutuco	CUT
		Observatorio	OBS
		Presa 15 de septiembre	15S
		Relaciones Exteriores (Fondo)	REF (F)
		San Miguel	SMG
		Santa Ana	SA
		Santa Tecla	ST
		Santiago de María	SDM
		Seminario San José de la Montaña	SJM
		Sensuntepeque	SEN
		Vivero Don Rúa	DUA
	Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA)	Armenia	ARM
		Berlín	VER
		Externado San José	ESJ
		La Libertad	LIB
		Panchimalco	PAN
		San Bartolo	SBA
		San Pedro Nonualco	SPN
		Santa Tecla	ST
Tonacatepeque	TON		
Zacatecoluca	ZAC		

Tabla 3.6 Cuadro resumen de las Estaciones con que se cuenta su registro acelerográfico para sismo de 10 de abril de 2017

EVENTO	RED	ESTACIÓN	CÓDIGO DE REGISTRO
10 de abril de 2017	El Salvador	Club Campestre	CLUC
		Casa Presidencial	CPR
		Crown Plaza Hotel	CRW
		Instituto Tecnológico Centroamericano	ITCA
		Ministerio de Agricultura y Ganadería	MAG
		Alcaldía de Panchimalco	PAN
		Alcaldía de Quezaltepeque	QUEZ
		Seminario San José de la Montaña	SEM
		Servicio Nacional de Estudios Territoriales	SNET
		Universidad Don Bosco	UDBS
		Universidad de El Salvador	UESS
		Universidad de El Salvador San Vicente	UESV
		Universidad Tecnológica	UTEC

3.3 SELECCIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS Y SU DURACIÓN

De todos los sismos presentados en la sección anterior se cuenta con 61 registros, cada uno de ellos con sus tres componentes (dos horizontales y una vertical) corregidas y en formato de texto; asimismo, se tuvo que identificar el sistema de unidades de acuerdo a la red (la red CIG en unidades gal y la red UCA en unidades de g).

3.3.1 Espectros de Respuesta Elásticos

Fueron procesadas las dos componentes horizontales en el software SeismoSignal 2016 de la empresa SeismoSoft para la obtención de los espectros de respuesta elásticos con un amortiguamiento del 5%.

En las figuras 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6 Y 3.7, se muestran los Espectros de Respuesta Elásticos únicamente de la componente horizontal mayor de cada registro, para facilidad de comprensión del gráfico, además se muestran los períodos elásticos de un sistema de un grado de libertad (SDOF) correspondientes a los edificios en estudio representados por líneas verticales.

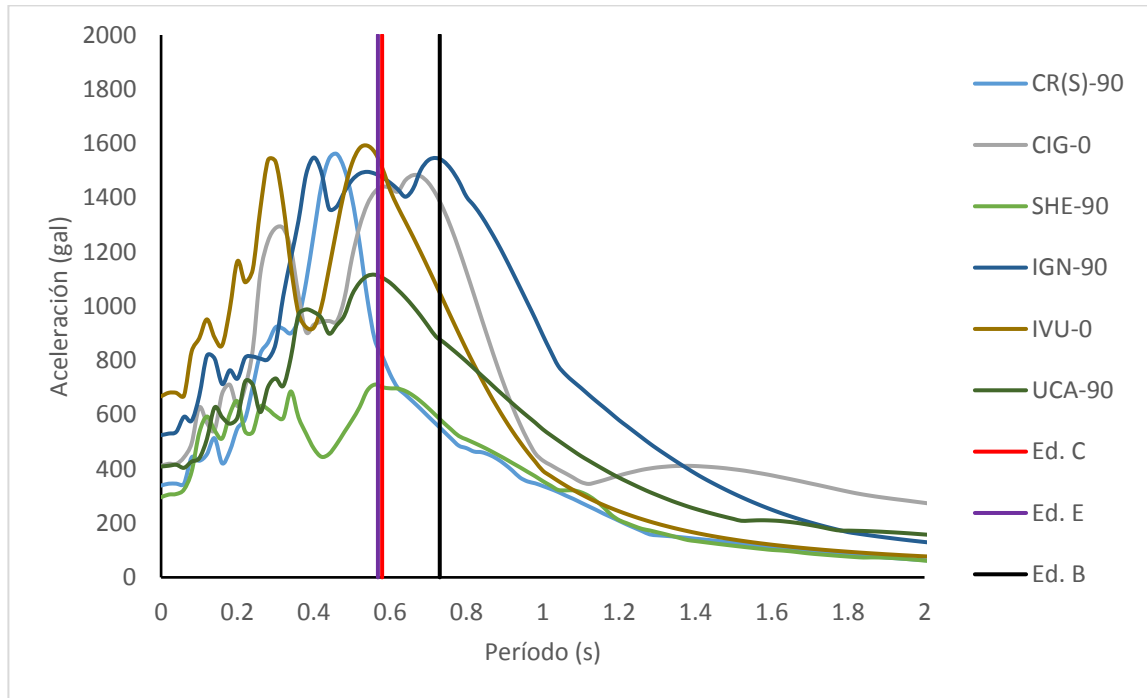


Figura 3.2 Espectros de Respuesta de Registros Red CIG, sismo octubre de 1986

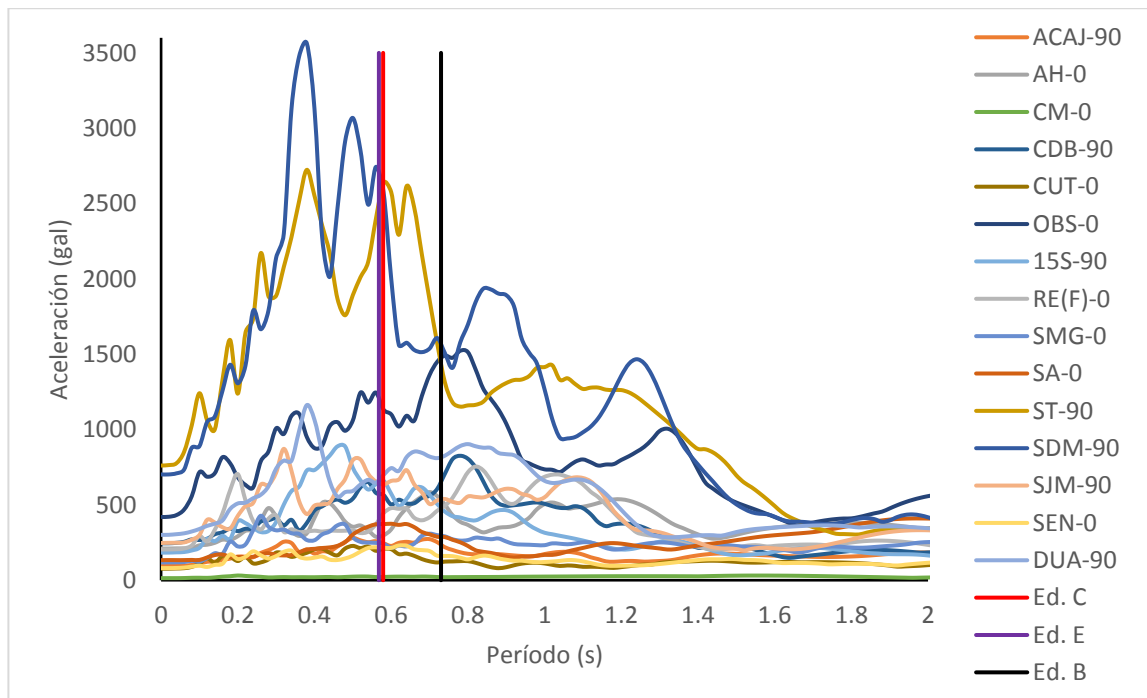


Figura 3.3 Espectros de Respuesta de Registros Red CIG, sismo enero de 2001

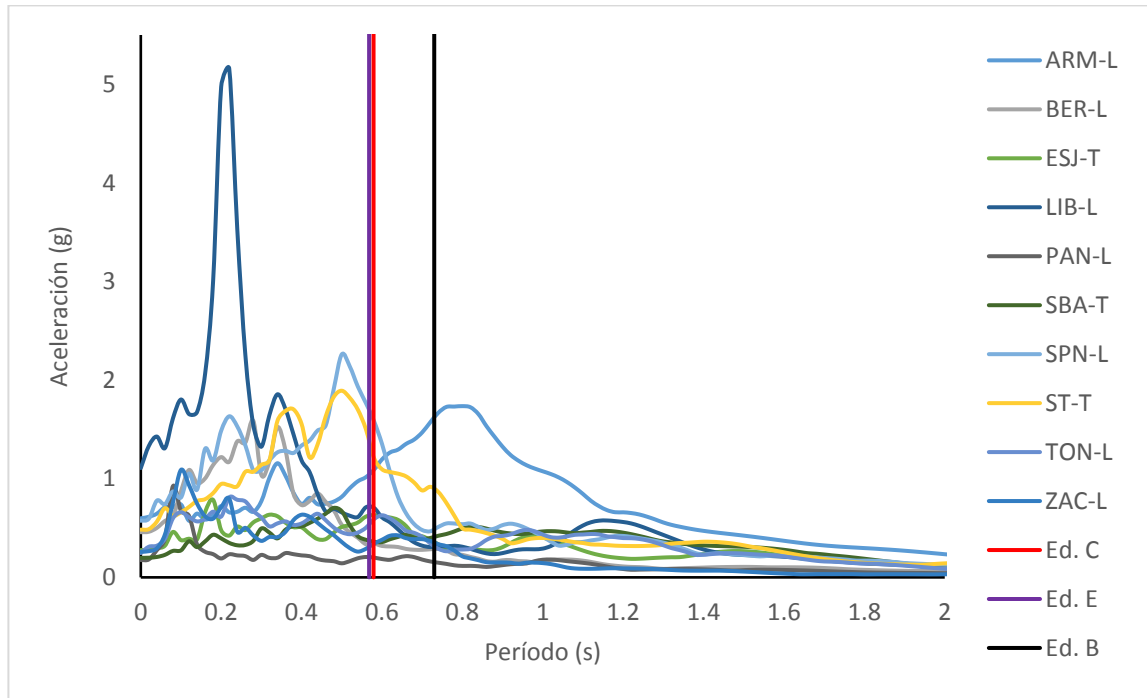


Figura 3.4 Espectros de Respuesta de Registros Red UCA, sismo enero de 2001

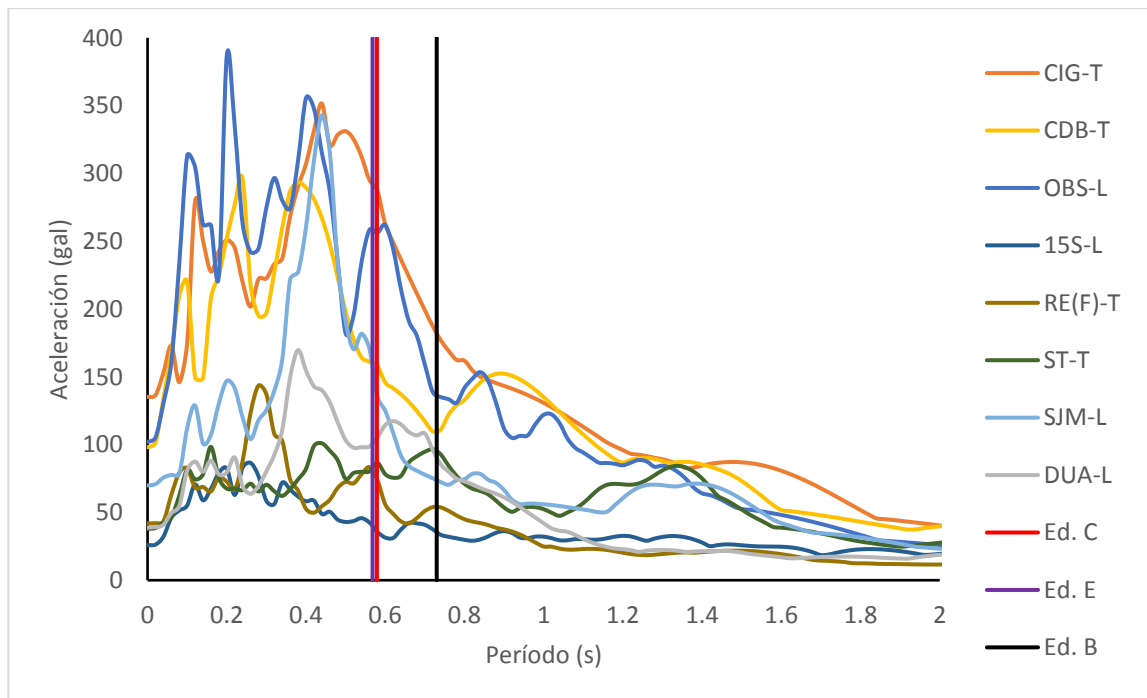


Figura 3.5 Espectros de Respuesta de Registros Red CIG, sismo febrero de 2001

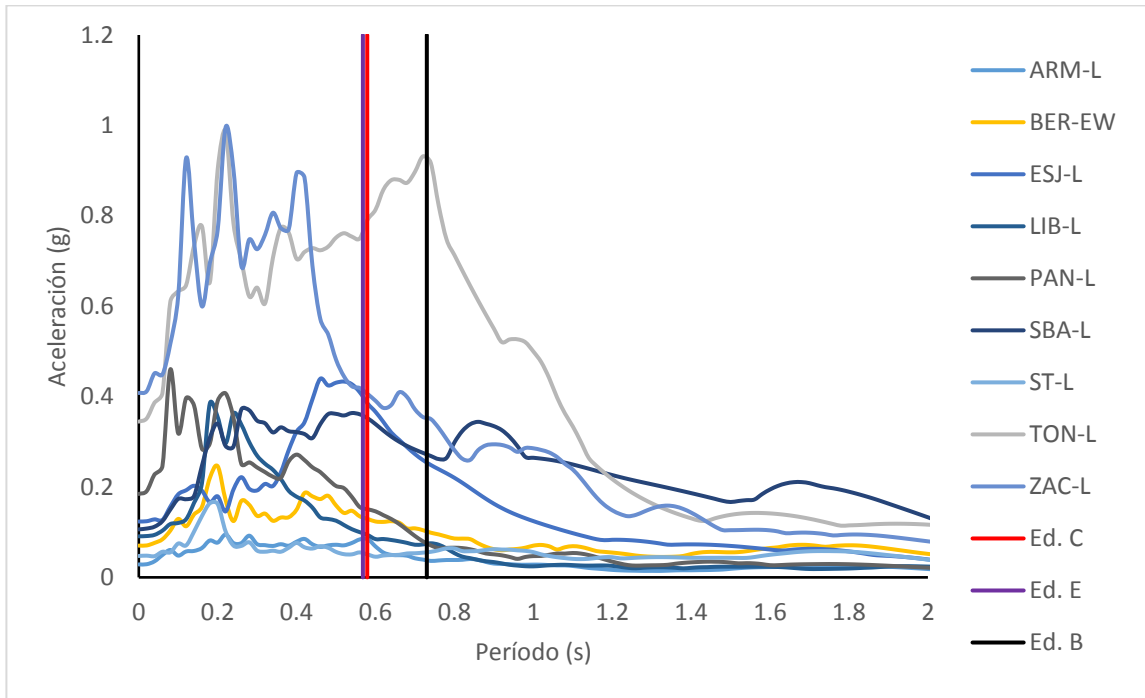


Figura 3.6 Espectros de Respuesta de Registros Red UCA, sismo febrero de 2001

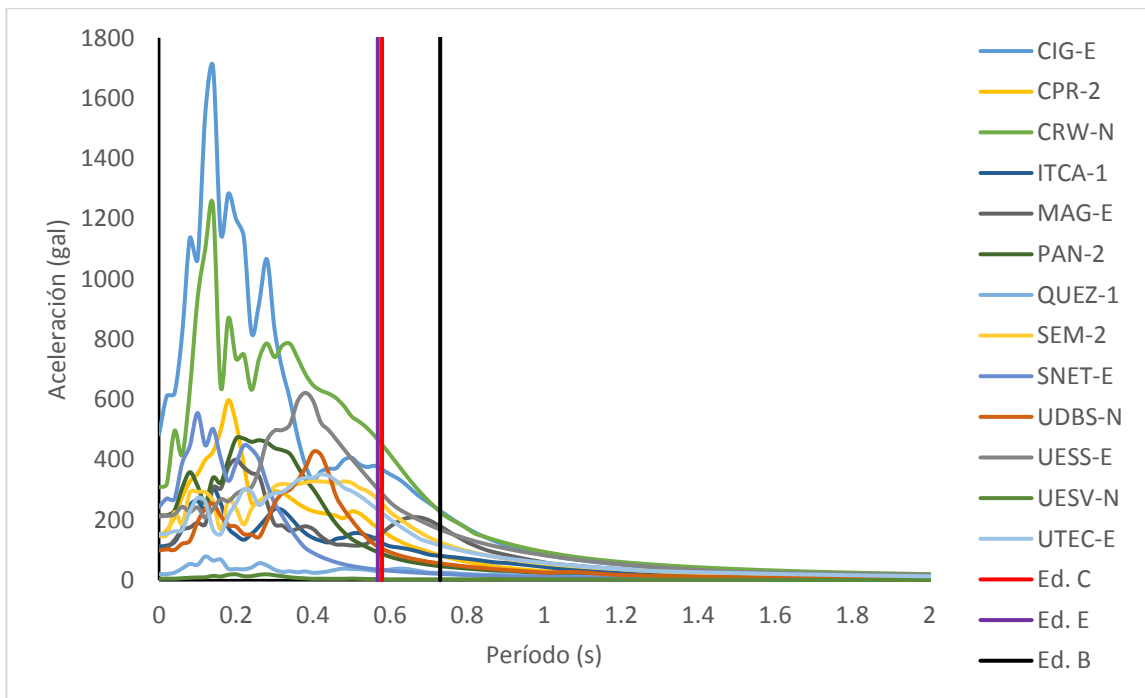


Figura 3.7 Espectros de Respuesta de Registros, sismo abril 2017

En la tabla 3.7 se muestran los 11 pares de registros sísmicos seleccionados para ejecutar el análisis. Dichos registros se seleccionaron con la utilización de las figuras antes mencionadas, eligiendo los que más afectaban a los edificios en estudio, es decir, los que mostraban mayor aceleración espectral (S_a) en los períodos de los edificios.

3.3.2 Intensidad de Arias

Fueron procesadas las dos componentes horizontales en el software SeismoSignal 2016 de la empresa SeismoSoft para la obtención de la Intensidad de Arias.

La Intensidad de Arias es una medida de la velocidad de liberación de la energía del terremoto en función del tiempo del registro y se define como:

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

Donde $a(t)$ es la historia temporal de aceleración y t_f el tiempo total del registro acelerográfico.

Al tener los porcentajes de la Intensidad de Arias podemos conocer la duración significativa para cada registro, es decir, la duración con la fase de máxima liberación de energía de movimiento, representado por el tiempo transcurrido entre los instantes que alcanza el 5% y 95% del valor de la Intensidad de Arias. Es por ello que, si tenemos la Intensidad de Arias, y encontramos para qué instantes de tiempo se alcanzan dichos porcentajes, la diferencia entre los mismos nos dará la duración significativa del sismo (Carreño, Bravo, Suarez y Tordesillas, 1999). Así, se muestran en la tabla 3.3 para los 11 registros seleccionados los resultados de dicho cálculo.

El criterio de la duración significativa se utilizó en aquellos registros donde su duración fue mayor a 45 segundos, en caso contrario se utilizó toda la duración del registro.

Para visualizar el intervalo de la duración significativa de un sismo se emplea lo que se conoce como los gráficos de Husid, para los 11 registros seleccionados (figuras 3.8, 3.9, 3.10, 3.11, 3.12, 3.13, 3.14, 3.15, 3.16, 3.17 y 3.18) los cuales muestran la variación de la Intensidad de Arias con respecto al tiempo; la importancia de este gráfico de valores porcentuales acumulados es que define la velocidad con la que cierta cantidad de energía es liberada por el sismo a medida que este ocurre.

Se sabe, claramente, que una vez las estructuras entran en el rango inelástico los periodos elásticos de las edificaciones cambiarán. Otra opción que se puede utilizar para seleccionar los registros a utilizar esta en el FEMA P-695 (FEMA, 2009), sin embargo, se considera que ese procedimiento esta fuera de los alcances de este trabajo, pero se motiva al lector a consultarlo en caso de necesitar más información.

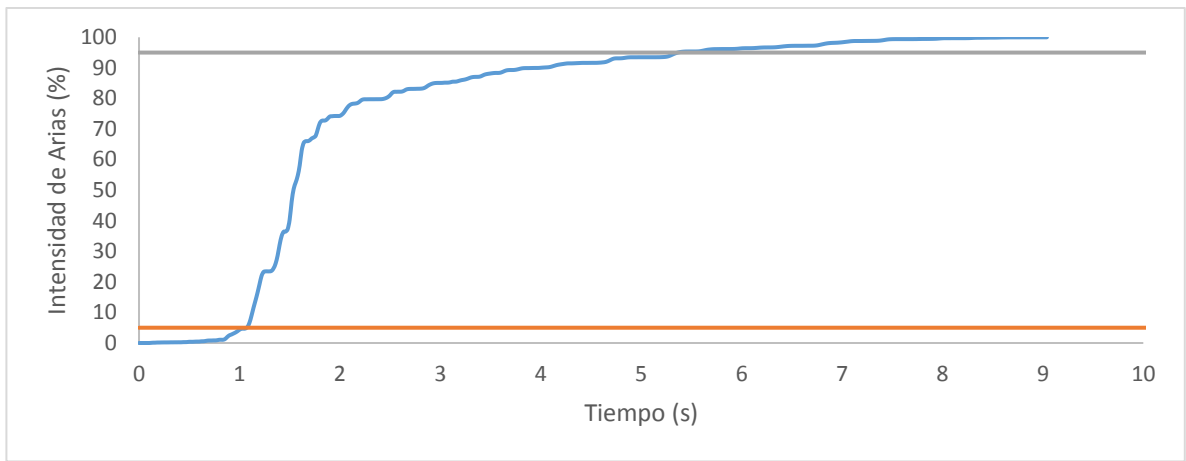


Figura 3.8 Gráfico de Husid de sismo octubre de 1986, registro CIG

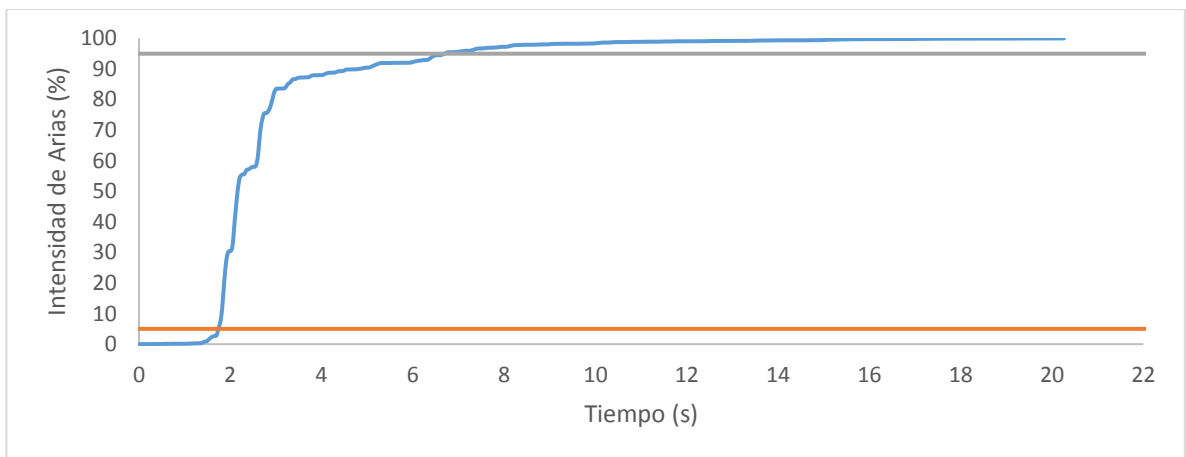


Figura 3.9 Gráfico de Husid de sismo octubre de 1986, registro IGN

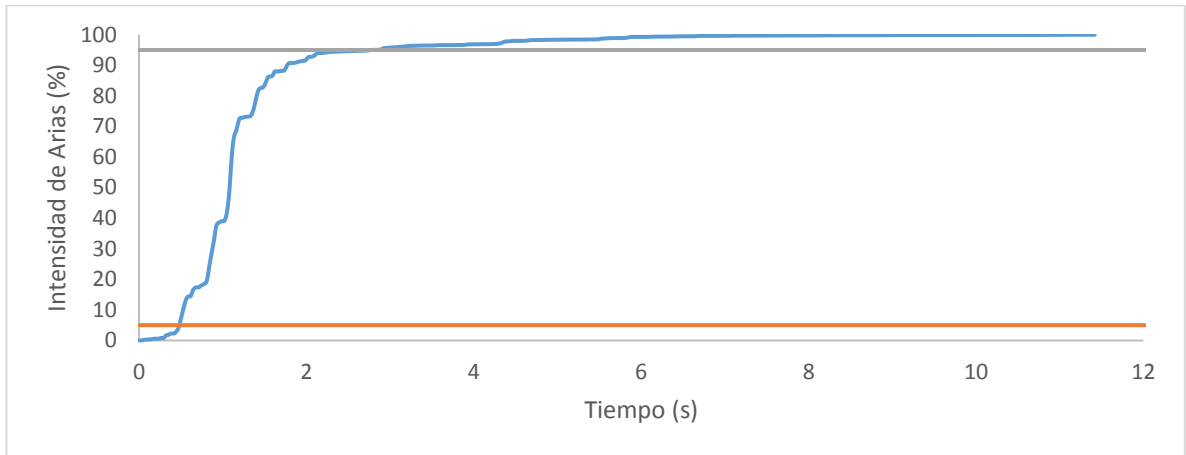


Figura 3.10 Gráfico de Husid de sismo octubre de 1986, registro IVU

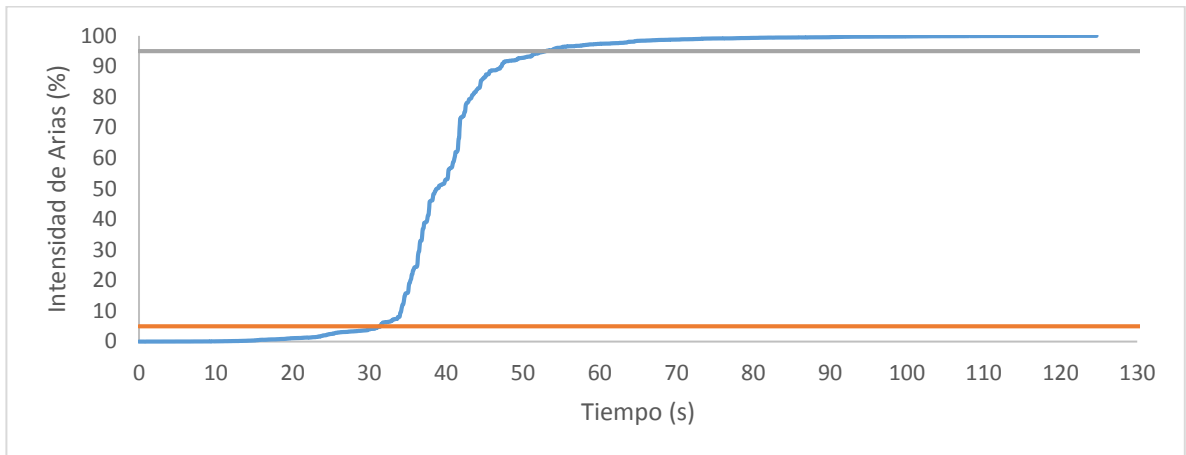


Figura 3.11 Gráfico de Husid de sismo enero de 2001, registro ST

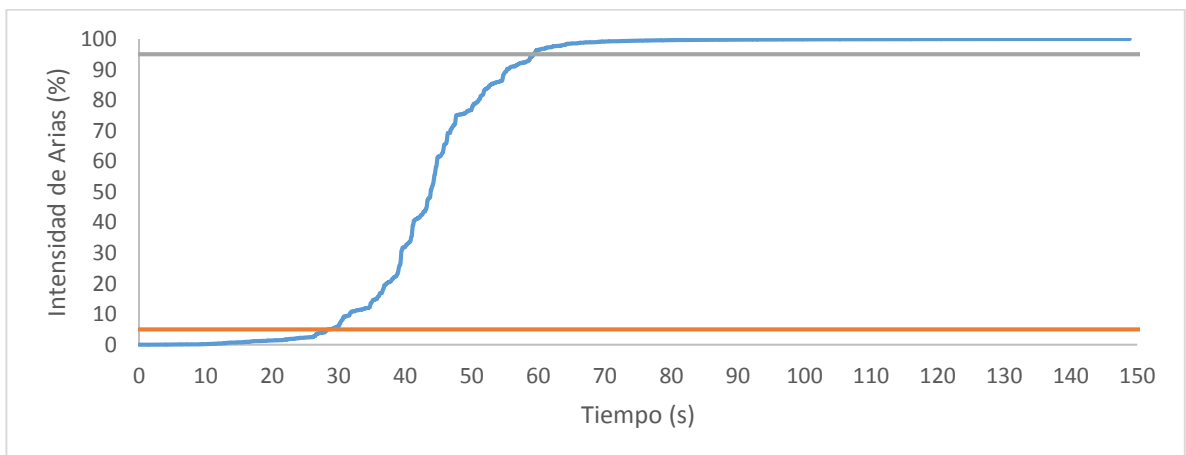


Figura 3.12 Gráfico de Husid de sismo enero de 2001, registro SDM

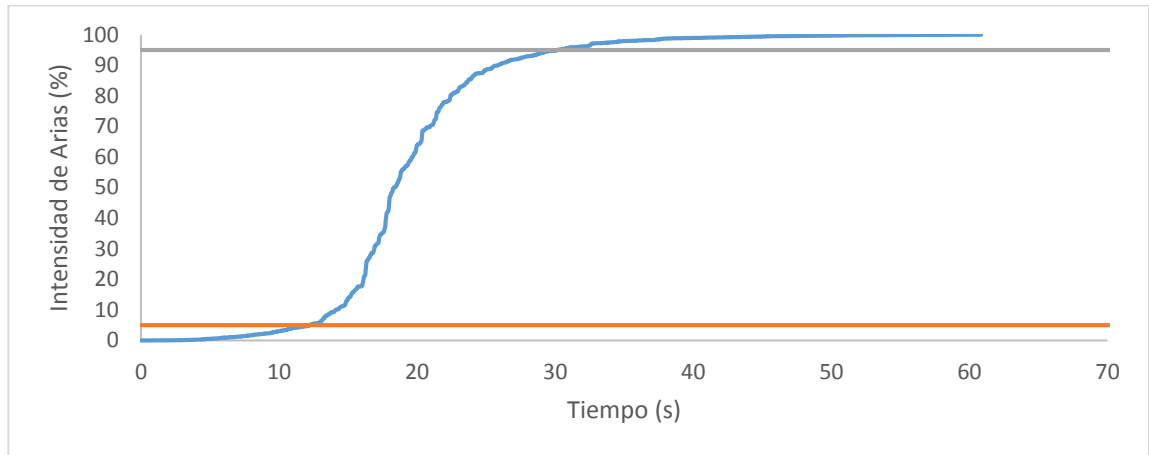


Figura 3.13 Gráfico de Husid de sismo enero de 2001, registro OBS

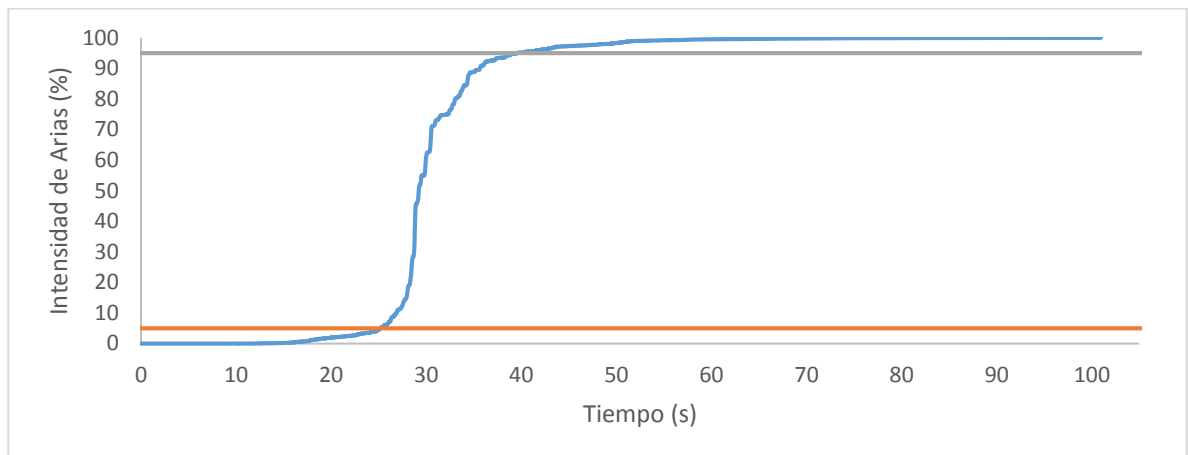


Figura 3.14 Gráfico de Husid de sismo enero de 2001, registro ARM

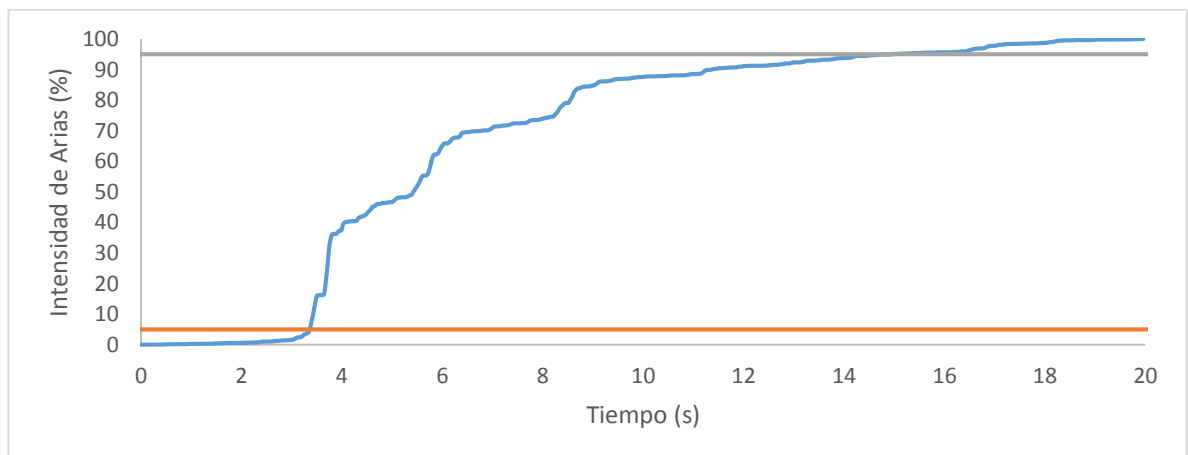


Figura 3.15 Gráfico de Husid de sismo febrero de 2001, registro CIG

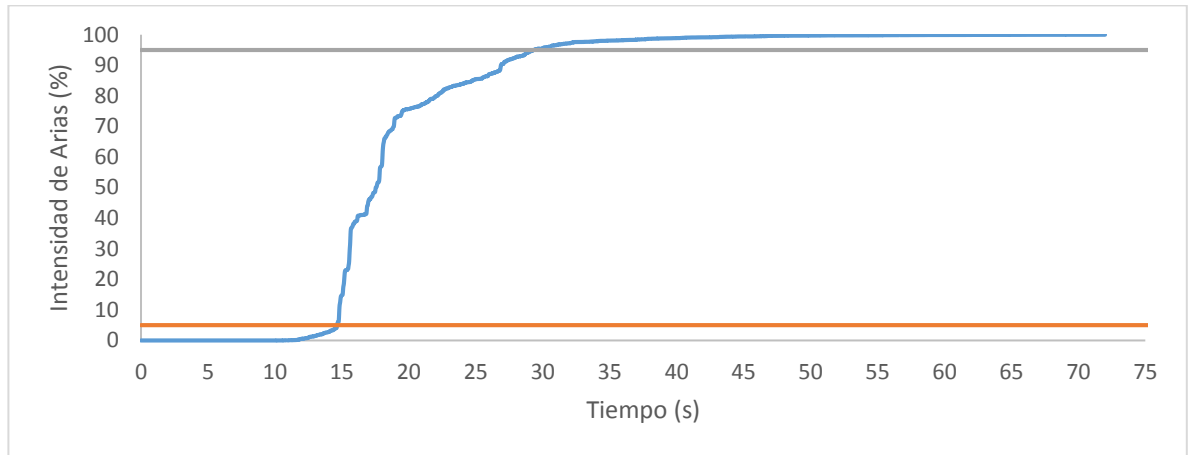


Figura 3.16 Gráfico de Husid de sismo febrero de 2001, registro TON

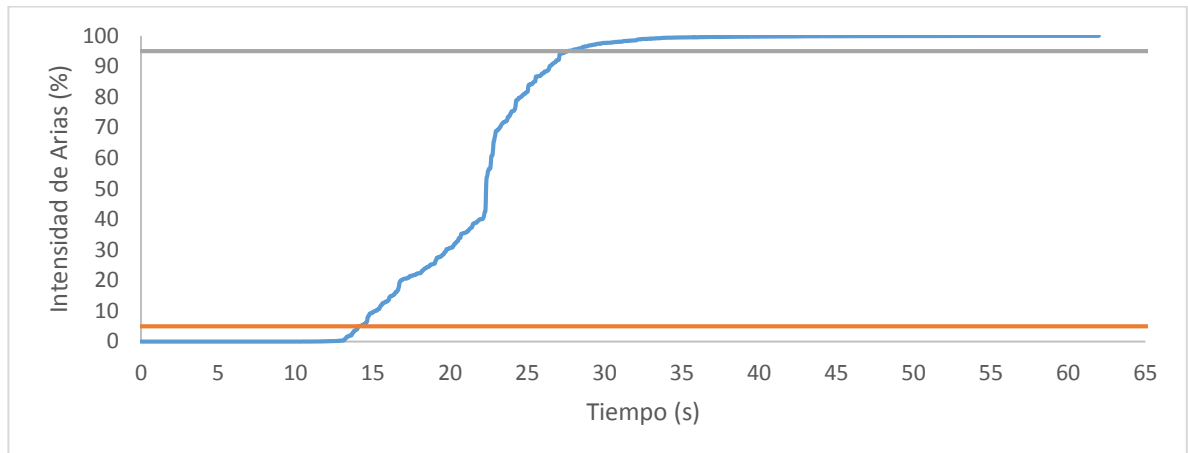


Figura 3.17 Gráfico de Husid de sismo febrero de 2001, registro ZAC

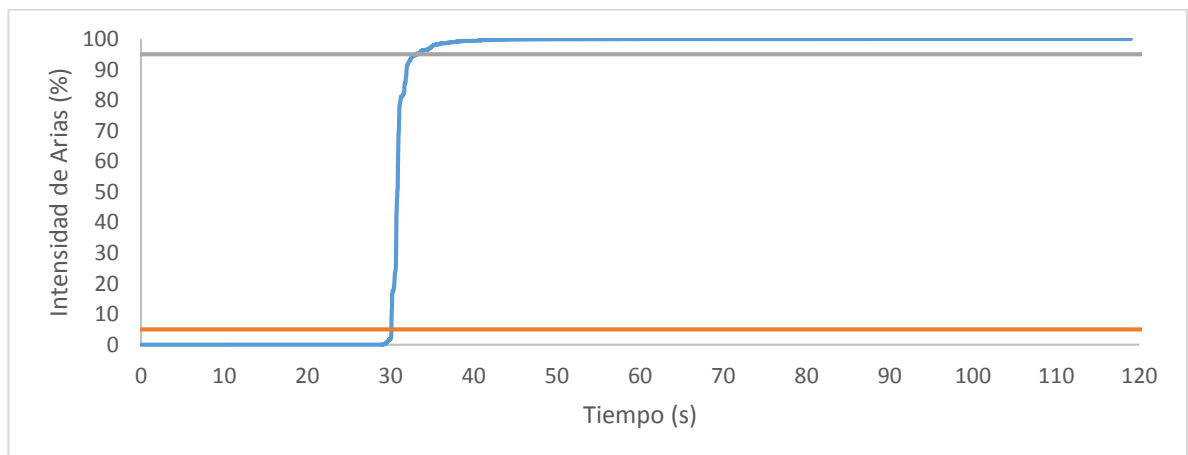


Figura 3.18 Gráfico de Husid de sismo abril 2017, registro CRW

Tabla 3.7 Cuadro resumen de las Estaciones cuyos registros acelerográficos fueron seleccionados y su respectiva duración de análisis

N	EVENTO	CÓDIGO DE REGISTRO	COMPONENTE REGISTRO	DURACIÓN REGISTRO	INTERVALO SIGNIFICATIVO
1	10 de octubre de 1986	CIG	Longitudinal	9.02	0.90 - 4.00
			Transversal	9.04	1.06 - 5.38
2		IGN	Transversal	20.26	1.72 - 6.70
			Longitudinal	20.24	1.60 - 7.86
3		IVU	Transversal	11.52	0.32 - 4.32
			Longitudinal	11.42	0.48 - 2.78
4	13 de enero de 2001	OBS	Longitudinal	60.845	12.195 - 30.200
Transversal			60.845	10.415 - 30.930	
5		ST	Longitudinal	124.7	29.09 - 57.70
			Transversal	124.7	31.44 - 52.99
6		SDM	Longitudinal	148.87	29.08 - 59.30
			Transversal	148.87	28.36 - 59.27
7		ARM	Longitudinal	100.97	25.210 - 39.525
			Transversal	100.97	25.435 - 39.740
8	13 de febrero de 2001	CIG	Longitudinal	19.95	3.126 - 16.458
Transversal			19.96	3.360 - 14.960	
9		TON	Longitudinal	71.99	14.640 - 29.285
			Transversal	71.99	12.100 - 28.920
10		ZAC	Longitudinal	61.99	14.115 - 27.575
			Transversal	61.99	13.895 - 27.465
11	10 de abril de 2017	CRW	Longitudinal	118.99	30.095 - 33.130
			Transversal	118.99	30.105 - 34.270

4 . MODELACIÓN Y PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

4.1 DEFINICIÓN DE EDIFICIOS ÍNDICE

A fin de mostrar el procedimiento realizado, se presenta ejemplificado cada uno de los pasos que comprenden este capítulo, por medio de uno de los edificios seleccionados para este estudio, además de la respectiva parte teórica.

4.1.1 Descripción de la Tipología

Obtenidos los planos de los edificios existentes bajo análisis, se obtienen sus características para su modelación; por ejemplo, los elementos arquitectónicos, uso del edificio, etc. que también permiten definir las cargas de gravedad.

Estructuralmente, los edificios a evaluar cuentan con la tipología de marcos de acero resistentes a momento, tanto en el sentido longitudinal como en el transversal y paredes de mampostería desligadas de los marcos, todos los edificios cuentan con losas de concreto (densas o aligeradas).

4.1.2 Descripción de los Materiales

Acero Estructural, en este caso todos los elementos de los marcos a evaluar están especificados por la norma ASTM A992, con un módulo de elasticidad de 29000 KSI (200000 MPa), un esfuerzo de fluencia de 50 KSI (345 MPa) y un peso específico de 80 kN/m³. Se muestra en la tabla 4.1 un listado de las secciones de cada edificio.

4.1.3 Descripción de Edificios Índice

Para la selección de los edificios de marcos de acero a evaluar, se obtuvieron planos de edificios ya existentes del área metropolitana de San Salvador, seleccionando así de los más representativos, en este caso, tres edificios de baja altura como se muestra en la tabla 4.2. Los modelos tridimensionales de los edificios se muestran en las figuras 4.1, 4.2 y 4.3.

El edificio empleado para ejemplificación es el “Edificio C”.

Tabla 4.1 Lista de secciones por edificio

	Sección	Área (in2)
EDIFICIO B	W 14 x 120	35.30
	W 14 x 176	51.80
	W 14 x 145	42.70
	W 14 x 90	26.50
	HSS 8 x 8 x 1/4	7.10
	HSS 6 x 4 x 1/4	4.30
	HSS 6 x 6 x 1/4	5.24
	W 21 x 62	18.30
	W 21 x 50	14.70
	W 21 x 57	16.70
	W 21 x 73	21.50
	W 12 x 30	8.79
	W 21 x 44	13.00
	W 18 x 35	10.30
EDIFICIO C	W 14 x 38	11.20
	W 14 x 43	12.60
	W 14 x 30	8.85
	W 16 x 31	9.13
	W 16 x 45	13.30
	W 18 x 35	10.30
	W 10 x 22	6.49
EDIFICIO E	W 14 x 109	32.00
	W 16 x 26	7.68
	W 14 x 22	6.49
	W 12 x 19	5.57
	HSS 6 x 6 x 1/4	5.24

Tabla 4.2 Características de edificios a evaluar

	Número de Niveles	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)
Edificio B	4	40.10	35.00	15.60
Edificio C	2	21.03	10.25	6.20
Edificio E	2	25.05	14.70	8.38



Figura 4.1 Modelo estructural de edificio B

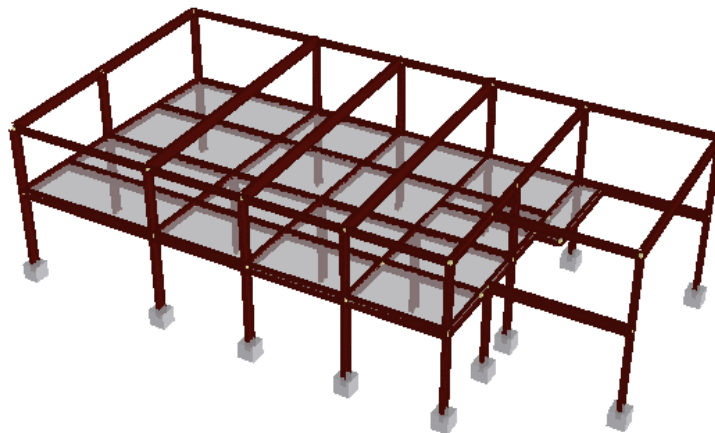


Figura 4.2 Modelo estructural de edificio C

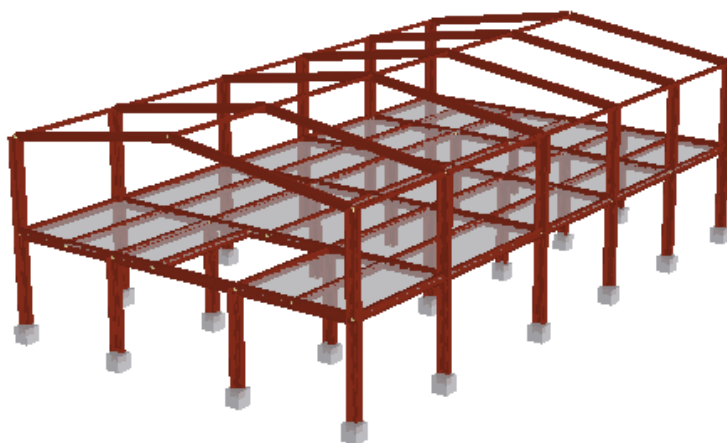


Figura 4.3 Modelo estructural de edificio E

4.2 HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS

Como software de análisis para este estudio se seleccionó el programa: "*SeismoStruct 2018 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*" disponible en el sitio <http://www.seissoft.com> y creado por la compañía *Seissoft* (a partir de aquí se hará referencia al programa como *SeismoStruct*). A continuación, se describe cómo fue tomada en cuenta la no linealidad geométrica y la inelasticidad de los materiales en el software.

4.2.1 No linealidad geométrica

SeismoStruct toma en cuenta grandes desplazamientos y rotaciones, así como grandes deformaciones independientes relativas a la cuerda de los elementos del marco. El software emplea una formulación co-rotación total desarrollada e implementada por Correia y Virtuoso (Correia y Virtuoso 2006). La formulación co-rotación total implementada se basa en una descripción exacta de las transformaciones cinemáticas asociadas con grandes desplazamientos y rotaciones tridimensionales del miembro de viga-columna. Esto hace posible definir de forma apropiada las deformaciones y fuerzas independientes del elemento, así como la definición natural de los efectos de las no linealidades geométricas en la matriz de rigidez.

La implementación de esta formulación considera pequeñas deformaciones en relación con la cuerda del elemento, a pesar de la presencia de grandes desplazamientos nodales y rotaciones. En el sistema local de cuerda del elemento viga-columna, seis grados de libertad en el

desplazamiento y las correspondientes fuerzas internas del elemento son definidas como se muestra en la figura 4.4:

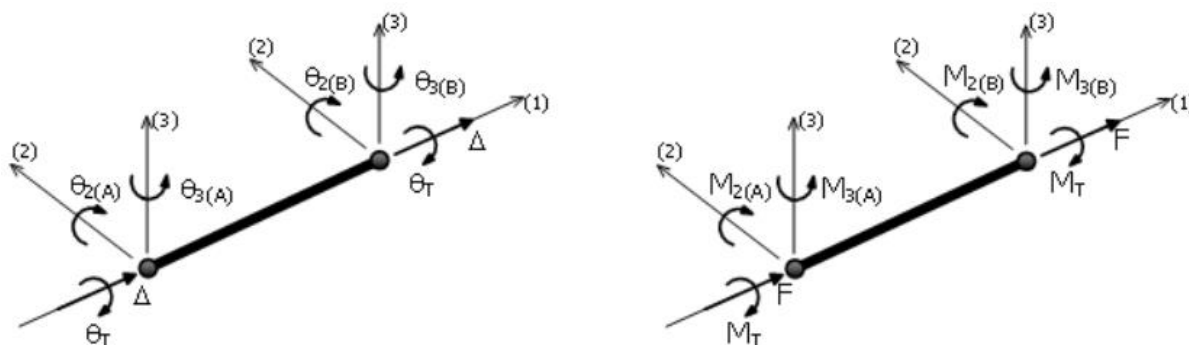


Figura 4.4 Sistema local de cuerda del elemento viga-columna (Seissoft, 2018)

4.2.2 Inelasticidad de los materiales

Los elementos con inelasticidad distribuida se están utilizando ampliamente en aplicaciones de ingeniería sísmica, ya sea con fines de investigación o de ingeniería profesional. Una de las ventajas que presentan es que no requieren (no necesariamente) calibración de los parámetros de respuesta empíricos frente a la respuesta de un elemento de marco real o ideal en condiciones de carga idealizadas, como se necesita en cambio para los modelos fenomenológicos de plasticidad concentrada.

En SeismoStruct, se utiliza el enfoque de la fibra para representar el comportamiento de la sección transversal, donde cada fibra está asociada con una relación de esfuerzo-deformación uniaxial; el estado de esfuerzo-deformación seccional de los elementos de viga-columna se obtiene a través de la integración de la respuesta de esfuerzo-deformación uniaxial no lineal de las fibras individuales (típicamente 100-150) en la que la sección ha sido subdividida (figura 4.5). Tales modelos disponen de ventajas adicionales, que se pueden resumir a continuación: no se requiere un análisis previo de momento-curvatura de los miembros; no es necesario introducir ningún elemento de respuesta histerética (como se define implícitamente por los modelos constitutivos de los materiales); modelado directo de la interacción de la carga axial y momento de flexión (tanto en fuerza y rigidez); representación directa de la carga biaxial e interacción entre la resistencia a la flexión en direcciones ortogonales.

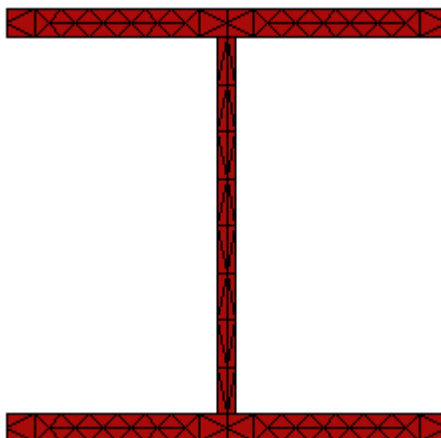


Figura 4.5 Sección de columna de acero discretizada en 150 fibras (SeismoStruct V2, 2018)

Los elementos de marco de inelasticidad distribuida se pueden implementar con dos formulaciones diferentes de elementos finitos (FE): las clásicas basadas en el desplazamiento (DB) y las formulaciones más recientes basadas en la fuerza (FB). En nuestro caso usaremos la formulación basada en fuerza (FB) por las razones expuestas a continuación (Seismostruct, 2018):

- El equilibrio se cumple estrictamente y no se aplican restricciones al desarrollo de deformaciones inelásticas en todo el miembro.
- Una formulación de FB es siempre exacta, ya que no depende del comportamiento constitutivo asumido.
- No requiere elementos de discretización, lo que lleva a modelos considerablemente más pequeños, con respecto a los elementos DB, y así realizar análisis más rápidos.
- El uso de un solo elemento por cada miembro estructural permite el empleo de los resultados de rotaciones de cuerda para llevar a cabo las verificaciones sísmicas según las normativas vigentes como el Eurocode 8, FEMA-356, ATC-40, entre otros.

Al utilizar el elemento basado en fuerzas (FB), el número mínimo sugerido de secciones de integración por cada elemento es 4, aunque suelen utilizarse usualmente entre 5 y 7 para concreto reforzado (Seismostruct, 2018). En nuestro caso usaremos 3.

Modelo no lineal constitutivo del acero estructural

Como modelo de la no linealidad del acero estructural se utilizó el modelo bilineal. Este es un modelo uniaxial de esfuerzo-deformación bilineal con endurecimiento por deformación cinemática, por lo que el rango elástico permanece constante a lo largo de las diferentes etapas de carga, y la regla de endurecimiento cinemático para la superficie de fluencia se asume como una función lineal del incremento de la deformación plástica. Este modelo simple también se caracteriza por parámetros de calibración fácilmente identificables y por su eficiencia computacional (figura 4.6).

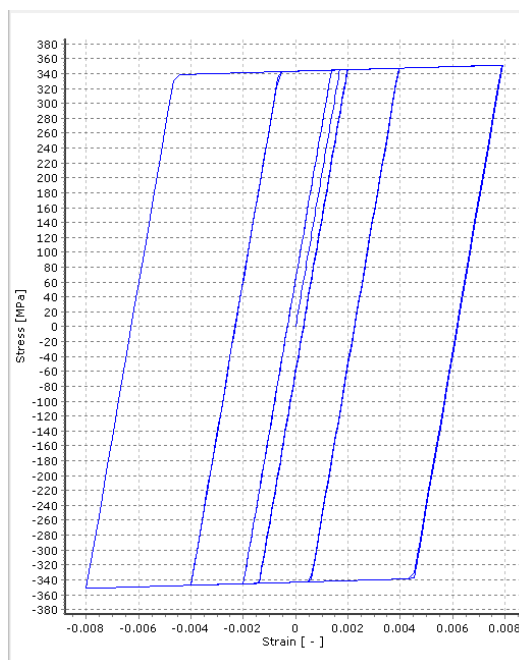


Figura 4.6 Modelo bilineal para acero estructural Grado 50, usando (SeismoStruct V2, 2018)

4.3 PARÁMETROS Y CRITERIOS DE MODELACIÓN: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL) Y ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL NO LINEAL (ADINL)

4.3.1 Combinación de cargas

Para la evaluación de la respuesta de un edificio mediante Análisis No Lineales, la carga gravitacional aplicada debe ser al menos igual a la carga gravitacional esperada, la cual es diferente a la carga factorada asumida en los procedimientos de diseño (Applied Technology Council, 2010). En general, la carga gravitacional esperada es igual a la carga muerta (D) sin

factorar y a una fracción de la carga viva (L) de diseño (De Paz, Ramírez, 2016). En la carga muerta se incluye: peso propio de la estructura, elementos arquitectónicos y equipos mecánicos y eléctricos. En nuestro caso se tomaron en cuenta los siguientes valores:

Piso cerámico =	80.0 Kg/m ²
Cielo falso =	20.0 Kg/m ²
Divisiones + A/C =	50.0 Kg/m ²
CM (entrepiso) =	150.0 Kg/m ²
Sobrecarga=	0.0 Kg/m ²
Total =	300.0 Kg/m ²

En lo que se refiere a la carga viva, ésta debe reducirse respecto a la carga nominal de diseño, lo anterior es necesario por dos razones: (1) la baja probabilidad de la carga viva nominal que ocurre en un edificio respecto a la utilizada en el diseño; y (2) la baja probabilidad de la carga viva nominal presente durante la ocurrencia de un terremoto. En el presente trabajo se tomará el valor de carga viva establecida para oficinas en el “Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones en El Salvador” (MOP, 1996) el cual tiene un valor de 180 kg/cm² para todos los entrepisos a excepción del techo (se consideró el valor de carga instantáneo al ser el esperado durante un evento telúrico). Y para el entrepiso de azotea (techo) se tomará el valor de 0 Kg/m² ya que las pendientes de dichas azoteas para todos los edificios son superiores al 5%.

Por último, se eligió la combinación de carga; en nuestro caso, seleccionamos la propuesta por el FEMA P-695, el cual es un documento de aplicación general para edificios a los que se les hace un análisis tiempo-historia (FEMA, 2009), el cual establece la siguiente combinación:

$$1.05D + 0.25L$$

Una vez definidas las cargas y su combinación, se procedió a aplicarlas a los diferentes nodos y elementos componentes de los marcos estructurales de cada uno de los edificios bajo análisis, según su configuración y distribuciones de carga, tanto en planta como en elevación.

Es así que con los datos y parámetros anteriores se modela en SeismoStruct el sistema estructural del Edificio C, y se le aplican las cargas, realizando el bajado de cargas correspondiente (figura 4.7). Observar que para modelar la no consideración de la Interacción

Suelo-Estructura, las bases de las columnas de los marcos se han modelado como empotradas (cubos en las bases).

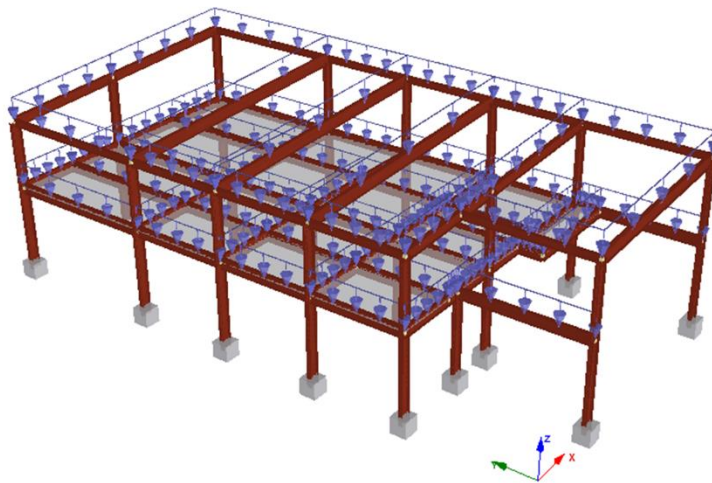


Figura 4.7 Modelación en SeismoStruct del “Edificio C” con cargas de gravedad.

4.3.2 Amortiguamiento y direcciones débil y fuerte

La reducción de la respuesta dinámica debido a la disipación de energía en los componentes estructurales y no estructurales del edificio es causa del amortiguamiento de la estructura. Aunque el concepto resulta fácil de entender desde el punto de vista cualitativo, no resulta ser así cuando se quiere cuantificar y representar, sobre todo al considerar que hay muchas contribuciones subyacentes al amortiguamiento, y su modelado puede ser realizado en una variedad de formas. Algunos de los tipos de amortiguamiento son: amortiguamiento por fricción, amortiguamiento histerético y amortiguamiento viscoso. En el presente trabajo nos enfocaremos en el concepto de amortiguamiento desde el punto de vista del análisis estructural no lineal; en este contexto, se ha definido esta propiedad como “la disipación de energía no modelada”, es decir, es una porción de disipación de energía que no es capturada en la respuesta histerética de los componentes que han sido incluidos en el modelo (Applied Technology Council, 2010). Así, se utilizó el amortiguamiento de Rayleigh para captar esta propiedad, el cual propone que la matriz de amortiguamiento es una combinación lineal de la matriz de rigidez y la matriz de masa (ver figura 4.8).

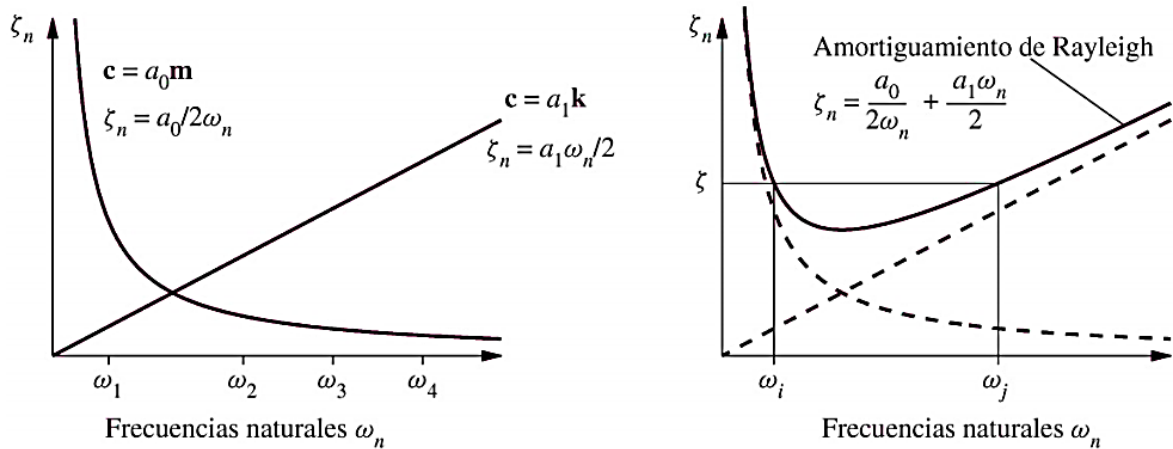


Figura 4.8 Variación del amortiguamiento modal con la frecuencia natural: (a) amortiguamientos proporcionales a la masa y a la rigidez; (b) amortiguamiento de Rayleigh (Chopra, 2012).

De este modo, considerando inicialmente un determinado valor de amortiguamiento, se ejecuta un análisis modal en el cual se determinan las frecuencias naturales de la estructura en sus 2 primeros modos dominantes, las cuales se utilizan para calcular el nuevo valor de amortiguamiento de Rayleigh de acuerdo a las expresiones en la figura anterior; se repite el proceso iterativo hasta que se igualen los valores de amortiguamiento inicial y final.

4.3.3 Conexiones (nodos) y losas de entrepiso

Para modelar adecuadamente las conexiones de acero estructural se debe definir si estas son Totalmente Restringidas (FR) o Parcialmente Restringidas (PR), a fin de modelarlas ya sea sin liberaciones (rígidas) o con cierta libertad de movimiento en alguno de sus grados de libertad, respectivamente. Para este último, se deben considerar elementos que tomen en cuenta la flexibilidad de la conexión (resortes o Links).

Considerando lo anterior, nos valemos de la clasificación realizada por el ASCE 41-13 (ASCE, 2013), el cual es un documento que aborda estructuras existentes para su evaluación y reequipamiento, la cual cataloga los diversos tipos de conexiones dependiendo de sus características en FR o PR, por medio de la tabla 4.3:

Tabla 4.3 Tipos de conexiones para marcos de acero (ASCE, 2013)

Table 9-5. Steel Moment Frame Connection Types		
Connection	Description ^{a,b}	Type
Welded unreinforced flange (WUF)	Full-penetration welds between beam and columns, flanges, bolted or welded web, designed before code changes that followed the Northridge earthquake	FR
Bottom haunch in WUF with slab	Welded bottom haunch added to existing WUF connection with composite slab ^c	FR
Bottom haunch in WUF without slab	Welded bottom haunch added to existing WUF connection without composite slab ^c	FR
Welded cover plate in WUF	Welded cover plates added to existing WUF connection ^c	FR
Improved WUF—Bolted web	Full-penetration welds between beam and column flanges, bolted web ^d	FR
Improved WUF—Welded web	Full-penetration welds between beam and column flanges, welded web ^d	FR
Free flange	Web is coped at ends of beam to separate flanges, welded web tab resists shear and bending moment because of eccentricity caused by coped web ^d	FR
Welded flange plates	Flange plate with full-penetration weld at column and fillet welded to beam flange ^d	FR
Reduced beam section	Connection in which net area of beam flange is reduced to force plastic hinging away from column face ^e	FR
Welded bottom haunch	Haunched connection at bottom flange only ^d	FR
Welded top and bottom haunches	Haunched connection at top and bottom flanges ^d	FR
Welded cover—Plated flanges	Beam flange and cover plate are welded to column flange ^d	FR
Top and bottom clip angles	Clip angle bolted or riveted to beam flange and column flange	PR
Double split Tee	Split Tees bolted or riveted to beam flange and column flange	PR
Composite top and clip angle bottom	Clip angle bolted or riveted to column flange and beam bottom flange with composite slab	PR
Bolted flange plates	Flange plate with full-penetration weld at column and bolted to beam flange ^d	PR ^c
Bolted end plate	Stiffened or unstiffened end plate welded to beam and bolted to column flange	PR ^c
Shear connection with slab	Simple connection with shear tab, composite slab	PR
Shear connection without slab	Simple connection with shear tab, no composite slab	PR

^aWhere not indicated otherwise, definition applies to connections with bolted or welded web.
^bWhere not indicated otherwise, definition applies to connections with or without composite slab.
^cFull-penetration welds between haunch or cover plate to column flange conform to the requirements of AISC 341.
^dFull-penetration welds conform to the requirements of AISC 341.
^eFor purposes of modeling, the connection may be considered FR if it meets the strength and stiffness requirements of Section 9.4.2.1.

Así, para el Edificio C, se listan los diferentes tipos de conexiones, se comparan con las descripciones dadas en la tabla anterior y se comprueba que ninguna coincide con el tipo PR; por lo tanto, todas se modelan como FR (sin liberaciones, figura 4.9).

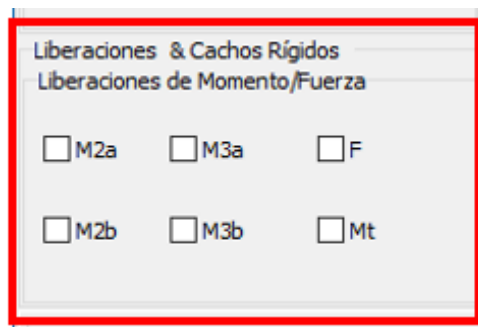


Figura 4.9: Cuadro de diálogo de liberaciones de nodo (conexión).

Para el caso de las losas de entrepiso, se modelan con la opción “Diafragma Rígido”, definiendo para este un nodo maestro (el centro de masa de la losa) y nodos esclavos (el resto de nodos de la losa).

Las losas de entrepiso del Edificio C son aligeradas tipo Copresa®, en tanto que el techo es de lámina de acero galvanizada con polines de perfil tipo canal o C.

4.3.3 Criterios de modelación

La modelación de los edificios en *SeismoStruct* consideró los criterios siguientes:

- Las cargas estáticas se modelaron como permanentes.
- Se modelaron los ejes estructurales principales.
- Se incluyó la recuperación de esfuerzos.
- El criterio de convergencia utilizado fue “Basado en Desplazamientos/Rotaciones”.
- Se usó la rigidez tangencial inicial para el amortiguamiento de Rayleigh.

Tomando en cuenta el amortiguamiento de Rayleigh y los parámetros anteriores se obtienen mediante análisis modal los 2 primeros periodos elásticos de vibración de cada edificio, los cuales son mostrados en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Períodos elásticos de los edificios en estudio

Edificio	Período Modo 1 (s)	Período Modo 2 (s)
B	0.73	0.67
C	0.56	0.23
E	0.35	0.25

También se realiza una comprobación de las masas usadas para definir las cargas de gravedad (tanto las correspondientes al peso propio de los elementos como la Carga Muerta, D y Viva, L) en el análisis modal, para lo cual se compara con los resultados de un análisis estático en el que se obtienen las reacciones en la base con respecto a dichas cargas. En el caso del Edificio C se comprueba que la igualdad es del 99.99%.

Asimismo, del análisis modal podemos obtener las direcciones débil y fuerte del edificio, con el fin de aplicar en la dirección débil el perfil de carga lateral del análisis Pushover y la componente con mayor PGA de un registro acelerográfico en el IDA, ya que es el que más interesa conocer su desempeño.

La dirección del movimiento general de la estructura en el periodo predominante se toma como la dirección débil, ya que en esta es donde la estructura encuentra menor resistencia al movimiento.

4.4 CRITERIOS DE DESEMPEÑO Y METODOLOGÍA PUSHOVER

4.4.1 Propiedades inelásticas de los elementos

A fin de modelar las propiedades inelásticas de los elementos componentes del sistema estructural (vigas, columnas), las cuales afectarán el comportamiento global de cada estructura, se utilizaron los parámetros establecidos en el ASCE 41-13 en cuanto a marcos de acero resistentes a momento y totalmente restringidos (es decir, con conexiones rígidas). Tales propiedades se refieren a:

- Rotación de cuerda del elemento, tanto la correspondiente a fluencia como la de falla o última.
- La resistencia residual que el elemento mantendrá luego de alcanzar su estado último o de falla.

Los parámetros mencionados anteriormente dependen de las propiedades mecánicas (módulo de elasticidad, esfuerzos nominales, etc.) y geométricas (factor de forma, factor de esbeltez, etc.) específicas de cada sección de elemento componente del marco; a fin de ejemplificar este proceso, se determinarán las 3 propiedades descritas anteriormente para una columna del Edificio C, denominada "C2" y con sección W13x43.

La rotación de fluencia se define por la siguiente ecuación (ASCE, 2013):

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}L_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad \text{Eq. 4.1}$$

Donde:

θ_y = rotación de fluencia de elemento [rad]

Z = módulo plástico de la sección [in³]

F_{ye} = esfuerzo de fluencia esperado del material = k(F_y) [ksi]

k = multiplicador de esfuerzo nominal al esperado

F_y = esfuerzo nominal del material, dado en las especificaciones técnicas [ksi]

L_c = longitud de la columna [in]

E = módulo de elasticidad del material [ksi]

I_c = primer momento de inercia de la sección [in^4]

P = carga axial del elemento en el momento de análisis [lbf]

P_{ye} = fuerza axial de fluencia esperada del miembro = $A_g(F_{ye})$ [lbf]

A_g = área gruesa de la sección del elemento [in^2]

Así, los datos para la columna C2 (W14x43) del Edificio C son

$Z = 17.3$ [in^3] (tablas de propiedades de secciones)

$k = 1.1$ (según el ASCE 41-13)

$F_y = 65$ [ksi]

$F_{ye} = 71.5$ [ksi]

$L_c = 125.984$ [in]

$E = 29000$ [ksi]

$I_c = 428$ [in^4] (tablas de propiedades de secciones)

$P = 32273.572$ [lbf]

$A_g = 12.6$ [in^2]

$P_{ye} = (12.6)(71.5) = 900900$ [lbf]

La rotación de fluencia corresponde entonces a $\theta_y = 0.0062$ rad

La figura 4-10 muestra el comportamiento idealizado (segmentos de recta) y normalizado (valores con respecto a los de fluencia) de un componente de marco estructural; en dicha figura se observa que se tienen estados de daño denominados Ocupación Inmediata (IO), Preservación de la Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP), tanto para elementos primarios (P) como secundarios (S). Se observa que el punto correspondiente a CP para elementos P coincide con el punto en el cual el elemento comienza a degradarse (punto "C"), por lo cual este define la propiedad de rotación de falla.

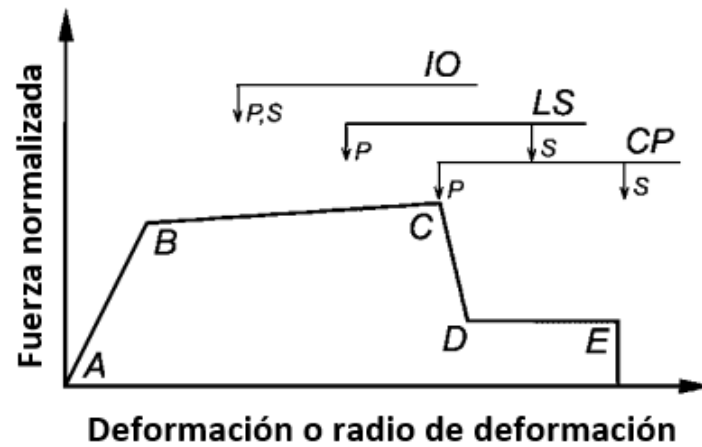


Figura 4.10 Comportamiento idealizado de componente de marco (ASCE, 2013)

De igual manera, la figura 4.11 muestra el comportamiento idealizado y normalizado de un componente con la variante que ahora se definen las distancias de algunos puntos de los segmentos de recta, mediante los parámetros “c”, “d” y “e”. Se observa que el parámetro “c” corresponde a la resistencia residual (RS) que se espera el elemento tenga una vez haya fallado, por lo que al conocer “c” se conoce la RS del componente.

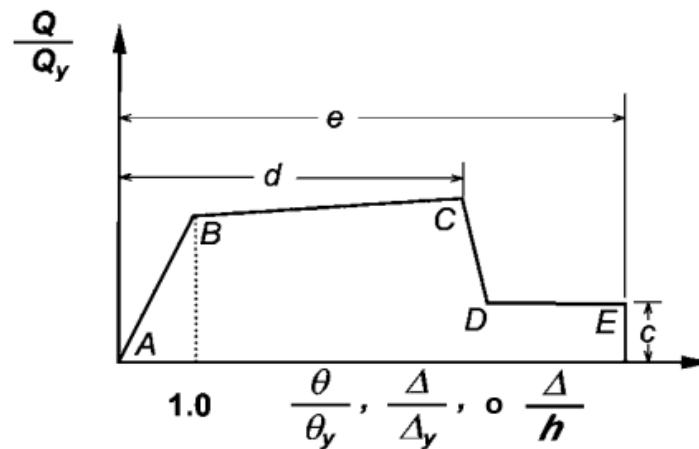


Figura 4.11 Comportamiento idealizado de componente de marco (ASCE, 2013)

Dichos valores de “CP” y “c” se obtienen mediante la Tabla 9-6 del ASCE 41-13 “Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para procedimientos no lineales – componentes de acero estructural” la cual se muestra una porción en la figura 4.12.

Table 9-6. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components						
Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
Beams—Flexure						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yr}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yr}}}$	90,	110,	0.6	10,	90,	110,
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yr}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{yr}}}$	40,	60,	0.2	0.250,	30,	40,
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
Columns—Flexure^{a,b}						
For $P/P_{CL} < 0.2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yr}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{yr}}}$	90,	110,	0.6	10,	90,	110,
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yr}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{yr}}}$	40,	60,	0.2	0.250,	30,	40,
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
For $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yr}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{yr}}}$	— ^c	— ^d	0.2	0.250,	— ^e	— ^d
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yr}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{yr}}}$	10,	1.50,	0.2	0.250,	1.20,	1.20,
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					

Figura 4.12 Obtención de rotación de falla y resistencia residual (ASCE, 2013)

Se ha enmarcado los parámetros de interés y se observa que dependen del tipo de elemento, de criterios de sección compacta y en el caso de columnas, a la razón de carga axial actual a la nominal.

Continuando con nuestra C2, las propiedades restantes se obtuvieron de la siguiente forma:

Primero se debe determinar el valor de P/P_{CL} , donde

P = carga axial del elemento en el momento del análisis [lbf]

P_{CL} = Fuerza axial nominal del elemento = $A_g(F_y)$ [lbf]

Entonces

$P = 32273.572$ [lbf]

$P_{CL} = (12.6)(65) = 818958.75$ [lbf]

P/P_{CL} resulta ser de 0.04 → Cae en la zona para $P/P_{CL} < 0.2$

De tablas de propiedades de secciones, se obtienen los criterios de sección compacta, los cuales son:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 7.54 ; \quad \frac{h}{t_w} = 37.4 , \quad \text{donde}$$

b_f = ancho de ala [in]

t_f = espesor de ala [in]

h = altura del alma [in]

t_w = espesor del alma [in]

Dichos valores se utilizan en la evaluación de cumplimiento de los literales “a” y “b”, de manera secuencial, así

$$a. \quad \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}} \quad \text{Eq. 4.2}$$

$$\rightarrow 7.54 \leq \frac{52}{\sqrt{71.5}} \text{ y } 37.4 \leq \frac{300}{\sqrt{71.5}} \rightarrow 7.54 \leq 6.15 \text{ y } 37.4 \leq 35.5$$

Ya que esta condición no se cumple, se procede a evaluar la siguiente

$$b. \quad \frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}} \quad \text{Eq. 4.3}$$

$$\rightarrow 7.54 \geq \frac{65}{\sqrt{71.5}} \text{ o } 37.4 \geq \frac{460}{\sqrt{71.5}} \rightarrow 7.54 \geq 7.69 \text{ o } 37.4 \geq 54.4$$

Observando que esta condición tampoco se cumple, se procede a evaluar el literal “c”, el cual explica que se debe realizar interpolación lineal entre los valores dados para los 2 literales anteriores (es decir, dos interpolaciones, una para criterio de sección compacta) a fin de obtener los valores de las 2 propiedades buscadas; entonces

$$\theta_{u1} = \left[\frac{(11 - 4)}{\frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} - \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \left(\frac{b_f}{2t_f} - \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \right) + 4 \right] \theta_y = \left[\frac{11 - 4}{7.69 - 6.15} (7.54 - 6.15) + 4 \right] \theta_y = 8.86\theta_y$$

$$\theta_{u2} = \left[\frac{(11 - 4)}{\frac{460}{\sqrt{F_{ye}}} - \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}} \left(\frac{h}{t_w} - \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}} \right) + 4 \right] \theta_y = \left[\frac{11 - 4}{54.4 - 35.5} (37.4 - 35.5) + 4 \right] \theta_y = 11.99\theta_y$$

Ya que se indica que el valor a escoger es el menor, la rotación de falla será 8.86 veces la de fluencia, por lo cual $\theta_u = 0.0553$ rad.

Para determinar la RS se procede de manera similar y resulta que $RS = 47.8\%$.

Con las 3 propiedades definidas para la sección W14x43, se introducen en SeismoStruct como "Criterios de Desempeño (Performance Criteria)". Se procede de igual forma para los elementos de marco restantes, con sus respectivas secciones. Cabe aclarar que estos serán para los elementos, no para la estructura, los cuales se detallan en el apartado siguiente.

Es de recordar que se usará como parámetro de control el radio de deriva de entrepiso (ISDR) máximo (el mayor de todos los entrepisos) de cada estructura para definir la ocurrencia de cada uno de los PDI.

A fin de obtener los valores de ISDR correspondientes a cada uno de los PDI establecidos anteriormente, se realiza un análisis Pushover estático, es decir una curva de capacidad.

Cuatro criterios de desempeño (PDI) se establecieron para definir los cinco rangos de daño definidos anteriormente:

- Umbral de daño Leve: Se tomará como el punto en el que ocurre la primera fluencia de un elemento de marco estructural.
- Umbral de daño Moderado: Se tomará como el punto de fluencia global de la estructura, tomado de la curva de capacidad bilineal.
- Umbral de daño Extenso: Se tomará como el valor máximo de cortante basal en la curva de capacidad.
- Umbral de daño Completo o Colapso: Se tomará como el primer acontecer de cualquiera de los siguientes criterios de falla para una estructura:

○ **Pérdida de resistencia:**

Este criterio establece el punto de colapso de la estructura en el punto donde la curva de capacidad construida por medio del análisis dinámico incremental no lineal (ADINL) experimenta una caída de más del 10% de resistencia (Mwafy & Elnashai, 2002-a). En este trabajo se usará 20%.

○ **Índice de estabilidad (IE):**

Para evaluar los efectos de segundo orden más allá de los límites aceptables, se evalúa el cociente entre las cargas verticales de un entrepiso considerando su respectiva deriva entre el cortante del mismo entrepiso.

Se determina mediante la siguiente expresión (Mwafy & Elnashai, 2002-b).

$$IE = \frac{Deriva * Carga axial total}{Cortante total} < 0.30 \quad Eq. 4.4$$

○ **Mecanismo de rotulación plástica en columnas (piso débil):**

Se utiliza este criterio para evaluar la posibilidad de colapso debido a la formación de un mecanismo de rotulación en las columnas de un mismo entrepiso (Mwafy & Elnashai, 2002-b). Este mecanismo genera la condición de piso débil debido a que los extremos de las columnas en un entrepiso quedarían en condición de articulación, permitiendo la rotación de las columnas. En pocas palabras, un entrepiso genera este mecanismo cuando todas sus columnas se plastifican en sus extremos.

Ahora se modela el edificio a analizar y, habiéndole aplicado las respectivas cargas de gravedad de acuerdo a lo expuesto, se procede a ejecutar la metodología que a continuación se expone:

- Se elige un nodo cercano al centro de masa del entrepiso de techo o azotea. Éste será el nodo de control en el que se analizarán las respuestas ante cada incremento de carga (desplazamiento de techo). Para el Edificio C será el nodo denominado “127”.
- Utilizando las masas obtenidas por nivel con el análisis modal para el modo predominante, se realiza un modelo tipo “stick”, a fin de aplicar el perfil de carga lateral a la estructura, concentrando la masa total de cada nivel en su centro de masa.

- Se define el perfil de fuerza a aplicar en cada una de las masas concentradas, el cual será basado en la configuración deformada del modo predominante del edificio. Dicho proceso se ejemplifica a continuación:

Teniendo las masas totales por nivel de acuerdo al análisis modal, las cuales para el Edificio C son

- Nivel 1 = $m_1 = 119.96$ Ton
- Nivel 2 = $m_2 = 5.63$ Ton

Se procede ahora a calcular la fuerza lateral a cada nivel por medio de la expresión

$$F_i = \frac{w_i \Phi_i}{\sum (w_i \Phi_i)} V_b \quad \text{Eq. 4.5}$$

Donde

F_i = Fuerza lateral al nivel i [kN]

w_i = Peso del nivel i [kN]

Φ_i = Deformada modal normalizada del nivel i

V_b = Cortante basal del edificio [kN]

Φ_i se determina por medio de

$$\Phi_i = \frac{v_i}{v_{m\acute{a}x}} \quad \text{Eq. 4.6}$$

Donde

v_i = Desplazamiento modal centro de masa nivel i [m]

$v_{m\acute{a}x}$ = Desplazamiento modal máximo de nodo en la estructura [m]

V_b se determina por medio de

$$V_b = m_T g \quad \text{Eq. 4.7}$$

Donde

m_T = Masa modal total de la estructura [Tonne]

Así, para el Edificio C

$$V_b = (119.96 + 5.63)(9.81) = 1232.07 \text{ kN}$$

$$\Phi_1 = 0.85 ; \Phi_2 = 0.93$$

De este modo, la fuerza lateral por nivel es

$$F_1 = \frac{(119.96 * 9.81)(0.85)}{9.81((119.96 * 0.85) + (5.63 * 0.93))} (1232.07) = 1171.66 \text{ kN}$$

$$F_2 = \frac{(5.63 * 9.81)(0.93)}{9.81((119.96 * 0.85) + (5.63 * 0.93))} (1232.07) = 60.41 \text{ kN}$$

- Se distribuye la fuerza en cada masa concentrada a los nodos que constituyen cada nivel. La distribución estará en proporción de la masa modal de cada nodo por medio de la ecuación

$$F_n = \frac{m_n \Phi_n}{\sum(m_n \Phi_n)} F_i \quad \text{Eq. 4.8}$$

Donde

F_n = Fuerza lateral al nodo n [kN]

m_n = Masa modal del nodo n [Ton]

Φ_n = Deformada modal normalizada del nodo n

F_i = Fuerza lateral al nivel i [kN]

Así, para el Edificio C, una vez realizado este paso, se procede a colocar los valores en cada nodo de cada uno de los niveles, con lo cual el edificio posee el perfil de carga lateral para realizar el análisis (figura 4.13).

- Se fija un desplazamiento objetivo (TD) considerando una determinada fase de carga (relacionado con el factor de incremento del perfil de fuerza). Los valores elegidos para tal fin, deben permitir el desarrollo de la curva de capacidad de la estructura, es decir que pueda ser posible identificar en la curva desde la fluencia local al colapso de la estructura. Para el Edificio C, este valor será de 150 incrementos con 0.30 m de TD.
- Se realiza el análisis incrementando el valor de la carga lateral impuesta a la estructura hasta que esta alcanza o sobrepasa su colapso.

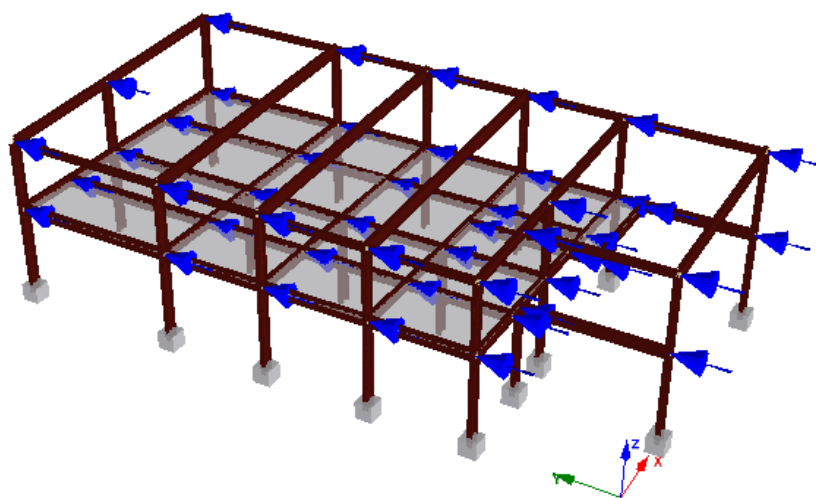


Figura 4.13 Perfil de carga lateral aplicado al “Edificio C” en sus nodos

Con el análisis Pushover completado, se grafica la curva de capacidad del edificio, es decir, el cortante basal contra el desplazamiento del nodo de control (figura 4.14).

Finalizado el análisis, se procede a determinar los PDI de la siguiente manera:

- Umbral de daño Leve: Primera fluencia de elemento de marco, denotado cuando un elemento, sea este viga o columna, sobrepasa su rotación de fluencia. En el caso del Edificio C, este ocurre en el incremento de carga 11, sucediendo en tres columnas.
- Umbral de daño Moderado: Fluencia global de la estructura, punto definido en la curva de capacidad idealizada de MDOF. La conversión de dicha curva a una serie de segmentos de recta (idealización) implica una serie de pasos que se ejemplifican a continuación con el Edificio C:

Primeramente, la curva de capacidad que resultó del análisis Pushover se obtuvo considerando un sistema de múltiples grados de libertad o MDOF. Ahora bien, la curva debe ser reducida a su equivalente de SDOF, por medio del factor Γ (Gamma mayúscula) que permite reducir un sistema de MDOF a un sistema de SDOF.

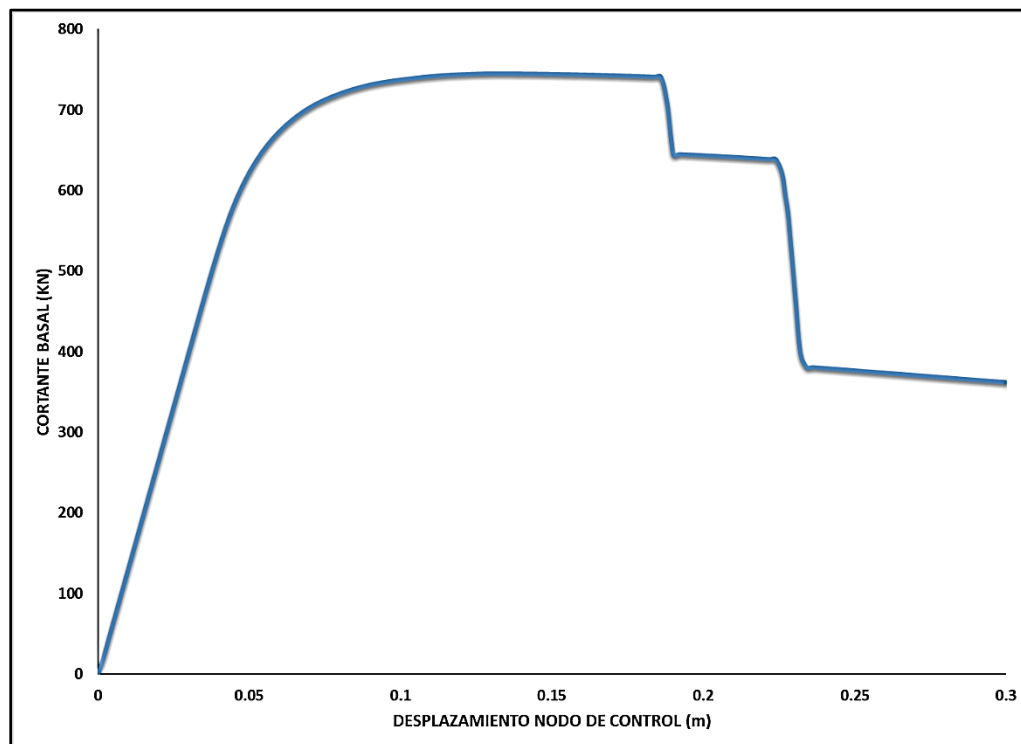


Figura 4.14 Curva de Capacidad del Sistema MDOF del “Edificio C”

Este factor se obtiene por medio de la expresión

$$\Gamma = \frac{\sum m_n \Phi_n}{\sum m_n \Phi_n^2} \quad \text{Eq. 4.9}$$

Donde

m_n = Masa modal del nodo n [Ton]

Φ_n = Deformada modal normalizada del nodo n

Para el Edificio C, debido a la cantidad de nodos, se presenta únicamente el resultado, el cual arroja un valor de $\Gamma = 1.1721$.

Así, cada punto en la curva de capacidad MDOF es dividido por el valor de Γ , y de este modo se obtiene la curva de capacidad de SDOF equivalente (figura 4.15).

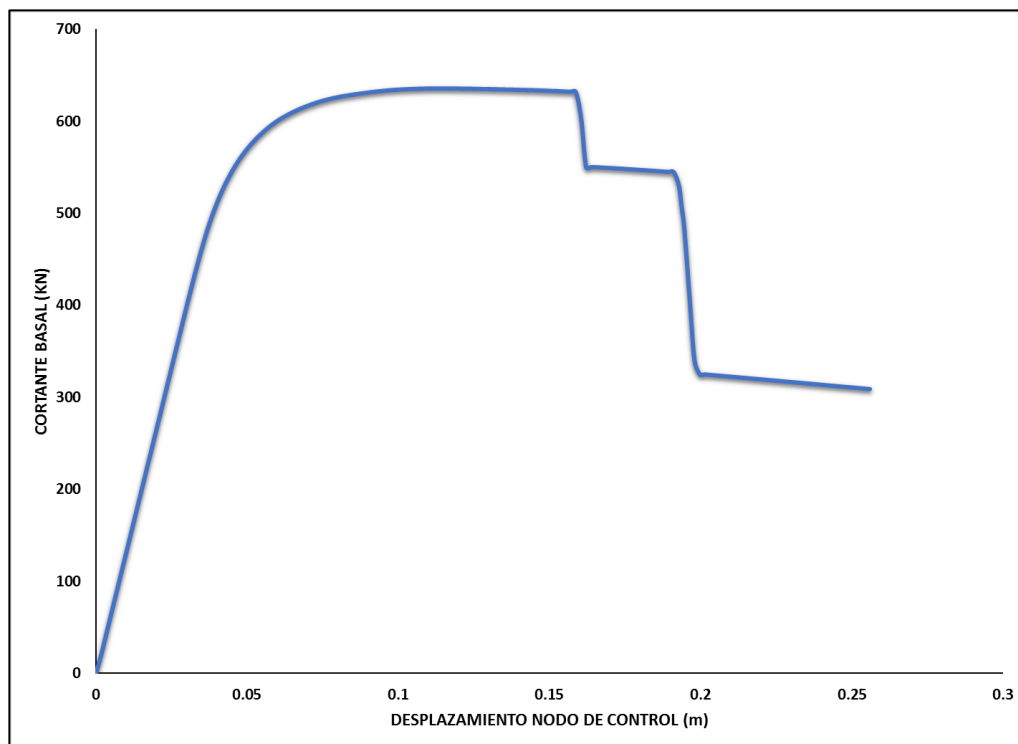


Figura 4.15 Curva de Capacidad del Sistema SDOF del "Edificio C"

Esta curva es la que se emplea en la idealización. Para este caso, se usa una curva trilineal, es decir, consta de tres segmentos de recta, los cuales se definen por los puntos establecidos en el ASCE 41-13 (ASCE, 2013).

El primero de estos segmentos comprende desde el origen del gráfico (0,0) hasta el punto de fluencia global (V_y, Δ_y); el segundo comprende desde el punto de fluencia global hasta el punto del cortante de diseño o el máximo (V_d, Δ_d), el que posea menor valor de desplazamiento de techo y el tercero comprende desde el punto de cortante definido anteriormente y el punto donde se alcanza el 60 por ciento del cortante de fluencia en la parte descendente de la curva (figura 4.16).

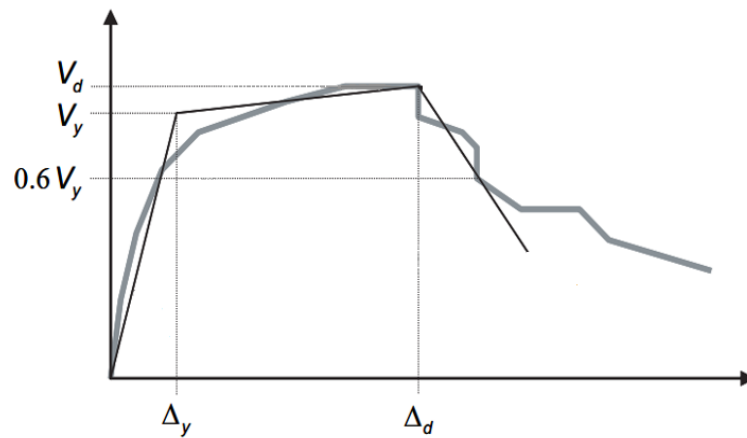


Figura 4.16 Determinación de fluencia global de una estructura (ASCE, 2013).

El punto que une los dos primeros segmentos (fluencia global) debe cumplir que el área encerrada por las rectas sobre la curva real sea igual al área encerrada por la curva real sobre las rectas. Para lograr esto, se utilizó la ayuda de la herramienta informática de AutoCAD®. Determinado dicho punto, y por ende los demás, se dibuja la gráfica idealizada de SDOF, la cual se muestra en la figura 4.17.

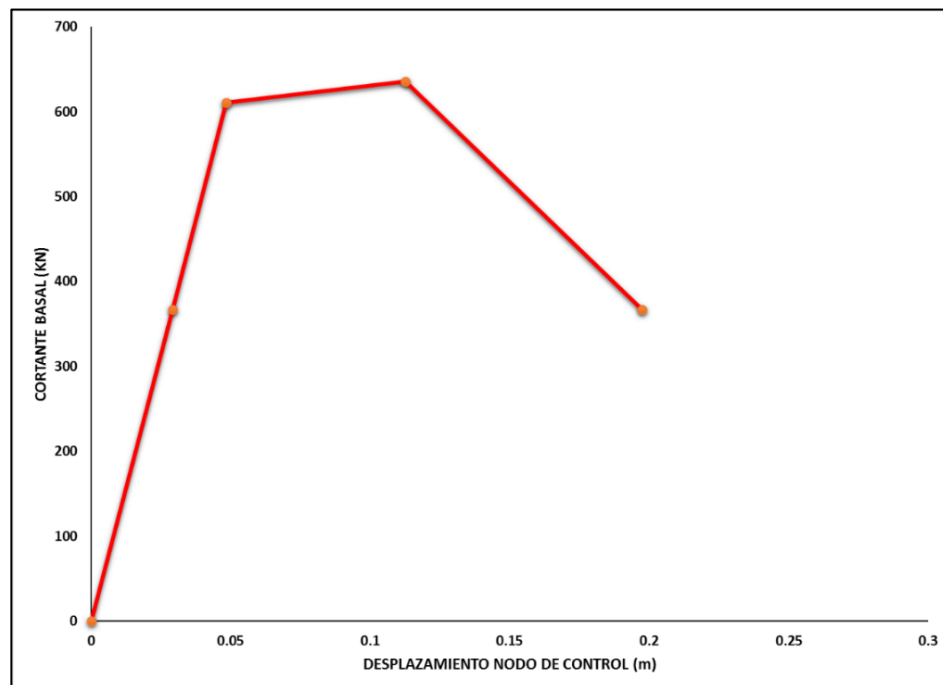


Figura 4.17 Curva de capacidad trilineal SDOF.

Posteriormente, se convierte la curva idealizada de SDOF a una de MDOF por medio del factor Γ , esta vez multiplicando cada uno de los valores de la curva anterior (figura 4.18).

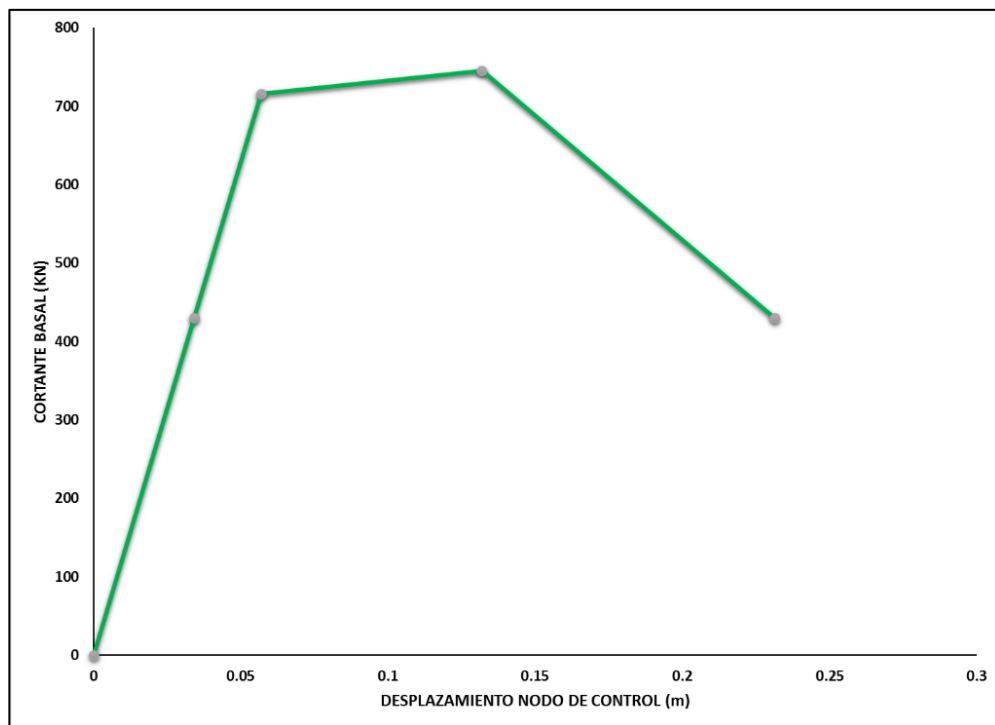


Figura 4.18 Curva de capacidad trilineal MDOF.

Es en esta curva que obtenemos el valor que buscamos de fluencia global, el cual sucede entre los incrementos de carga 28 y 29 (específicamente en 28.4).

- Umbral de daño Extenso: Máximo valor de cortante en la curva de capacidad real del sistema de MDOF, con su correspondiente valor de desplazamiento. En el caso del Edificio C, este ocurre en el incremento de carga 66.
- Umbral de daño Completo (Colapso): Revisión del primer acontecer de cualquiera de los criterios listados de falla global. Así, para el Edificio C:
 - **Pérdida de resistencia:**
El cortante máximo es de 745.05 kN, por lo que el 20% representa un valor de cortante remanente de 596.04 kN, el cual sucede entre los incrementos de carga 113 y 114.

○ **Índice de estabilidad:**

Debe establecerse para cada entrepiso; entonces tomando los valores más altos para un mismo incremento de carga

Entrepiso 1

$$IE_1 = \frac{\Delta_1 P_1}{V_1} \leq 0.3 \rightarrow IE_1 = \frac{(0.905m)(1187.02kN)}{363.75kN} = 0.296 \cong 0.3$$

Este valor se alcanzó en el incremento de carga 147.

Entrepiso 2

En este caso no se alcanzó dicho valor de 0.3 en todo el análisis.

○ **Mecanismo de rotulación plástica en columnas (piso débil):**

Para verificar este caso de falla, se revisa el output del SeismoStruct para encontrar el incremento de carga en el cual ocurre que todas las columnas de un entrepiso se plastifiquen; en este caso sucede en el incremento de carga 116 para el entrepiso 1 y no sucede para el entrepiso 2.

Comparando los valores de los incrementos de carga donde suceden cada uno de los 3 casos posibles, resulta que el que sucede primero es el de Pérdida de resistencia, por lo cual este se toma como el Colapso.

Ahora, conociendo el número del incremento de carga (step) en el análisis Pushover en el que suceden los PDI, se deben calcular los PDI en sí.

Esto se logra conociendo la deriva de los diferentes entrepisos de la estructura que existen en esos incrementos de carga, y calcular su respectivo radio de deriva, de acuerdo a su altura, las cuales para el Edificio C son

- Entrepiso 1: Altura = 3.2 m
- Entrepiso 2: Altura = 2.724 m

En la tabla 4.5 se presentan los resultados para los valores antes mencionados.

Tabla 4.5 Valores de ISDR del Edificio C para los diferentes PDI

Estado de daño (PDI)	Step	Deriva Entrepiso 1 (m)	Deriva Entrepiso 2 (m)	ISDR Entrepiso 1	ISDR Entrepiso 2	ISDR Máximo
Fluencia local (Leve)	11	0.019	0.003	0.59%	0.11%	0.59%
Fluencia global (Moderado)	28.4	0.05	0.007	1.57%	0.24%	1.57%
Máximo (Extenso)	66	0.124	0.008	3.88%	0.28%	3.88%
Colapso (Completo)	113.5	0.219	0.008	6.85%	0.27%	6.85%

Realizando todo lo presentado en este capítulo para el resto del conjunto de edificios, los ISDR para cada edificio y para cada uno de los umbrales de los PDI junto con su promedio se presenta en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Valores de ISDR de los edificios en estudio para los PDI considerados

Daño	Edificio B	Edificio C	Edificio E	Promedio
Leve	0.59%	0.59%	1.96%	1.05%
Moderado	1.72%	1.57%	4.52%	2.60%
Extenso	5.36%	3.88%	6.01%	5.08%
Completo	7.87%	6.85%	5.32%	6.68%

El promedio de los ISDR se tomará como base para evaluar los PDI en el IDA, al ser representativo del conjunto de los edificios bajo estudio.

Por último, el periodo que se ocupó para determinar los eventos sísmicos elegidos para el IDA a partir de sus espectros de respuesta elásticos fue el periodo elástico de SDOF equivalente, no el que resultó del análisis modal, puesto que la formulación para dichos espectros es basada en un sistema de SDOF elástico, por lo cual se ejemplifica para el Edificio C su obtención.

Se utiliza la ecuación

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum(m_n \Phi_n)}{\Delta V / \Delta \delta}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum(m_n \Phi_n)}{(V_y - V_o) / (\delta_y - \delta_o)}} \quad \text{Eq. 4.10}$$

Donde

m_n = Masa modal del nodo n [Ton]

Φ_n = Deformada modal normalizada del nodo n

V_y = Cortante de fluencia global en la curva idealizada de SDOF

V_o = Cortante en el origen en la curva idealizada de SDOF

δ_y = Desplazamiento de techo para fluencia global en la curva idealizada de SDOF

δ_o = Desplazamiento de techo en el origen en la curva idealizada de SDOF

Sustituyendo

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{107.104}{(610.96 - 0) / (0.0485 - 0)}} \cong 0.58 \text{ s}$$

5 . ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

5.1 DEFINICIÓN DEL PARÁMETRO INDICADOR DE DAÑO

La deriva máxima de entrepiso fue usada como parámetro indicador de daño, tomando en cuenta que los elementos estructurales son sensibles a los desplazamientos relativos producidos por la acción sísmica entre los diferentes niveles que componen un edificio. Este parámetro está asociado a las deformaciones inelásticas de los elementos que componen el sistema resistente a cargas laterales, es práctico para controlar la respuesta de las estructuras y ante un evento sísmico es indicador visual de alarma para las personas que hacen uso del edificio.

La altura de entrepiso de un edificio por lo general no es constante, ya que es común que el primer nivel tenga una mayor altura que los pisos superiores, por lo que se considera normalizar el resultado de la deriva máxima de entrepiso dividiéndolo entre la altura del entrepiso

considerado, obteniendo así un porcentaje de deriva (ISDR) que sirve como parámetro indicador de daño mucho más conveniente, obtenido de la siguiente manera:

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i}$$

5.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS

Para realizar un IDA se necesita tomar un registro acelerográfico a la vez, incrementar su intensidad a pasos constantes o variables, y realizar un análisis dinámico no lineal cada vez, comenzando desde un valor de IM bajo donde la estructura se comporta de forma elástica y se detiene cuando se produce un colapso global. Este último se define como la aparición de un modo de falla no simulada o la aparición de una inestabilidad dinámica global como un mecanismo de colapso que muestra valores de EDP "infinitos" a un nivel de IM dado (Vamvatsikos, 2014).

Los análisis dinámicos incrementales (IDA) se han realizado empleando el software SeismoStruct 2018. Los principales criterios tomados en cuenta para el análisis se detallan a continuación:

- Para tener una buena continuidad en la curva generada por los puntos obtenidos para los diferentes niveles de intensidad se emplearon incrementos de escala constantes de 10% del valor de intensidad real del evento sísmico.
- Para obtener con mayor exactitud la respuesta de las estructuras ante la acción sísmica, se cargaron cada una de las componentes ortogonales de los registros acelerográficos, colocando la componente del sismo que tuviera mayor valor de aceleración máxima del terreno, como carga en la base de la dirección débil, siendo el eje longitudinal de los edificios.

En la tabla 5.1 se muestra asignación la componente asignada de los once registros acelerográficos relacionada a la dirección débil de los edificios.

Tabla 5.1 Componente ortogonal de registro acelerográfico asignada a dirección débil

N°	EVENTO SÍSMICO	CÓDIGO DE REGISTRO	COMPONENTE ASIGNADA A DIRECCIÓN DÉBIL
1	Octubre de 1986	CIG	Transversal
2		IGN	Transversal
3		IVU	Longitudinal
4	Enero de 2001	OBS	Longitudinal
5		ST	Transversal
6		SDM	Longitudinal
7		ARM	Longitudinal
8	Febrero de 2001	CIG	Transversal
9		TON	Longitudinal
10		ZAC	Longitudinal
11	Abril de 2017	CRW	Longitudinal

5.3 CURVAS IDA (DERIVA DE ENTREPISO VS ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO)

Los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental son una serie de puntos discretos que relacionan la deriva de entrepiso máxima (ISDR) de un punto de control de la estructura debido a la demanda sísmica contra el valor de aceleración máxima del terreno (PGA).

Debido a que las curvas IDA se realizaron empleando las dos componentes ortogonales de cada registro acelerográfico, el valor de PGA utilizado será el de la componente del registro asignada a la dirección débil del edificio, tal como se muestra en la tabla 5.2.

El proceso para determinar la deriva de entrepiso máxima es el mismo que se detalló en la sección 5.1, en cuanto al valor de PGA al ser constante dentro del mismo registro acelerográfico para cada uno de los edificios, únicamente se verá afectado por los factores de IM utilizados en el análisis dinámico no lineal incremental. Así, para cualquier edificio sometido al evento sísmico del 13 de enero de 2001 registrado por la red del CIG en la estación del Observatorio (OBS) se muestra en la tabla 5.2 que su valor de PGA es de 0.428g, para obtener el valor de la PGA para una IM de 1.5 como ejemplo, se procede a multiplicar la IM por el valor de PGA obtenido previamente de la tabla, por lo que se tiene:

$$PGA_{(1.5)} = 1.5 \times 0.428g = 0.642g$$

Tabla 5.2 PGA correspondiente a componente ortogonal de registro acelerográfico asignada a dirección débil

N°	EVENTO SÍSMICO	CÓDIGO DE REGISTRO	PGA (g)		COMPONENTE ASIGNADA A DIRECCIÓN DÉBIL	PGA DE COMPONENTE ELEGIDA (g)
			Longitudinal	Transversal		
1	Octubre de 1986	CIG	0.420	-0.694	Transversal	-0.694
2		IGN	0.399	-0.535	Transversal	-0.535
3		IVU	0.681	0.406	Longitudinal	0.681
4	Enero de 2001	OBS	0.428	-0.379	Longitudinal	0.428
5		ST	0.599	0.776	Transversal	0.776
6		SDM	-0.881	-0.716	Longitudinal	-0.881
7		ARM	0.599	-0.453	Longitudinal	0.599
8	Febrero de 2001	CIG	0.071	-0.138	Transversal	-0.138
9		TON	-0.345	-0.239	Longitudinal	-0.345
10		ZAC	-0.408	0.260	Longitudinal	-0.408
11	Abril de 2017	CRW	0.315	-0.304	Longitudinal	0.315

En las figuras 5.1, 5.2 y 5.3 se presentan los resultados del análisis dinámico incremental para cada uno de los edificios sometidos a los once registros acelerográficos seleccionados en el formato de deriva de entrepiso máxima (ISDR) contra la aceleración máxima del terreno (PGA). Los puntos discretos obtenidos se unen mediante una línea continua, utilizando una herramienta

computacional que genera interpolaciones por medio de splines cúbicos, como lo recomendado por Vamvatsikos (2014), para de esta manera visualizar de mejor forma el comportamiento de la estructura para cada uno de los diferentes factores de incremento de intensidad.

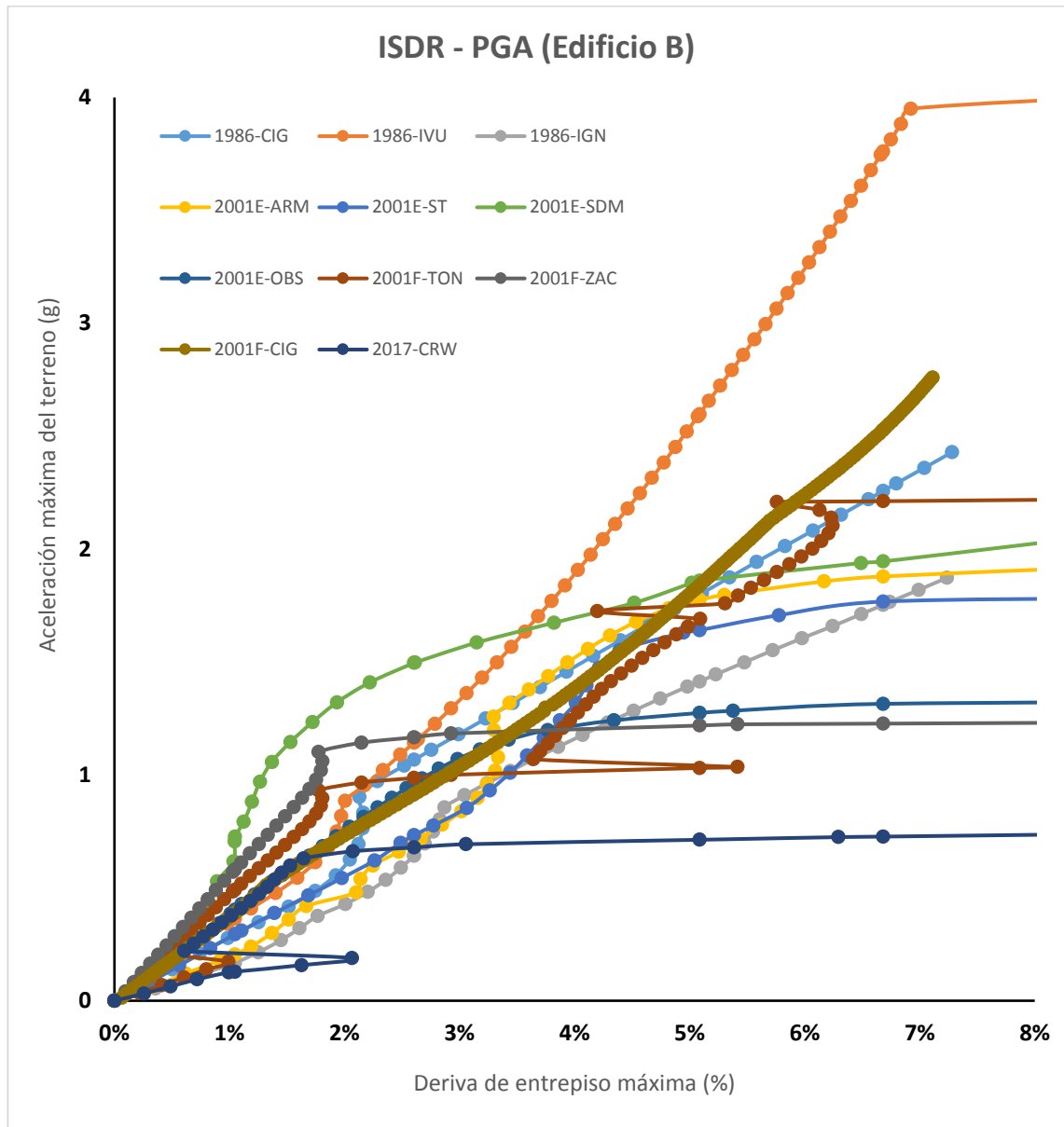


Figura 5.1 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración máxima del terreno (g) para el edificio B sometido a los once registros acelerográficos.

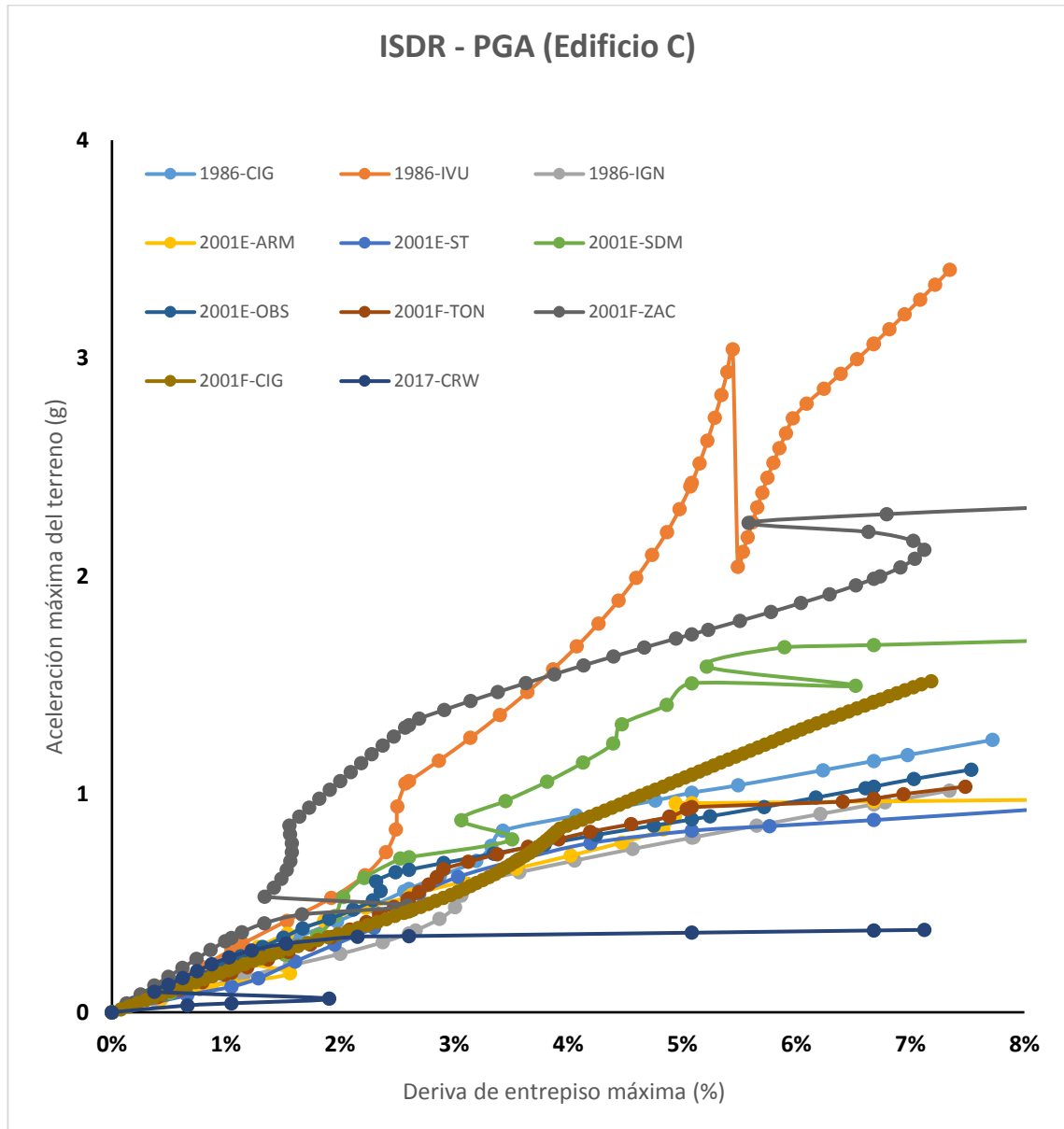


Figura 5.2 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración máxima del terreno (g) para el edificio C sometido a los once registros acelerográficos.

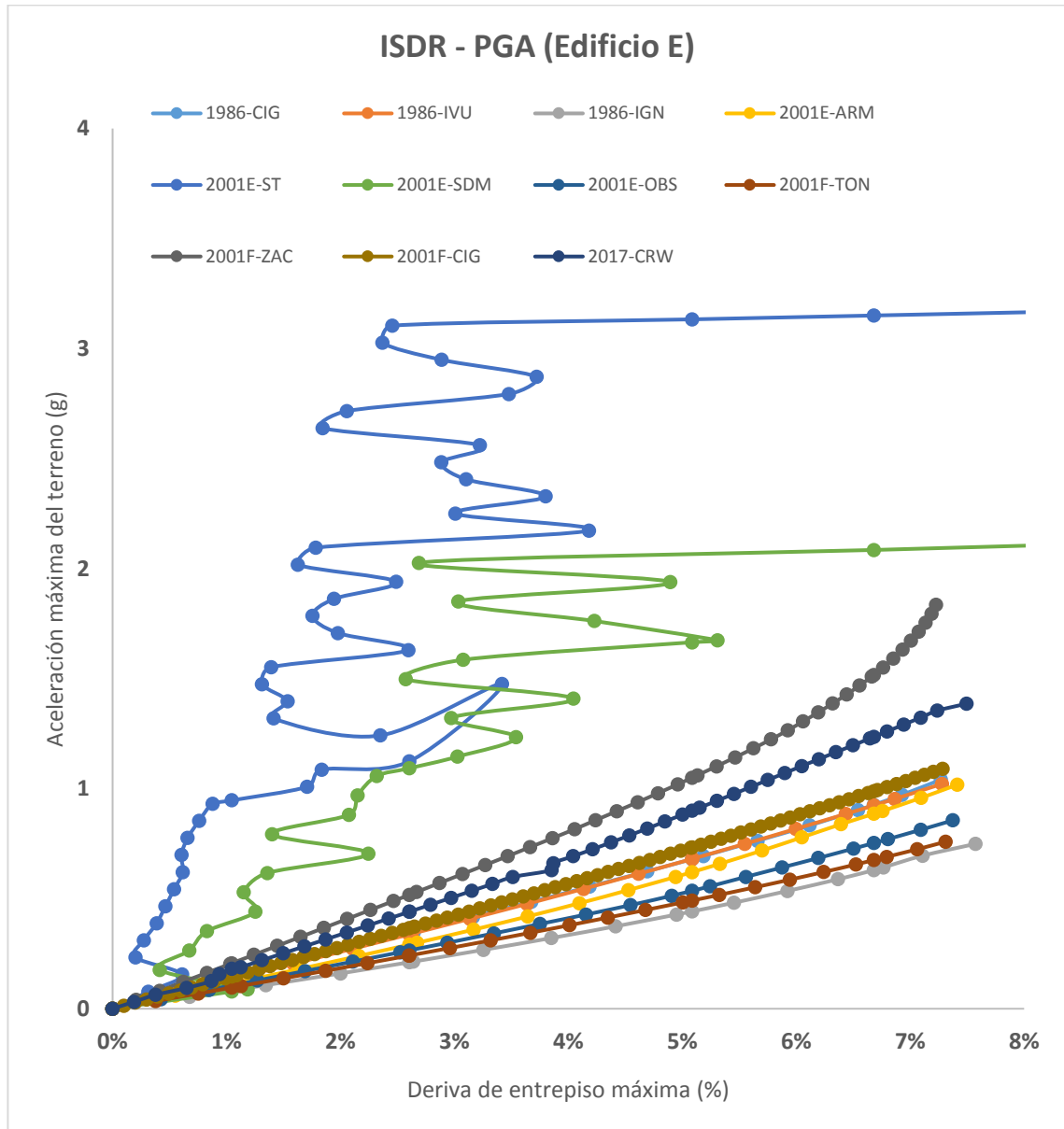


Figura 5.3 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración máxima del terreno (g) para el edificio E sometido a los once registros acelerográficos.

En la Figura 5.4 se presenta el consolidado de todas las curvas IDA obtenidas para cada todos los edificios, los cuales se presentaron por separado en las Figuras anteriores, se presenta el mismo gráfico, pero en formato de puntos discretos mostrando los umbrales para cada uno de los estados de daño que se han definido previamente.

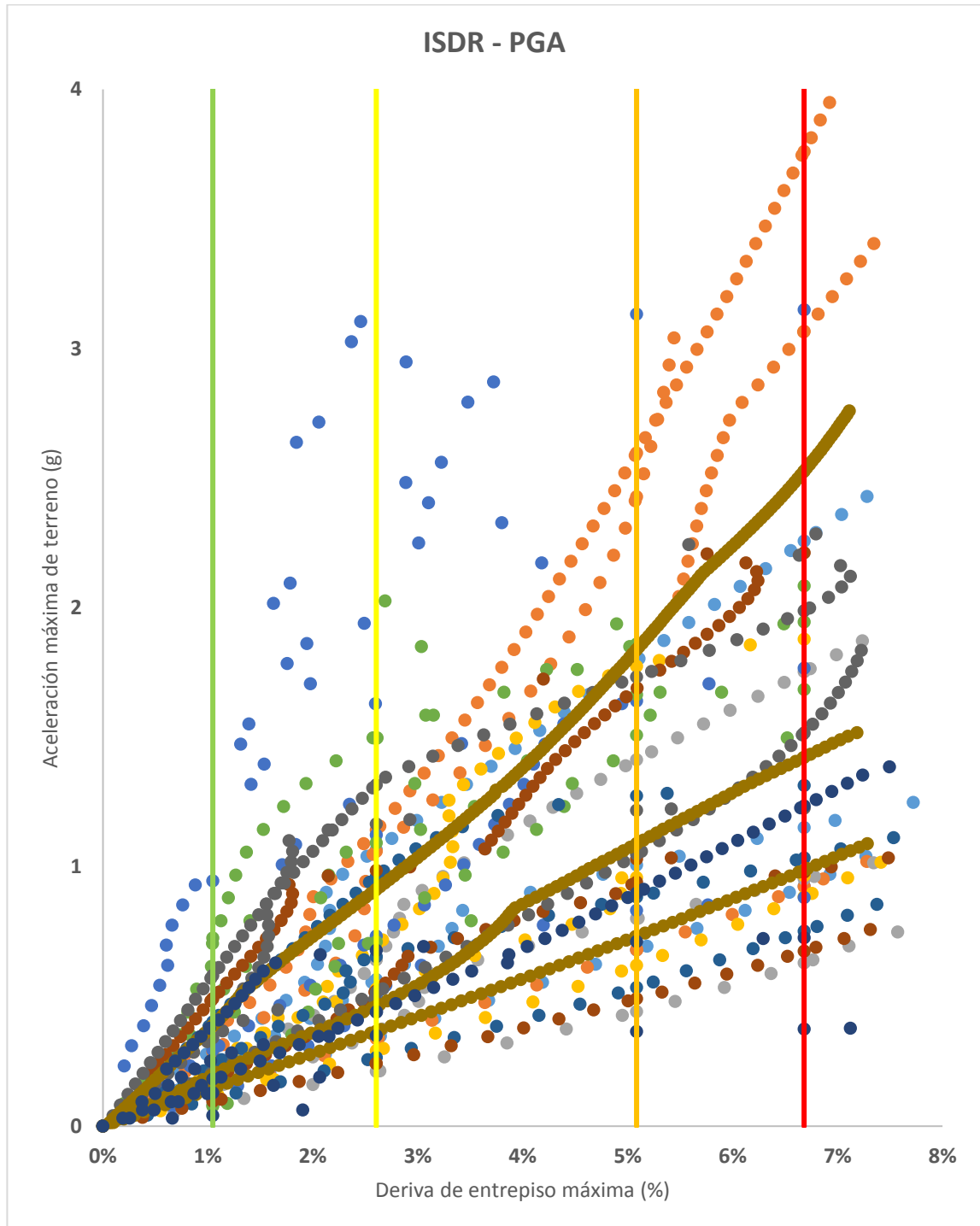


Figura 5.4: Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración máxima del terreno (g) en formato de puntos de todos los edificios sometidos a los once registros acelerográficos y los umbrales de los estados de daño.

5.4 CURVAS IDA (DERIVA DE ENTREPISO VS ACELERACIÓN ESPECTRAL)

De igual manera los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal incremental se pueden representar como una serie de puntos discretos que relacionan la deriva de entrepiso máxima (ISDR) de un punto de control de la estructura debido a la demanda sísmica contra el valor de aceleración espectral (S_a).

El valor de la aceleración espectral es intrínseco a las características estructurales de cada edificio, por lo tanto, al considerar el mismo evento sísmico, los valores de S_a serán distintos según el edificio, por lo que en la tabla 5.3 se presenta un resumen de los datos obtenidos para el período elástico de cada uno de los edificios analizados y la aceleración espectral asociada a la dirección débil de cada uno de los once pares de registros acelerográficos.

Tabla 5.3 Aceleración espectral según el período elástico de cada edificio

N°	EVENTO SÍSMICO	CÓDIGO DE REGISTRO	Edificio B	Edificio C	Edificio E
			PERÍODO ELÁSTICO (s)		
			0.73	0.58	0.57
			ACELERACIÓN ESPECTRAL (g)		
1	Octubre de 1986	CIG	1.1980	1.4191	1.4219
2		IGN	1.5688	1.5044	1.5126
3		IVU	1.0594	1.5401	1.5743
4	Enero de 2001	OBS	1.5063	1.1606	1.2257
5		ST	1.4259	2.6806	2.5399
6		SDM	1.4726	1.9927	1.9724
7		ARM	1.6370	1.0873	1.0452
8	Febrero de 2001	CIG	0.1884	0.2935	0.2980
9		TON	0.9219	0.7895	0.7660
10		ZAC	0.3519	0.4064	0.4138
11	Abril de 2017	CRW	0.2279	0.4590	0.4761

La deriva de entrepiso máxima es la misma que la detallada en la sección 5.1, en cuanto al valor de S_a al ser variable dentro del mismo registro acelerográfico para cada uno de los edificios, únicamente se verá afectado por los factores de IM utilizados en el análisis dinámico no lineal incremental para un edificio con su respectivo período elástico. Así, para el edificio C sometido al evento sísmico del 13 de enero de 2001 registrado por la red del CIG en la estación del Observatorio (OBS) se muestra en la tabla 5.3 que para su período elástico de 0.58s, su

correspondiente valor de S_a es de $1.1606g$, para obtener el valor de la S_a para una IM de 1.5 como ejemplo, se procede a multiplicar la IM por el valor de S_a obtenido previamente de la tabla, por lo que se tiene:

$$S_{a(1.5)} = 1.5 \times 1.1606g = 1.7409g$$

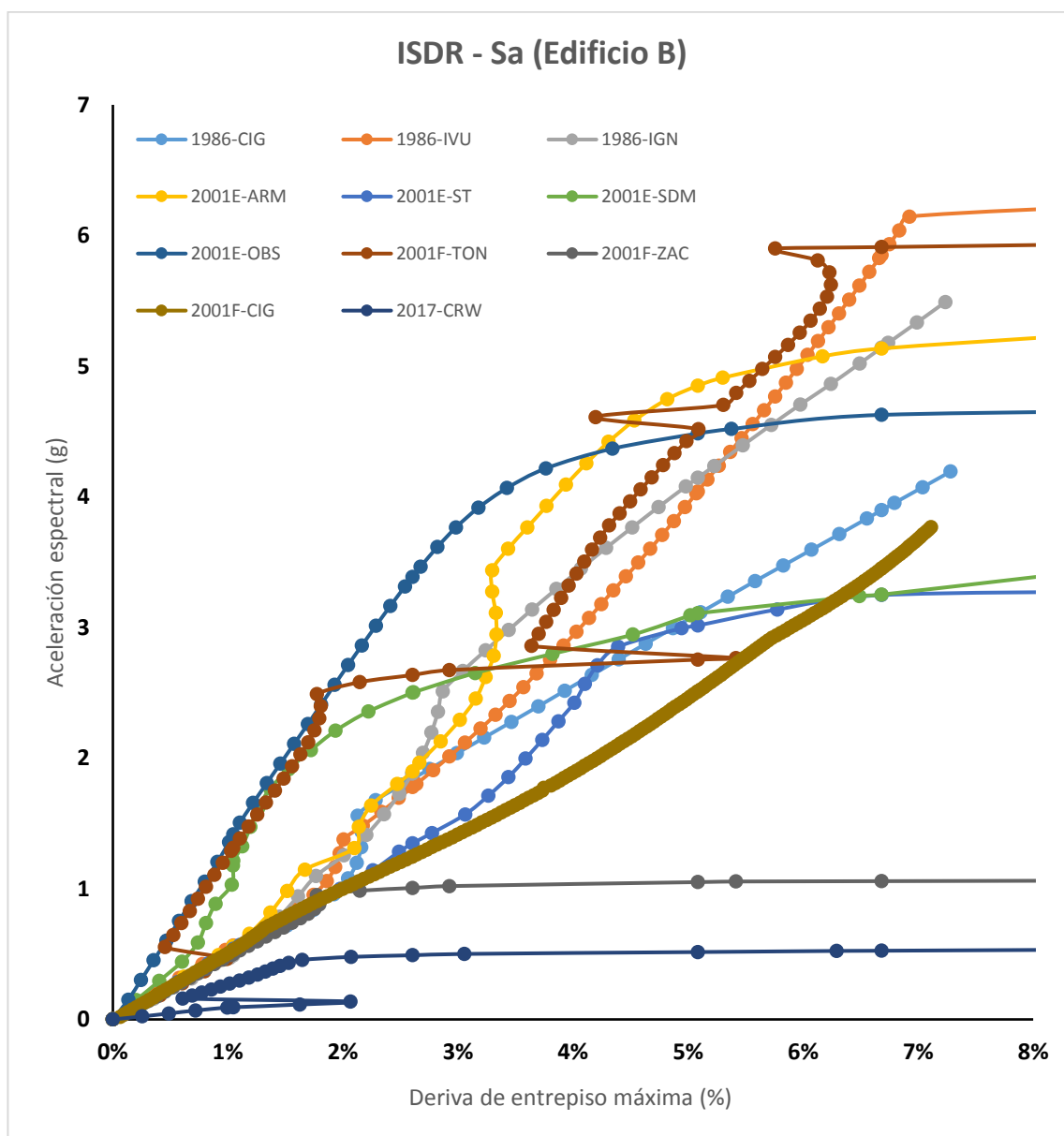


Figura 5.5 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración espectral (g) para el edificio B sometido a los once registros acelerográficos.

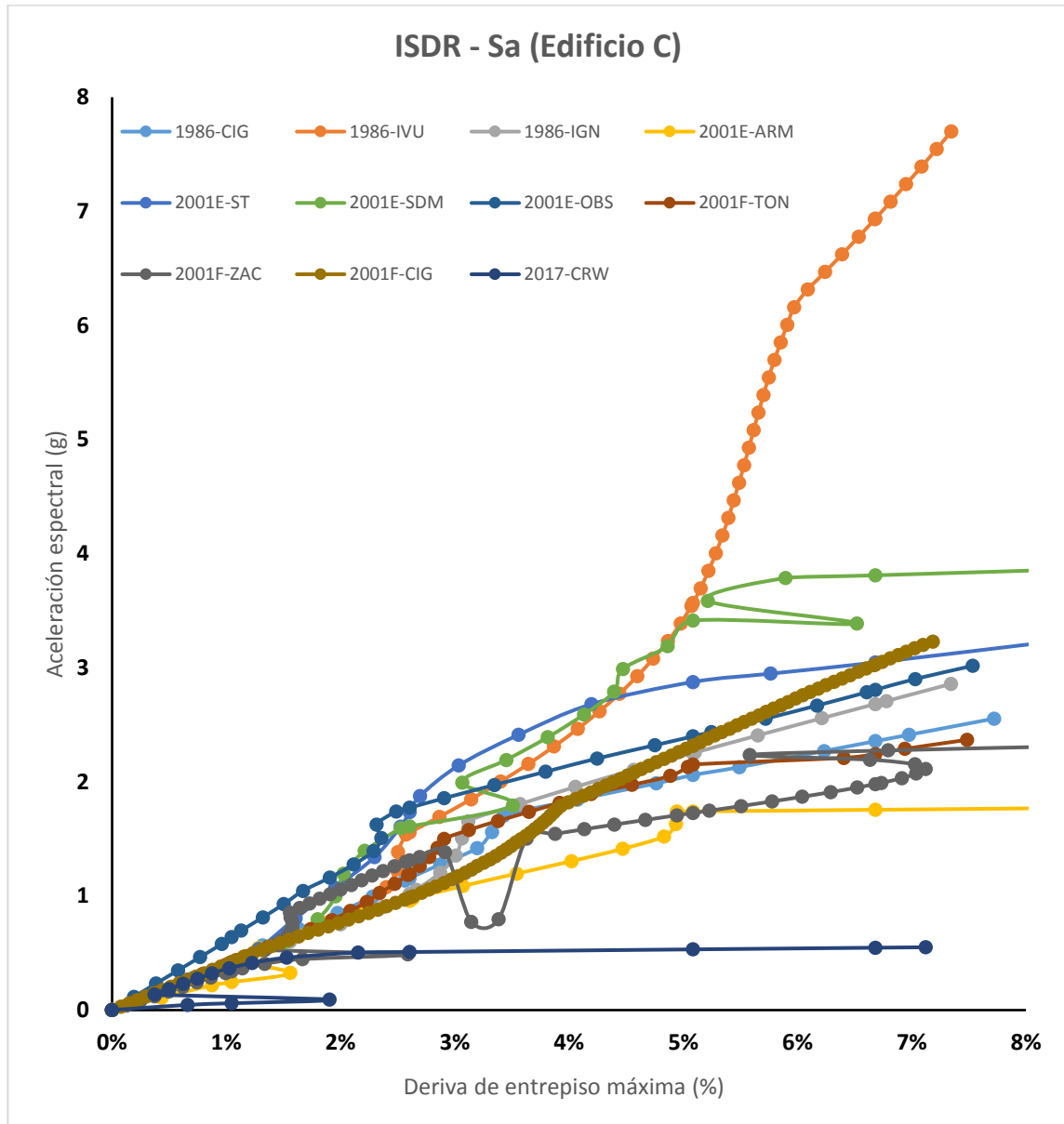


Figura 5.6 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración espectral (g) para el edificio C sometido a los once registros acelerográficos.

En las Figuras 5.5, 5.6 y 5.7 se presentan los resultados del análisis dinámico incremental para cada uno de los edificios sometidos a los once registros acelerográficos seleccionados en el formato de deriva de entrepiso máxima (ISDR) contra la aceleración espectral (S_a). Los puntos discretos obtenidos se unieron de igual manera que los gráficos de la sección 5.3.

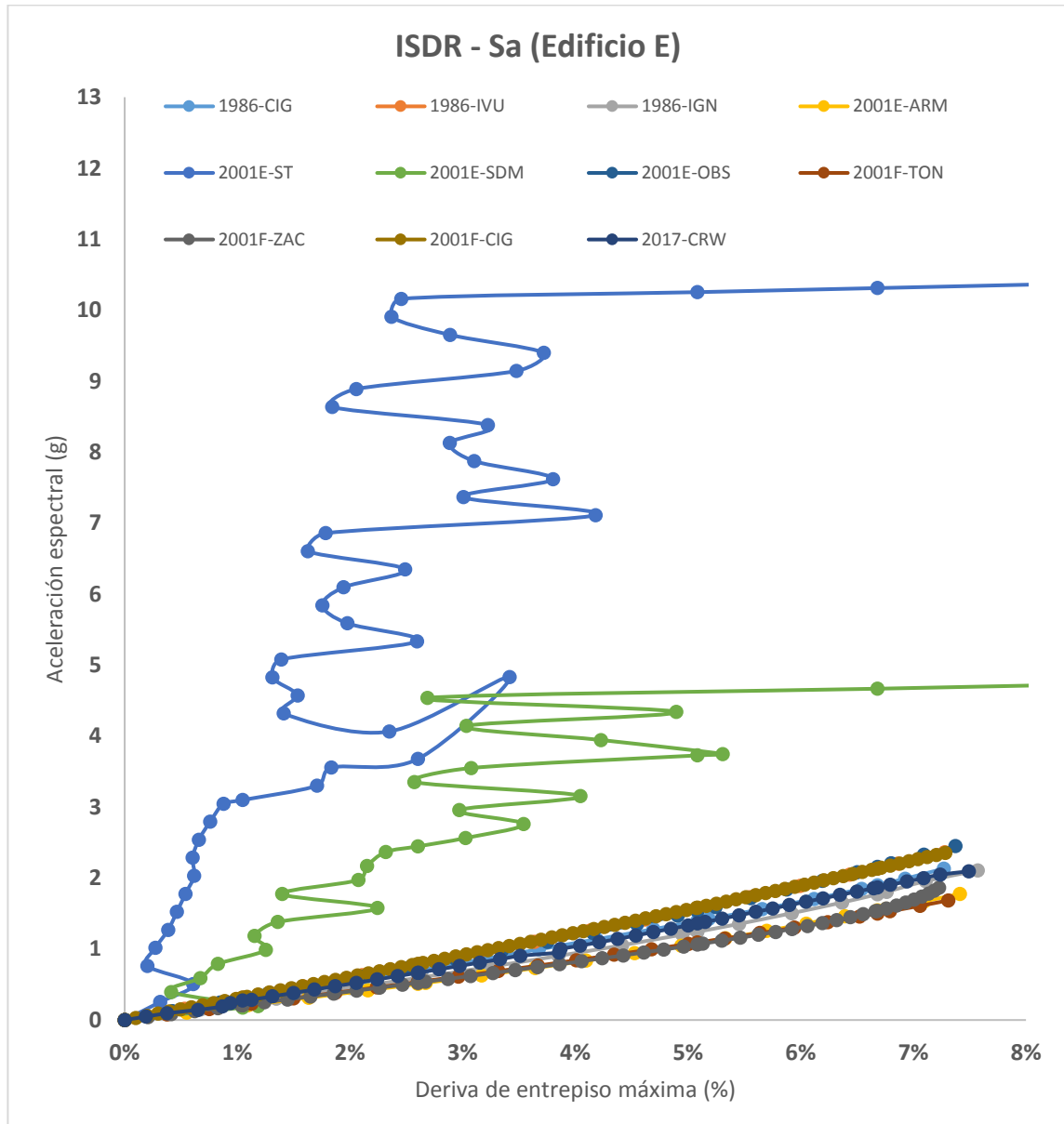


Figura 5.7 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración espectral (g) para el edificio E sometido a los once registros acelerográficos.

En la figura 5.8 se presenta el consolidado de todas las curvas IDA obtenidas para todos los edificios, los cuales se presentaron por separado en las Figuras anteriores, se presenta el mismo gráfico, pero en formato de puntos discretos mostrando los umbrales para cada uno de los estados de daño que se han definido previamente.

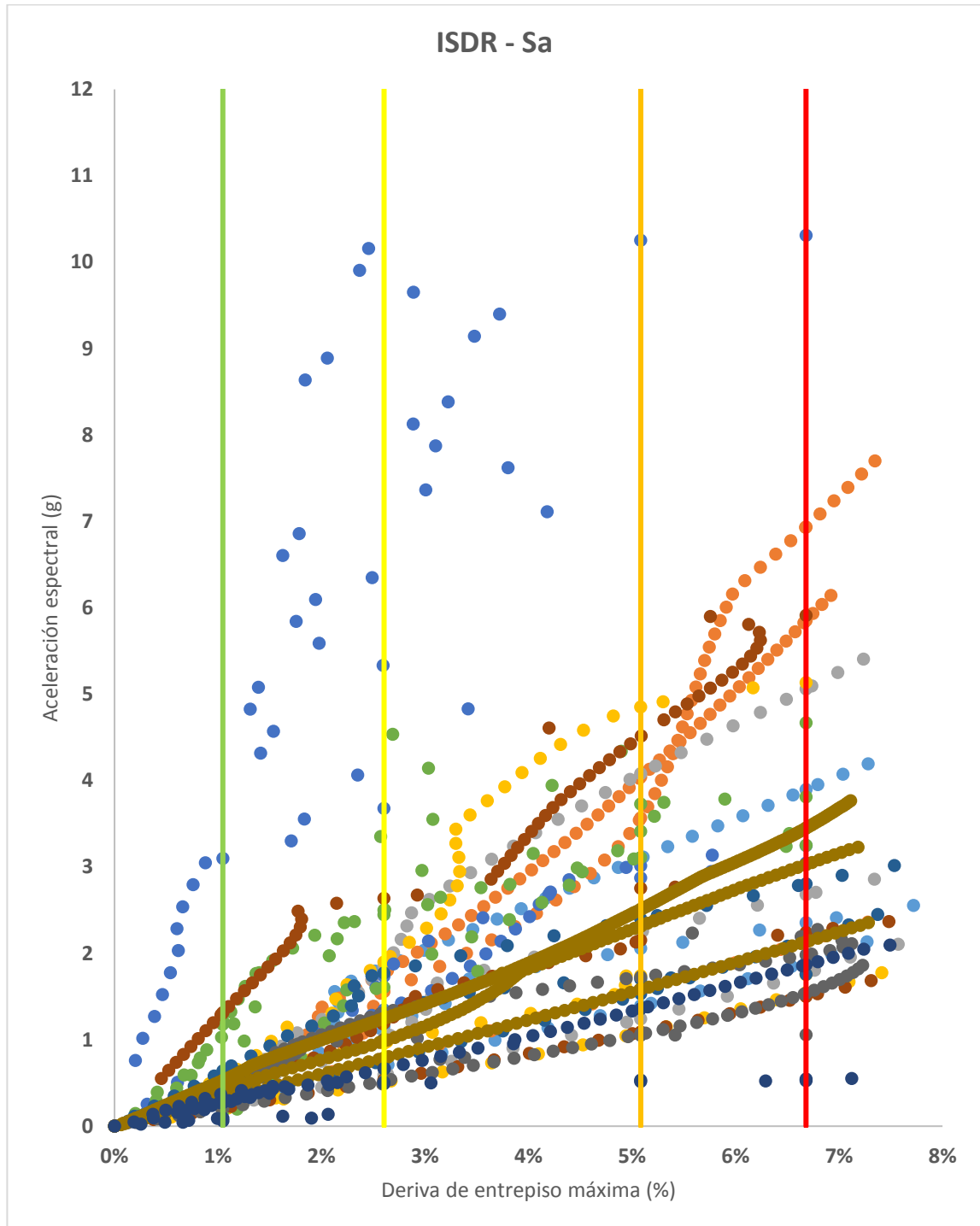


Figura 5.8 Curvas IDA deriva de entrepiso máxima (%) contra aceleración espectral (g) en formato de puntos de todos los edificios sometidos a los once registros acelerográficos y los umbrales de los estados de daño.

6 . CURVAS DE FRAGILIDAD Y CURVAS DE VULNERABILIDAD

Para obtener las curvas de fragilidad es necesario en primer lugar obtener las funciones que las definen. Para ello, es necesario realizar un tratamiento estadístico de los resultados del análisis para determinar la mediana y desviación estándar. Estos serán los parámetros estadísticos de interés para el presente trabajo de investigación, y serán determinados para los diferentes estados de daño previamente definidos. En las figuras 6.1 y 6.2 se señalan los datos que se consideraron en el procesamiento estadístico, definiendo la IM como aceleración espectral y PGA respectivamente en cada figura.

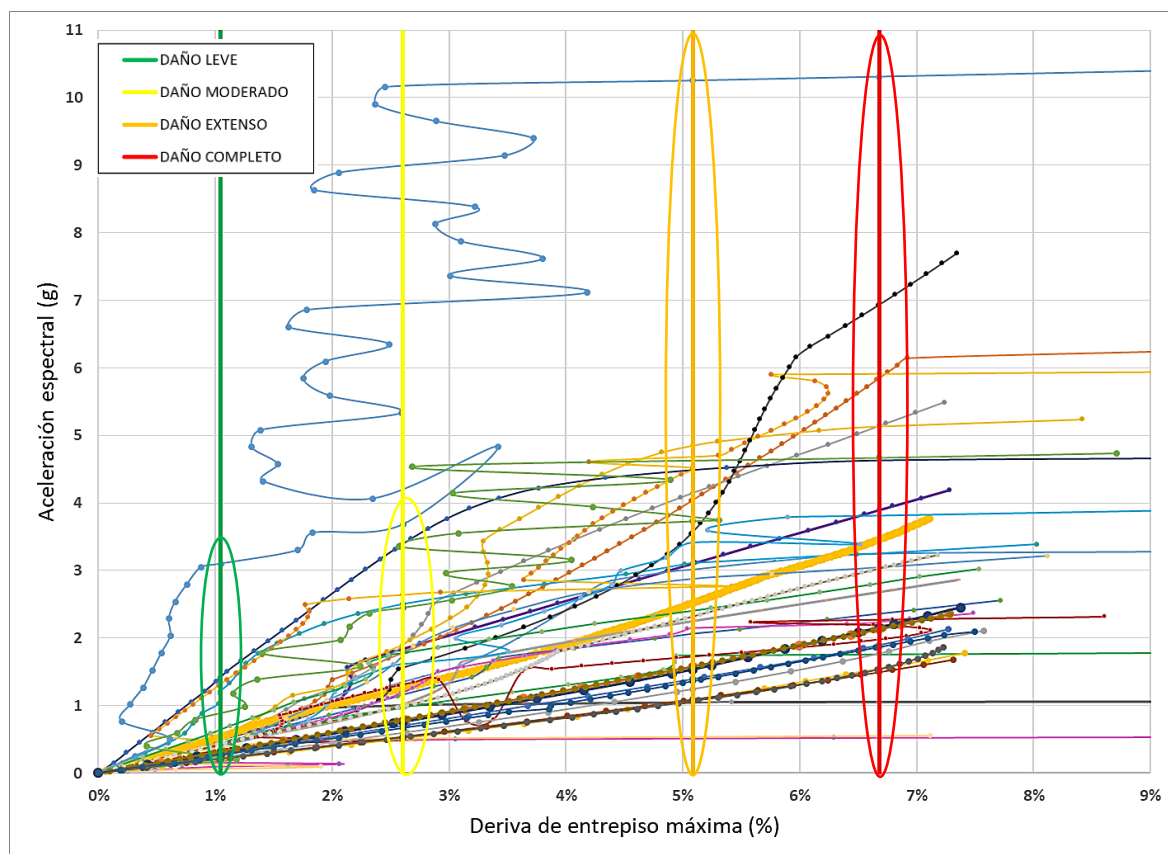


Figura 6.1 Curvas IDA deriva de entresuelo máxima vs aceleración espectral, indicando los valores tomados en cuenta para los parámetros estadísticos de cada uno de los estados de daño.

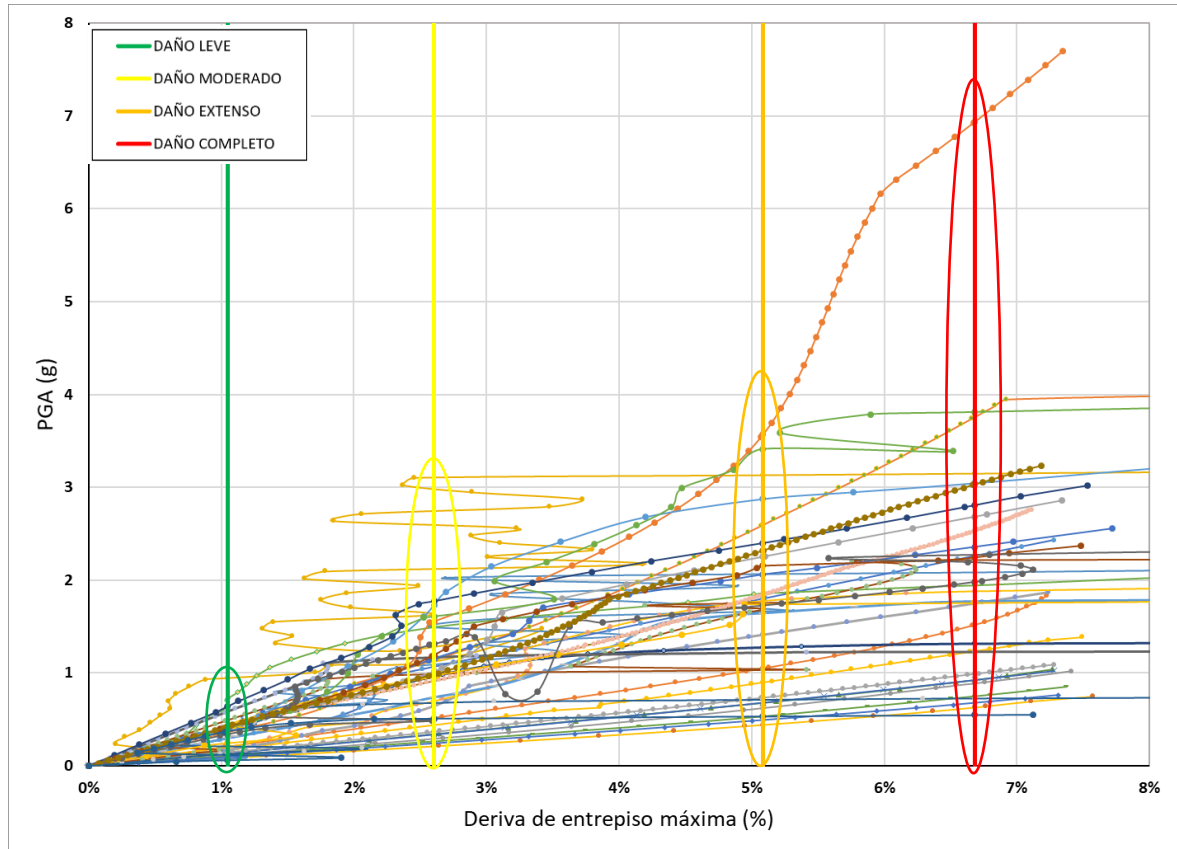


Figura 6.2 Curvas IDA deriva de entepiso vs PGA, indicando los valores tomados en cuenta para los parámetros estadísticos de cada uno de los estados de daño.

Los parámetros estadísticos los definimos de la siguiente forma: θ representa la mediana de la función de fragilidad (es decir, el nivel de IM con 50% de probabilidad que ocurra un determinado estado de daño), y β es la desviación estándar del $\ln(IM)$ (a veces se hace referencia a este parámetro como la dispersión de IM). Para determinar los valores se utilizaron las ecuaciones propuestas por Ibarra y Krawinkler (2005):

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad \text{Eq. 6.1}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\ln \left(\frac{IM_i}{\theta} \right) \right]^2} \quad \text{Eq. 6.2}$$

Dónde:

θ : mediana del conjunto de valores de IM para un nivel de daño determinado

β : desviación estándar del conjunto de valores de \ln (IM) para un nivel de daño determinado

n : número de sismos considerados

IM_i : valor de la medida de intensidad (S_a o PGA) asociado con el nivel de daño determinado bajo consideración para el i -ésimo evento sísmico

6.1 OBTENCIÓN DE VALORES DE IM PARA CADA NIVEL DE DAÑO

Dado que previamente fueron definidos los valores de IDR para cada nivel de daño, en este paso se deben obtener el conjunto de valores de IM correspondientes a cada umbral de daño definido por su respectivo IDR. Para interpolar en cada curva IDA los respectivos valores de IDR fue necesario usar una técnica de interpolación mediante splines cúbicos, de acuerdo con lo recomendado por D' Ayala et al. (2015). Como ejemplo, en la tabla 6.1 y tabla 6.2 se presentan los valores de IM (PGA y S_a correspondientemente), obtenidos para el nivel de daño leve en cada uno de los 3 modelos analizados, considerando los 33 registros acelerográficos aplicados en el estudio. Los datos se presentan en función de la aceleración de la gravedad (g) y también se muestra el logaritmo natural de cada uno de ellos. En el Apéndice B se incluyen los datos obtenidos para cada uno de los niveles de daño.

Tabla 6.1 Valores de aceleración espectral (S_a) obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño leve y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.

Modelo	IM = S_a asociada al primer modo de vibración (g)											
	S_a (T_1)	1986 octubre			2001 enero				2001 febrero			2017
		CIG	IVU	IGN	ARM	ST	SDM	OBS	TON	ZAC	CIG	CRW
Edificio B	IM	0.51	0.56	0.49	0.56	0.54	1.21	1.42	1.31	0.5	0.53	0.09
	\ln (IM)	-0.7	-0.6	-0.7	-0.6	-0.6	0.19	0.35	0.27	-0.7	-0.6	-2.4
Edificio C	IM	0.42	0.42	0.41	0.24	0.41	0.41	0.64	0.42	0.34	0.42	0.06
	\ln (IM)	-0.9	-0.9	-0.9	-1.4	-0.9	-0.9	-0.5	-0.9	-1.1	-0.9	-2.8
Edificio E	IM	0.28	0.31	0.23	0.2	3.1	0.17	0.3	0.21	0.21	0.32	0.27
	\ln (IM)	-1.3	-1.2	-1.5	-1.6	1.13	-1.8	-1.2	-1.5	-1.6	-1.2	-1.3

Tabla 6.2 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	IM = PGA (g)											
	PGA (T ₁)	1986 octubre			2001 enero				2001 febrero			2017
		CIG	IVU	IGN	ARM	ST	SDM	OBS	TON	ZAC	CIG	CRW
Edificio B	IM	0.3	0.36	0.17	0.21	0.29	0.73	0.4	0.49	0.58	0.39	0.13
	ln (IM)	-1.2	-1	-1.8	-1.6	-1.2	-0.3	-0.9	-0.7	-0.5	-1	-2.1
Edificio C	IM	0.2	0.29	0.15	0.13	0.12	0.18	0.24	0.18	0.34	0.2	0.04
	ln (IM)	-1.6	-1.3	-1.9	-2	-2.1	-1.7	-1.5	-1.7	-1.1	-1.6	-3.2
Edificio E	IM	0.14	0.13	0.08	0.11	0.95	0.08	0.11	0.1	0.21	0.15	0.18
	ln (IM)	-1.99	-2.01	-2.49	-2.17	-0.05	-2.55	-2.25	-2.34	-1.58	-1.92	-1.71

6.2 CÁLCULO DE PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

Como se mencionó anteriormente los dos parámetros estadísticos que tomamos en cuenta en el presente trabajo fueron la mediana y la desviación estándar. A continuación, se presenta un ejemplo de cómo fueron calculados estos parámetros para el nivel de daño leve.

En primer lugar, se realizó la sumatoria de los logaritmos naturales de los valores de IM (aceleración espectral y aceleración del suelo) correspondientes al IDR que define el daño completo. En el presente ejemplo, se muestra la suma de los logaritmos naturales correspondientes a la Sa para un estado de daño leve:

$$\sum_{i=1}^{33} \ln IM_i = -30.82$$

Evaluando el resultado de la sumatoria en la Ecuación 6.1 se determina el valor de la mediana del conjunto de datos obtenidos para el estado de daño leve a través de escribir la ecuación en su forma exponencial equivalente:

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i$$

$$\ln \theta = \frac{1}{33} (-30.82)$$

$$\ln \theta = -0.9339$$

$$\theta = e^{-0.9339}$$

$$\theta = 0.39$$

Posteriormente, se procede a calcular la desviación estándar de los valores de los logaritmos naturales de las aceleraciones espectrales correspondientes al nivel de daño leve mostradas en la tabla 6.2. Se evalúa en la ecuación 6.2 de la siguiente forma:

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

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{33-1} \sum_{i=1}^{33} (\ln IM_i + 0.9339)^2}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{33-1} (17.93)}$$

$$\beta = 0.75$$

El procedimiento se repite para cada uno de los niveles de daño, tomando como IM la aceleración espectral. En la tabla 6.3 se muestran los resultados de los parámetros estadísticos obtenidos para los estados de daño leve, moderado, severo y completo (colapso).

Tabla 6.3 Parámetros estadísticos para cada una de las series de datos de aceleración espectral obtenidas para cada uno de los umbrales de estados de daño.

Nivel de daño	Parámetros estadísticos	
	Mediana (θ)	Desviación estándar (β)
Leve	0.39	0.75
Moderado	1.18	0.58
Extenso	2.11	0.63
Completo	2.62	0.65

De forma similar se calcularon los parámetros estadísticos en el caso donde la IM es el valor de la aceleración del suelo (relacionada con la PGA); los parámetros obtenidos se presentan en la tabla 6.4 para cada nivel de daño

Tabla 6.4 Parámetros estadísticos para cada una de las series de datos de PGA obtenidas para cada uno de los umbrales de estados de daño.

Nivel de daño	Parámetros estadísticos	
	Mediana (θ)	Desviación estándar (β)
Leve	0.20	0.68
Moderado	0.60	0.54
Extenso	1.08	0.53
Completo	1.32	0.52

6.3 CURVAS DE FRAGILIDAD

La probabilidad de daño de una estructura con una tipología determinada puede ser expresada como función de una medida de intensidad (IM) relacionada con la demanda sísmica; de forma gráfica esta relación puede ser visualizada a través de las curvas de fragilidad. En la presente investigación, las medidas de intensidad seleccionadas, como se ha mencionado previamente, fueron la aceleración espectral del primer modo de la estructura (S_a) y la aceleración pico del suelo (PGA), a continuación, como forma de ejemplo se describirá el procedimiento para la obtención de las curvas considerando la medida de intensidad la aceleración espectral.

En primer lugar, se definirán las ecuaciones de fragilidad de cada uno de los daños, tomando en cuenta los parámetros estadísticos previamente calculados y mostrados en las tablas 6.3 y 6.4. La ecuación donde se deben evaluar los parámetros y que a su vez define la ecuación de fragilidad es la siguiente:

$$P[d \geq d_i] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{d_i}} \ln \left(\frac{IM}{IM_{d_i}} \right) \right] \quad \text{Eq. 6.3}$$

Donde:

$\Phi[\cdot]$: función de distribución normal estándar acumulada

d : nivel de daño esperado

IM : variable de medida de intensidad sísmica

IM_d : valor medio de la medida de intensidad para un nivel de daño determinado

β_d : medida de dispersión o desviación estándar de la IM

$[d \geq d_i]$: 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

La ecuación 6.3 puede ser reescrita de la siguiente forma:

$$\Phi \left[\frac{1}{\beta_{d_i}} \ln \left(\frac{IM}{IM_{d_i}} \right) \right] = \frac{1}{\beta \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(u-\theta)^2}{2\beta^2}} du, \quad x \in \mathbb{R} \quad \text{Eq. 6.4}$$

En la presente investigación el valor de la mediana está representado por θ y la desviación estándar por β ; los cuales son valores que fueron calculados en la sección de parámetros estadísticos. Además, los valores de aceleración espectral irán desde 0.01g hasta la magnitud que permita lograr una distribución de probabilidad del 100% para cada nivel de daño.

En la figura 6.3 se presenta el resultado de la curva de fragilidad para el estado de daño leve, tomando la aceleración espectral del primero modo como la IM; para generarla se emplearon los parámetros estadísticos correspondientes a esta IM, mostrados de la tabla 6.3.

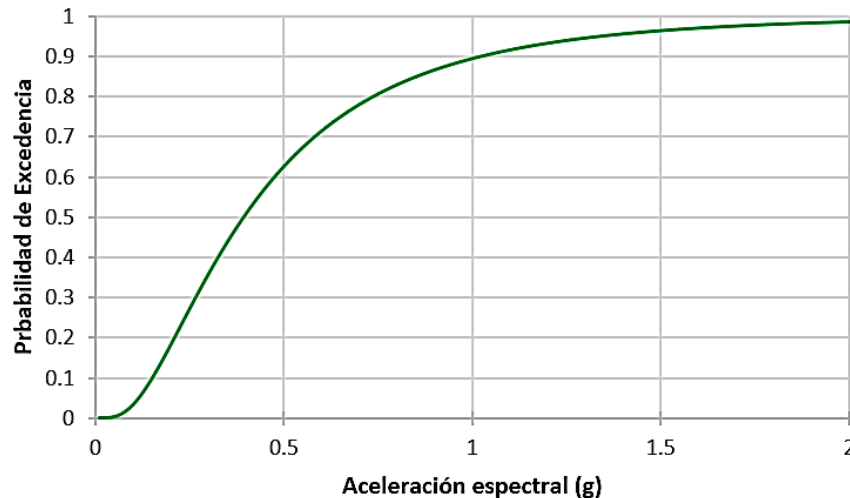


Figura 6.3 Curva de fragilidad para el estado de daño leve, utilizando la aceleración espectral como IM.

De forma similar, se obtuvieron el resto de las curvas de fragilidad para los distintos niveles de daño y para cada IM considerada en el presente estudio. Los resultados se muestran en las figuras 6.4 y 6.5, y se recuerda al lector que las curvas obtenidas representan la probabilidad que edificios de marcos de acero de baja altura, alcancen el estado de daño indicado al ser sometidos a determinada medida de intensidad sísmica. Por lo tanto, los puntos que se encuentran bajo cada curva de fragilidad perteneciente a un determinado daño representan la excedencia de

este; mientras que los valores que se encuentran a lo largo de la curva indican los valores de S_a o PGA, en los cuales se alcanza el daño considerado.

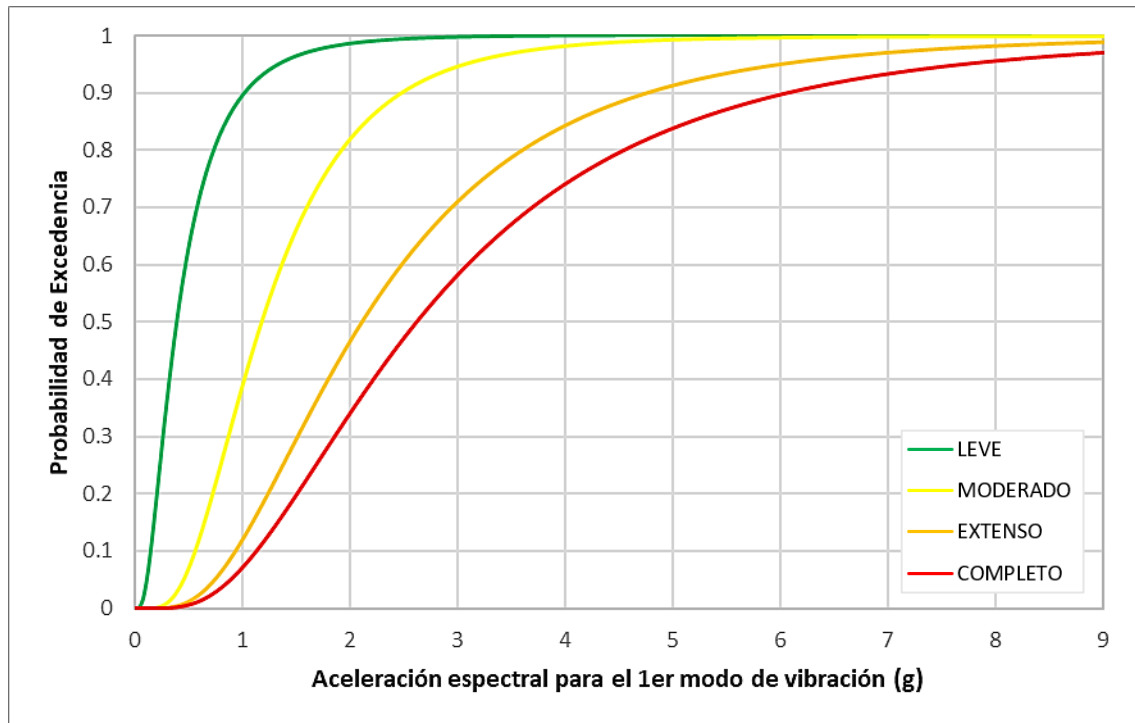


Figura 6.4 Curvas de fragilidad para estado de daño leve, moderado, severo y completo; utilizando la aceleración espectral como IM.

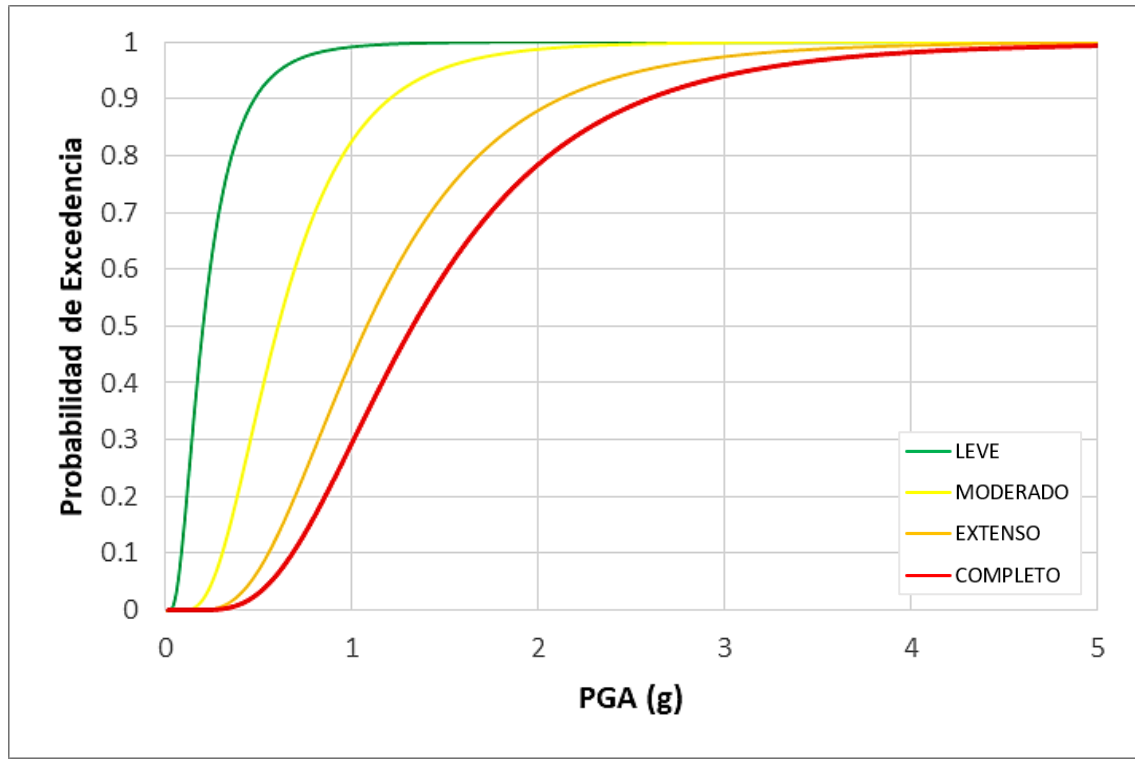


Figura 6.5 Curvas de fragilidad para estado de daño leve, moderado, severo y completo; utilizando la PGA como IM.

6.4 CURVAS DE VULNERABILIDAD

Como se abordó en el capítulo 2, sección 2.7, las curvas de vulnerabilidad pueden crearse a partir de dos enfoques: evaluación de vulnerabilidad basada en el edificio como un todo y enfoque de evaluación de vulnerabilidad basado en componentes. En el presente estudio, se eligió el primer enfoque y a continuación se expone el procedimiento que se siguió para realizar dicha evaluación.

En primer lugar, es necesario relacionar las curvas de fragilidad obtenidas en las secciones anteriores de este mismo capítulo, con la vulnerabilidad de las estructuras. Esto, puede realizarse mediante la ecuación 2.6 descrita en el capítulo 2:

$$E(C > c | im) = \sum_{i=0}^n E(C > c | ds_i) * P(ds_i | im) \quad \text{Eq. 6.5}$$

Para la transformación de las curvas de fragilidad a curvas de vulnerabilidad se ha considerado las relaciones de daño propuesto por FEMA (2003), puesto que no se cuenta con información de

costos de reparación ni costos de reemplazo de la tipología estructural estudiada en nuestro medio. La tabla 6.5 muestra los valores predeterminados para los índices de costo de reparación estructural y no estructural relacionados con la ocupación de oficinas, propuestos por FEMA (2003).

Tabla 6.5 Costos índices estructurales y no estructurales (adaptado de FEMA,2003)

Estado	Costos Índice			TOTAL
	Estructural	No Estructural sensible a Aceleración	No Estructural sensible a Deriva	
Colapso	19.20	47.90	32.90	100.00
Extenso	9.60	14.40	16.40	40.40
Moderado	1.90	4.80	3.30	10.00
Leve	0.40	0.90	0.70	2.00

Con los valores de la tabla 6.5, se procedió a multiplicar la probabilidad de daño tomada de las curvas de fragilidad, por el respectivo costo índice. El procedimiento se repitió para valores de Sa desde 0 hasta 10 g, y para valores de PGA de 0 a 5 g; tal y como se muestran en las figuras 6.6 y 6.7. En el Apéndice se encuentran las tablas con los resultados utilizados para generar ambas curvas de vulnerabilidad.

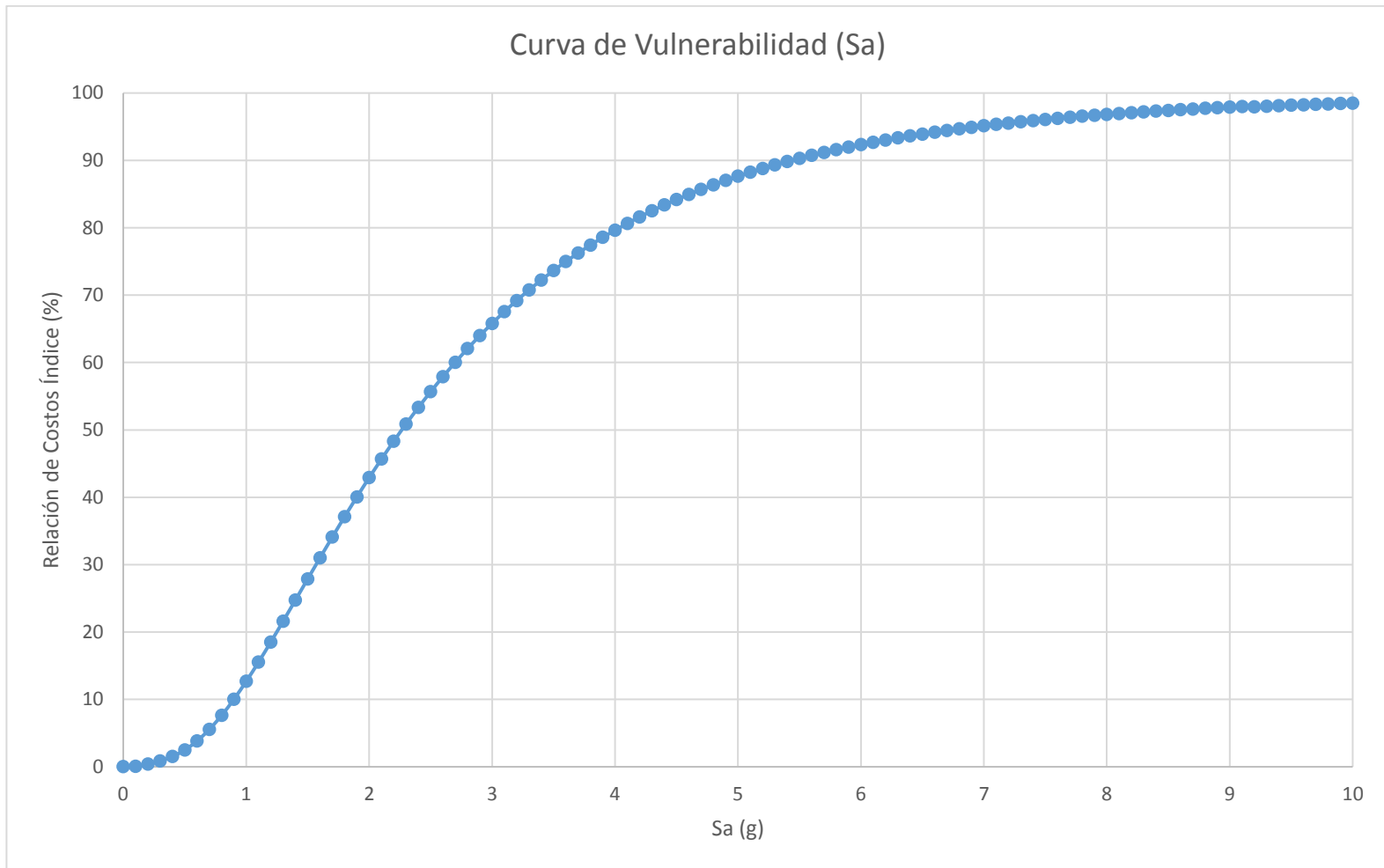


Figura 6.6 Curva de vulnerabilidad considerando la aceleración espectral del primer modo de vibración (S_a)

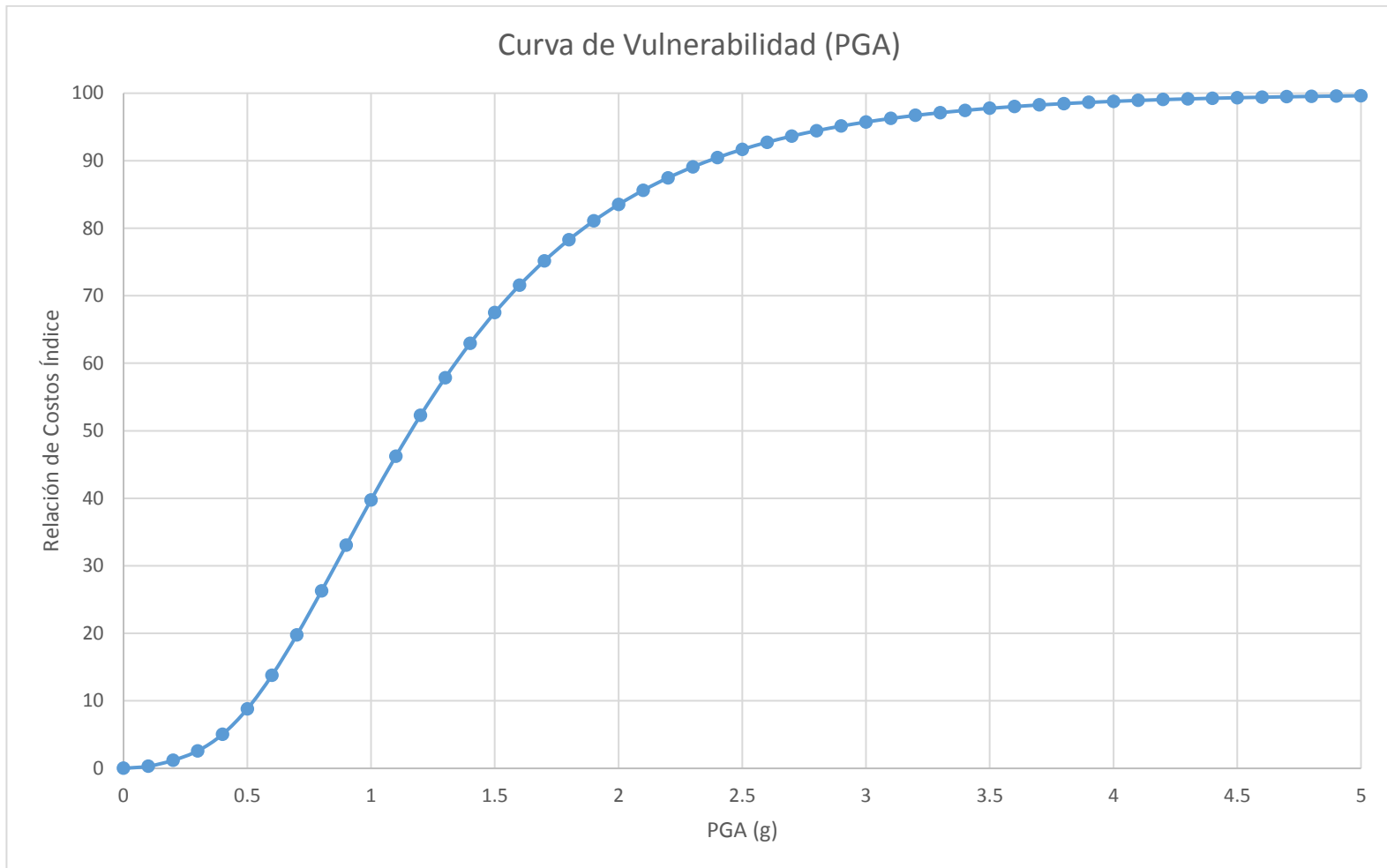


Figura 6.7 Curva de vulnerabilidad considerando la aceleración pico del suelo (PGA)

7 . CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Los períodos fundamentales para los 3 modelos estudiados con tipología estructural de marcos de acero oscilan entre 0.57 y 0.73 segundos. Al ubicar los 3 períodos fundamentales correspondientes a cada modelo, en la demanda sísmica representada por los espectros de respuesta, obtenidos a partir de los registros acelerográficos considerados en el presente trabajo, se puede concluir que este tipo de estructuras tiene un rango de aceleraciones espectrales máximas entre 1.45 g y 2.70 g considerando los valores máximos de ambas componentes, transversal y longitudinal, mostrados en las figuras 7.1 y 7.2 correspondientemente.

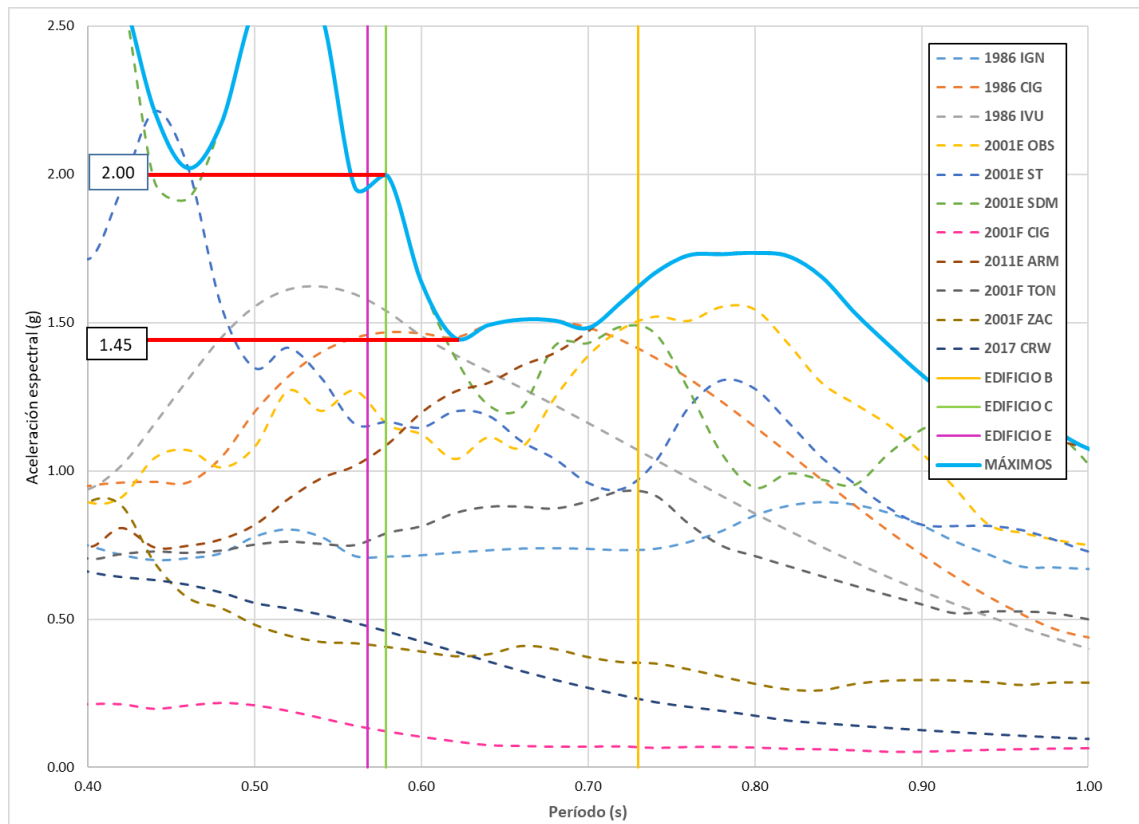


Figura 7.1 Rango de aceleraciones espectrales para los períodos comprendidos entre 0.57 y 0.73 segundos para la componente longitudinal.

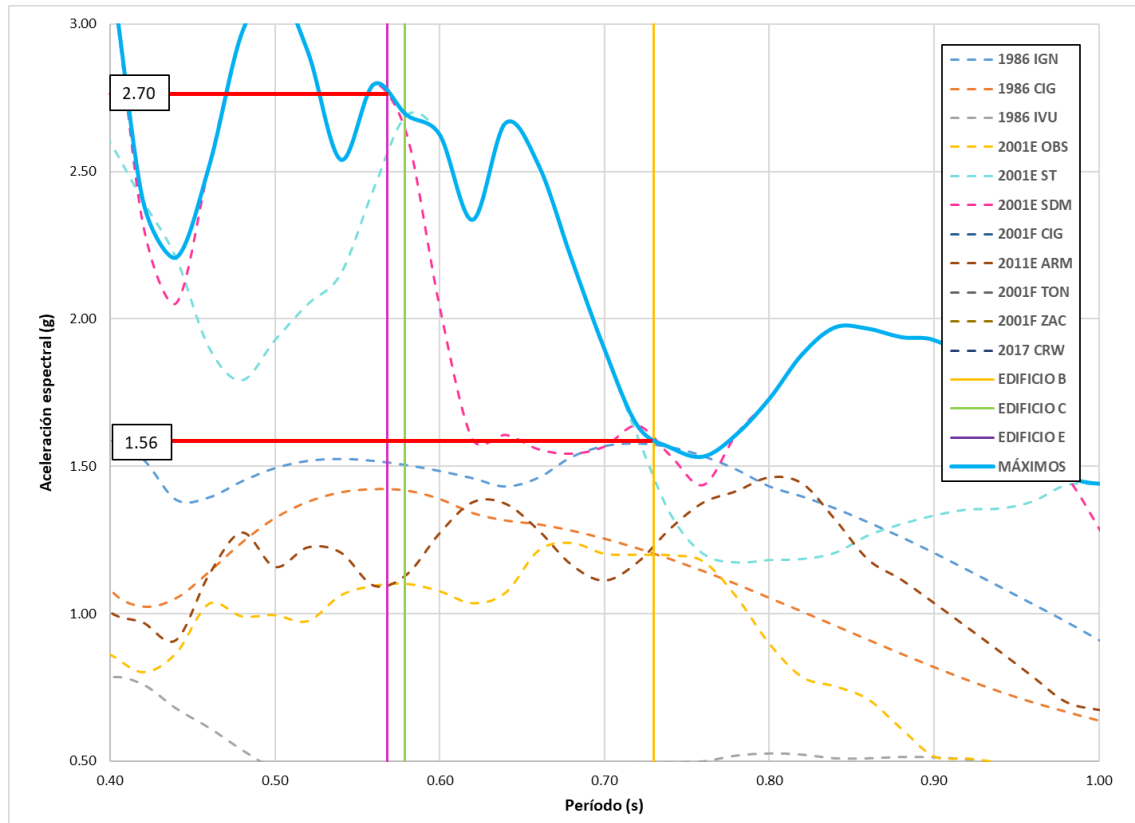


Figura 7.2 Rango de aceleraciones espectrales para los períodos comprendidos entre 0.57 y 0.73 segundos para la componente transversal.

Tomando en cuenta este rango de aceleraciones espectrales máximas, se puede ubicar dicho rango en el gráfico de curvas de fragilidad obtenido en el presente estudio y mostrado previamente en la figura 6.4. Lo anterior se muestra en el gráfico de la figura 7.3.

De la figura 7.3 se puede concluir que, considerando el rango de aceleraciones espectrales máximas de los eventos seleccionados para representar la amenaza sísmica en El Salvador:

- Entre el 18% y 52% de las estructuras dentro de la tipología de marcos de acero presentarían un daño completo
- El porcentaje de las estructuras dentro de la tipología en estudio, que presentarían un daño extenso estaría entre el 10% y 12%
- Entre el 28% y 36% de las estructuras pertenecientes a esta tipología tendrían un daño moderado.
- El porcentaje de estructuras de marcos de acero con un daño leve estaría entre un 7% y 32%.

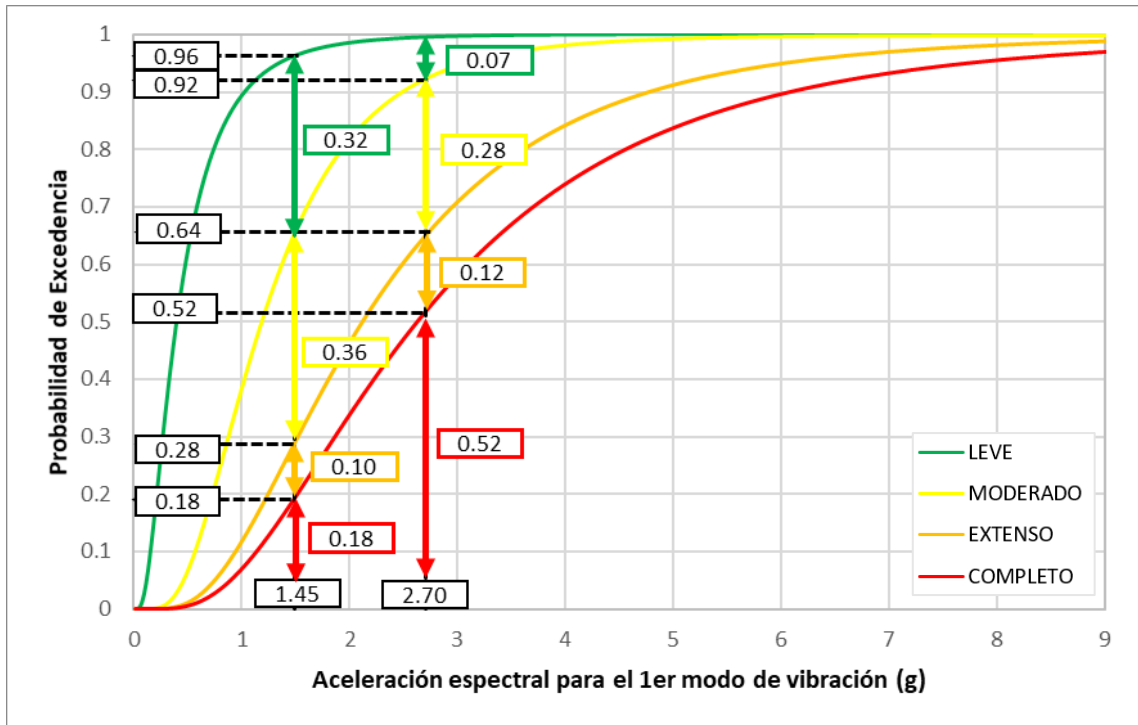


Figura 7.3 Rango de aceleraciones espectrales máximas analizadas en las curvas de fragilidad definidas en la investigación

También resulta importante concluir en lo que respecta a la vulnerabilidad sísmica, representada por las curvas de vulnerabilidad derivadas en la presente investigación. Para ello, se ubicará el rango de aceleraciones espectrales máximas en la gráfica de la figura 6.6. En la figura 7.4 puede observarse el rango de relación de costos índice obtenidos.

Entonces puede concluirse que, para el rango de aceleraciones espectrales máximas de los eventos seleccionados para representar la amenaza sísmica en El Salvador, el costo de reparación para una estructura perteneciente a la tipología en estudio puede variar en un rango del 26.30% a un 60.02% del costo de reemplazo de la estructura.

A continuación, presentamos una evaluación de resultados en la que se seguirá el procedimiento anterior, pero considerando el valor de la mediana de los espectros de respuesta utilizados en el presente estudio. Con este análisis se pretende representar el caso más común de un sismo con características relevantes y con valores típicos para los eventos que ocurren en El Salvador. Para tal fin, se obtuvo una curva mediana en cada dirección ortogonal, para los espectros de respuesta de los eventos sísmicos considerados en el presente estudio.

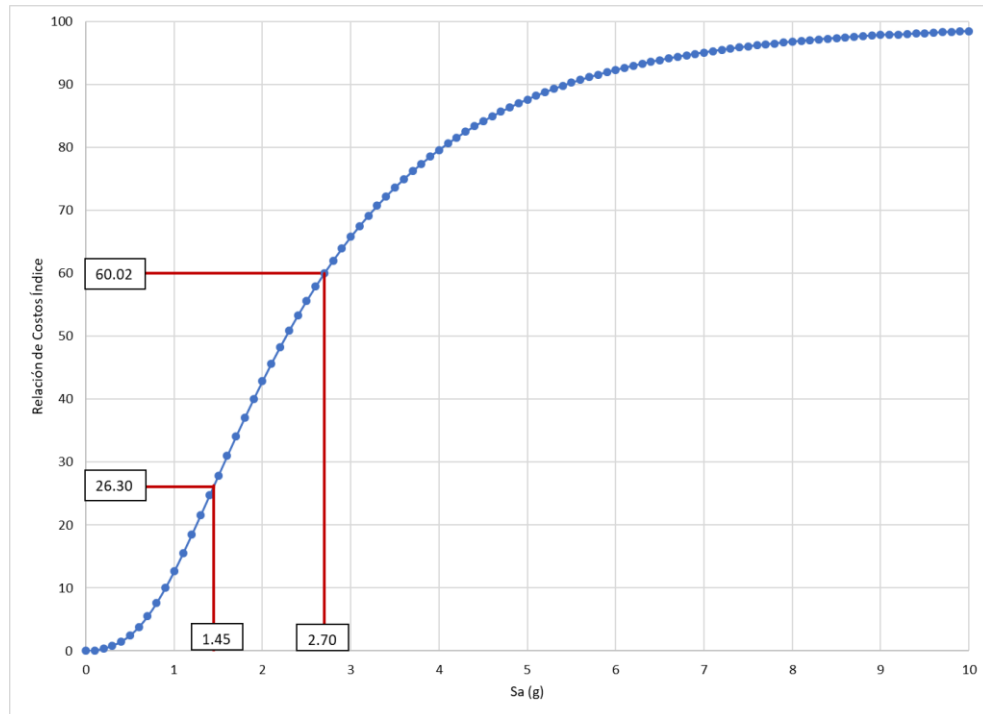


Figura 7.4 Rango de aceleraciones espectrales máximas analizadas en la curva de vulnerabilidad obtenida en la presente investigación

En las figuras 7.5 y 7.6 pueden observarse la curva mediana para la componente longitudinal y transversal correspondientemente. De ambas figuras, puede afirmarse que el rango de aceleraciones espectrales para los periodos de interés es de 0.94 g a 1.21 g; estos valores límites han sido representados en la figura 7.6, donde se muestran las curvas de fragilidad correspondientes. Con esta información podemos concluir que para los sismos representados por la mediana de los espectros considerados para representar la amenaza sísmica en El Salvador:

- Las estructuras dentro de la tipología de marcos de acero con un daño completo estarían entre el 6% y el 12% de las existentes.
- Las estructuras dentro de la tipología en estudio que presentarían un daño extenso estarían entre el 4% y 7%
- Entre el 25% y 33% que las estructuras pertenecientes a esta tipología tendrían un daño moderado.
- Las estructuras dentro de la tipología de marcos de acero con un daño leve estarían entre el 41% y el 53% de las existentes.

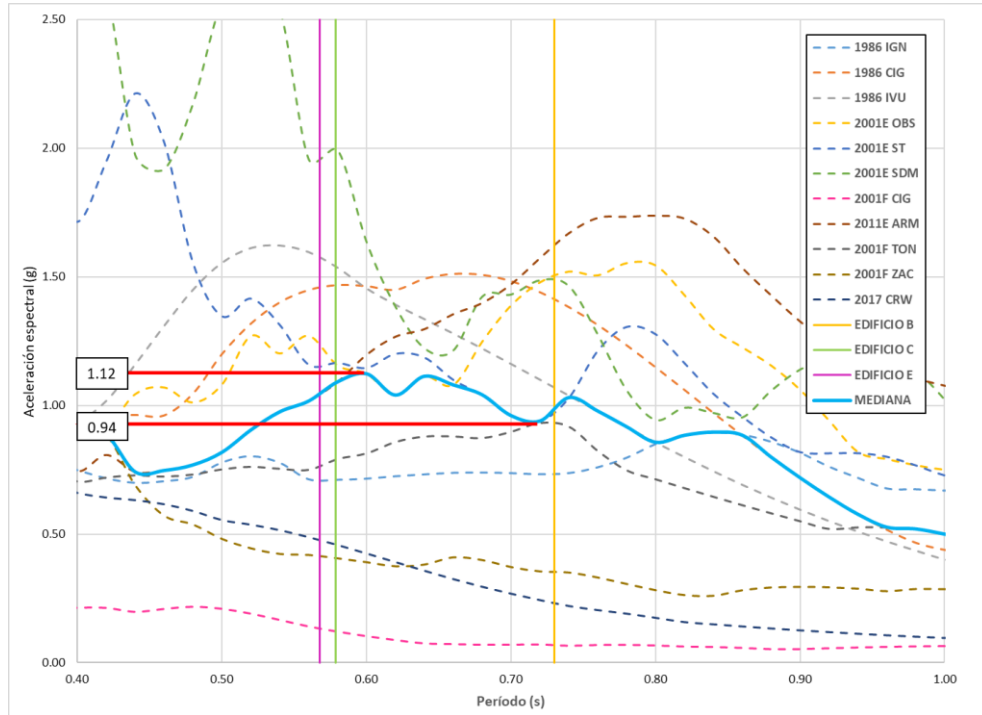


Figura 7.5 Rango de aceleraciones espectrales para los períodos comprendidos entre 0.57 y 0.73 segundos para la componente longitudinal, tomando en cuenta la mediana de los registros.

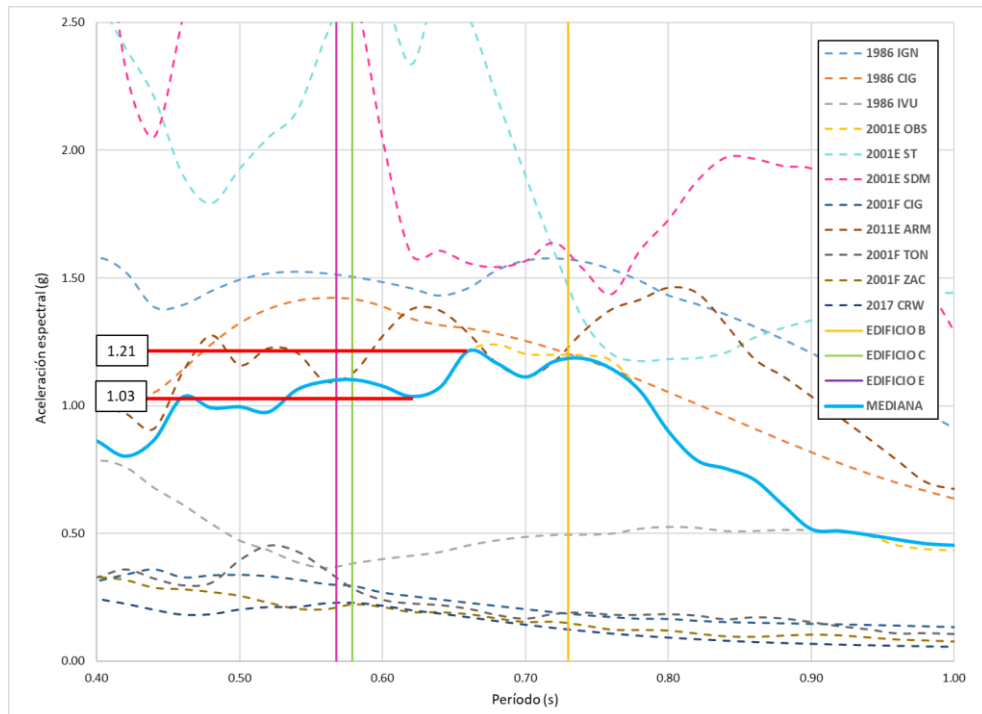


Figura 7.6 Rango de aceleraciones espectrales para los períodos comprendidos entre 0.57 y 0.73 segundos para la componente transversal, tomando en cuenta la mediana de los registros.

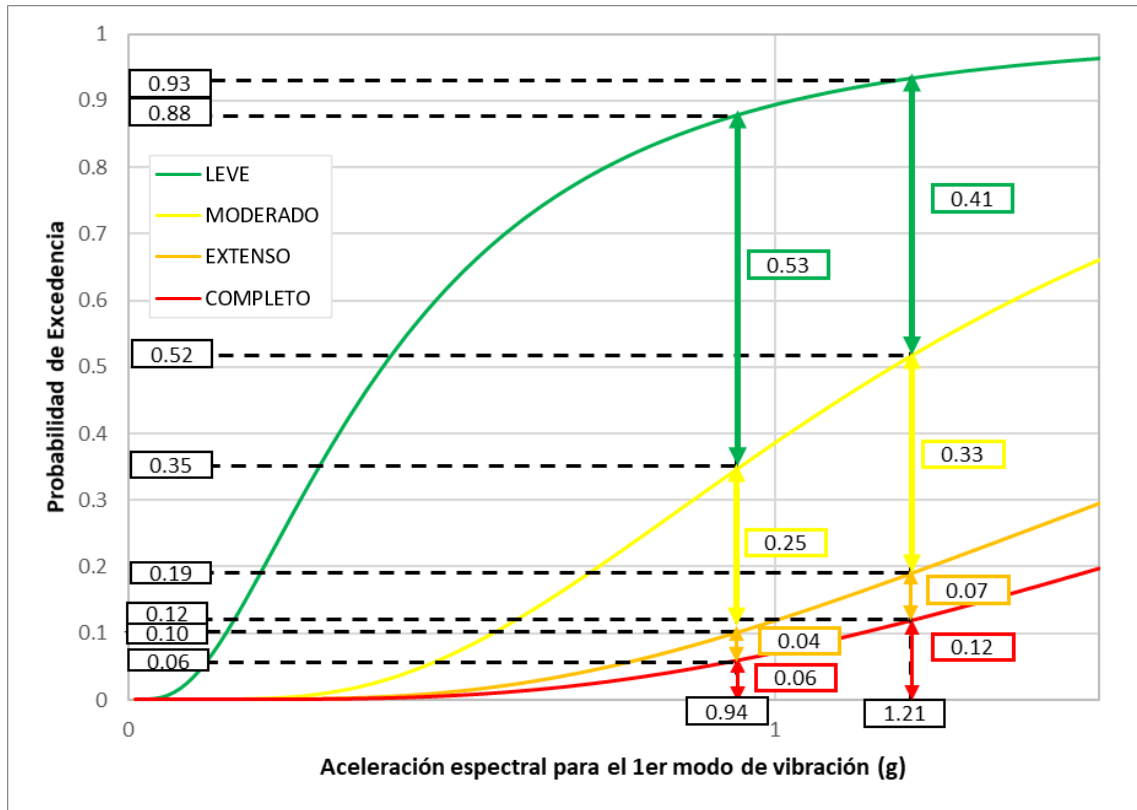


Figura 7.7 Rango de aceleraciones espectrales medianas analizadas en las curvas de fragilidad definidas en la investigación

Por otro lado, en lo que concierne a la vulnerabilidad sísmica, representada por las curvas de vulnerabilidad derivadas en la presente investigación, se ubicó el rango de aceleraciones espectrales medianas en la gráfica de la figura 6.6. En la figura 7.8 puede observarse el rango de relación de costos índice obtenidos.

Con esta información puede concluirse que, para el rango de aceleraciones espectrales medianas de los eventos seleccionados para representar la amenaza sísmica en El Salvador el costo de reparación, para una estructura perteneciente a la tipología en estudio, puede variar en un rango del 11.35% al 18.52% del costo de reemplazo de la estructura.

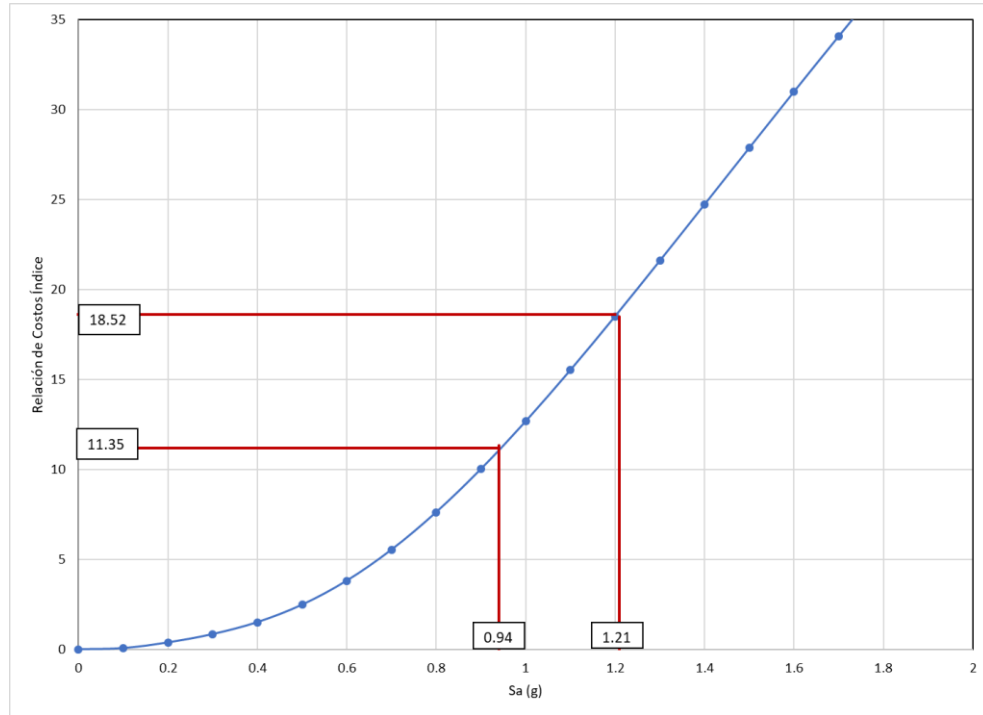


Figura 7.8 Rango de aceleraciones espectrales medianas analizadas en la curva de vulnerabilidad obtenida en la presente investigación

Las conclusiones mencionadas en todo el capítulo se resumen en la tabla 7.1. En dicha tabla se representa una matriz con el porcentaje de estructuras en cada estado de daño, donde puede verificarse el desempeño que tendrán las estructuras de la tipología en estudio, sometidas a la amenaza sísmica en El Salvador; así como también se incluye el respectivo rango de relación de costos índices.

Tabla 7.1 Matriz de porcentajes de excedencia de los límites de daño para diferentes intensidades de amenaza sísmica y su respectiva relación de costos índice.

Sismo/Daño	Leve	Moderado	Extenso	Completo	Relación Costos Índice
Sismo de la mediana de la amenaza	41-53 (%)	25-33 (%)	4-7 (%)	6-12 (%)	11.35-18.52 (%)
Sismo de la envolvente máxima de la amenaza	7-32 (%)	28-36 (%)	10-12 (%)	18-52 (%)	26.30-60.02 (%)

7.2 RECOMENDACIONES

- Para futuras investigaciones, ampliar el número de modelos de análisis para la obtención de los parámetros estadísticos (α y β), y así obtener valores más representativos de las áreas de estudio.
- Elaborar las curvas IDA utilizando diversos criterios de selección de registros acelerográficos a los utilizados en el presente trabajo de investigación, para la obtención de dichas curvas.
- Continuar con esta investigación, incluyendo modelos de mayor número de entrepisos para observar los cambios tanto de las curvas de fragilidad como de vulnerabilidad para edificios con mayor altura.
- Incluir modelos de plantas irregulares para observar los cambios tanto de las curvas de fragilidad como de vulnerabilidad para edificios de este tipo.
- Realizar el análisis de curvas de vulnerabilidad, tomando en cuenta en el modelo los elementos no estructurales, ya que en un evento sísmico suelen ser los primeros en dañarse.
- Utilizar un modelo de histéresis más refinado, que sea calibrado de acuerdo a curvas experimentales realizadas en laboratorio, para que sean acorde a las propiedades de los materiales que se encuentran en nuestro país, y que además incluya el comportamiento de pandeo del elemento.
- Realizar un levantamiento de daños de los edificios posterior a un sismo de gran magnitud para obtener valores reales en cuanto a daños tanto en componentes estructurales y no estructurales, en este caso se utilizaron valores de Hazus.
- Desarrollar estudios de evaluación de la vulnerabilidad basada en componentes. Para ello será necesario obtener información detallada para cada componente estructural y no estructural, en términos de funciones de fragilidad y costo de reparación de la unidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2007), *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, *ASCE/SEI 41-06*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2014), *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, *ASCE/SEI 41-13*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia
- Anagnos, T., Rojahn, C. y Kiremidjian, A. (1995). *NCEER-ATC Joint Study on Fragility of Buildings*. National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER). Buffalo, Nueva York, Estados Unidos de América.
- Applied Technology Council (ATC) (2003), *Preliminary Evaluation of Methods for Defining Performance*, *ATC-58-2*, Redwood City, CA
- Boissonade y Shah (1984). *Seismic Vulnerability and Insurance Studies*. The Geneva Papers on Risk and Insurance Vol. 9, No. 32. Universidad de Stanford, Stanford, California, Estados Unidos de América.
- Bommer, J., Salazar, W. y Samayoa, R. (1998). *Riesgo sísmico en la región metropolitana de San Salvador*. PRISMA, San Salvador, El Salvador.
- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., & Tordesillas, J. M. (1999). *Registro y tratamiento de Acelerogramas*. Física de la Tierra.
- Chavarría, D. y Gómez, D. (2001). *Estudio Piloto de Vulnerabilidad Sísmica en Viviendas de 1 y 2 Pisos del Barrio Cuarto de Legua en el Cono de Cañaveralejo* (tesis de pregrado). Universidad del Valle de Santiago de Cali, Cali, Colombia.
- Computers & Structures Inc (CSI) (2009), *SAP2000*, Integrated Software for Structural Analysis & Design, Berkeley, CA.
- Correia A.A., Virtuoso F.B.E. (2006) *Nonlinear Analysis of Space Frames*, Proceedings of the Third
- 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.
- D'Ayala, D., y Meslem, A. (2013). Sensitivity of analytical fragility functions to capacity related parameters. *GEM Foundation*.
- EERI Committee on Seismic Risk (1989). *The Basics of Seismic Risk Analysis*. Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 4. Estados Unidos de América.
- Ellul, F.L., and D'Ayala, D. (2012), Realistic FE models to enable push-over nonlinear analysis of masonry infilled frames, *The Open Construction and Building Technology Journal*, 6, 213-235.
- European Conference on Computational Mechanics: Solids, Structures and Coupled Problems in Engineering, Mota Soares et al. (Eds.), Lisbon, Portugal.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004), Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Eurocode-8, ENV 1998-1-1, Brussels, Belgium.
- Federal Emergency Management Agency (2003), Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS®MH MR4, Technical Manual
- Federal Emergency Management Agency (FEMA P-58) (2012), Seismic Performance Assessment of Buildings, ATC- 58, Applied Technology Council, Washington, D.C
- Ibarra, L. F., y Krawinkler, H. (2005). Global collapse of frame structures under seismic excitations. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- López, A. y Villacañas, J. (1999). *Metodología simplificada para el análisis del riesgo sísmico*. Recuperado de revistas.ucm.es/index.php/FITE/article/download/FITE9999110269A/12104.
- Luco, N., Mori, Y., Funahashi, Y., Cornell, C.A., and Nakashima, M. (2003), Evaluation of predictors of non-linear seismic demands using 'fishbone' models of SMRF buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(14), 2267–2288.

- Marroquín, G. y Benito, M. B. (2009), RESIS II Evaluación de la Amenaza Sísmica en El Salvador, SNET Y UPM.
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) (2017), *Actualización Enjambre sísmico en el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS), Informe técnico 3.*
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) (2017), *Red Sísmica Nacional.*
- Nakashima, M., Ogawa, K., and Inoue, K. (2002), Generic frame model for simulation of earthquake responses of steel moment frames, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 671– 692
- National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) (2010), Nonlinear structural Analysis for seismic design: A guide for practicing engineers (NIST GCR 10-917-5), *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*, National Institute of Standards and Technology
- Salgado, G. (2017). *Desarrollo de curvas de vulnerabilidad para edificios pertenecientes al campus central de la Universidad de El Salvador* (tesis de pregrado). Universidad de El Salvador, San Salvador, El Salvador.
- Salvador. S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico* (tesis de pregrado). Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Sauter (1979). *Damage Prediction for Earthquake Insurance*. Proceedings of the 2nd U.S.National Conference on Earthquake Engineering. Universidad de Stanford, Stanford, California, Estados Unidos de América.
- SEAOC, 1995, Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- Seismosoft SRL. (2018). SeismoStruct - Manual del usuario para la versión 2 del año 2018
- UNDRO (1979). *Natural Disasters and Vulnerability Analysis*. Oficina del Coordinador de las Naciones Unidas para el Socorro en Casos de Desastre. Estados Unidos de América.

APÉNDICE

APÉNDICE A

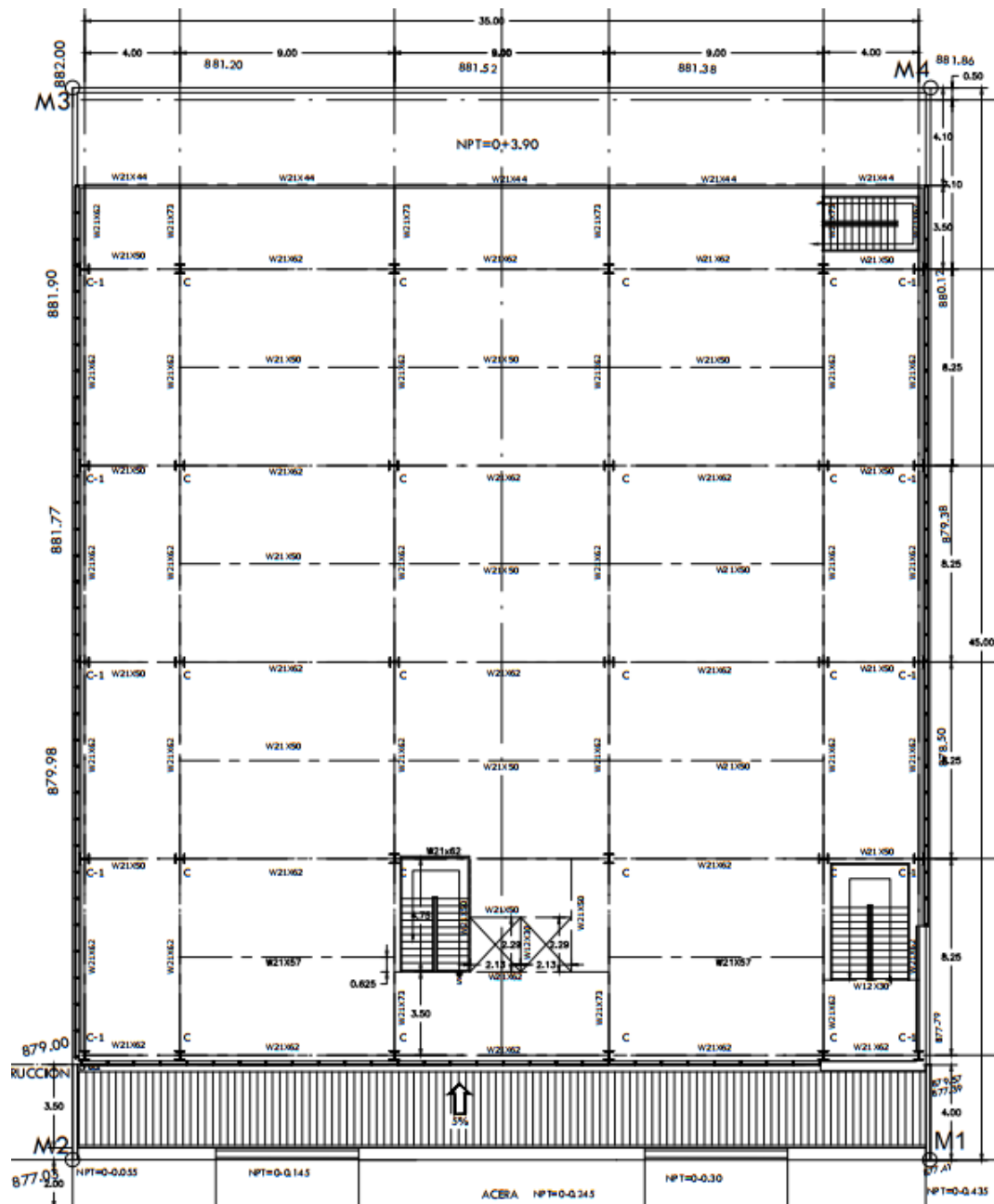


Figura A.1 Planta de Edificio B

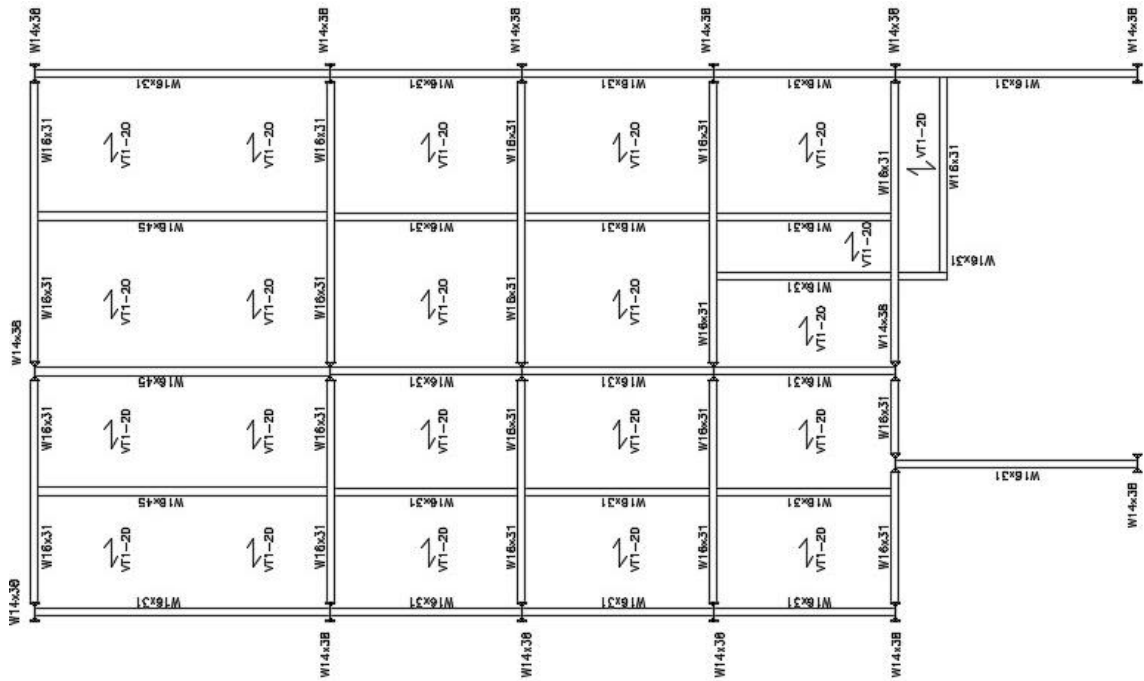


Figura A.2 Planta de Edificio C

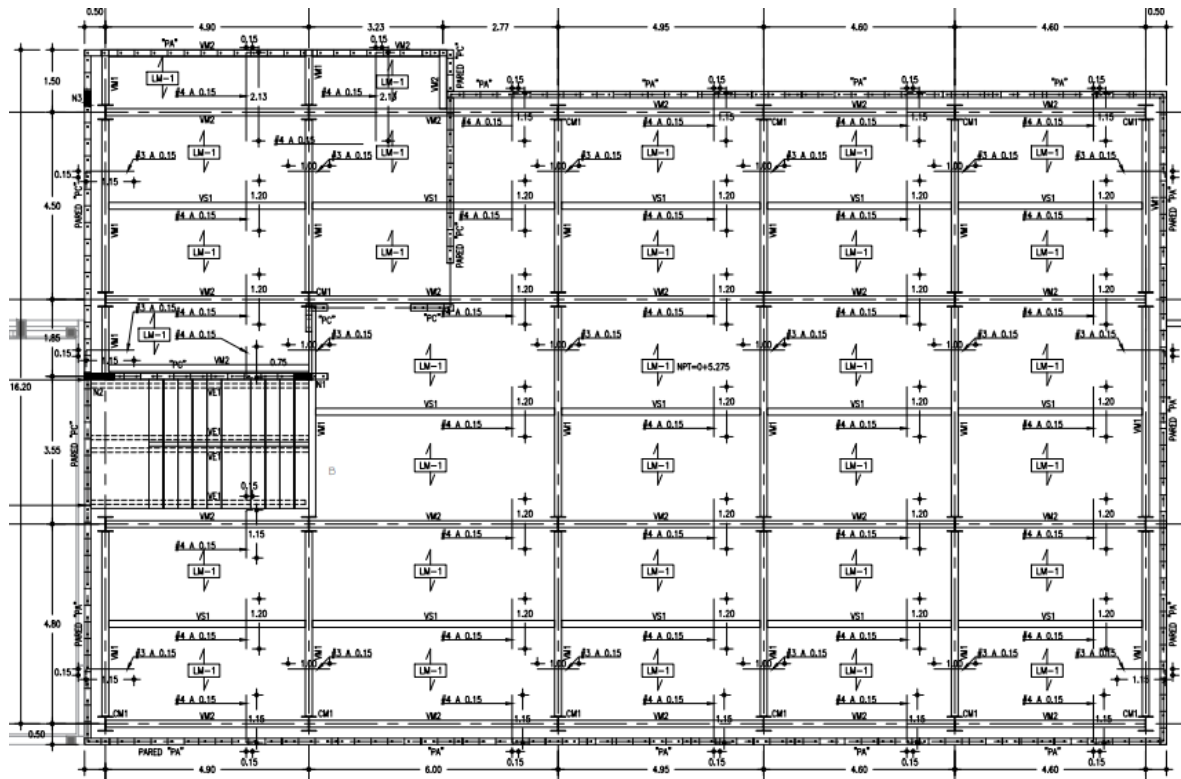


Figura A.3 Planta de Edificio E

APÉNDICE B

Tabla B.1 Valores de aceleración espectral (S_a) obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño leve y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.

Modelo	IM = S_a asociada al primer modo de vibración (g)											
	S_a (T_1)	1986 octubre			2001 enero				2001 febrero			2017
		CIG	IVU	IGN	ARM	ST	SDM	OBS	TON	ZAC	CIG	CRW
Edificio B	IM	0.51	0.56	0.49	0.56	0.54	1.21	1.42	1.31	0.5	0.53	0.09
	ln (IM)	-0.7	-0.6	-0.7	-0.6	-0.6	0.19	0.35	0.27	-0.7	-0.6	-2.4
Edificio C	IM	0.42	0.42	0.41	0.24	0.41	0.41	0.64	0.42	0.34	0.42	0.06
	ln (IM)	-0.9	-0.9	-0.9	-1.4	-0.9	-0.9	-0.5	-0.9	-1.1	-0.9	-2.8
Edificio E	IM	0.28	0.31	0.23	0.2	3.1	0.17	0.3	0.21	0.21	0.32	0.27
	ln (IM)	-1.3	-1.2	-1.5	-1.6	1.13	-1.8	-1.2	-1.5	-1.6	-1.2	-1.3

Tabla B.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	IM = PGA (g)											
	PGA (T_1)	1986 octubre			2001 enero				2001 febrero			2017
		CIG	IVU	IGN	ARM	ST	SDM	OBS	TON	ZAC	CIG	CRW
Edificio B	IM	0.3	0.36	0.17	0.21	0.29	0.73	0.4	0.49	0.58	0.39	0.13
	ln (IM)	-1.2	-1	-1.8	-1.6	-1.2	-0.3	-0.9	-0.7	-0.5	-1	-2.1
Edificio C	IM	0.2	0.29	0.15	0.13	0.12	0.18	0.24	0.18	0.34	0.2	0.04
	ln (IM)	-1.6	-1.3	-1.9	-2	-2.1	-1.7	-1.5	-1.7	-1.1	-1.6	-3.2
Edificio E	IM	0.14	0.13	0.08	0.11	0.95	0.08	0.11	0.1	0.21	0.15	0.18
	ln (IM)	-1.99	-2.01	-2.49	-2.17	-0.05	-2.55	-2.25	-2.34	-1.58	-1.92	-1.71

Tabla B.3 Valores de aceleración espectral (S_a) obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño moderado y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.

Modelo	IM = S_a asociada al primer modo de vibración (g)											
	S_a (T_1)	1986 octubre			2001 enero				2001 febrero			2017
		CIG	IVU	IGN	ARM	ST	SDM	OBS	TON	ZAC	CIG	CRW
Edificio B	IM	1.84	1.78	1.88	1.9	1.35	2.5	3.39	2.64	1.01	1.25	0.49
	ln (IM)	0.61	0.58	0.63	0.64	0.3	0.92	1.22	0.97	0.01	0.22	-0.7
Edificio C	IM	1.16	1.56	1.02	0.96	1.74	1.61	1.77	1.19	1.31	0.99	0.51
	ln (IM)	0.15	0.44	0.02	-0	0.55	0.48	0.57	0.18	0.27	-0	-0.7
Edificio E	IM	0.7	0.78	0.59	0.51	3.68	2.45	0.76	0.54	0.52	0.79	0.67
	ln (IM)	-0.4	-0.3	-0.5	-0.7	1.3	0.89	-0.3	-0.6	-0.6	-0.2	-0.4

Tabla B.4 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño moderado y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.

Modelo	IM = PGA (g)											
	PGA (T_1)	1986 octubre			2001 enero				2001 febrero			2017
		CIG	IVU	IGN	ARM	ST	SDM	OBS	TON	ZAC	CIG	CRW
Edificio B	IM	1.07	1.14	0.64	0.69	0.73	1.5	0.96	0.99	1.17	0.91	0.68
	ln (IM)	0.06	0.13	-0.4	-0.4	-0.3	0.4	-0	-0	0.15	-0.1	-0.4
Edificio C	IM	0.57	1.06	0.36	0.53	0.5	0.71	0.65	0.52	1.32	0.46	0.35
	ln (IM)	-0.6	0.06	-1	-0.6	-0.7	-0.3	-0.4	-0.7	0.28	-0.8	-1.1
Edificio E	IM	0.34	0.34	0.21	0.29	1.12	1.09	0.27	0.24	0.52	0.37	0.44
	ln (IM)	-1.1	-1.1	-1.6	-1.2	0.12	0.09	-1.3	-1.4	-0.7	-1	-0.8

Tabla B.5 Valores de aceleración espectral (S_a) obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño extenso y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.

Modelo	IM = S_a asociada al primer modo de vibración (g)											
	S_a (T_1)	1986 octubre			2001 enero				2001 febrero			2017
		CIG	IVU	IGN	ARM	ST	SDM	OBS	TON	ZAC	CIG	CRW
Edificio B	IM	3.1	4.04	4.15	4.85	3.01	3.11	4.48	2.75	1.05	2.51	0.52
	ln (IM)	1.13	1.4	1.42	1.58	1.1	1.13	1.5	1.01	0.05	0.92	-0.7
Edificio C	IM	2.06	3.57	2.25	1.74	2.88	3.41	2.4	2.15	1.73	2.32	0.53
	ln (IM)	0.72	1.27	0.81	0.55	1.06	1.23	0.87	0.77	0.55	0.84	-0.6
Edificio E	IM	1.39	1.57	1.24	1.08	10.3	3.73	1.53	1.09	1.06	1.58	1.36
	ln (IM)	0.33	0.45	0.22	0.08	2.33	1.32	0.43	0.09	0.06	0.46	0.31

Tabla B.6 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño extenso y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.

Modelo	IM = PGA (g)											
	PGA (T ₁)	1986 octubre			2001 enero				2001 febrero			2017
		CIG	IVU	IGN	ARM	ST	SDM	OBS	TON	ZAC	CIG	CRW
Edificio B	IM	1.8	2.6	1.41	1.77	1.64	1.86	1.27	1.03	1.22	1.84	0.71
	ln (IM)	0.59	0.95	0.35	0.57	0.5	0.62	0.24	0.03	0.2	0.61	-0.3
Edificio C	IM	1.01	2.43	0.8	0.96	0.83	1.51	0.88	0.94	1.73	1.09	0.37
	ln (IM)	0.01	0.89	-0.2	-0	-0.2	0.41	-0.1	-0.1	0.55	0.09	-1
Edificio E	IM	0.68	0.68	0.44	0.62	3.13	1.67	0.54	0.49	1.05	0.73	0.9
	ln (IM)	-0.4	-0.4	-0.8	-0.5	1.14	0.51	-0.6	-0.7	0.05	-0.3	-0.1

Tabla B.7 Valores de aceleración espectral (Sa) obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.

Modelo	IM = Sa asociada al primer modo de vibración (g)											
	Sa (T ₁)	1986 octubre			2001 enero				2001 febrero			2017
		CIG	IVU	IGN	ARM	ST	SDM	OBS	TON	ZAC	CIG	CRW
Edificio B	IM	3.9	5.85	5.14	5.13	3.25	3.25	4.63	5.91	1.06	3.45	0.53
	ln (IM)	1.36	1.77	1.64	1.64	1.18	1.18	1.53	1.78	0.06	1.24	-0.6
Edificio C	IM	2.36	6.94	2.68	1.76	3.05	3.81	2.81	2.24	1.98	3.03	0.55
	ln (IM)	0.86	1.94	0.99	0.56	1.11	1.34	1.03	0.81	0.68	1.11	-0.6
Edificio E	IM	1.9	2.14	1.77	1.55	10.3	4.67	2.16	1.5	1.54	2.13	1.87
	ln (IM)	0.64	0.76	0.57	0.44	2.33	1.54	0.77	0.41	0.43	0.76	0.62

Tabla B.8 Valores de PGA obtenidos para cada modelo y para cada evento sísmico para el umbral del estado de daño completo y la correspondiente evaluación del logaritmo natural.

Modelo	IM = PGA (g)											
	PGA (T ₁)	1986 octubre			2001 enero				2001 febrero			2017
		CIG	IVU	IGN	ARM	ST	SDM	OBS	TON	ZAC	CIG	CRW
Edificio B	IM	2.26	3.76	1.75	1.88	1.77	1.95	1.31	2.21	1.23	2.53	0.73
	ln (IM)	0.81	1.32	0.56	0.63	0.57	0.67	0.27	0.79	0.2	0.93	-0.3
Edificio C	IM	1.15	3.07	0.95	0.97	0.88	1.68	1.03	0.98	1.99	1.42	0.38
	ln (IM)	0.14	1.12	-0.1	-0	-0.1	0.52	0.03	-0	0.69	0.35	-1
Edificio E	IM	0.93	0.92	0.63	0.89	3.15	2.08	0.75	0.68	1.52	0.99	1.24
	ln (IM)	-0.1	-0.1	-0.5	-0.1	1.15	0.73	-0.3	-0.4	0.42	-0	0.21

APÉNDICE C

Tabla C.9 Probabilidad Acumulada para PGA

ESTADO DE DAÑO	PGA (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA	ESTADO DE DAÑO	PGA (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA
LEVE	0.1	0.152	MODERADO (CONT.)	1.7	0.973
	0.2	0.498		1.8	0.979
	0.3	0.724		1.9	0.983
	0.4	0.846		2	0.987
	0.5	0.911		2.1	0.99
	0.6	0.947		2.2	0.992
	0.7	0.968		2.3	0.994
	0.8	0.98		2.4	0.995
	0.9	0.987		2.5	0.996
	1	0.991		2.6	0.997
	1.1	0.994		2.7	0.997
	1.2	0.996		2.8	0.998
	1.3	0.997		2.9	0.998
	1.4	0.998		3	0.999
	1.5	0.999		3.1	0.999
	1.6	0.999		3.2	0.999
	1.7	0.999		3.3	0.999
	1.8	0.999		3.4	0.999
	1.9	1.000		3.5	0.999
MODERADO	0.1	0	3.6	1.000	
	0.2	0.02	0.1	0.000	
	0.3	0.097	0.2	0.001	
	0.4	0.223	0.3	0.008	
	0.5	0.364	0.4	0.030	
	0.6	0.496	0.5	0.072	
	0.7	0.609	0.6	0.133	
	0.8	0.7	0.7	0.206	
	0.9	0.771	0.8	0.285	
	1	0.826	0.9	0.365	
	1.1	0.868	1.0	0.443	
	1.2	0.899	1.1	0.515	
	1.3	0.923	1.2	0.580	
	1.4	0.941	1.3	0.638	
	1.5	0.955	1.4	0.690	
	1.6	0.965	1.5	0.734	

Tabla C.10 Probabilidad Acumulada para PGA (Continuación)

ESTADO DE DAÑO	PGA (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA	ESTADO DE DAÑO	PGA (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA
EXTENSO (CONT.)	1.6	0.773	EXTENSO (CONT.)	5.1	0.998
	1.7	0.806		5.2	0.999
	1.8	0.834		5.3	0.999
	1.9	0.859		5.4	0.999
	2	0.879		5.5	0.999
	2.1	0.897		5.6	0.999
	2.2	0.912		5.7	0.999
	2.3	0.925		5.8	0.999
	2.4	0.936		5.9	0.999
	2.5	0.945		6	0.999
	2.6	0.953		6.1	0.999
	2.7	0.959		6.2	1.000
	2.8	0.965		COMPLETO	0.1
	2.9	0.970	0.2		0.039
	3	0.974	0.3		0.093
	3.1	0.977	0.4		0.157
	3.2	0.981	0.5		0.223
	3.3	0.983	0.6		0.287
	3.4	0.985	0.7		0.348
	3.5	0.987	0.8		0.403
	3.6	0.989	0.9		0.454
	3.7	0.990	1		0.500
	3.8	0.992	1.1		0.542
	3.9	0.993	1.2		0.579
	4	0.994	1.3		0.613
	4.1	0.994	1.4		0.644
	4.2	0.995	1.5	0.672	
4.3	0.996	1.6	0.697		
4.4	0.996	1.7	0.720		
4.5	0.997	1.8	0.741		
4.6	0.997	1.9	0.759		
4.7	0.997	2	0.777		
4.8	0.998	2.1	0.792		
4.9	0.998	2.2	0.807		
5	0.998	2.3	0.820		

Tabla C.11 Probabilidad Acumulada para PGA (Continuación)

ESTADO DE DAÑO	PGA (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA	ESTADO DE DAÑO	PGA (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA
COMPLETO (CONT.)	2.40	0.832	COMPLETO (CONT.)	5.90	0.974
	2.50	0.843		6.00	0.975
	2.60	0.853		6.10	0.976
	2.70	0.862		6.20	0.977
	2.80	0.871		6.30	0.978
	2.90	0.879		6.40	0.979
	3.00	0.886		6.50	0.980
	3.10	0.893		6.60	0.981
	3.20	0.899		6.70	0.982
	3.30	0.905		6.80	0.982
	3.40	0.910		6.90	0.983
	3.50	0.915		7.00	0.984
	3.60	0.920		7.10	0.999
	3.70	0.925		7.20	0.999
	3.80	0.929	7.30	0.999	
	3.90	0.932	7.40	1.000	
	4.00	0.936			
	4.10	0.939			
	4.20	0.942			
	4.30	0.945			
	4.40	0.948			
	4.50	0.951			
	4.60	0.953			
	4.70	0.955			
	4.80	0.957			
	4.90	0.959			
	5.00	0.961			
	5.10	0.963			
	5.20	0.965			
	5.30	0.966			
	5.40	0.968			
	5.50	0.969			
	5.60	0.971			
	5.70	0.972			
5.80	0.973				

Tabla C.12 Probabilidad Acumulada para Sa

ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA	ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA	
LEVE	0.1	0.034	LEVE (CONT.)	3.6	0.998	
	0.2	0.183		3.7	0.999	
	0.3	0.359		3.8	0.999	
	0.4	0.509		3.9	0.999	
	0.5	0.626		4.0	0.999	
	0.6	0.714		4.1	0.999	
	0.7	0.780		4.2	0.999	
	0.8	0.829		4.3	0.999	
	0.9	0.866		4.4	0.999	
	1	0.894		4.5	0.999	
	1.1	0.915		4.6	0.999	
	1.2	0.932		4.7	1.000	
	1.3	0.945		MODERADO	0.1	0.000
	1.4	0.955			0.2	0.001
	1.5	0.963	0.3		0.009	
	1.6	0.970	0.4		0.030	
	1.7	0.975	0.5		0.068	
	1.8	0.979	0.6		0.120	
	1.9	0.982	0.7		0.182	
	2	0.985	0.8		0.250	
	2.1	0.987	0.9		0.318	
	2.2	0.989	1		0.386	
	2.3	0.991	1.1		0.451	
	2.4	0.992	1.2		0.511	
	2.5	0.993	1.3		0.566	
	2.6	0.994	1.4		0.615	
	2.7	0.995	1.5		0.660	
	2.8	0.996	1.6		0.700	
	2.9	0.996	1.7		0.736	
	3	0.997	1.8	0.767		
	3.1	0.997	1.9	0.795		
	3.2	0.997	2	0.819		
	3.3	0.998	2.1	0.840		
	3.4	0.998	2.2	0.859		
	3.5	0.998	2.3	0.876		

Tabla C.13 Probabilidad Acumulada para Sa (Continuación)

ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA	ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA
MODERADO (CONT.)	2.4	0.890	MODERADO (CONT.)	5.9	0.997
	2.5	0.903		6.0	0.998
	2.6	0.914		6.1	0.998
	2.7	0.924		6.2	0.998
	2.8	0.932		6.3	0.998
	2.9	0.940		6.4	0.998
	3.0	0.947		6.5	0.998
	3.1	0.953		6.6	0.999
	3.2	0.958		6.7	0.999
	3.3	0.962		6.8	0.999
	3.4	0.966		6.9	0.999
	3.5	0.970		7.0	0.999
	3.6	0.973		7.1	0.999
	3.7	0.976		7.2	0.999
	3.8	0.978		7.3	0.999
	3.9	0.981		7.4	0.999
	4.0	0.983		7.5	0.999
	4.1	0.984		7.6	0.999
	4.2	0.986		7.7	0.999
	4.3	0.987		7.8	0.999
4.4	0.989	7.9	1.000		
4.5	0.990	EXTENSO	0.1	0.000	
4.6	0.991		0.2	0.000	
4.7	0.992		0.3	0.001	
4.8	0.992		0.4	0.004	
4.9	0.993		0.5	0.011	
5.0	0.994		0.6	0.023	
5.1	0.994		0.7	0.040	
5.2	0.995		0.8	0.062	
5.3	0.995		0.9	0.089	
5.4	0.996		1	0.119	
5.5	0.996		1.1	0.151	
5.6	0.996		1.2	0.186	
5.7	0.997		1.3	0.221	
5.8	0.997		1.4	0.258	

Tabla C.14 Probabilidad Acumulada para Sa (Continuación)

ESTADO DE DAÑO	Sa g)	PROBABILIDAD ACUMULADA	ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA
EXTENSO (CONT.)	1.5	0.294	EXTENSO CONT.)	5	0.913
	1.6	0.330		5.1	0.918
	1.7	0.365		5.2	0.922
	1.8	0.400		5.3	0.927
	1.9	0.433		5.4	0.931
	2	0.465		5.5	0.934
	2.1	0.496		5.6	0.938
	2.2	0.525		5.7	0.941
	2.3	0.553		5.8	0.945
	2.4	0.579		5.9	0.947
	2.5	0.604		6	0.950
	2.6	0.628		6.1	0.953
	2.7	0.650		6.2	0.955
	2.8	0.671		6.3	0.958
	2.9	0.691		6.4	0.960
	3	0.710		6.5	0.962
	3.1	0.727		6.6	0.964
	3.2	0.744		6.7	0.966
	3.3	0.759		6.8	0.967
	3.4	0.774		6.9	0.969
	3.5	0.787		7	0.971
	3.6	0.800		7.1	0.972
	3.7	0.812		7.2	0.974
	3.8	0.823		7.3	0.975
	3.9	0.833		7.4	0.976
	4	0.843		7.5	0.977
	4.1	0.852		7.6	0.978
	4.2	0.861		7.7	0.979
	4.3	0.869		7.8	0.980
	4.4	0.876		7.9	0.981
	4.5	0.884		8	0.982
	4.6	0.890		8.1	0.983
4.7	0.896	8.2	0.984		
4.8	0.902	8.3	0.985		
4.9	0.908	8.4	0.985		

Tabla C.15 Probabilidad Acumulada para Sa (Continuación)

ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA	ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA
EXTENSO (CONT.)	8.5	0.986	EXTENSO (CONT.)	12.0	0.997
	8.6	0.987		12.1	0.997
	8.7	0.987		12.2	0.997
	8.8	0.988		12.3	0.997
	8.9	0.988		12.4	0.997
	9.0	0.989		12.5	0.997
	9.1	0.989		12.6	0.998
	9.2	0.990		12.7	0.998
	9.3	0.990		12.8	0.998
	9.4	0.991		12.9	0.998
	9.5	0.991		13.0	0.998
	9.6	0.992		13.1	0.998
	9.7	0.992		13.2	0.998
	9.8	0.992		13.3	0.998
	9.9	0.993		13.4	0.998
	10.0	0.993		13.5	0.998
	10.1	0.993		13.6	0.998
	10.2	0.994		13.7	0.998
	10.3	0.994		13.8	0.998
	10.4	0.994		13.9	0.999
	10.5	0.994		14.0	0.999
	10.6	0.995		14.1	0.999
	10.7	0.995		14.2	0.999
	10.8	0.995		14.3	0.999
	10.9	0.995		14.4	0.999
	11.0	0.995		14.5	0.999
	11.1	0.996		14.6	0.999
	11.2	0.996		14.7	0.999
	11.3	0.996		14.8	0.999
	11.4	0.996		14.9	0.999
11.5	0.996	15.0	0.999		
11.6	0.996	15.1	0.999		
11.7	0.997	15.2	0.999		
11.8	0.997	15.3	0.999		
11.9	0.997	15.4	0.999		

Tabla C.16 Probabilidad Acumulada para Sa (Continuación)

ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA	ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA
EXTENSO (CONT.)	15.5	0.999	COMPLETO (CONT.)	2.0	0.340
	15.6	0.999		2.1	0.367
	15.7	0.999		2.2	0.394
	15.8	0.999		2.3	0.421
	15.9	0.999		2.4	0.446
	16.0	0.999		2.5	0.471
	16.1	0.999		2.6	0.495
	16.2	0.999		2.7	0.518
	16.3	0.999		2.8	0.540
	16.4	0.999		2.9	0.561
	16.5	0.999		3.0	0.582
	16.6	0.999		3.1	0.601
	16.7	0.999		3.2	0.620
	16.8	0.999		3.3	0.637
	16.9	0.999		3.4	0.654
COMPLETO	17.0	1.000	3.5	0.671	
	0.1	0.000	3.6	0.686	
	0.2	0.000	3.7	0.701	
	0.3	0.000	3.8	0.715	
	0.4	0.002	3.9	0.728	
	0.5	0.006	4.0	0.741	
	0.6	0.012	4.1	0.753	
	0.7	0.022	4.2	0.764	
	0.8	0.035	4.3	0.775	
	0.9	0.051	4.4	0.786	
	1.0	0.070	4.5	0.795	
	1.1	0.092	4.6	0.805	
	1.2	0.116	4.7	0.814	
	1.3	0.142	4.8	0.822	
	1.4	0.169	4.9	0.830	
1.5	0.197	5.0	0.838		
1.6	0.225	5.1	0.845		
1.7	0.254	5.2	0.852		
1.8	0.283	5.3	0.859		
1.9	0.311	5.4	0.865		

Tabla C.17 Probabilidad Acumulada para Sa (Continuación)

ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA	ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA
COMPLETO (CONT.)	5.5	0.871	COMPLETO (CONT.)	9.0	0.970
	5.6	0.877		9.1	0.971
	5.7	0.882		9.2	0.972
	5.8	0.887		9.3	0.973
	5.9	0.892		9.4	0.974
	6.0	0.897		9.5	0.975
	6.1	0.902		9.6	0.976
	6.2	0.906		9.7	0.977
	6.3	0.910		9.8	0.978
	6.4	0.914		9.9	0.979
	6.5	0.917		10.0	0.980
	6.6	0.921		10.1	0.980
	6.7	0.924		10.2	0.981
	6.8	0.927		10.3	0.982
	6.9	0.930		10.4	0.982
	7.0	0.933		10.5	0.983
	7.1	0.936		10.6	0.984
	7.2	0.939		10.7	0.984
	7.3	0.941		10.8	0.985
	7.4	0.944		10.9	0.985
	7.5	0.946		11.0	0.986
	7.6	0.948		11.1	0.986
	7.7	0.950		11.2	0.987
	7.8	0.952		11.3	0.987
	7.9	0.954		11.4	0.988
	8.0	0.956		11.5	0.988
	8.1	0.958		11.6	0.988
	8.2	0.959		11.7	0.989
	8.3	0.961		11.8	0.989
	8.4	0.962		11.9	0.990
	8.5	0.964		12.0	0.990
	8.6	0.965		12.1	0.990
	8.7	0.967		12.2	0.991
	8.8	0.968		12.3	0.991
	8.9	0.969		12.4	0.991

Tabla C.18 Probabilidad Acumulada para Sa (Continuación)

ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA	ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA
COMPLETO (CONT.)	12.5	0.991	COMPLETO (CONT.)	16.0	0.997
	12.6	0.992		16.1	0.997
	12.7	0.992		16.2	0.997
	12.8	0.992		16.3	0.997
	12.9	0.993		16.4	0.997
	13.0	0.993		16.5	0.998
	13.1	0.993		16.6	0.998
	13.2	0.993		16.7	0.998
	13.3	0.993		16.8	0.998
	13.4	0.994		16.9	0.998
	13.5	0.994		17.0	0.998
	13.6	0.994		17.1	0.998
	13.7	0.994		17.2	0.998
	13.8	0.994		17.3	0.998
	13.9	0.995		17.4	0.998
	14.0	0.995		17.5	0.998
	14.1	0.995		17.6	0.998
	14.2	0.995		17.7	0.998
	14.3	0.995		17.8	0.998
	14.4	0.995		17.9	0.998
	14.5	0.996		18.0	0.998
	14.6	0.996		18.1	0.998
	14.7	0.996		18.2	0.998
	14.8	0.996		18.3	0.999
	14.9	0.996		18.4	0.999
	15.0	0.996		18.5	0.999
	15.1	0.996		18.6	0.999
	15.2	0.996		18.7	0.999
	15.3	0.996		18.8	0.999
	15.4	0.997		18.9	0.999
	15.5	0.997		19.0	0.999
15.6	0.997	19.1	0.999		
15.7	0.997	19.2	0.999		
15.8	0.997	19.3	0.999		
15.9	0.997	19.4	0.999		

Tabla C.19 Probabilidad Acumulada para Sa (Continuación)

ESTADO DE DAÑO	Sa (g)	PROBABILIDAD ACUMULADA
COMPLETO (CONT.)	19.5	0.999
	19.6	0.999
	19.7	0.999
	19.8	0.999
	19.9	0.999
	20.0	0.999
	20.1	0.999
	20.2	0.999
	20.3	0.999
	20.4	0.999
	20.5	0.999
	20.6	0.999
	20.7	0.999
	20.8	0.999
	20.9	0.999
	21.0	0.999
	21.1	0.999
	21.2	0.999
	21.3	0.999
	21.4	0.999
	21.5	0.999
	21.6	0.999
	21.7	0.999
	21.8	0.999
	21.9	0.999
	22.0	0.999
22.1	0.999	
22.2	0.999	
22.3	0.999	
22.4	0.999	
22.5	0.999	
22.6	1.000	

APÉNDICE D

Tabla D.20 Relación de Costos - Sa

Sa (g)	Vulnerabilidad				
	Colapso	Extenso	Moderado	Leve	TOTAL
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.1	0.0000	0.0000	0.0001	0.0675	0.0676
0.2	0.0042	0.0023	0.0094	0.3648	0.3808
0.3	0.0463	0.0227	0.0774	0.7008	0.8472
0.4	0.2035	0.0909	0.2597	0.9583	1.5125
0.5	0.5675	0.2318	0.5665	1.1162	2.4820
0.6	1.2124	0.4548	0.9672	1.1879	3.8223
0.7	2.1814	0.7544	1.4161	1.1952	5.5471
0.8	3.4867	1.1160	1.8702	1.1586	7.6315
0.9	5.1163	1.5203	2.2968	1.0947	10.0281
1	7.0416	1.9479	2.6750	1.0156	12.6800
1.1	9.2242	2.3814	2.9936	0.9298	15.5289
1.2	11.6213	2.8061	3.2489	0.8430	18.5192
1.3	14.1897	3.2107	3.4421	0.7588	21.6013
1.4	16.8878	3.5870	3.5778	0.6794	24.7320
1.5	19.6775	3.9295	3.6618	0.6060	27.8749
1.6	22.5248	4.2350	3.7010	0.5389	30.9997
1.7	25.3998	4.5018	3.7020	0.4783	34.0820
1.8	28.2771	4.7301	3.6714	0.4239	37.1025
1.9	31.1352	4.9207	3.6149	0.3754	40.0462
2	33.9564	5.0753	3.5380	0.3323	42.9020
2.1	36.7265	5.1962	3.4450	0.2941	45.6617
2.2	39.4338	5.2856	3.3401	0.2602	48.3198
2.3	42.0696	5.3463	3.2265	0.2304	50.8728
2.4	44.6272	5.3810	3.1070	0.2040	53.3192
2.5	47.1016	5.3923	2.9839	0.1808	55.6586
2.6	49.4897	5.3828	2.8591	0.1603	57.8919
2.7	51.7895	5.3548	2.7341	0.1423	60.0207
2.8	54.0001	5.3107	2.6102	0.1263	62.0474
2.9	56.1216	5.2526	2.4883	0.1123	63.9748
3	58.1546	5.1825	2.3691	0.0999	65.8061
3.1	60.1005	5.1021	2.2533	0.0890	67.5448
3.2	61.9610	5.0131	2.1412	0.0793	69.1945

Tabla D.21 Relación de Costos - Sa (Continuación)

Sa (g)	Vulnerabilidad				TOTAL
	Colapso	Extenso	Moderado	Leve	
3.3	63.7383	4.9169	2.0330	0.0707	70.7590
3.4	65.4347	4.8148	1.9291	0.0632	72.2419
3.5	67.0529	4.7081	1.8295	0.0565	73.6470
3.6	68.5955	4.5977	1.7343	0.0505	74.9780
3.7	70.0652	4.4847	1.6434	0.0453	76.2386
3.8	71.4651	4.3697	1.5568	0.0406	77.4322
3.9	72.7979	4.2536	1.4744	0.0364	78.5623
4	74.0664	4.1370	1.3961	0.0327	79.6322
4.1	75.2735	4.0203	1.3218	0.0294	80.6450
4.2	76.4219	3.9041	1.2513	0.0265	81.6038
4.3	77.5143	3.7888	1.1846	0.0238	82.5115
4.4	78.5533	3.6747	1.1213	0.0215	83.3708
4.5	79.5414	3.5622	1.0615	0.0194	84.1845
4.6	80.4811	3.4514	1.0049	0.0175	84.9549
4.7	81.3748	3.3426	0.9513	0.0158	85.6846
4.8	82.2246	3.2359	0.9007	0.0143	86.3756
4.9	83.0328	3.1315	0.8529	0.0130	87.0302
5	83.8015	3.0295	0.8077	0.0118	87.6505
5.1	84.5325	2.9300	0.7650	0.0107	88.2382
5.2	85.2278	2.8330	0.7247	0.0097	88.7952
5.3	85.8893	2.7385	0.6866	0.0088	89.3232
5.4	86.5186	2.6467	0.6506	0.0080	89.8239
5.5	87.1173	2.5574	0.6167	0.0073	90.2987
5.6	87.6870	2.4708	0.5846	0.0066	90.7490
5.7	88.2293	2.3867	0.5543	0.0061	91.1763
5.8	88.7454	2.3052	0.5256	0.0055	91.5818
5.9	89.2367	2.2263	0.4986	0.0050	91.9666
6	89.7046	2.1498	0.4730	0.0046	92.3320
6.1	90.1501	2.0758	0.4489	0.0042	92.6790
6.2	90.5744	2.0042	0.4261	0.0039	93.0086
6.3	90.9787	1.9350	0.4045	0.0035	93.3217
6.4	91.3638	1.8681	0.3841	0.0032	93.6192
6.5	91.7308	1.8035	0.3648	0.0030	93.9021
6.6	92.0807	1.7410	0.3466	0.0027	94.1710

Tabla D.22 Relación de Costos - Sa (Continuación)

Sa (g)	Vulnerabilidad				TOTAL
	Colapso	Extenso	Moderado	Leve	
6.7	92.4142	1.6807	0.3293	0.0025	94.4267
6.8	92.7322	1.6225	0.3130	0.0023	94.6699
6.9	93.0354	1.5662	0.2976	0.0021	94.9014
7	93.3247	1.5120	0.2830	0.0019	95.1216
7.1	93.6007	1.4596	0.2692	0.0018	95.3313
7.2	93.8641	1.4092	0.2561	0.0016	95.5309
7.3	94.1154	1.3604	0.2437	0.0015	95.7211
7.4	94.3554	1.3135	0.2319	0.0014	95.9022
7.5	94.5845	1.2681	0.2208	0.0013	96.0747
7.6	94.8033	1.2245	0.2103	0.0012	96.2392
7.7	95.0123	1.1823	0.2003	0.0011	96.3960
7.8	95.2119	1.1417	0.1908	0.0010	96.5455
7.9	95.4027	1.1025	0.1818	0.0009	96.6880
8	95.5851	1.0648	0.1733	0.0009	96.8240
8.1	95.7594	1.0284	0.1652	0.0008	96.9538
8.2	95.9260	0.9933	0.1576	0.0007	97.0777
8.3	96.0854	0.9595	0.1503	0.0007	97.1959
8.4	96.2379	0.9269	0.1434	0.0000	97.3082
8.5	96.3838	0.8955	0.1368	0.0000	97.4160
8.6	96.5233	0.8652	0.1306	0.0000	97.5191
8.7	96.6569	0.8360	0.1247	0.0000	97.6175
8.8	96.7848	0.8078	0.1191	0.0000	97.7116
8.9	96.9072	0.7806	0.1137	0.0000	97.8016
9	97.0244	0.7545	0.1086	0.0000	97.8875
9.1	97.1367	0.7293	0.1038	0.0000	97.9698
9.2	97.2443	0.7049	0.0000	0.0000	97.9492
9.3	97.3474	0.6815	0.0000	0.0000	98.0289
9.4	97.4462	0.6589	0.0000	0.0000	98.1050
9.5	97.5409	0.6370	0.0000	0.0000	98.1779
9.6	97.6317	0.6160	0.0000	0.0000	98.2477
9.7	97.7187	0.5957	0.0000	0.0000	98.3144
9.8	97.8022	0.5762	0.0000	0.0000	98.3784
9.9	97.8823	0.5573	0.0000	0.0000	98.4396
10	97.9591	0.5391	0.0000	0.0000	98.4982

Tabla D.23 Relación de Costos – PGA

PGA (g)	Vulnerabilidad				
	Colapso	Extenso	Moderado	Leve	TOTAL
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.1	0.0000	0.0001	0.0042	0.3029	0.3072
0.2	0.0151	0.0216	0.1952	0.9562	1.1881
0.3	0.2269	0.2130	0.8983	1.2533	2.5915
0.4	1.1092	0.7548	1.9308	1.2465	5.0413
0.5	3.1446	1.6422	2.9170	1.0953	8.7991
0.6	6.5413	2.7146	3.6346	0.9024	13.7930
0.7	11.2052	3.7834	4.0315	0.7175	19.7376
0.8	16.8526	4.7081	4.1488	0.5592	26.2686
0.9	23.1328	5.4143	4.0588	0.4310	33.0369
1	29.7106	5.8818	3.8331	0.3304	39.7560
1.1	36.3077	6.1255	3.5297	0.2527	46.2157
1.2	42.7148	6.1781	3.1912	0.1934	52.2776
1.3	48.7883	6.0792	2.8465	0.1482	57.8622
1.4	54.4399	5.8673	2.5136	0.1139	62.9347
1.5	59.6240	5.5768	2.2033	0.0878	67.4919
1.6	64.3266	5.2364	1.9206	0.0680	71.5515
1.7	68.5553	4.8687	1.6673	0.0528	75.1441
1.8	72.3319	4.4909	1.4433	0.0412	78.3073
1.9	75.6865	4.1159	1.2467	0.0323	81.0814
2	78.6539	3.7524	1.0755	0.0254	83.5072
2.1	81.2700	3.4065	0.9270	0.0200	85.6235
2.2	83.5707	3.0816	0.7987	0.0159	87.4669
2.3	85.5900	2.7799	0.6881	0.0126	89.0707
2.4	87.3599	2.5021	0.5929	0.0101	90.4650
2.5	88.9096	2.2479	0.5111	0.0081	91.6767
2.6	90.2656	2.0165	0.4409	0.0065	92.7295
2.7	91.4516	1.8070	0.3806	0.0053	93.6444
2.8	92.4887	1.6178	0.3288	0.0043	94.4396
2.9	93.3957	1.4475	0.2844	0.0035	95.1310
3	94.1890	1.2946	0.2462	0.0028	95.7326
3.1	94.8831	1.1575	0.2133	0.0023	96.2562
3.2	95.4907	1.0348	0.1851	0.0019	96.7124

Tabla D.24 Relación de Costos – PGA (Continuación)

PGA (g)	Vulnerabilidad				TOTAL
	Colapso	Extenso	Moderado	Leve	
3.3	96.0228	0.9250	0.1607	0.0016	97.1101
3.4	96.4890	0.8270	0.1398	0.0013	97.4571
3.5	96.8979	0.7395	0.1217	0.0011	97.7602
3.6	97.2567	0.6614	0.1061	0.0009	98.0251
3.7	97.5718	0.5918	0.0926	0.0007	98.2569
3.8	97.8487	0.5296	0.0809	0.0006	98.4598
3.9	98.0923	0.4742	0.0707	0.0005	98.6378
4	98.3068	0.4248	0.0620	0.0004	98.7940
4.1	98.4957	0.3807	0.0543	0.0004	98.9311
4.2	98.6623	0.3414	0.0477	0.0003	99.0517
4.3	98.8094	0.3063	0.0419	0.0003	99.1579
4.4	98.9394	0.2750	0.0369	0.0002	99.2514
4.5	99.0543	0.2470	0.0325	0.0002	99.3339
4.6	99.1560	0.2220	0.0286	0.0002	99.4067
4.7	99.2460	0.1996	0.0253	0.0001	99.4711
4.8	99.3259	0.1796	0.0224	0.0001	99.5280
4.9	99.3968	0.1617	0.0198	0.0001	99.5784
5	99.4598	0.1457	0.0175	0.0001	99.6231