



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS
DE CAMINS, CANALS I PORTS



Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica

Programa de doctorado: Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

Vulnerabilidad y daño sísmico de edificios porticados de hormigón armado, irregulares en planta, en Barquisimeto - Venezuela

Tesis Doctoral presentada para optar al grado de Doctor por la
Universitat Politècnica de Catalunya

Autor:

Reyes Indira Herrera González

Director:

Dr. Alex H. Barbat

Co-Director:

Dr. Lluís G. Pujades

BARCELONA, DICIEMBRE DE 2016

Esta Tesis ha sido financiada por una beca de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado (UCLA), Venezuela. Este trabajo ha sido también parcialmente financiado por el Fondo Nacional de Ciencia Tecnología e Innovación adscrito al MPPCTI y el Consejo de Desarrollo Científico Humanístico y Tecnológico de la UCLA, a través de los proyectos de referencias FONACIT No 2011001332 y CDCHT No 002-DIC-2013.



Acta de calificación de tesis doctoral

Curso académico: 2016 / 2017

Nombre y apellidos

Reyes Indira Herrera González

Programa de doctorado

Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

Unidad estructural responsable del programa

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica

Resolución del Tribunal

Reunido el Tribunal designado a tal efecto, el doctorando / la doctoranda expone el tema de la su tesis doctoral titulada: “*Vulnerabilidad y daño sísmico de edificios porticados de hormigón armado, irregulares en planta, en Barquisimeto – Venezuela*”

Acabada la lectura y después de dar respuesta a las cuestiones formuladas por los miembros titulares del tribunal, éste otorga la calificación:

NO APTO APROBADO NOTABLE SOBRESALIENTE

(Nombre, apellidos y firma)		(Nombre, apellidos y firma)	
Presidente/a		Secretario/a	
(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)
Vocal	Vocal	Vocal	Vocal

_____, _____ de _____ de _____

El resultado del escrutinio de los votos emitidos por los miembros titulares del tribunal, efectuado por la Escuela de Doctorado, a instancia de la Comisión de Doctorado de la UPC, otorga la MENCIÓN CUM LAUDE:

SÍ NO

(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)
Presidente de la Comisión Permanente de la Escuela de Doctorado	Secretario de la Comisión Permanente de la Escuela de Doctorado

Barcelona a _____ de _____ de _____

DEDICATORIA

A mi Dios Jehová,

A mis padres Yolanda y Juan,

A mi esposo Richard,

A mi hija Valeria Stephania, el amor de mi vida

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi Dios Jehová, por la oportunidad de la vida.

Quiero expresar un sincero agradecimiento a mis Directores de tesis Profesores Alex Barbat y Lluís Pujades, por sus orientaciones y consejos en este trabajo.

Agradecer a mis compañeros de trabajo Ronald Ugel por su ánimo, consejos y ayuda en esta etapa y a Hermenegildo Rodríguez por su compañía en esta aventura académica.

Mi agradecimiento a la oficina del Departamento de Ingeniería Estructural, del Decanato de Ingeniería Civil de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, por su disponibilidad en las gestiones administrativas en la UCLA durante este doctorado.

También quiero agradecer a la oficina del Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica de la Universitat Politècnica de Catalunya, por su disponibilidad en las gestiones administrativas en la UPC durante este doctorado.

De la misma forma, expresar mis agradecimientos a las instituciones que financiaron este Doctorado y Tesis Doctoral, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado Barquisimeto Venezuela (UCLA) mediante el Consejo de Desarrollo Científico Humanístico y Tecnológico (CDCHT), y la Dirección de Formación de Personal Académico (DFPA), al Observatorio Nacional de ciencia y Tecnología (ONCTI), y por supuesto a la Institución donde se desarrolló este doctorado Universitat Politècnica de Catalunya, BarcelonaTech (UPC).

RESUMEN

En este trabajo se analiza la respuesta sísmica, la vulnerabilidad y el daño esperado en edificios residenciales de hormigón armado con irregularidad estructural en planta. Esta irregularidad se debe principalmente a entrantes o salientes en las esquinas y, también, a diafragmas discontinuos causados por esta geometría irregular. Además, también se estudia la influencia de plantas simétricas en el comportamiento sísmico de la estructura. Esta clase de edificaciones y de configuraciones son típicas de la zona metropolitana de Barquisimeto en Venezuela, donde la peligrosidad sísmica es importante. Vale la pena mencionar que los edificios fueron proyectados de acuerdo a la norma sismorresistente del país. Así, se propone un método específico de evaluación, basado en los análisis estático y dinámico clásicos, pero teniendo en cuenta la tridimensionalidad del problema. El estudio estático, incluye el análisis de la rigidez inicial, de curvas de capacidad, así como de desplazamientos globales y relativos. Los resultados del análisis estático se contrastan con los del análisis dinámico incremental, para el que se usan tres acelerogramas registrados y tres artificiales. Los seis acelerogramas se han seleccionado de forma que son compatibles con las características geológicas y geotécnicas de la zona de estudio y, al mismo tiempo, sus espectros de respuesta son compatibles con el espectro de diseño de la norma para una zona de peligrosidad sísmica alta. Para el análisis de la tridimensionalidad del problema las acciones sísmicas se aplican de acuerdo a combinaciones adecuadas según los dos ejes X e Y, promediando los resultados para obtener la curva envolvente IDA, los desplazamientos en función de la aceleración pico, la torsión y la rotación de los ejes resistentes verticales, hallándose una buena correlación entre los resultados del análisis estático y los del dinámico. Por otra parte, el análisis de fragilidad y evaluación del daño esperado se realiza mediante la conocida propuesta del proyecto Risk-UE y mediante una propuesta novedosa de modelo de fragilidad y de índice de daño basada en la curva de capacidad. Los principales resultados obtenidos indican lo siguiente: i) los momentos torsionales en ejes resistentes adyacentes a las áreas entrantes son mayores que en ejes resistentes lejanos; ii) en edificios con aberturas internas, la torsión aumenta en estructuras asimétricas y disminuye en modelos con simetría en planta; iii) el daño esperado es mayor en edificios irregulares; para estos edificios y para las acciones sísmicas esperadas en la zona son esperables estados de daño entre *Severo* y *Colapso*, siendo significativamente menores los esperados para edificios regulares. Finalmente, una conclusión importante de este trabajo es la conveniencia de revisar la consideración de la irregularidad en la norma sísmica del país, dado que, edificios con una irregularidad de diseño permitida, muestran una respuesta sísmica insatisfactoria.

ABSTRACT

In this research, the seismic response, the vulnerability and the expected damage in reinforced concrete residential buildings, with irregular plants, are analyzed. This irregularity is mainly due to inbound and outbound areas at the corners and also to discontinuous diaphragms caused by this irregular geometry. Moreover, the influence that symmetries on several plants may have on the seismic performance is also studied. It is worth noting that these buildings and configurations are typical of the metropolitan area of Barquisimeto in Venezuela, where seismic hazard is important. Besides, buildings were projected according to the seismic code of the country. Thus, a specific evaluation method is proposed. The method is based on classical static and dynamic analyses, but it also takes into account the three-dimensionality of the problem. The static study includes the analysis of initial stiffness, capacity curves and global and relative displacements. The results of the static analysis are then checked with the ones coming from the incremental dynamic analysis. For the dynamic analyses three recorded and three artificial accelerograms are used. Those six accelerograms were selected in such a way that they are compatible with the geological and geotechnical characteristics of the area and also their response spectra are compatible with the design spectrum provided in the seismic code for high seismic hazard zones. In order to take into account the three-dimensionality of the problem, accelerograms are applied to the two X and Y axes according to suitable combinations, thus obtaining the IDA envelope curve, the displacements as functions of the peak ground acceleration and the torsion and rotation of the vertical resistant axes. A fair good correlation between the results of the static and dynamic analyses is obtained. On the other hand, a fragility analysis and the assessment of expected damage is performed by means of the well-known method proposed in the framework of the Risk-UE project and also by means of a recently proposed new fragility model and new damage index based on the capacity curve. The obtained results are as follow: i) the torsional moments in resistant axes nearby to the inbound areas are greater than the ones in distant resistant axes; (ii) in buildings with internal gaps, torsion increases in asymmetric structures and it decreases in models with symmetry in plant; (iii) expected damage is greater in irregular buildings; for these buildings and for the likely seismic actions in the area, damage states between *Severe* and *Collapse* damage states are expected; however, the expected damage states for regular buildings are significantly lower. Finally, an important conclusion of this work is that it is worthwhile to review the irregularity conditions in the seismic code, since buildings with an allowable design irregularity show an unsatisfactory seismic behavior.

ÍNDICE

ÍNDICE.....	i
ÍNDICE DE FIGURAS	v
ÍNDICE DE TABLAS	xi
Capítulo 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Motivación.....	6
1.3 Objetivos.....	6
1.3.1 Objetivo general	7
1.3.2 Objetivos específicos de la investigación.....	7
1.4 Alcance del estudio.....	8
1.5 Metodología.....	8
1.6 Contenido del documento	12
1.7 Principales aportes del trabajo	13
Capítulo 2: ASPECTOS CONCEPTUALES	15
2.1 Introducción.....	15
2.2 Vulnerabilidad	17
2.3 Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica	20
2.3.1 Clasificación de los métodos según Corsanego y Petrini (1990)	20
2.3.2 Clasificación según Dolce et al. (1994).....	23
2.3.3 Clasificación según Calvi et al. (2006).....	24
2.4 El análisis inelástico	27
2.4.1 Caracterización de la demanda sísmica	28
2.4.2 Métodos de análisis sísmicos no lineales	41
2.5 Evaluación del desempeño sísmico.	58
2.5.1 Punto de capacidad por demanda (punto de desempeño).....	58
2.5.2 Método N2.....	59
2.5.3 Método del espectro de capacidad (CSM).....	61
2.5.4 Método del coeficiente de desplazamiento (MCD).....	63
2.5.5 Extensión de nuevos procedimientos estáticos para la evaluación de estructuras irregulares.....	64
2.6 Verificación del desempeño sísmico.	67
2.7 Fragilidad y daño sísmico estructural en edificios	68

2.7.1	Los estados o umbrales de daño	69
2.7.2	Las curvas de fragilidad.....	70
2.7.3	Los índices de daño basados en análisis inelásticos	71
2.8	Resumen y discusión	76

Capítulo 3: CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES EN PLANTA.....79

3.1	Introducción.....	79
3.2	Configuraciones de algunos edificios típicos en Venezuela	79
3.3	Consideraciones de torsión y flexibilidad del diafragma	82
3.3.1	Torsión.....	82
3.3.2	Flexibilidad del diafragma.....	85
3.4	Configuración y regularidad estructural	87
3.4.1	Irregularidad horizontal o en planta.....	89
3.5	Resumen	96

Capítulo 4: DEMANDA, CAPACIDAD Y DAÑO. ASPECTOS

METODOLOGICOS99

4.1	Introducción.....	99
4.2	Demanda.....	99
4.2.1	Fuentes de información	100
4.2.2	Acelerogramas seleccionados.....	100
4.2.3	Espectros de respuesta	102
4.3	La capacidad	104
4.3.1	Edificios existentes	105
4.3.2	Edificios modelados	110
4.3.3	Definición de variables de configuración estructural de los edificios.....	113
4.4	Propiedades del modelado de los edificios.....	114
4.4.1	Inelasticidad de los elementos	114
4.4.2	Materiales	115
4.4.3	Masa y cargas	117
4.4.4	Amortiguamiento.....	118
4.4.5	Modelo del diafragma.....	119
4.5	Análisis no lineal o inelástico aplicado.	119
4.5.1	Análisis estático no lineal para sistemas tridimensionales	119
4.5.2	Análisis dinámico no lineal para sistemas tridimensionales	120
4.5.3	Análisis dinámico de modos propios.....	122
4.6	Análisis del daño	122
4.7	Resumen y discusión	123

Capítulo 5: ESTUDIO DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS

IRREGULARES EN PLANTA.....125

5.1	Introducción.....	125
5.2	Propiedades dinámicas de los edificios estudiados	125
5.3	Curvas de capacidad de los edificios	127
5.3.1	Modelo ME2.....	127

5.3.2	Modelo ME5.....	129
5.4	Curvas de desplazamiento lateral de los edificios.....	131
5.4.1	Modelo ME2.....	131
5.4.2	Modelo ME5.....	134
5.5	Evaluación de la respuesta torsional en planta de los edificios existentes ...	138
5.5.1	Modelo ME2.....	138
5.5.2	Modelo ME5.....	141
5.6	Evaluación de la respuesta torsional de los modelos MR1, MU2 y MH3....	144
5.7	Resumen y discusión de los resultados.....	151
Capítulo 6: EL DAÑO EN EDIFICIOS IRREGULARES EN PLANTA		155
6.1	Introducción.....	155
6.2	Modelo de capacidad.....	155
6.3	Modelo de daño.....	158
6.4	Modelo de fragilidad.....	159
6.5	Estado o grado de daño medio.....	164
6.6	Índice de daño basado en el análisis dinámico.....	166
6.7	Resumen y discusión.....	168
Capítulo 7: CONCLUSIONES.....		171
7.1	Introducción.....	171
7.2	Capacidad y desplazamiento.....	171
7.3	Comportamiento torsional.....	173
7.4	Modelo de daño.....	175
7.5	Conclusiones generales.....	176
7.6	Líneas futuras de investigación.....	178
7.7	Otras propuestas.....	179
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		181
ANEXOS I. Irregularidad estructural		191
ANEXO II. Modelo ME8		199
ANEXOS III. Modelo paramétrico de daño y fragilidad de los sistemas ME2 y ME5.....		201

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Sistemas principales de fallas en el centro y oeste de Venezuela, la falla de Boconó y falla de San Sebastián (Rocabado et al. 2007)	4
Figura 1.2	Componentes que incluyen un estudio de la vulnerabilidad sísmica.....	10
Figura 2.1	Pérdidas económicas directas por terremotos en los últimos 113 años (Daniell 2012).....	16
Figura 2.2	Técnicas de análisis de evaluación de la vulnerabilidad (Vicente et al. 2011).....	22
Figura 2.3	Clasificación de las técnicas de evaluación de la vulnerabilidad (Dolce et al. 1994).....	23
Figura 2.4	Componentes de una evaluación de riesgo sísmico y métodos	24
Figura 2.5	Componentes del cálculo de las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño con métodos analíticos (Dumova-Jovanoska 2004).....	26
Figura 2.6	Representación esquemática del uso de procedimientos de análisis inelásticos para estimar las fuerzas y deformaciones inelásticas (FEMA 2005).....	27
Figura 2.7	Componentes NS y EW del acelerograma del sismo de Tucacas-Venezuela ocurrido el 12/septiembre/2009.	29
Figura 2.8	Acelerograma sintético para Mw 6.4 y rp 179 km	31
Figura 2.9	Funciones envolventes para la generación de acelerogramas artificiales, envolvente a) Trapezoidal, b) Sagaroni y Hart (Seismosoft 2013a).....	32
Figura 2.10	Mapa de iso-períodos de las ciudades de Barquisimeto y Cabudare (Rocabado et al. 2007).....	34
Figura 2.11	Mapa de microzonas sísmica de Barquisimeto, Cabudare-Venezuela, ajustado según Morales (2012)	35
Figura 2.12	Mapa de zonificación sísmica de Venezuela (COVENIN 1756 2001).....	36
Figura 2.13	a) Espectros de respuesta elástica, 5% amortiguada, propuestos en la norma sísmica venezolana, para los diferentes tipos de suelo	40
Figura 2.14	Métodos de análisis aplicados en ingeniería sísmica (Elnashai y DiSarno 2008).....	42
Figura 2.15	Curvas de respuesta del análisis pushover convencional, adaptativo y dinámico para diferentes modelos estructurales para sistemas regulares (derecha) e irregulares (izquierda).....	46
Figura 2.16	Curva de capacidad (V vs δ) del análisis pushover convencional.	47
Figura 2.17	Curva bilineal (Izquierda) ATC-40, (Derecha) N2 de EC8, para el edificios de dos pisos.....	48
Figura 2.18	Curva de respuesta para un sistema estructural sujetos a cargas horizontales, con variaciones de la rigidez.....	49
Figura 2.19	Curva de capacidad para un sistema estructural sujeto a cargas horizontales	51
Figura 2.20	Concentraciones de esfuerzos causadas por pequeñas (izquierda) y grandes (derecha) aberturas en los diafragmas horizontales (Elnashai y DiSarno 2008)	52

Figura 2.21	Curva de respuesta para el comportamiento de la ductilidad de una estructura frágil (A) y dúctil (B) (Elnashai y DiSarno 2008)	53
Figura 2.22	Relación entre el factor de reserva de resistencia Ω , ductilidad μ y factor de reducción de respuesta R (Mwafy y Elnashai 2002)	54
Figura 2.23	Curvas de desplazamientos IDA (izquierda) para diferentes registros sísmicos y curvas envolvente de capacidad IDA y Pushover PA (derecha) (Vargas 2013).....	58
Figura 2.24	Esquema para estimar el punto de desempeño (Lantada 2007).....	59
Figura 2.25	a) Modelo MDOF de un edificio, b) Espectro de respuesta elástico de aceleración	60
Figura 2.26	Rango de períodos cortos.....	60
Figura 2.27	Rango de períodos largos.....	60
Figura 2.28	Ejemplo varios patrones de fuerza y su factor de participación modal y coeficiente de masa modal (ATC 1996)	63
Figura 2.29	Umbral de los estados de daño propuestos en proyecto Risk-UE	70
Figura 2.30	Esquema de curvas de fragilidad que contiene 4 estados de daño diferentes al grado de daño nulo. A partir de las curvas de fragilidad se obtienen las matrices de probabilidad de daño para un desplazamiento espectral S_d	71
Figura 2.31	Comparación de las funciones de Estado por daño medio de Risk-UE, índice de Park y Ang y el índice basado en capacidad de Pujades et al. (2015)	76
Figura 3.1	a) Edificios y urbanismo en Caracas, b) Vivienda típicas en diferentes ciudades, c) Edificio de vivienda multifamiliar Lecherias, d) Edificios modernos en construcción Barquisimeto.....	80
Figura 3.2	Edificios de hormigón armado con irregularidad geométrica en planta ubicados en Barquisimeto-Venezuela: a) Vivienda de 2 niveles, b) Edificio de 5 niveles, c) Edificio de 10 niveles.....	81
Figura 3.3	Edificios en Mérida-Venezuela con: a) con planta baja libre y b) con discontinuidad en planta	82
Figura 3.4	Torsión en planta rectangular causada por una distribución descompensada de rigidez de los elementos portantes (Alonso 2012).....	84
Figura 3.5	Representación de la torsión accidental (Alonso 2012).....	85
Figura 3.6	Flexibilidad del diafragma según ASCE/SEI 7-10 (ASCE 2010)	86
Figura 3.7	Esquema de la configuración estructural de los edificios (Adaptado de Alonso 2012)	88
Figura 3.8	Plano del edificio Miramar-Cumana, a) Plano de primera planta del edificio, b) Edificio antes del terremoto de Cariaco 1997 y c) Después del terremoto de Cariaco 1997 (Hernández et al. 2007)	91
Figura 3.9	Hospital con daños severos en terremoto de Chile en 2010 (http://gallery.usgs.gov/).....	92
Figura 3.10	Irregularidad geométrica horizontal o en plantas, a) Por excentricidad extrema o torsión, b) Por esquina entrante, c) Por plantas con esquinas entrantes, d) Por discontinuidad en el diafragma.....	94
Figura 3.11	Irregularidad por discontinuidad fuera del plano resistente vertical (ASCE 2010).....	94

Figura 3.12	Modelo analítico y comportamiento modal de un edificio con sistemas portantes no paralelos (Izquierda), edificio en la Ciudad de México con daños estructurales y no estructurales por el terremoto de 1985 (Alonso 2012)	95
Figura 3.13	Irregularidad por relación de esbeltez en planta	96
Figura 4.1	Acelerogramas artificiales a) 1 y b) 2 de la Tabla 4.1. Los espectros son compatibles con el espectro de diseño del suelo S2.	102
Figura 4.2	Comparación de espectros de respuesta híbridos basados en reales y artificiales compatibles con el suelo S2.....	103
Figura 4.3	Comparación de espectros de desplazamiento del grupo de seis sismos con el del suelo S2.....	103
Figura 4.4	Espectro de respuesta medio en formato Sa-Sd.....	104
Figura 4.5	Localización de los casos de estudio en la ciudad de Barquisimeto, Venezuela..	105
Figura 4.6	Esquema en 3D del modelo de edificio o vivienda de dos niveles (ME2)	106
Figura 4.7	Planta y alzado de edificio de dos niveles (dimensiones en m).....	106
Figura 4.8	a) sección transversal de columnas y b) sección transversal típica de vigas Nivel 1	107
Figura 4.9	Esquema en 3D del modelo de edificio de cinco niveles (ME5).....	108
Figura 4.10	Planta y alzado de edificio de cinco niveles (dimensiones en m).....	108
Figura 4.11	a) sección de columnas y b) sección típica de vigas Nivel 1	109
Figura 4.12	Esquema en 3D del modelo de edificio de ocho niveles (ME8).....	109
Figura 4.13	Planta y alzado de edificio de ocho niveles (dimensiones en m).....	110
Figura 4.14	Esquema 3D de los modelos virtuales de las estructuras de seis niveles, a) regular, sin entrante: MR1, b) con un entrante: MU2, c) con dos entrantes: MH3.....	111
Figura 4.15	Planta de los edificios de seis niveles, a) sin entrantes: MR1, b) con un entrante: MU2, c) con dos entrantes: MH3 y d) alzado de los mismos (dimensiones en m).....	112
Figura 4.16	Discretización de una sección típica del modelo de fibras de hormigón armado (adaptado de Seismosoft 2004).....	114
Figura 4.17	Subdivisión del elemento estructural en cuatro partes.....	115
Figura 4.18	Modelo constitutivo y propiedades del hormigón armado según Mander et al. (1988).....	116
Figura 4.19	Modelo constitutivo y propiedades del acero de refuerzo según Menegotto y Pinto (1973)	117
Figura 5.1	Deformada del modelo ME2 para los primeros modos de vibración en a) traslacional, b) traslacional y torsión, c) torsional	127
Figura 5.2	Deformada del modelo ME5 para los primeros modos de vibración en a) traslacional, b) torsional, c) traslacional	127
Figura 5.3	Curvas de capacidad en dirección a) X y b) Y, del edificio o modelo ME2.....	128
Figura 5.4	Curvas de capacidad en dirección a) X y b) Y, del edificio o modelo ME5.....	130
Figura 5.5	Desplazamientos globales de cubierta del análisis estático en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME2).....	132

Figura 5.6	Desplazamientos relativos en (%) del análisis estático en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME2).....	132
Figura 5.7	Desplazamientos globales de cubierta del análisis dinámico en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME2).....	133
Figura 5.8	Media de desplazamientos relativos en (%) en términos de PGA del análisis dinámico en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME2)	133
Figura 5.9	Desplazamientos globales de cubierta del análisis estático en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME5).....	135
Figura 5.10	Desplazamientos relativos máximos en (%) del análisis estático en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME5)	136
Figura 5.11	Desplazamientos globales de cubierta del análisis dinámico en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME5).....	136
Figura 5.12	Media de desplazamientos relativos en (%) en términos de PGA del análisis dinámico en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME5)	137
Figura 5.13	Momentos torsores en planta del modelo ME2 para los acelerogramas a) S1, b) S2, c) S3, d) S4, e) S5, f) S6.....	138
Figura 5.14	Rotaciones máximas en planta Nivel 1 para los acelerogramas a) S1, b) S2, c) S3, d) S4, e) S5, f) S6 del Modelo ME2	139
Figura 5.15	Representación en planta de los momentos torsores para un PGA de 0.30g del Modelo ME2.....	140
Figura 5.16	Comportamiento del momento torsor máximo por nivel para el ME2, para todos los acelerogramas.....	141
Figura 5.17	Momentos torsores en planta base para los acelerogramas a) S1, b) S2, c) S3, d) S4, e) S5, f) S6 del modelo (ME5)	142
Figura 5.18	Rotaciones máximas en planta nivel 1 para los acelerogramas a) S1, b) S2, c) S3, d) S4, e) S5, f) S6 del modelo (ME5).....	143
Figura 5.19	Media de los momentos maximos en planta del modelo ME5 para todos los acelerogramas	143
Figura 5.20	Comportamiento del momentos torsor máximos por nivel para el ME2, para todos los acelerogramas.....	144
Figura 5.21	Deformada del modelo MR1 para los tres primeros modos de vibración, a) Traslación Y, b) Traslación X, c) Torsión.....	145
Figura 5.22	Deformada del modelo MU2 para los tres primeros modos de vibración, a) Traslación X e Y, b) Traslación Y, c) Torsión	146
Figura 5.23	Deformada del modelo MH3 para los tres primeros modos de vibración, a) Traslación X, b) Traslación Y, c) Torsión	146
Figura 5.24	Curvas de capacidad estática y dinámica del modelo MR1 a) dirección X, b) dirección Y, para el MU2 c) dirección X, d) dirección Y y para el MH3 e) dirección X f) dirección Y	147
Figura 5.25	Momentos torsores en planta baja o base de las columna para: el MR1 y los acelerogramas a) S1, b) S3, c) S5, el MU2 y los acelerogramas d) S1, e) S3, f) S5 y el MH3 y los acelerogramas g) S1, h) S3, i) S5.....	148
Figura 5.26	Momentos de torsión del modelo MR1, para los acelerogramas y un PGA de 0.30g.	149

Figura 5.27	Momentos de torsión del modelo MU2, para los acelerogramas y un PGA de 0.30g.	149
Figura 5.28	Momentos de torsión del modelo MH3 para los acelerogramas y un PGA de 0.30g.	150
Figura 6.1	Curvas de capacidad de los valores originales, ajustado y mejorado de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3	156
Figura 6.2	Formas bilineales de las curvas de capacidad de los valores originales y ajustados de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3	157
Figura 6.3	Curvas normalizadas de índice de daño DIN, capacidad no lineal, degradación de energía, rigidez tangente y secante de los MR1, MU2, MH3.....	159
Figura 6.4	Umbrales de los estados de daño de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3, de acuerdo al método Pujades et al. (2015)	160
Figura 6.5	Curvas de fragilidad de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3, según Risk-UE.....	162
Figura 6.6	Curvas de fragilidad de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3, según Pujades et al. (2015).....	162
Figura 6.7	Curvas de daño medio normalizado de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3	164
Figura 6.8	Comparación de las curvas de daño medio normalizado para los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3 según IDcc y Risk-UE.....	165
Figura 6.9	Comparación entre las curvas de daño medio IDcc en función del PGA para la a) dirección X; b) dirección Y de los sistemas estructurales MR1 (regular), MU2 (un entrante), MH3 (dos entrantes)	167
Figura 6.10	Curvas de índice de daño medio IDcc en función del PGA considerando variables probabilistas desviación estándar, media y promedio. a) Modelo MR1X, b) Modelo MH3Y	168

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1	Grandes terremotos ocurridos en el centro y occidente de Venezuela	3
Tabla 2.1	Aceleración horizontal para cada zona de Venezuela.....	37
Tabla 2.2	Tipos de suelo, forma espectral y factor de corrección (ϕ) correspondiente	38
Tabla 2.3	Factor de importancia de acuerdo al uso de la edificación	41
Tabla 2.4	Valores límite de la deriva máxima de entrepiso para el estado de daño y niveles de desempeño (SEAOC 1995).....	68
Tabla 2.5	Umbral de los estados de daño proyecto Risk-UE	70
Tabla 2.6	Rango de valores de los índices de Park y Ang para cinco estados de daño	73
Tabla 2.7	Rango de valores de los índices de Park y Ang para cuatro estados de daño	73
Tabla 3.1	Criterios para la irregularidad torsional extrema	90
Tabla 3.2	Criterios para las esquinas entrantes.....	92
Tabla 3.3	Criterios para la discontinuidad en el diafragma	93
Tabla 3.4	Comparación de criterios para la relación de esbeltez en planta	96
Tabla 4.1	Propiedades de acelerogramas sintéticos y artificiales compatibles con el espectro de suelo S2.....	101
Tabla 4.2	Parámetros sísmicos de la zona 5 según COVENIN 1756 (2001).....	102
Tabla 4.3	Geometría de las secciones, edificio de dos niveles.....	107
Tabla 4.4	Geometría de las secciones del edificio de cinco niveles, para el primer nivel....	109
Tabla 4.5	Geometría de las secciones del edificio de ocho niveles, nivel 1 eje E y eje 5	110
Tabla 4.6	Geometría de las secciones de los edificios de seis niveles MR1, MU2, MH3, nivel 1 eje A.....	112
Tabla 4.7	Relación aspecto de longitudes y de áreas de entrantes para las configuraciones analizadas	113
Tabla 4.8	Cargas permanente de servicio para las estructuras analizadas	117
Tabla 4.9	Peso y centro de masas de las estructuras analizadas	118
Tabla 5.1	Periodos y porcentajes de masas modales efectivas del ME2 y ME5	126
Tabla 5.2	Valores de la curva media del análisis pushover estático adaptativo del edificio (ME2)	128
Tabla 5.3	Valores de la curva de capacidad media del análisis dinámico incremental IDA del ME2	129
Tabla 5.4	Envoltura media del análisis pushover estático adaptativo (APA) del edificio o modelo ME5	130
Tabla 5.5	Valores de la curva envoltura media del análisis dinámico incremental IDA del ME5	131
Tabla 5.6	Media de desplazamientos globales y relativos del análisis APA (ME2).....	132
Tabla 5.7	Media de desplazamientos relativos del análisis IDA en términos de PGA (ME2).....	134

Tabla 5.8	Media de desplazamientos globales y relativos del análisis APA (ME5).....	135
Tabla 5.9	Media de desplazamientos relativos del análisis IDA en términos de PGA (ME5) para diferentes intensidades	137
Tabla 5.10	Comportamiento de los momentos y rotaciones en planta ME2	139
Tabla 5.11	Comportamiento de los momentos y rotaciones en planta ME5	142
Tabla 5.12	Propiedades dinámicas de los modos propios de los modelos MR1, MU2, MH3.....	145
Tabla 6.1	Parámetros independientes de las curvas de capacidad	156
Tabla 6.2	Parámetros de las curvas de capacidad bilineales de las curvas originales y mejoradas.....	158
Tabla 6.3	Umbral de los estados de daño de Risk-UE y del método Pujades et al. (2015).....	161
Tabla 6.4	Comparación de los parámetros de las curvas de capacidad de los sistemas estructurales según Risk-UE y Pujades et al. (2015)	163
Tabla 6.5	Tabla de valores del índice de daño del modelo de capacidad de Pujades et al. (2015) en base al índice de Park y Ang para cuatro estados de daño	167

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

La base fundamental para llevar a cabo estudios de riesgo sísmico a nivel estructural, es disponer de una amplia información sobre los elementos con los que se pretende trabajar para evaluar la vulnerabilidad sísmica, luego, calcular el daño probable a causa de un sismo (Mena 2002). De acuerdo a los actuales avances en esta área, la evaluación sísmica de estructuras de hormigón armado se puede realizar por dos métodos diferentes: métodos empíricos y métodos mecánicos (Calvi *et al.* 2006).

Asimismo, la evaluación del daño sísmico de edificaciones está influenciada por incertidumbres en cada paso del proceso de evaluación (Vargas *et al.* 2013), las tendencias más recientes en el diseño y evaluación sismo-resistente y en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica consisten en aplicar métodos mecánicos simplificados basados en el desempeño de las estructuras y que involucran esencialmente métodos basados en el espectro de capacidad (Fajfar 2000), porque permiten obtener buenas aproximaciones a escenarios sísmicos reales. Los dos procedimientos de análisis no lineal frecuentemente utilizados son: El análisis dinámico no lineal (ADNL) y el análisis estático no lineal (AENL) o análisis pushover (AP). Este último representa la herramienta más utilizada en la práctica profesional para la evaluación del desempeño sísmico no lineal de estructuras (De Stefano y Mariani 2014). Por otra parte, los análisis dinámicos no lineales suelen demandar un elevado coste computacional, lo cual puede ser un inconveniente importante para analizar grupos de estructuras.

Así, los procedimientos basados en el AENL, son una poderosa herramienta para la evaluación del desempeño y existen directrices de análisis estructural no lineal sísmico, como el FEMA 273 (FEMA 1997), FEMA 356 (ACSE 2000), ATC-40 (ATC 1996) y el FEMA 440 (FEMA 2005), que recomiendan el uso de este tipo de procedimientos.

Recientemente, el EUROCÓDIGO, en adelante EC8 (CEN 2004), también incorporó el procedimiento como una técnica de evaluación. Algunos ejemplos técnico-científicos se han desarrollado con amplia aceptación e involucran el AENL para la evaluación sísmica de estructuras relativamente simples, tales como edificios regulares, susceptibles de ser analizados por pórticos planos, entre los que se encuentran, el método del espectro de capacidad inicialmente propuesto por Freeman *et al.* (1975), el método de diseño basado en desplazamiento de Priestley *et al.* (2007) y el método N2 desarrollado por Fajfar (2000). Una excelente revisión sobre métodos para la evaluación de la vulnerabilidad y el desempeño sísmico, junto con un análisis de sus principales ventajas y desventajas, es presentada en Calvi *et al.* (2006) y en Herrera *et al.* (2013a).

Sin embargo, existen algunas cuestiones que aún deben aclararse en relación con el formato del análisis Pushover según cita Bhatt y Bento (2014). Por lo que se requiere más investigación y desarrollo, que vale la pena seguir persiguiendo para la optimización y verificación de los procedimientos estáticos no lineales para estimar el comportamiento sísmico de estructuras irregulares y avanzar un paso más en el problema del pushover en tres dimensiones (3D). Con el objetivo de llegar a una eventual introducción en los códigos de diseño sísmicos, que los haga capaces de tratar la evaluación de estructuras irregulares en planta, así como indicar la fiabilidad de los procedimientos estáticos para estimar la respuesta real de edificios irregulares de hormigón.

En otro contexto, es necesario señalar que Venezuela ha sido afectada gravemente por terremotos destructivos durante su historia (Grases *et al.* 1999). En la actualidad, aproximadamente el 80 % de la población vive en zonas de alta amenaza sísmica, lo que conlleva a un aumento del nivel de riesgo (Márquez *et al.* 2010). De esta forma, la amenaza sísmica de la zona, el inadecuado diseño y construcción de edificios, así como los daños ocurridos por terremotos anteriores, evidencian la vulnerabilidad física de las edificaciones existentes en el país. Si se considera que los fenómenos sísmicos están fuera del alcance de la predicción, existe la necesidad de realizar investigaciones en el campo de la ingeniería sísmica, de tal forma que los códigos de diseño sismo-resistente vigentes del país incorporen y reflejen los avances en esta materia. Además, las mejoras estructurales requieren también de una evaluación de su desempeño sísmico, es decir, la predicción del daño esperado en las estructuras en el momento que ocurra un terremoto

de una cierta severidad. A partir de dicha predicción pueden definirse soluciones para la reducción de la vulnerabilidad estructural (Barbat *et al.* 1998).

En este sentido, la ciudad de Barquisimeto, ubicada al este del Estado Lara, está situada en la zona centro occidental del país. Se encuentra emplazada en la zona de convergencia entre la cordillera de la costa y la cordillera de los andes de Mérida, producto de la interacción entre las placas del Caribe y de Suramérica (Funvisis 2009); esta zona geográfica tiene alta sismicidad y ha sido afectada por terremotos devastadores de gran magnitud como el ocurrido en 1812 (ver Tabla 1.1), ocasionando una gran destrucción de estas ciudades (Choy *et al.* 2010). Barquisimeto se encuentra prácticamente limitada al sur por el tramo de la Falla de Boconó (ver Figura 1.1), con un rumbo de tipo transcurrente dextral (Audemard *et al.* 2000), estableciendo que la región sea clasificada en la quinta zona del mapa de peligrosidad sísmica de Venezuela según la norma venezolana COVENIN 1756 (2001) “Edificaciones sismorresistentes”, con aceleraciones esperadas en roca de 0.30g para una probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años (período de retorno de 475 años).

Tabla 1.1 Grandes terremotos ocurridos en el centro y occidente de Venezuela

Lugar y fecha	Intensidad ¹ Epicentro	Magnitud Mw
Barquisimeto-San Felipe 1812, marzo 26	IX	7.4±0.35
El Tocuyo 1950, agosto 3	IX	6.3
Caracas 1967, julio 29	VIII	6.6
Cariaco 1997, julio 9	IX	7.0
Tucacas 2009, septiembre 12	VI	6.4

Las edificaciones que predominan en el área de Barquisimeto, generalmente son edificios de hormigón armado de tipo porticado con uniones rígidas y vanos cortos, las losas pueden ser de acero u hormigón de diferentes tipos, macizas, nervadas o reticulares y los cerramientos verticales de los pórticos suelen ser de bloques de hormigón o ladrillos hueco. La irregularidad estructural en planta y altura es una característica predominante en la construcción de edificios de la zona y sus niveles de diseño sísmico varían de acuerdo a su uso y al año de construcción, características que

¹ La intensidad está referida a la escala modificada de mercalli según Wood, H., Neumann, F. (1931). Modified Mercalli intensity scale of 1931, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 21, No 4, 277–283.

han sido consideradas en los modelos de edificios irregulares de hormigón armado de esta investigación con el objetivo de obtener el desempeño sísmico.

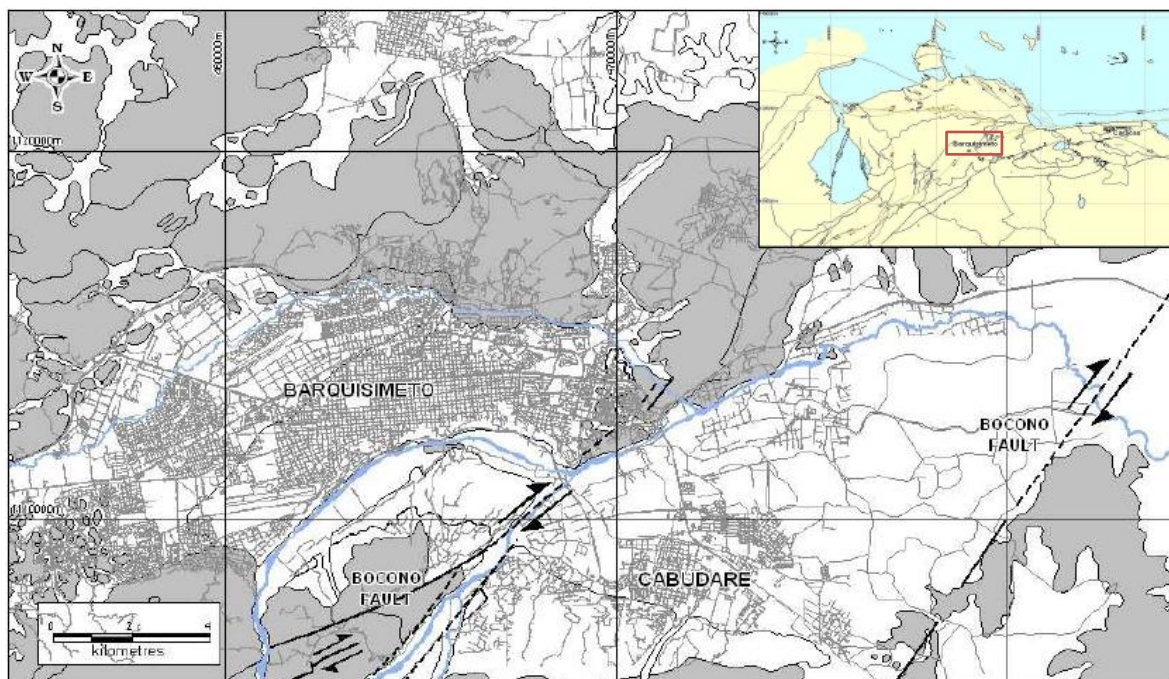


Figura 1.1 Sistemas principales de fallas en el centro y oeste de Venezuela, la falla de Boconó y falla de San Sebastián (Rocabado *et al.* 2007)

Así mismo, un número significativo de edificaciones residenciales en Venezuela, tienen como característica en su configuración en planta la presencia de entrantes, fundamentalmente por la necesidad de espacios destinados a la circulación. La norma COVENIN 1756 (2001) hace la clasificación de estos edificios como irregulares en planta, definiéndolos como edificios con diafragmas flexibles; concretamente, la citada norma indica: “cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta”, o también “cuando el área de dichos entrantes supera el treinta por ciento (30%) del área del rectángulo circunscrito”. Este tipo de estructuras se deben considerar como estructuras irregulares y deja al libre juicio o decisión del diseñador, las consideraciones para el proyecto del edificio y no detalla los métodos de evaluación del desempeño de estos edificios. Por otro lado, trabajos como los de Fajfar *et al.* (2005), Pinho y Antoniou (2005), De Stefano y Mariani (2014), Bhatt y Bento (2014), han demostrado que este tipo de irregularidad presente en edificios puede producir demandas de capacidad superiores a las capacidades para la cual fueron

diseñados bajo la acción de cargas sísmica y, por lo tanto, se requiere de análisis no lineales refinados que permitan determinar el desempeño y, finalmente, evaluar el daño.

Por lo tanto, en esta investigación se usan métodos analíticos basados en desempeño para diseñar una estrategia y metodología de evaluación que se sustenta en análisis inelásticos y que incluye el AENL usando la modalidad de pushover adaptativo y el análisis dinámico (ADNL) incremental, para edificios modelados en tres dimensiones (3D) con irregularidades en planta, consideradas como áreas entrantes o salientes, aberturas o retrocesos; así mismo, con un enfoque probabilista, se obtiene la acción sísmica partiendo del espectro de respuesta del emplazamiento y, con procedimientos de análisis no lineal y los métodos para determinar la capacidad resistente horizontal máxima, se obtiene también la demanda torsional y se alcanza a cuantificar la respuesta sísmica en el rango inelástico. De esta forma, entre otros parámetros, se obtuvieron los desplazamientos laterales en las direcciones de los ejes resistentes, así como también los momentos torsionales en planta en el dominio del tiempo.

La evaluación del daño sísmico, se obtiene mediante los procedimientos de las curvas de fragilidad y el índice de daño basado en la capacidad detallado más adelante, permitiendo la validación de los resultados del análisis inelástico estático y dinámico.

En esta ciudad de Barquisimeto, se han realizado, en los últimos diez años, estudios relacionados con la amenaza sísmica, con la vulnerabilidad estructural y con el riesgo sísmicos a través de diferentes instituciones científicas, con el propósito de avanzar en los estudios sobre microzonificación sísmica de la ciudad de Barquisimeto (Rocabado *et al.* 2007) y la vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales, edificaciones comerciales y el comportamiento sismo-resistente de edificaciones residenciales desarrolladas en el trabajo de Herrera *et al.* (2012b). También, como una contribución a estos estudios, se ha realizado un análisis las demandas torsionales presentes en estructuras típicas de la ciudad según se exponen también en los trabajos de Herrera *et al.* (2012a, 2013b y 2016), con el fin de contribuir con los estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico de la ciudad y permitir informar al proyectista o evaluador sobre la vulnerabilidad sísmica y tomar decisiones futuras a nivel estructural de este tipo de edificaciones.

Finalmente, se espera que esta tesis pueda aportar información a las comisiones de normas y a los organismos competentes, así como a las personas interesadas en un conocimiento más sólido de la respuesta sísmica de estructuras irregulares en planta.

1.2 Motivación

La aplicación de nuevos procedimientos estáticos no lineales para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes e irregulares en planta, ha sido ampliamente utilizada y aceptada en investigaciones como en Bhatt *et al.* (2014), así como en la práctica de la ingeniería sísmica. Estos nuevos procedimientos de análisis estático no lineal en 3D se han desarrollado para evaluar la capacidad de estructuras irregulares y estimar la fiabilidad de los procedimientos usualmente utilizados en su evaluación, lo que permite la aplicación y comparación de métodos inelásticos de análisis estructural para una adecuada estimación de la capacidad sísmica y la demanda torsional en estructuras irregulares (De Stefano y Mariani 2014).

Por otro lado, los códigos sísmicos vigentes en países con elevada peligrosidad sísmica se han actualizado para obtener un diseño sísmico por desempeño o se han aplicado a la evaluación del daño mediante procedimientos avanzados y científicamente comprobados. No obstante, la norma sismo-resistente venezolana posee más de una década sin avances significativos y si añadimos las características irregulares de las construcciones en el país y la elevada peligrosidad sísmica, se hace necesario evaluar el comportamiento sísmico de las edificaciones irregulares existentes con características de diseño y construcción predominantes, a fin de conocer mejor el desempeño sísmico de sus elementos, el sistema estructural y la acción sísmica. Así, calcular la vulnerabilidad e identificar posibles escenarios de daño con la aplicación de nuevas metodologías confiables que, permitan un análisis detallado y cuidadoso del daño sísmico y de otros problemas relacionados con la irregularidad en planta como la torsión.

1.3 Objetivos

Se describen en esta sección los objetivos de la tesis, incluyendo el objetivo general, junto con otros objetivos específicos cuya consecución se han considerado necesarios para el cumplimiento del objetivo general.

1.3.1 Objetivo general

El objetivo principal de este trabajo es: *“evaluar la vulnerabilidad y estimar el daño sísmico esperado en edificios porticados de hormigón armado, irregulares en planta, mediante métodos de análisis no lineal y técnicas de evaluación de daño establecidas, en una zona de alta sismicidad de Venezuela”*. Para lograr este objetivo general, es necesario considerar también diversos objetivos específicos que permitan incorporar análisis no lineales y el enfoque de análisis de daño basado en el método del espectro de capacidad. Estos objetivos se describen a continuación.

1.3.2 Objetivos específicos de la investigación.

Así, en referencia a edificios porticados de hormigón armado con irregularidad en planta, se han trazado los siguientes objetivos específicos:

- Identificar las tipologías más comunes en la zona en estudio, con el fin de evaluar arquetipos que presenten una configuración estructural típica de la zona geográfica en estudio.
- Proponer una metodología de análisis de la capacidad y vulnerabilidad sísmica, es decir, establecer un método analítico que se ajuste a los requerimientos del sistema estructural y de la acción sísmica considerada en el estudio.
- Estimar la capacidad resistente de los edificios seleccionados mediante análisis estático y dinámico no lineal. Es decir, cuantificar el comportamiento global y los parámetros mecánicos, con un énfasis especial en la influencia de la irregularidad en planta, usando métodos analíticos, como el pushover adaptativo y el análisis dinámico incremental.
- Establecer la relación entre los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis, con el fin de ensayar y validar una metodología simplificada.
- Estudiar los efectos torsionales causados por la irregularidad. Este objetivo, permitirá obtener una medida del comportamiento de los efectos de torsión en los ejes resistente ante las acciones sísmicas así como su correlación con los daños.
- Analizar el daño esperado en las edificaciones en estudio, obteniendo funciones de vulnerabilidad e índices de daño de acuerdo a las acciones sísmicas consideradas. Para esto, se persigue evaluar un nuevo índice de daño basado en

la curva o espectro de capacidad, que considera la disipación relativa de la energía y la degradación de la rigidez.

- Hacer recomendaciones sobre el proyecto y diseño de este tipo de estructuras, así como la evaluación de su vulnerabilidad, fragilidad y daño esperado.

1.4 Alcance del estudio

Este trabajo de investigación logra la unión de distintos enfoques, en cuanto al conocimiento de la capacidad, la demanda torsional, la vulnerabilidad y el daño sísmico. Por un lado, se analiza la vulnerabilidad calculada a partir de análisis no lineal estático como el análisis pushover adaptativo (en adelante APA) y análisis dinámico incremental (en adelante IDA). En cuanto a la acción sísmica para el IDA, se usan varios acelerogramas, siguiendo las directrices de la norma sísmica de Venezuela. El estudio se lleva a cabo usando edificios reales existentes y edificios modelados expresamente para este estudio; el análisis no lineal se efectúa en tres dimensiones (3D), para esto es necesario definir propiedades y características de los elementos, las secciones transversales, materiales y los modelos constitutivos, entre otros. Asimismo, los edificios proyectados tienen características geométricas que incluyen la irregularidad en planta mediante aberturas o retrocesos en esquinas. Para contrastar los resultados obtenidos en estructuras irregulares, se ha considerado también el caso de edificios con simetría en planta, lo que permite realizar las similitudes debido a semejanzas en el sistema estructural y diferencias debidas a diferentes configuraciones geométricas en planta.

1.5 Metodología

Puesto que la metodología es el soporte conceptual que rige la manera en que aplicamos los procedimientos de esta investigación, se describen, en este apartado, los criterios, métodos y técnicas adoptadas para evaluar la vulnerabilidad sísmica y daños de edificios irregulares de hormigón armado. Se realiza una identificación de la peligrosidad sísmica de la ciudad de Barquisimeto que permite conocer el espectro de respuesta esperado y, por lo tanto, la acción sísmica probable del emplazamiento de los edificios; con base en esta peligrosidad se seleccionan varios registros sísmicos de las bases de datos de PEER (2013) y de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (Funvisis). De esta manera, mediante un proceso de selección, generación

y ajuste se han escogido seis acelerogramas: tres híbridos y tres artificiales. Los registros híbridos se basan en acelerogramas registrados correspondientes a los terremotos de Tucacas, Friuli y Trinidad, pero adaptados y compatibilizados con el espectro de diseño del emplazamiento de los edificios, correspondiente a un suelo muy denso tipo S2. Los acelerogramas artificiales se han generado de acuerdo a las condiciones geológicas y geotécnicas del lugar.

Por otra parte, se escogieron las estructuras porticadas de hormigón armado típicas de la zona de estudio, clasificándolas de acuerdo a su regularidad estructural y altura. Como se ha apuntado más arriba, se consideró adecuado restringir el estudio a 6 edificios considerando su irregularidad geométrica en planta (aberturas, áreas entrantes, retrocesos en esquinas, etcétera) y variando sus alturas. Se trata, por una parte de 3 edificios existentes de 2, 5 y 8 niveles que fueron proyectados de acuerdo a la norma sísmica venezolana vigente al año de su diseño y construcción de 1985, 1968 y 2005 respectivamente y, por otra parte, de 3 edificios, de 6 niveles, modelados con variaciones en las respectivas plantas y que adoptan una configuración regular y dos irregulares con áreas entrantes en planta, que luego se clasifican según los requerimientos normativos venezolanos para la irregularidad. Para los edificios existentes, se detalla el proyecto de los elementos estructurales mientras que, para los modelados, se aplica la normativa venezolana para el diseño y proyecto de los elementos. De igual modo, se ha definido el sistema de losas o diafragmas de piso como un diafragma rígido bajo restricciones cinemáticas y, las propiedades inelásticas de los elementos se definen mediante el “enfoque de fibras” considerando los modelos constitutivos de los materiales. En referencia a la altura, en esta investigación se han usado edificios de hormigón armado en tres categorías: bajos, de mediana altura y altos, considerando como edificios altos aquellos con 8 o más pisos, los edificios que tienen entre 4 y 7 pisos se consideran de mediana altura, mientras que los edificios de entre 1 y 3 pisos se consideran de baja altura. Por otra parte, además de la irregularidad por esquinas entrantes o aberturas, en algunos modelos la configuración estructural en planta incorpora la simetría.

La Figura 1.2, sintetiza las cuatro fases principales del estudio e incluye todos los aspectos relacionados con el riesgo sísmico. Este esquema de trabajo, ha sido adoptado de otros estudios de vulnerabilidad y daño mediante análisis estructural inelásticos

(Mwafy 2010; Moreno *et al.* 2010) y se ha aplicado al estudio de edificios porticados de hormigón armado irregulares en planta, emplazados en Barquisimeto–Venezuela.

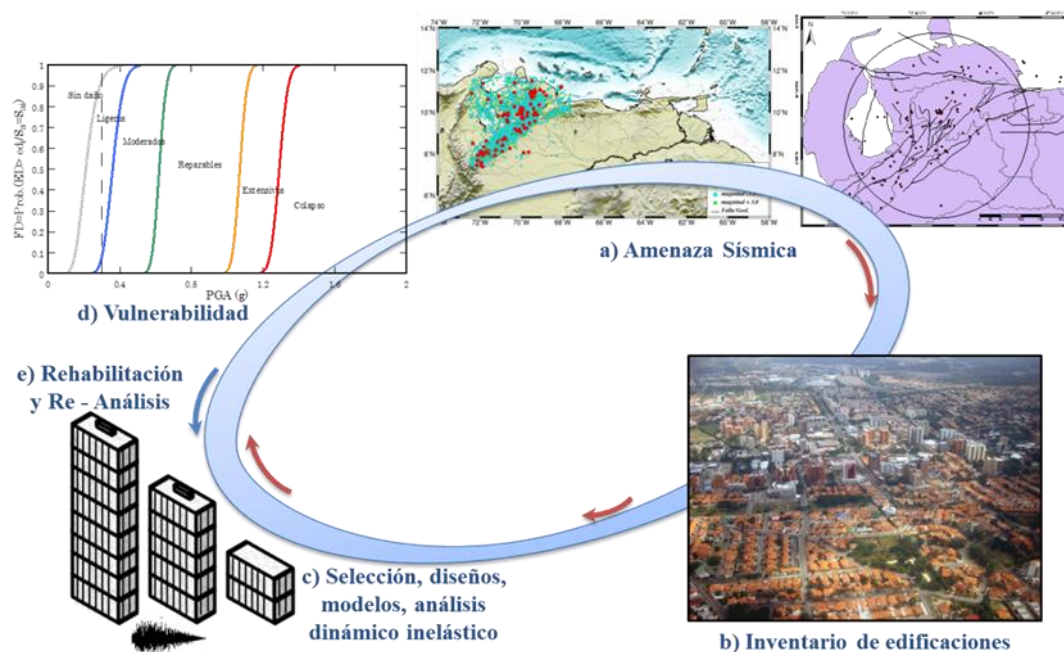


Figura 1.2 Componentes que incluyen un estudio de la vulnerabilidad sísmica

Para el análisis no lineal se utilizó el software SeismoStruct (Seismosoft 2004), que es un programa de elementos finitos que utiliza el “enfoque de fibras” para representar el comportamiento de las secciones transversales; este programa es capaz de predecir el comportamiento con grandes desplazamientos de pórticos espaciales sometidos a cargas estáticas y/o dinámicas. Este programa incorpora un ambiente definido como *Pre-procesador*, donde se realiza la definición del modelo, los tipos de análisis, no linealidades geométricas, secciones trasversales, los materiales y los modelos constitutivos, entre otros. El ambiente *Procesador* que, permite visualizar en tiempo real la curva y la deformada de la estructura. Finalmente un ambiente de *Post-Procesador* que, define los resultados según el tipo de análisis seleccionado.

En este contexto, para obtener la respuesta sísmica se detallan los procedimientos empleados de análisis no lineal. Tal como el análisis pushover adaptativo (APA) que contiene un algoritmo preestablecido (Antoniu y Pinho 2004a; Papanikolaou y Elnashai 2005), este análisis se aplica en forma bidireccional en las direcciones (+X), (-X), (+Y) y (-Y), para calcular la curva media en la dirección X e Y, con el fin de tener una estimación de la capacidad horizontal de las estructuras, además, se representa de forma simplificada los desplazamientos globales y relativos de la estructura; en este análisis

las propiedades para el modelado de los edificios irregulares se consideran de acuerdo a los trabajos de Pinho y Antoniou (2005) y Bhatt (2011).

Asimismo, el análisis dinámico incremental (IDA), es aplicado a los modelos en tres dimensiones según los procedimientos de Vamvatsikos y Cornell (2002), de acuerdo a los cuales, la estructura es sometida a una serie de análisis de series temporales de aceleración de intensidad creciente, que se representan amplificando progresivamente la aceleración pico (PGA) del suelo, desde un valor bajo de respuesta elástica hasta alcanzar un estado límite post-fluencia.

Así, para cada uno de los edificios en estudio se aplicaron los seis acelerogramas mencionados más arriba, para distintas intensidades, contenidos frecuenciales y duración, utilizando cuatro combinaciones sísmicas (X+ Y+), (X- Y+), (X+ Y-), (X- Y-) aplicadas en forma bidireccional (X) e (Y) para cada modelo analítico o edificio de estudio. Resultando así, un total de 96 análisis dinámicos para los edificios de dos y cinco niveles, número que corresponde a: 6 acelerogramas x 4 combinaciones x 2 direcciones x 2 edificios y, un total de 96 análisis para los edificios de seis y ocho pisos correspondientes a 3 acelerogramas x 4 combinaciones x 2 direcciones x 4 edificios; para estos últimos edificios, dada su mayor altura y complejidad estructural, se prefirió disminuir la cantidad de registros y, en consecuencia, de análisis dinámicos incrementales, resultando un buen compromiso entre la calidad de los resultados obtenidos y el tiempo computacional empleado. Permitiendo luego obtener la media de los valores máximos en las direcciones X e Y de los valores de respuesta de la capacidad y torsión de las estructuras para cada uno de los análisis dinámicos. Vale la pena recordar que, la representación gráfica de estos valores da origen a la curva de capacidad conocida como curva envolvente IDA, además, permite la comparación de forma relativamente sencilla con la curva pushover estática.

Los resultados obtenidos de estos análisis estáticos y dinámicos, permiten establecer comparaciones, conocer la respuesta resistente de la estructura y las variables de comportamiento, permitiendo dimensionar el efecto que las configuraciones irregulares tienen sobre la demanda torsional y sobre el daño estructural cuando el edificio es sometido a diferentes acciones sísmicas con variaciones de intensidad. Todo ello, permite concluir sobre la idoneidad del método utilizado, así como también sobre los niveles de seguridad sísmica de cada uno de los 6 casos de estudio.

Finalmente, técnicas bien conocidas y establecidas permiten cuantificar el daño esperado mediante índices de daño, curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, así como curvas del grado o estado de daño medio. En esta tesis se han adoptado cuatro estados de daño no nulo, específicamente los estados de daño: 1) leve, 2) moderado, 3) severo y 4) colapso de acuerdo a las directrices del proyecto Risk UE, además, se han explorado también otros modelos de daño basados en el índice de daño de Park y Ang.

1.6 Contenido del documento

El contenido de esta memoria se ha estructurado de la siguiente forma: el Capítulo 1, expuesto, presenta el planteamiento del problema de manera descriptiva, seguido del objetivo general que sintetiza el propósito global de esta investigación y los objetivos específicos detallando los componentes y resultados que se desean alcanzar en la investigación, asimismo, dentro del contexto de este capítulo también se muestra la justificación del tema en estudio; en el Capítulo 2 se presenta un resumen del estado del conocimiento de la vulnerabilidad así como sobre los procedimientos para la evaluación sísmica de los edificios y el daño sísmico; el Capítulo 3 muestra la caracterización de la configuración en planta según su irregularidad estructural y otras consideraciones de algunos códigos normativos; el Capítulo 4 está dedicado al desarrollo metodológico del análisis para modelos analíticos de estructuras en 3D, la definición de la acción sísmica, las características y propiedades de los modelos estudiados, los análisis no lineales desarrollados para obtener la capacidad y el enfoque del daño aplicado; el Capítulo 5 muestra los resultados sobre el comportamiento sismo-resistente y torsional obtenidos a partir del APA e IDA, incluyendo una perspectiva del análisis de la respuesta torsional de los edificios estudiados y una comparación entre la respuesta sísmica de un modelo de estructura regular y las de las estructuras irregulares en planta; el Capítulo 6 se dedica a la aplicación de los modelos de capacidad y de daño propuestos por Pujades *et al.* (2015) a los edificios estudiados. Finalmente, las conclusiones, nuevas propuestas y futuras líneas de investigación se presentan en el Capítulo 7 que, formalmente, completa y cierra esta memoria. Otros desarrollos y resultados de esta investigación, incluyendo tablas, gráficas y otro material complementario, se han incluido en ANEXOS con el propósito de aligerar esta memoria sin perder completitud de los resultados obtenidos.

1.7 Principales aportes del trabajo

Entre los aportes científicos más notables de este trabajo se señalan:

- Integrar a una base de datos las configuraciones estructurales irregulares típicas para el proyecto de micro-zonificación de la zona de estudio.
- Presentar una metodología novedosa para el análisis de edificios irregulares de hormigón armado.
- Proponer un método de análisis no lineal para la determinación de respuesta torsional de edificios.
- Proponer nuevos criterios y recomendaciones acerca del uso de las edificaciones de hormigón armado irregulares, en particular sobre la simetría en planta y sobre las edificaciones con aberturas en planta con un porcentaje menor al establecido actualmente en la norma venezolana y cuyo comportamiento se ha revelado insatisfactorio.
- Incorporar, dentro del espectro de métodos utilizados en este estudio sismo-resistente de esta tipología de edificaciones, los criterios, así como la aplicación de nuevos modelos de capacidad y daño utilizados en este estudio.

Capítulo 2: ASPECTOS CONCEPTUALES

2.1 Introducción

Según algunos investigadores, como Daniell (2012) entre otros, en el período 1900-2012, las pérdidas económicas por causa sísmica se habían contabilizado en un mínimo de 3 billones² de dólares (Figura 2.1) sólo en edificaciones civiles, sin considerar los componentes humanos y sociales del riesgo sísmico. Efectivamente, existe consenso en qué la mayoría de las pérdidas debidas a terremotos tiene su origen en el deficiente comportamiento de los edificios que sufren daños o incluso el colapso. Estos daños evidencian la vulnerabilidad en las construcciones tradicionales de las poblaciones, tales como la construcción con mampostería, adobe y hormigón armado de mala calidad. Dicha vulnerabilidad es un factor interno de riesgo de un edificio expuesto a terremotos que refleja su predisposición intrínseca a ser dañado. Con todo, es también notable que un número considerable de los edificios dañados por terremotos fueron proyectados con normas y técnicas constructivas vigentes para la época, lo que parece indicar la insuficiencia de determinadas normativas sísmicas vigentes. En cualquier caso, este comportamiento deficiente de las estructuras, es lo que ocasiona la mayor parte de las pérdidas económicas y también de vidas humanas. A fin de acentuar lo expuesto anteriormente, en la Figura 2.1, se presentan los terremotos históricos ocurridos en los últimos 113 años en América y los daños globales ocasionados. El aumento poblacional complica el problema del riesgo sísmico al aumentar la exposición pero un buen desarrollo del país y buenas prácticas constructivas pueden permitir esperar una disminución de la vulnerabilidad y, por ende, una mejora de la preservación de la vida así como una mejor protección de los activos financieros.

² Billón US: 1000 millones de dólares

La ocurrencia de catástrofes por eventos naturales como los terremotos, ha requerido la formulación de modelos conceptuales y de metodologías de estimación de pérdidas por terremoto en zonas urbanas. Sin embargo, la frecuencia de los eventos catastróficos es relativamente baja, con largos períodos de retorno, por lo que los datos históricos disponibles en cada zona sísmica son limitados y la evaluación del riesgo sísmico debe ser prospectiva, mediante modelos capaces de predecir los futuros escenarios partiendo de la limitada información existente. Las bases para desarrollar tales modelos las deben sentar la sismología y la ingeniería sísmica, partiendo de la peligrosidad, vulnerabilidad y el riesgo sísmico. Por otra parte, las grandes incertidumbres involucradas en todos los pasos del proceso aconsejan un tratamiento probabilista del problema de evaluación del riesgo (Bermúdez 2011; Vargas *et al.* 2013). La aplicación de estos modelos de pérdidas a un entorno edificado, o a líneas vitales específicas, es de importancia también para las autoridades nacionales en cuanto afectan a la planificación de la respuesta de emergencia en caso de desastre. Asimismo, el conocimiento del riesgo, permite reajustar los códigos sísmicos para el proyecto de nuevos edificios y para proyectar sistemas de refuerzo de edificios existentes, mediante la realización de estudios costo/beneficio para diferentes tipos de intervención estructural.

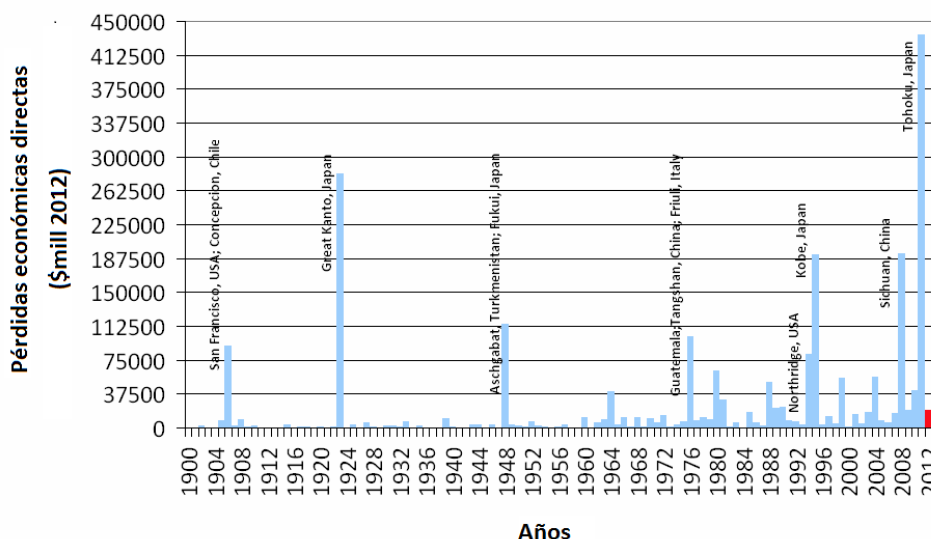


Figura 2.1 Pérdidas económicas directas por terremotos en los últimos 113 años (Daniell 2012)

La ocurrencia de los fenómenos sísmicos es inevitable debido a su naturaleza, lo que requiere mejoras que optimicen el comportamiento sismo-resistente de las estructuras nuevas y el refuerzo de las existentes, de forma que se reduzcan las pérdidas producidas por los terremotos en el momento que ocurren. De aquí la necesidad apremiante de los

estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico, a fin de realizar una gestión integral del riesgo. Considerando lo expuesto, se presenta, en este capítulo, un resumen del estado del conocimiento, referido a aspectos relacionados con la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, destacando las metodologías de evaluación y técnicas relevantes aplicadas para evaluar la vulnerabilidad y el daño, más detalles se especifican también en el documento de Herrera *et al.* (2013a).

2.2 Vulnerabilidad

El concepto de vulnerabilidad puede utilizarse no solo para describir aspectos estructurales, sino también para describir aspectos no estructurales, como por ejemplo, funcionales, operativos, o sociales, entre otros. En este sentido, es necesario aclarar el tipo de afectación o daño que se considera en la evaluación de vulnerabilidad, si bien, esta tesis trata de la vulnerabilidad estructural.

La vulnerabilidad estructural, se produce cuando los edificios se proyectan o se construyen con elementos estructurales y materiales que son insuficientes para resistir esfuerzos extremos producidos, por ejemplo, a fuertes vientos, a presiones hidrostáticas o a sacudidas sísmicas (Lindell *et al.* 2007) y, como los fenómenos sísmicos están aún fuera del alcance de la predicción, se requieren avances en el campo de la ingeniería sísmica e, incluso, modificaciones en las normas de proyecto sismo-resistente.

El concepto de vulnerabilidad ha sido ampliamente desarrollado en diferentes investigaciones. De acuerdo con la definición más aceptada, la vulnerabilidad física de un sistema es su propensión a sufrir daños debido a su interacción con procesos externos e internos, potencialmente peligrosos. Es una propiedad relativa de los sistemas, lo que significa que el grado de vulnerabilidad depende del tipo de amenaza a la que esté expuesto el sistema. En este sentido, un sistema puede ser más vulnerable a un fenómeno que a otro. Por otra parte, la vulnerabilidad social hace referencia al grado de daño que pueden sufrir, debido a cierta amenaza, las comunidades humanas asentadas en un lugar específico, en función de un conjunto de factores socioeconómicos, psicológicos y culturales (CEPAL 2005). Al respecto Barbat *et al.* (2010) muestran que la vulnerabilidad puede definirse como un factor de riesgo interno de un elemento expuesto a eventos de peligro y corresponde a su predisposición intrínseca a ser afectado o ser susceptible de sufrir daños. En otras palabras, la vulnerabilidad física,

económica, política o de sensibilidad social, es la predisposición de una comunidad a sufrir daños en el caso de que ocurra un evento de amenaza de origen natural o antropogénico. La vulnerabilidad socio-económica determina el carácter selectivo de los efectos asociados a un mismo evento sobre distintas comunidades.

Por su parte, la vulnerabilidad sísmica puede definirse de manera cualitativa como la predisposición de una categoría de elementos en riesgo, de sufrir efectos adversos causados por terremotos potenciales (Sandi *et al.* 2008). Para que, a partir de esta definición, que es sin duda genérica, se puedan plantear instrumentos operativos de evaluación útiles para para diversos fines, como el desarrollo de escenarios de riesgo sísmico del terremoto, o de estrategias de mitigación de riesgos, se necesitan precisar varios detalles como:

- a) La caracterización de los elementos en riesgo,
- b) La caracterización de la acción sísmica y la cuantificación de su intensidad,
- c) La caracterización de los posibles efectos del terremoto y la cuantificación del riesgo,
- d) La caracterización de la predisposición de que puedan aparecer efectos de diferentes niveles de riesgo en diferentes elementos expuesto de la misma zona,

Asimismo, Bonett (2003) muestra que un estudio de vulnerabilidad requiere que se defina su naturaleza y alcance, lo cual está condicionado por varios factores, tales como: el tipo de daño que se pretende evaluar, el nivel de amenaza existente en la zona, la información disponible sobre las estructuras y los datos relacionados con los daños observados durante sismos que han afectado la zona de interés. Una vez definidos estos factores, según Yépez *et al.* (1996), el objetivo es determinar el daño esperado en una estructura, grupo de estructuras o en toda una zona urbana, suponiendo que llegue a ocurrir un sismo de determinadas características y una vez conocido el daño esperado buscar soluciones para reducirlo y lograr disminuir, en gran medida, las pérdidas que pudiese ocasionar el terremoto. Estas soluciones repercutirán en un coste económico, el cual se podrá contrastar con los costes de las pérdidas esperadas. Sin embargo, la decisión de realizar inversiones de mejora y reforzamiento de dichas estructuras no se toma sólo en función de un criterio de beneficio-coste sino también de criterios socio-

económicos. Por este motivo, los estudios de vulnerabilidad sísmica constituyen, conjuntamente con los estudios de amenaza o peligrosidad, uno de los factores determinantes del riesgo sísmico específico, el cual representa la probabilidad total de que una estructura sufra varios niveles de daño durante un periodo específico de tiempo.

En relación a estos conceptos Cardona y Barbat (2000), presentan algunas definiciones relacionadas con el riesgo definido en la ecuación (2-1), como una función de convolución (\otimes) entre la peligrosidad H_i y la vulnerabilidad V_e durante un período de exposición T .

$$R_{ie|T} = f (H_i \otimes V_e)|_T \quad (2-1)$$

donde *El Riesgo*, $R_{ie|T}$, definido como la probabilidad de pérdida (social, económica y ambiental) de un elemento expuesto e como consecuencia de la ocurrencia en un área determinada de un evento peligroso con intensidad mayor o igual a i durante un período de exposición T . *La Amenaza o Peligrosidad*, $H_{i|T}$, definida como la probabilidad de ocurrencia de un evento con intensidad mayor o igual a i durante un período de exposición T y, *La Vulnerabilidad*, V_e , es la predisposición intrínseca de un elemento expuesto e a ser afectado o ser susceptible de sufrir una pérdida como resultado de la ocurrencia de un evento de intensidad i .

En las últimas décadas, se han desarrollado varias metodologías que evalúan el riesgo desde diferentes perspectivas. Una de ellas es la utilización de la teoría de los conjuntos difusos en el campo de la evaluación del riesgo sísmico. Dicho riesgo se puede definir como las posibles consecuencias económicas, sociales y ambientales que pueden causar fenómenos peligrosos potenciales en un periodo de tiempo específico, lo que requiere de una evaluación multidisciplinar que tenga en cuenta no sólo el daño físico esperado y el número o tipo de víctimas o pérdidas económicas, sino también las condiciones relacionadas con la fragilidad social y con la falta de resiliencia de las comunidades, factores que favorecen que se produzcan efectos de segundo orden cuando un terremoto golpea un centro urbano. Esta nueva metodología de evaluación del riesgo tiene un enfoque holístico para orientar la toma de decisiones. (Barbat *et al.* 2011; Carreño *et al.* 2014)

2.3 Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica

En principio, la vulnerabilidad sísmica de edificios dentro de un área urbana puede evaluarse a partir del análisis mediante modelos numéricos del daño sísmico de estructuras, de la inspección de edificios existentes o de pruebas de laboratorio. Es aquí donde se hace necesario distinguir entre la *vulnerabilidad observada*, que significa la vulnerabilidad que ha sido obtenida de la inspección de los daños posterior a un terremoto y del análisis estadístico de los mismos para algún tipo definido de estructura y, la *vulnerabilidad calculada*, que es la obtenida a partir de un análisis mediante un modelo estructural o mediante ensayos en el laboratorio de modelos reducidos y cuyos resultados han sido expresados en términos probabilistas (Barbat *et al.* 1998; Vargas 2013). Los modelos de evaluación que se presentan en las siguientes secciones se encuentran enmarcados dentro de algunos de estos enfoques.

En el área de la Ingeniería Sísmica han sido propuestos diferentes esquemas de clasificación para sistematizar los métodos y técnicas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, con el objetivo de predecir el daño debido a un sismo con la menor incertidumbre posible. Sin embargo, éstos difieren, debido a los diferentes niveles de dependencia de múltiples factores entre los que citamos los siguientes: naturaleza y objetivo de la evaluación, calidad y disponibilidad de la información, características de los edificios inspeccionados, escala de evaluación, criterios de la metodología, grado de fiabilidad de los resultados esperados y el uso por el usuario final de la información producida. A continuación se presentan brevemente los esquemas de clasificación más relevantes.

2.3.1 Clasificación de los métodos según Corsanego y Petrini (1990)

Uno de los aspectos más relevantes con respecto a la vulnerabilidad física es cómo se clasifican los métodos para su estudio. Una de las clasificaciones más reconocidas y completa sobre los métodos y técnicas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica se debe a Corsanego y Petrini (1990) y se realiza en función del tipo de resultado que produce.

Técnicas directas. Permiten predecir directamente y en una sola etapa, el daño causado por un sismo a partir de dos métodos: i) *tipológicos* y ii) *Mecánicos*. Los métodos

tipológicos clasifican los edificios en clases dependiendo de los materiales, técnicas de construcción, características de construcción y otros factores que influyen en la respuesta sísmica del edificio. Los resultados obtenidos con este método deben ser considerados en términos de su precisión estadística, ya que se basan en investigación de campo sencilla. En efecto, los resultados son válidos sólo para el área evaluada, o para otras áreas de la tipología de construcción similar y el mismo nivel de riesgo sísmico. Ejemplos de este método son las funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño (MPD) (Whitman *et al.* 1973). Los métodos *mecánicos* predicen el efecto sísmico en la estructura mediante el uso de modelos mecánicos adecuados. Dentro de estos métodos pueden distinguirse dos grupos que están relacionados con el tipo de modelo utilizado para representar la estructura, es decir, los basados en modelos simples y aquellos basados en un análisis más detallado. Respecto al primero, debe permitir analizar un gran número de edificios en un periodo de tiempo corto y que sólo requiera unos pocos parámetros de entrada. Los del segundo grupo son generalmente utilizados para la evaluación de estructuras individuales, debido a que requieren análisis detallados y modelos refinados; no son adecuados para la evaluación de escenarios sísmicos, donde es necesario disponer de la vulnerabilidad de un gran número de estructuras. Los dos procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son: el análisis elástico y el análisis inelástico en edificios.

Técnicas indirectas. Estas técnicas determinan, como primer paso, un índice de vulnerabilidad, para luego relacionar el daño con la intensidad sísmica, mediante estudios post-terremoto y estudios estadísticos. Es muy útil para evaluaciones sísmicas de edificios a gran escala. Un ejemplo de esta técnica es el método del índice de vulnerabilidad propuesto por Benedetti y Petrini (1984) con motivo de los estudios post-terremoto realizados en Italia.

Técnicas convencionales. Son esencialmente heurísticas e introducen un índice de vulnerabilidad independientemente de la predicción del daño. Se usan básicamente para comparar la vulnerabilidad relativa de diferentes construcciones de una misma tipología, ubicadas en una determinada zona, de acuerdo con algunos factores, cuya contribución a la resistencia sísmica es calibrada por expertos. El índice da una medida relativa de la vulnerabilidad, pero los resultados obtenidos son difíciles de comparar para diferentes tipos de construcciones, debido a las diferencias existentes entre los

factores considerados. Existen básicamente dos grupos de métodos: los primeros califican empíricamente las diferentes características físicas de las estructuras; los segundos consideran los criterios utilizados en las normativas de proyecto sismo-resistente, evaluando la relación demanda/capacidad de los edificios de manera simplificada como en Hazus'99 FEMA-NIBS (1999).

Técnicas híbridas. Combinan las características de los métodos descritos anteriormente, tales como las funciones de vulnerabilidad sobre la base de la vulnerabilidad observada y juicios de expertos. Regularmente, la vulnerabilidad se define en clases según la escala macrosísmica, este es el caso del modelo macrosísmico y mecánico propuesto por Lagomarsino y Giovinazzi (2006) y aplicado en estudios como los de Lantada *et al.* (2010) y Pujades *et al.* (2012).

Considerando las diferentes técnicas descritas anteriormente, en Vicente *et al.* (2011), se menciona que la definición y la naturaleza de los criterios de análisis (cualitativo y cuantitativo) condicionan naturalmente la formulación de las metodologías y su correspondiente nivel de evaluación, que puede variar de la evaluación rápida de los edificios, basada en la observación visual, a la elaboración de modelos numéricos más complejos de edificios individuales (ver Figura 2.2).

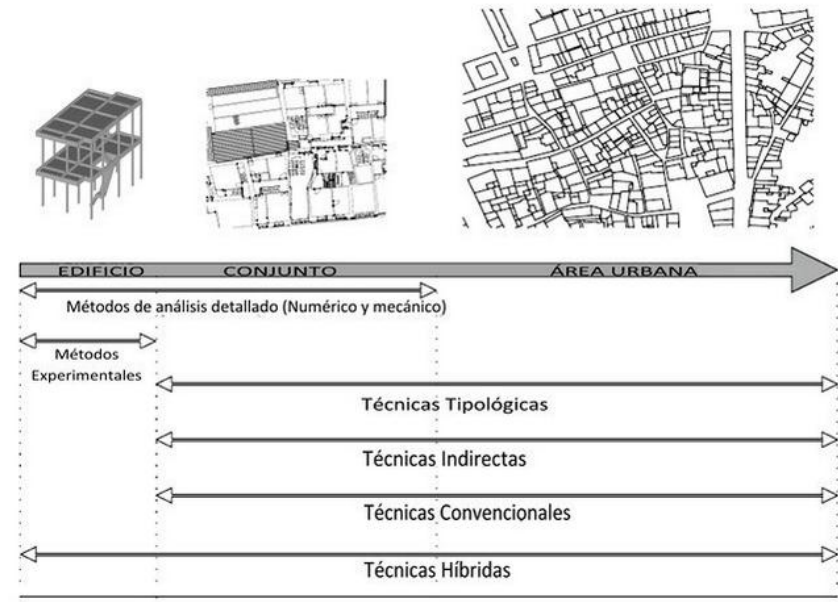


Figura 2.2 Técnicas de análisis de evaluación de la vulnerabilidad (Vicente *et al.* 2011)

2.3.2 Clasificación según Dolce *et al.* (1994)

Dolce *et al.* (1994) propusieron un criterio de clasificación de los métodos de evaluación de la vulnerabilidad que examina separadamente las etapas fundamentales que comprende un análisis de vulnerabilidad: i) los datos de entrada, ii) el método empleado e iii) los resultados obtenidos; incluso es posible usar diferentes combinaciones de estas tres etapas (ver Figura 2.3). Así, Dolce *et al.* (1994) consideran tres métodos básicos que se describen brevemente a continuación.

Métodos estadísticos. Con base en un análisis estadístico de las construcciones, caracterizadas por los datos de entrada, la evaluación de la distribución del daño se realiza a partir de la observación y cuantificación estadística de los daños ocasionados por sismos pasados (vulnerabilidad observada).

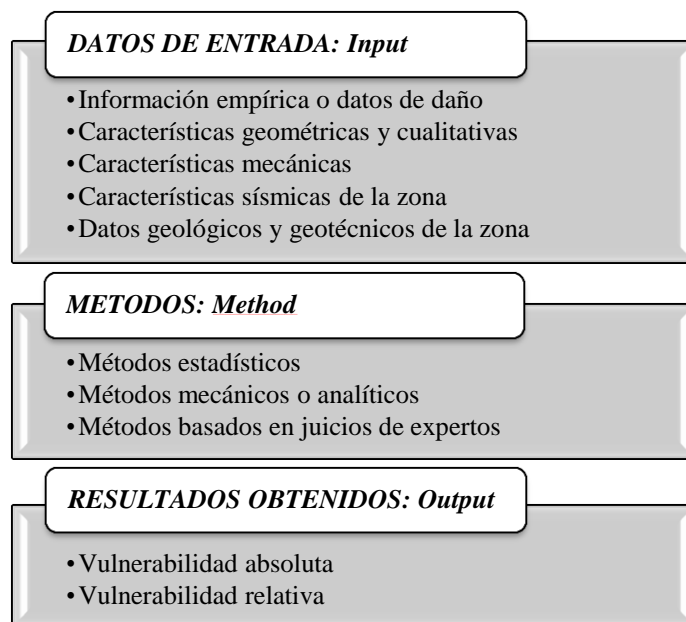


Figura 2.3 Clasificación de las técnicas de evaluación de la vulnerabilidad (Dolce *et al.* 1994)

Métodos mecánicos o analíticos. Utilizan modelos mecánicos para predecir el daño de la estructura por medio de algún parámetro que describe el comportamiento de la edificación frente a un sismo, como puede ser la deriva máxima de entrepiso, la ductilidad, o un índice de daño (vulnerabilidad calculada).

Métodos con base en juicio de expertos. Evalúan cualitativa y/o cuantitativamente los factores que gobiernan la respuesta sísmica de los edificios.

2.3.3 Clasificación según Calvi *et al.* (2006)

Otro enfoque sobre cómo caracterizar las metodologías de análisis de vulnerabilidad ha sido desarrollado por Calvi *et al.* (2006). Estos autores resaltan que el objetivo de una evaluación de vulnerabilidad sísmica es obtener la probabilidad de que un determinado tipo de edificio sufra un determinado nivel de daño bajo un sismo de una determinada severidad. Los diferentes métodos que se han propuesto en el pasado para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras se pueden dividir en *métodos empíricos* y *métodos analíticos*; ambos pueden ser considerados en los métodos híbridos, tal como se muestra en la Figura 2.4 y se discuten brevemente más adelante.

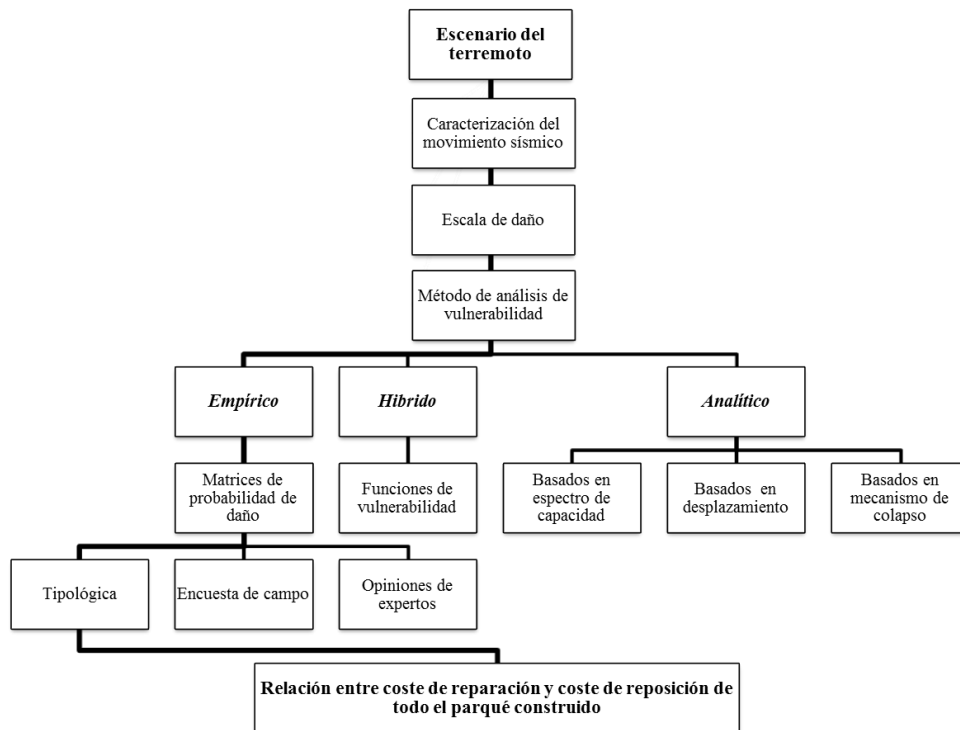


Figura 2.4 Componentes de una evaluación de riesgo sísmico y métodos para evaluar la vulnerabilidad (Calvi *et al.* 2006)

Cuando se emplean *métodos empíricos* para evaluar la vulnerabilidad, la escala de daño está basada en observaciones y consideraciones estadísticas. Frecuentemente, estos métodos de análisis de la vulnerabilidad cuantifican el daño usando escalas macrosísmicas, que suelen adoptar valores discretos. Ejemplos de uso frecuentes incluyen la escala MMI (Wood y Neumann 1931), la escala MSK (Medvedev *et al.* 1965) y la escala EMS (Grünthal 1998).

Cuando se usan *métodos analíticos*, la escala de daño suele estar relacionada con propiedades mecánicas de la estructura, tales como la capacidad de desplazamiento lateral, asociadas a estados límite.

Los métodos empíricos/estadísticos: son métodos de evaluación de la vulnerabilidad sobre la base de datos de los daños observados. Estos métodos se han empleado para definir la vulnerabilidad de estructuras existentes desde la década de los 1970. Muchos de ellos sólo utilizan la intensidad macrosísmica o PGA en lugar de las ordenadas espectrales, lo que ha creado una gran dispersión de los resultados; por lo tanto, son enfoques razonables y posibles que pueden ser inicialmente empleados en los análisis de riesgo sísmico a gran escala (Calvi *et al.* 2006).

Por otro lado, estos métodos se caracterizan por un alto grado de subjetividad, con un enfoque menos exigente pero que son más económicos de implementar (Safina 2003). Entre los inconvenientes de estos enfoques se encuentra la falta de datos (terremotos de magnitud alta), así como su imposibilidad de evaluar las consecuencias físicas de las diversas características de los elementos expuestos de una manera precisa y directa.

Hay dos tipos principales de *métodos empíricos* para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una determinada tipología de edificios (*vulnerability class*) que se basan en los daños observados después de los terremotos: 1) Las matrices de probabilidad de daño (MPD) que expresan en una forma discreta la probabilidad condicional de que una estructura sufra un nivel un nivel de daño j , dado un sismo con un nivel de intensidad i , 2) las funciones de vulnerabilidad, que son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa el nivel de intensidad del sismo.

Los métodos mecánicos e híbridos: estos métodos se basan en principios de la mecánica estructural, permiten caracterizar con algoritmos de evaluación de vulnerabilidad detallados y transparentes, el significado físico y calibran directamente las características de los edificios existentes y la peligrosidad (Calvi *et al.* 2006). De forma general, se basan principalmente en el análisis no lineal, ya que este tipo de análisis permite considerar la degradación de la rigidez de los edificios existentes que se deben tomar en cuenta y se usan preferiblemente a escala local, debido al considerable esfuerzo computacional involucrado en el caso de grandes áreas de estudio. No

obstante, pueden ser utilizados en estudios paramétricos para la planificación urbana, soluciones de reacondicionamiento sísmico y otras políticas o iniciativas similares (Herrera *et al.* 2013a).

Cualquiera que sea la complejidad de los modelos, una comparación con las observaciones de daños es importante para su validación. Esta comparación puede no ser fácil en la práctica, en particular debido a las incertidumbres relativas a los movimientos del terreno y debido a la falta de datos o a la subjetividad en los juicios de expertos. *Los modelos híbridos* se pueden encontrar, donde *los métodos empíricos y analíticos* se combinan con las observaciones (Kappos *et al.* 2010). Los modelos híbridos pueden ser especialmente ventajosos cuando hacen falta datos de daño en ciertos niveles de intensidad sísmica para la zona geográfica en consideración y permiten la calibración de los modelos analíticos que se emplean en las simulaciones numéricas.

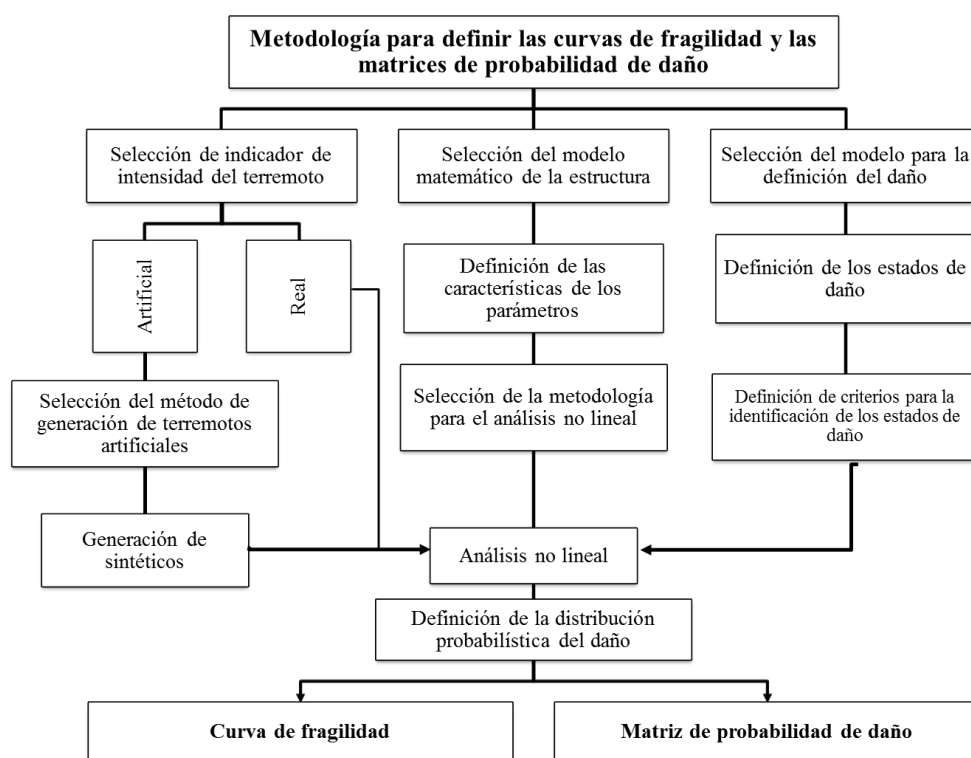


Figura 2.5 Componentes del cálculo de las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño con métodos analíticos (Dumova-Jovanoska 2004)

Aunque las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño se han obtenido a partir de los daños observados después de los terremotos, en los últimos años se ha propuesto utilizar el análisis computacional y, con ello, optimizar algunos de los

inconvenientes de los métodos empíricos. La Figura 2.5 adaptada de Dumova-Jovanoska (2004), resume las componentes básicas que se necesitan para obtener analíticamente las curvas de fragilidad o las matrices de probabilidad del daño.

Considerando la importancia de algunas técnicas de evaluación expuestas con anterioridad en este estudio, en el trabajo de Ugel *et al.* (2012) se mostró la aplicación de siete técnicas de evaluación de daño, realizándose un análisis comparativo y discutiendo las principales conclusiones de la implementación las mismas.

2.4 El análisis inelástico

El objetivo práctico de los procedimientos de análisis sísmicos inelásticos es estimar, directamente, la magnitud de las deformaciones y distorsiones inelásticas, es decir, obtener el comportamiento esperado de la estructura para futuros terremotos. Esto se ha vuelto cada vez más importante con la aparición de la ingeniería basada en el desempeño como técnica de evaluación sísmica y de diseño; un ejemplo de este tipo de iniciativas es el documento ATC-40 (ATC 1996). El proceso genérico de análisis inelástico es similar a los procedimientos lineales convencionales en que el ingeniero desarrolla un modelo del edificio o estructura, sometiéndolo después a una representación del movimiento sísmico esperado del terreno (Figura 2.6).

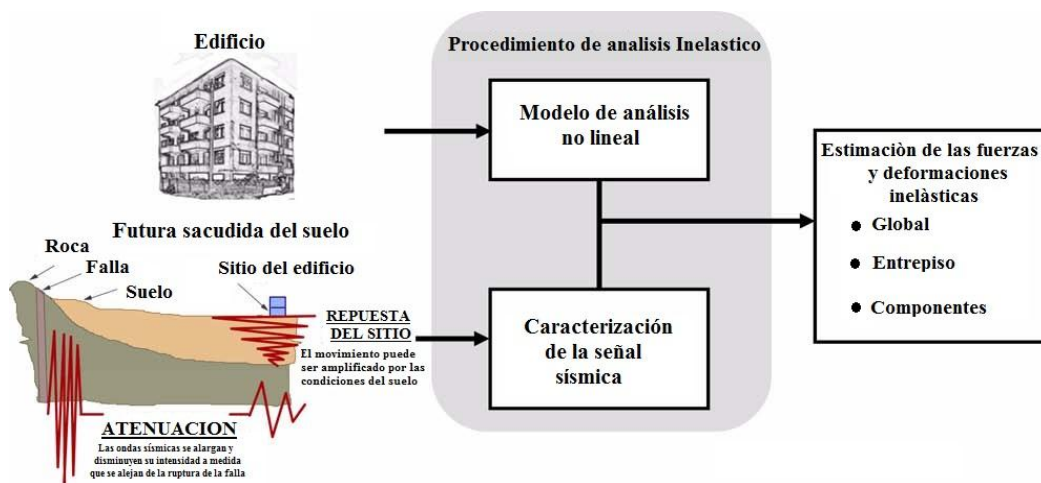


Figura 2.6 Representación esquemática del uso de procedimientos de análisis inelásticos para estimar las fuerzas y deformaciones inelásticas (FEMA 2005)

Por tanto, los resultados del análisis inelástico son, en cierto modo, predicciones de los parámetros de demanda impuestos al modelo estructural que se utilizan posteriormente

para determinar la capacidad basada en criterios de aceptación. Los parámetros de la capacidad comprenden normalmente desplazamientos globales en el techo, derivas de entrepiso, fuerza cortante basal, distorsiones de elementos y los esfuerzos internos. Existen varios procedimientos de análisis inelásticos que, difieren principalmente en los tipos de modelos estructurales utilizados para el análisis y las alternativas para la caracterización de la acción sísmica (FEMA 2005).

En las secciones siguientes, se realiza una revisión conceptual de los principales parámetros necesarios para el desarrollo de los procedimientos no lineales que permiten estimar el comportamiento sísmico y la predicción del daño esperado en los edificios existentes y otros, considerando que la acción sísmica es la demanda y la capacidad hace referencia a los edificios. La definición de ambos aspectos y de las relaciones entre ellos es crucial para una predicción adecuada del daño esperado (Pujades *et al.* 2012).

2.4.1 Caracterización de la demanda sísmica

Análisis de la acción sísmica

Existen varios criterios para considerar la peligrosidad sísmica; algunos investigadores la consideran a partir de estudios realizados en otros lugares, relacionando las condiciones del suelo del estudio inicial con las condiciones propias de la zona. Una forma no muy acertada, según Bermúdez (2010), porque al comparar los espectros de respuesta de los sismos que ocurren en la zona con el espectro que proporciona la norma, los resultados pueden mostrar diferencias significativas, mientras que otros, por la escasa información de terremotos en la zona, consideran la peligrosidad a partir de funciones que son de carácter artificial. Por supuesto la mejor práctica es realizar estudios de microzonificación para la zona estudiada y proponer los modelos adecuados (Hurtado 1999). Por otra parte, para evaluar el daño sísmico esperado en una estructura usando la metodología basada en el espectro de capacidad, es necesario calcular la demanda sísmica en términos del espectro de respuesta elástica. Si, además, se quiere evaluar el daño sísmico usando el análisis dinámico no lineal, es necesario disponer de acelerogramas, que pueden ser sintéticos, reales o híbridos (Vargas 2013). Por tanto, en esta investigación, la acción sísmica se consideró de dos maneras, la primera en términos del espectro de respuesta elástica con 5% de amortiguamiento y la segunda en términos de acelerogramas híbridos y artificiales generados.

En estudios realizados por Causse *et al.* (2014), han establecido la selección de los acelerogramas como un componente fundamental de la ingeniería sísmica; existen diversas técnicas generadoras de acelerogramas. Pero, según estos autores, es crucial que la selección de acelerogramas consiga que éstos representen la variabilidad natural del movimiento del terreno, ya que, un bajo número de acelerogramas puede ser suficiente para determinar el comportamiento estructural medio, pero no necesariamente para tener una idea de la variabilidad alrededor de esta media. Debido a que los acelerogramas reales son limitados a una situación dada, un enfoque alternativo es utilizar simulaciones estocásticas. Este método puede proporcionar respuestas no lineales de estructuras (en términos de valor de la mediana y variabilidad) similares a las obtenidas usando acelerogramas naturales.

Acelerogramas reales

El uso de acelerogramas reales para realizar análisis dinámicos no lineales es deseable, debido a que éstos representan las características genuinas de un sismo. Los acelerogramas reales son ampliamente utilizados para procesos de investigación como el desarrollo de leyes de atenuación, estudio de efectos de sitio, interacción suelo estructura, diseño sismo-resistente y estudios de instrumentación sísmica, sólo por nombrar algunas de las aplicaciones (Acevedo 2012).

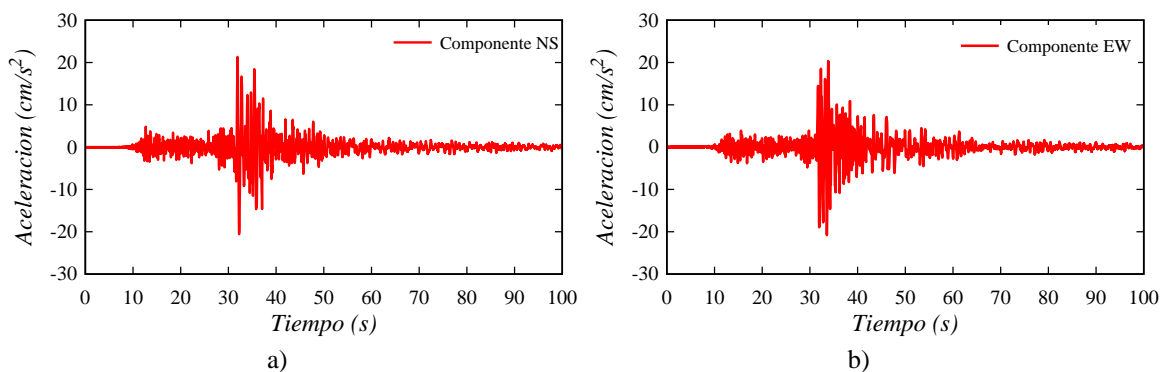


Figura 2.7 Componentes NS y EW del acelerograma del sismo de Tucacas-Venezuela ocurrido el 12/septiembre/2009.

Por lo tanto, se define un acelerograma real como el registro del movimiento fuerte (en términos de aceleración) de un evento sísmico producto de la liberación de energía en la corteza terrestre. Un ejemplo de acelerograma real se muestra en la Figura 2.7, donde se grafican las componentes NS y EW de un registro del sismo de Tucacas, ocurrido el

12/Septiembre/2009 con una magnitud de momento sísmico $M_w=6.4$ y a una distancia epicentral de 179 km.

Existen numerosas bases de datos para consulta online. Una importante base de datos es la del instituto *The Pacific Earthquake Engineering Research Center*, por sus siglas en inglés (PEER)³. La cual permite la obtención de los registros reales del movimiento del terreno. Por otro lado, el número óptimo de registros sísmicos conveniente para implementar un análisis inelástico es objeto de discusión; en diferentes reglamentos de diseño se recomiendan entre 3 y 7 registros para el análisis dinámico de las estructuras (dependiendo del reglamento de diseño que se trate). Pero esto siempre dependerá de diferentes factores (Chan *et al.* 2005). Otros autores han desarrollado metodologías que permiten obtener el número óptimo de acelerogramas mediante análisis probabilistas, disponiendo de una base de datos suficientemente grande que excede la cantidad de terremotos recomendado por las normas y seleccionan un espectro individual medio que es compatible con un espectro definido (Vargas 2013). No obstante, la base para afirmar que estos valores son el número requerido para el análisis dinámico aún se encuentra en estudio, ya que dependerá de factores como las características de la estructura, su regularidad, el tipo de análisis inelástico, la base de datos de registros del emplazamiento y las características del suelo. En este estudio se ha considerado suficiente usar 6 registros sísmicos definidos como: tres híbridos, es decir generados a partir de acelerogramas reales y tres artificiales, que se emplearon para los análisis inelásticos como se describen más adelante en el capítulo tercero (sección 4.2).

Acelerogramas híbridos o sintéticos

En aquellos casos en los que el acceso a los acelerogramas reales, por cualquier motivo es un desafío, los acelerogramas sintéticos son una buena opción. Al respecto, se define un acelerograma sintético como una representación de la respuesta sísmica obtenida por medio de simulaciones computacionales a partir de representaciones teóricas de la fuente, la trayectoria y los efectos locales (Acevedo 2012). Son ampliamente utilizados en lugares donde la cantidad de acelerogramas reales es insuficiente o nula, para

³ Véase el catalogo vía online en <http://peer.berkeley.edu/smcat/> (último acceso: 2/12/2016)

complementar bases de datos y para desarrollar investigaciones específicas. En la Figura 2.8 se representa un acelerograma sintético obtenido con características geológicas del acelerograma mostrado en la Figura 2.7.

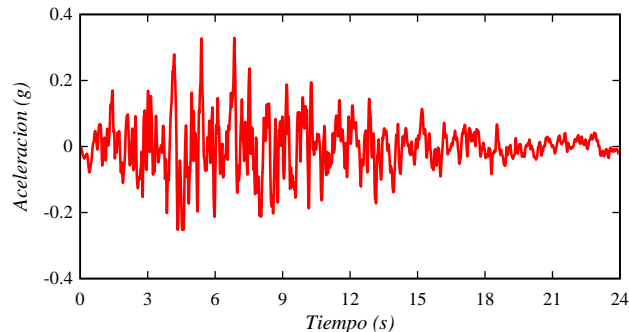


Figura 2.8 Acelerograma sintético para Mw 6.4 y rp 179 km

Un método de cálculo para generación de acelerogramas sintéticos fue propuesto por Halldorsson y Papageorgiou (2005). Define un algoritmo de generación que, consiste en generar un acelerograma sintético partiendo de uno real, compatible con un espectro elástico definido, realiza la adaptación de su contenido de frecuencia usando el método de transformación de Fourier. La corrección del proceso aleatorio se lleva a cabo en cada iteración utilizando la relación de Mucciarelli *et al.* (2004) según la expresión (2-2).

$$F(f)_{i+1} = F(f)_i [SRT(f)/SR(f)_i] \quad (2-2)$$

donde $SRT(f)$, es el valor del espectro definido, $SR(f)_i$, es el valor del espectro de respuesta correspondiente al acelerograma de la iteración actual para frecuencia f , $F(f)_{i+1}$ y $F(f)_i$, son los valores del acelerograma en el dominio de la frecuencia para la iteración actual y anterior, respectivamente. En cada iteración se aplica una transformación de Fourier para pasar del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, cuando la corrección al acelerograma se lleva a cabo. Se calcula el espectro correspondiente, se evalúa y se hace un proceso de iteración hasta que la convergencia verifique la condición de ajuste entre el espectro definido y su espectro de respuesta. (Seismosoft 2013a). Obsérvese que cuando el acelerograma sintético o sismológico requiere un ajuste espectral también entra en la categoría de acelerograma híbrido.

Acelerogramas artificiales

Un acelerograma artificial es la representación de la respuesta sísmica obtenida a partir de un espectro objetivo como el espectro de diseño. Lo que se busca con este tipo de acelerogramas es satisfacer la necesidad de cumplir con rangos de frecuencias específicos que es difícil encontrar en acelerogramas reales por la variedad de factores que influyen en el contenido frecuencial de un sismo. Un problema en este tipo de acelerogramas es que debido al procedimiento de generación de la señal, se puede generar un contenido de energía muy alto que no corresponde a la realidad (Bommer y Acevedo 2004).

Gasparini y Vanmarcke (1976) han desarrollado un algoritmo para la generación de acelerogramas artificiales mediante procesos aleatorios y partiendo del uso de una forma envolvente definida, que simula la naturaleza transitoria de los terremotos y una función de densidad espectral, que se calcula a partir del espectro definido de velocidad (S_v). Este método de cálculo se basa en el hecho de que cada función periódica se puede expresar como una serie de ondas sinusoidales como se indica en la expresión (2-3).

$$X(t) = \sum_n A_n \cdot \text{sen}(\omega_n t + \Phi_n) \quad (2-3)$$

donde A_n , es la amplitud y Φ_n es el ángulo de fase de la onda sinusoidal n-ésima. Para simular la naturaleza transitoria de los terremotos, los movimientos de estado estacionario se multiplican por una forma determinista, seleccionada por el usuario en el correspondiente módulo de formas envolventes. Por otra parte, entre las diversas funciones envolventes propuestas, destacan la envolvente trapezoidal de Hou (1968) y la de Saragoni y Hart (1974), las cuales se ilustran en la Figura 2.9.

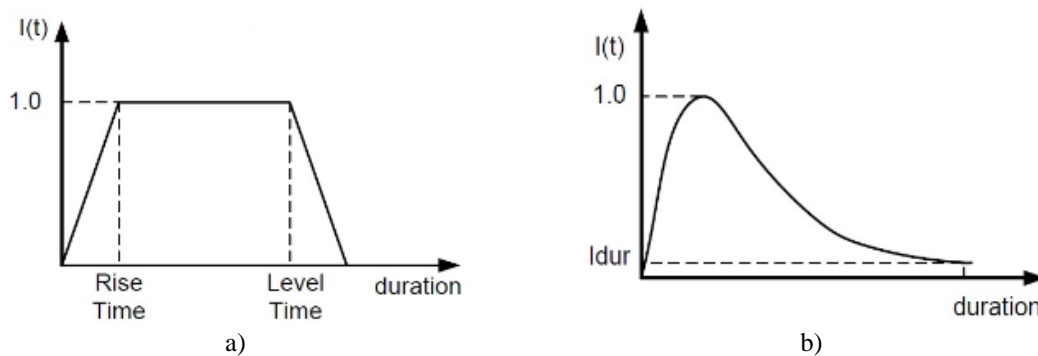


Figura 2.9 Funciones envolventes para la generación de acelerogramas artificiales, envolvente a) Trapezoidal, b) Sagaroni y Hart (Seismosoft 2013a)

Mapa de peligrosidad o amenaza: aceleración sísmica básica

Estudios de zonificación sísmica local

Los estudios sobre la variabilidad de la peligrosidad sísmica de una zona, pueden reflejar diferentes intensidades de la aceleración horizontal y se basan en la integración de resultados provenientes del análisis geomorfológico, geológico y geofísico de los sedimentos, estos incluso alcanzan a reflejar diferencias con respecto a los valores normativos (Morales 2012). En este sentido, el emplazamiento seleccionado para los edificios en estudio, es el Área Metropolitana de Barquisimeto y Cabudare, donde se han desarrollado estudios geológicos, geotécnicos y geofísicos con el fin de generar el modelo del subsuelo que permite estimar espesores de sedimentos, resultados que son incorporados en el proyecto de microzonificación sísmica, como información de entrada para los cálculos de respuesta dinámica de los suelos y la definición de microzonas, según se muestra en Rocabado *et al.* (2007). Vale la pena mencionar aquí que en esta área se realizaron aproximadamente 1200 mediciones de ruido sísmico ambiental. La distribución de los períodos fundamentales se muestra en el mapa de iso-períodos del Área Metropolitana de Barquisimeto y Cabudare en la Figura 2.10, donde se observa que los valores en el este y norte de la ciudad de Barquisimeto presentan un rango de periodos de 0.30 a 0.50 s; hacia el oeste y centro de la ciudad, los valores aumentan de 0.5 a 1.0 s. El 70 % de las mediciones resultantes se encuentran en este rango; hacia el sur, en la cuenca de Cabudare, los periodos predominantes aumentan considerablemente su valor, con un máximo de 2.5 s en el área central (e incremento hacia el noreste) y los valores mínimos varían de 0.3 a 0.5 s hacia el sur, correspondiéndose con los abanicos coluvio-torrenciales. Se pudo estimar una profundidad máxima de los sedimentos superior a los 100 m en Barquisimeto y de 400 m de profundidad en Cabudare (Rocabado *et al.* 2007).

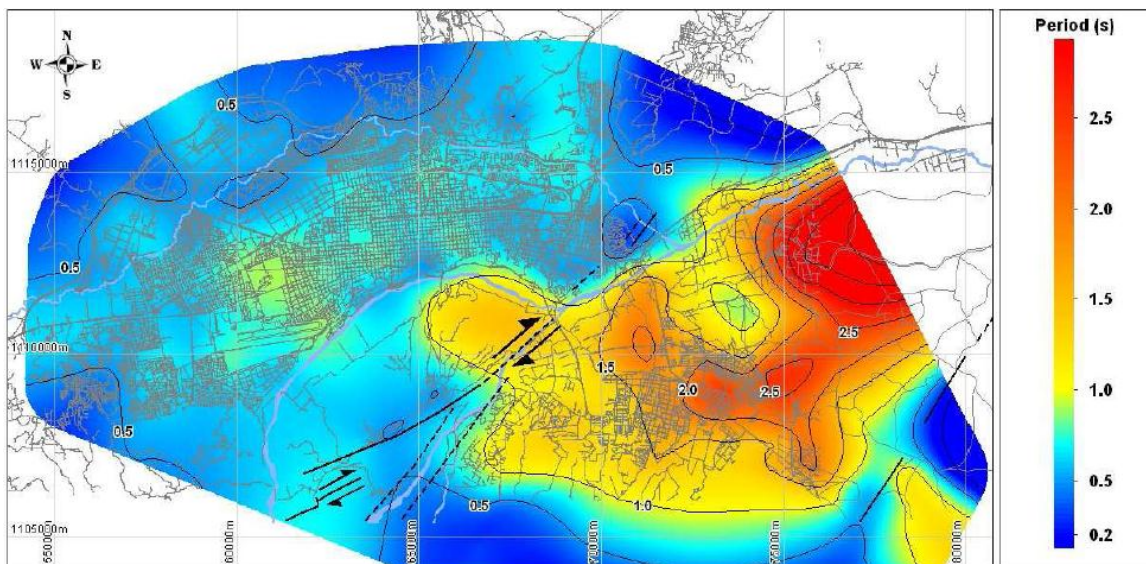


Figura 2.10 Mapa de iso-períodos de las ciudades de Barquisimeto y Cabudare (Rocabado *et al.* 2007)

En el marco del proyecto de microzonificación sísmica del área Metropolitana de Barquisimeto y Cabudare, Funvisis (2009) y luego en Morales (2012), recomendaron el uso de espectros de espectro de respuestas en zonas de Barquisimeto y Cabudare, identificadas en el mapa de microzonas sísmicas que, fue ajustado como se muestra en la Figura 2.11. Asimismo se obtuvieron un total de 32 formas espectrales o espectros ajustados a las condiciones locales de sitio en la zona. El mapa de microzonas (Figura 2.11) se indican las 6 zonas clasificadas y evaluadas dentro del área; los mayores valores de aceleración promedio son de 0.28g, ligeramente por debajo del valor establecido en la norma venezolana de 0.30g para esta zona. Sin embargo, estos valores se deben compatibilizar con los estudios de amenaza sísmica probabilista.

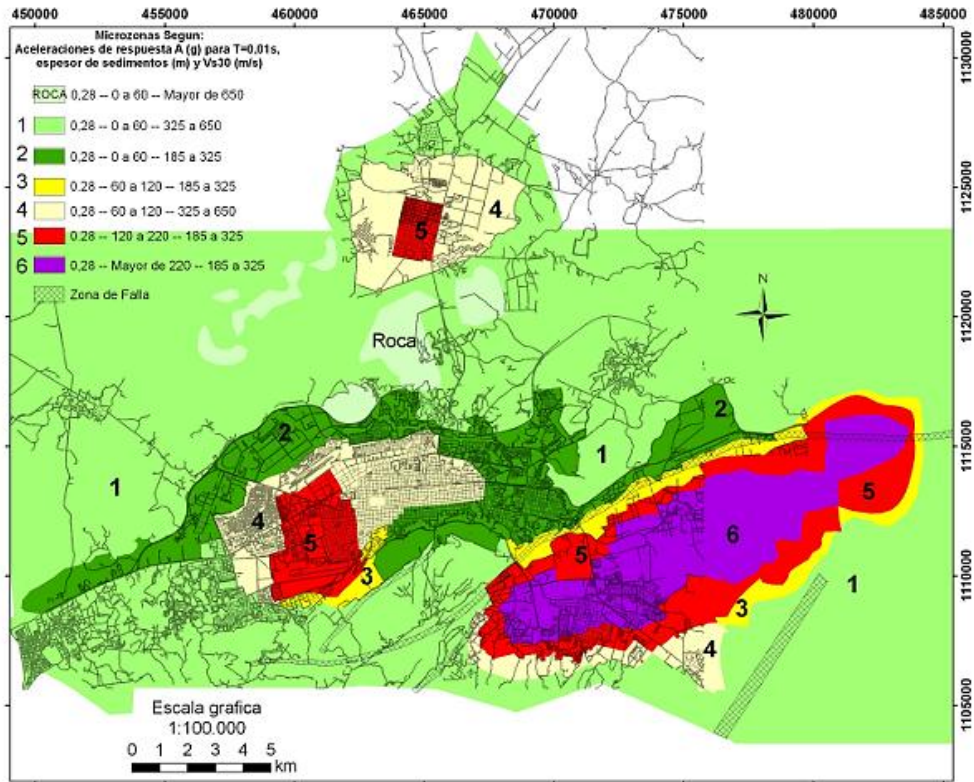


Figura 2.11 Mapa de microzonas sísmica de Barquisimeto, Cabudare-Venezuela, ajustado según Morales (2012)

Mapa de peligrosidad sísmica norma venezolana

La Figura 2.12 muestra el mapa de zonificación sísmica de Venezuela previsto en la norma venezolana COVENIN 1756 (2001), basado en la aceleración horizontal máxima esperada para el territorio venezolano. Estos valores se consideran representativos de probabilidades de excedencia del 10 % para una vida útil de 50 años, es decir periodos de retorno de 475 años. Este mapa de zonificación contiene 8 zonas, cada una representada por la aceleración máxima esperada en el terreno (Tabla 2.1).

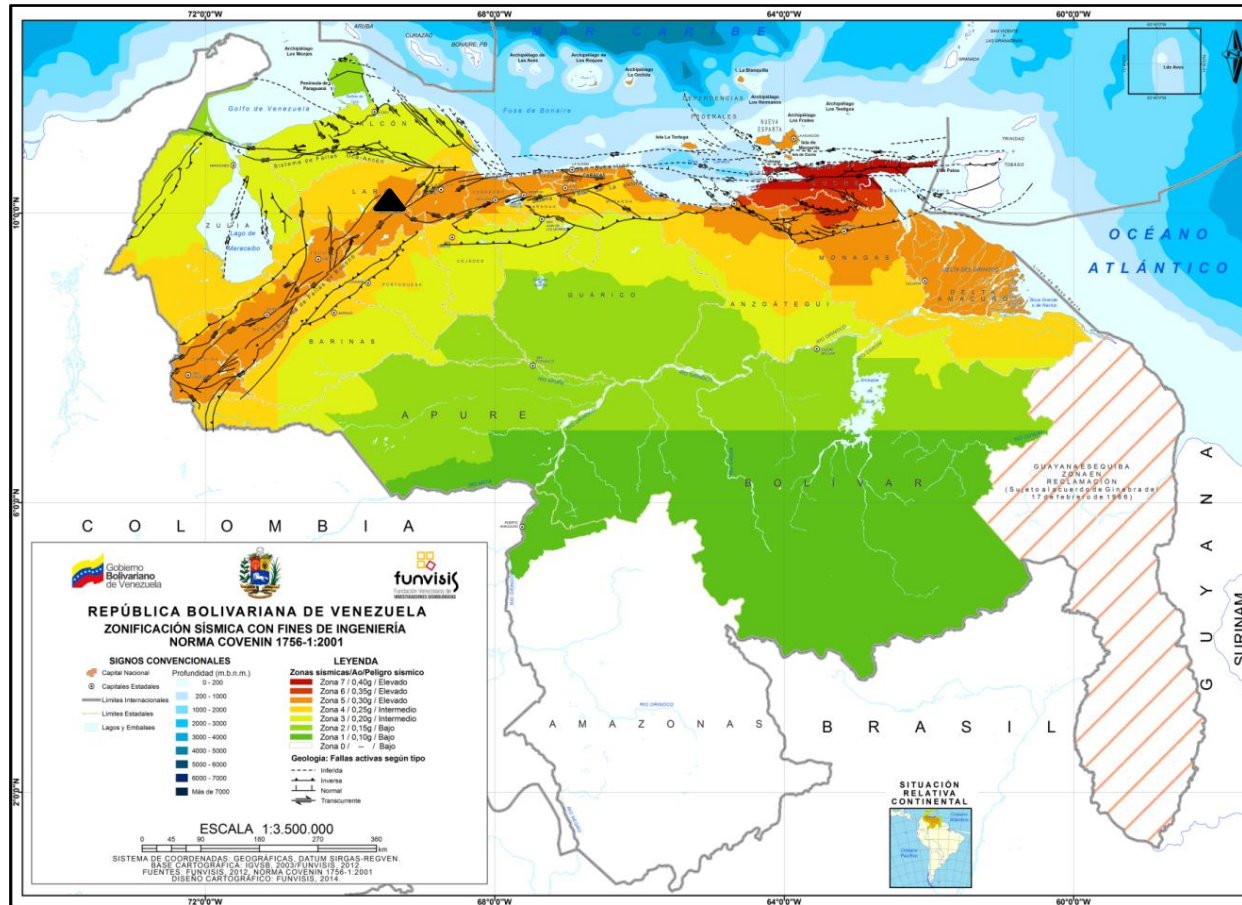


Figura 2.12 Mapa de zonificación sísmica de Venezuela (COVENIN 1756 2001)

De tal forma que, se consideran de elevado peligro sísmico aquellas áreas donde se prescriben aceleraciones horizontales para el diseño de por lo menos 0.30g (Zonas 5, 6 y 7). Áreas donde se prescriben movimientos del terreno inferiores a 0.20g son de bajo peligro sísmico (Zonas 1 y 2) y las zonas 3 y 4 son de peligro sísmico intermedio.

De esta manera, la zona considerada como el emplazamiento de los edificios estudiados en este trabajo (Barquisimeto-Cabudare), se encuentra clasificada como la quinta zona del mapa de peligrosidad sísmica y es considerada de elevada peligrosidad sísmica, según se muestra en la Figura 2.12 señalada con el triángulo negro.

Tabla 2.1 Aceleración horizontal para cada zona de Venezuela

ZONA SÍSMICA	PELIGRO SÍSMICO	A ₀
7		0.40
6	Elevado	0.35
5		0.30
4		0.25
3	Intermedio	0.20
2		0.15
1	Bajo	0.10
0		0.00

Las leyes de atenuación se utilizan para estimar el nivel de movimiento del suelo en el sitio de interés ante la ocurrencia de un sismo con cierta magnitud. Para definir la ley de atenuación a utilizar en un estudio de peligrosidad, debe tomarse en cuenta la fuente con mayor incertidumbre⁴. En la Tabla 2.2 se describen los tipos de suelos considerados, las formas espectrales tipificadas (S1 a S4) y el factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (ϕ), que dependen de las características del perfil geotécnico del terreno.

⁴ La ley de atenuación utilizada para la zona Centro-Occidente de Venezuela está dada por la expresión $\ln(a)=4.48+0.53M-1.561\ln(R+15)$, según la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas <http://www.funvisis.gob.ve> (último acceso: 07/12/2016)

Tabla 2.2 Tipos de suelo, forma espectral y factor de corrección (ϕ) correspondiente

MATERIAL	V_{SP} (M/S)	Profundidad H(M)	ZONAS SÍSMICAS 1 a 4		ZONAS SÍSMICAS 5 a 7	
			Forma espectral	ϕ	Forma espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada o suelos muy duros y muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250- 400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170- 250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 ^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos^(b), intercalados con suelos más rígidos	-	Hi	S2 ^(c)	0.65	S2	0.70

Espetros sísmicos de respuesta y de diseño

La acción sísmica en los códigos sísmicos se caracteriza mediante espectros de respuesta que toman en cuenta las formas espectrales tipificadas, la condición de amortiguamiento estructural, la capacidad de absorción y la disipación de energía de la estructura mediante factores de respuesta (Paz 1992).

Espectros de respuesta

En la ingeniería sísmica se definen como la representación gráfica de valores aproximados de la respuesta máxima (máximo desplazamiento, máxima velocidad, máxima aceleración) de un sistema lineal elástico con un grado de libertad sometido a la acción de un acelerograma (Barbat *et al.* 1994). Se utilizan, fundamentalmente, para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta de acelerogramas reales, presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto (Paz 1990). Una ventaja es el hecho que un espectro de respuesta puede suavizarse, promediarse o simplemente modificarse para incluir las condiciones locales del terreno, aun cuando se desconocen detalles del proceso de excitación (Barbat *et al.* 1994).

Espectros de diseño

A diferencia de los espectros de respuesta, los espectros de diseño representan la envolvente de varios espectros de respuesta correspondientes a diferentes sismos típicos de una zona en particular; representan la sismicidad probable de un lugar. Se definen como las aceleraciones básicas esperadas para los periodos de retorno previstos en los diversos códigos y normativas.

La capacidad de los sistemas estructurales para resistir las acciones sísmicas en el rango no lineal, permite generalmente proyectarlos para fuerzas menores que las que corresponden a una respuesta elástica lineal. Por ello, se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía de la estructura, mediante la realización de un análisis lineal basado en un espectro de respuesta reducido con respecto al elástico, llamado espectro de diseño (Bonett 2003).

Existen regulaciones y normativas que proponen para el diseño estructural de edificaciones sismo-resistentes, formas espectrales suavizadas promedio, con aceleración normalizada para un período nulo. Por ejemplo, la norma venezolana sismo-resistente COVENIN 1756 (2001), recomienda formas espectrales normalizadas de respuesta elástica de aceleración asociadas a perfiles de suelo de distinta composición litológica, identificadas como S1, S2, S3 y S4 (Figura 2.13); en los mismos las ordenadas de aceleración de diseño se obtienen directamente de las formas espectrales normalizadas de aceleración en función del período T , para un amortiguamiento 5% y definidas en las ecuaciones (2-4) a (2-6), para los diferentes tipos de suelo y para un factor de reducción de $R=1$.

$$T < T_0 \quad A_d = \alpha\varphi A_0 \left[1 + \frac{T}{T_0}(\beta - 1) \right] \quad (2-4)$$

$$T_0 \leq T \leq T^* \quad A_d = \alpha\beta\varphi A_0 \quad (2-5)$$

$$T > T^* \quad A_d = \alpha\beta\varphi A_0 \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (2-6)$$

donde A_d , es la ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad, α es el Factor de importancia (Tabla 2.3), A_0 es el Coeficiente de aceleración horizontal (Tabla 2.1), φ es el Factor de corrección del coeficiente de

aceleración horizontal (Tabla 2.2), β es el Factor de magnificación promedio, $T_0 = 0.25T^*$ es el Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg), siendo T^* el Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

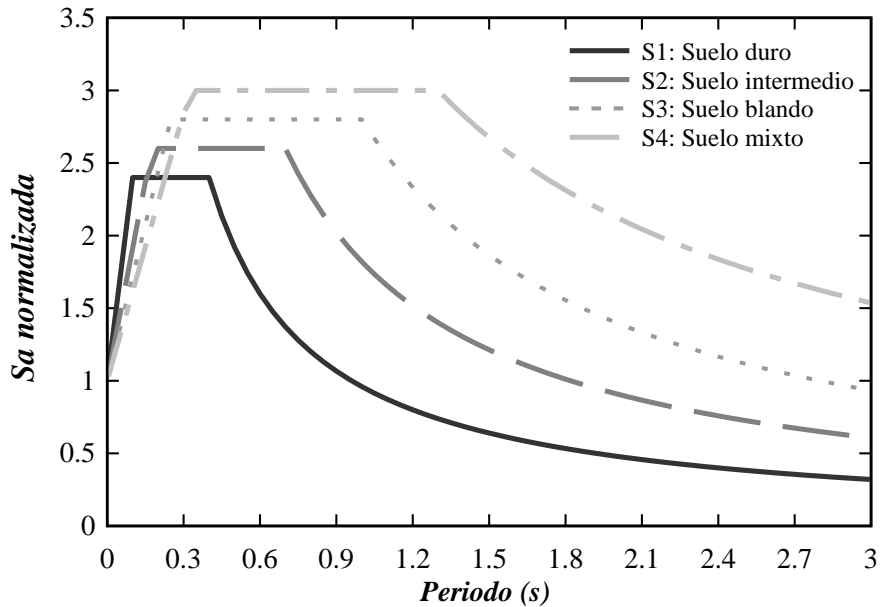


Figura 2.13 a) Espectros de respuesta elástica, 5% amortiguada, propuestos en la norma sísmica venezolana, para los diferentes tipos de suelo

De hecho, el espectro de diseño es una representación de la amenaza sísmica, en la cual se indica, para diferentes períodos estructurales, el valor de aceleración esperado (COVENIN 1756 2001). A efectos de diseño, la norma venezolana define la aceleración de cálculo A mediante la ecuación (2-7).

$$A = \alpha \cdot A_0 \cdot g \text{ (gal)} \quad (2-7)$$

De forma que A_0 , es la aceleración horizontal definida en el mapa de peligrosidad sísmica detallada en la Tabla 2.1 y α es el factor de importancia de la edificación según su uso se ha definido en la Tabla 2.3.

Las fuerzas de diseño obtenidas para los diferentes espectros elásticos son reducidas de acuerdo a la ductilidad de las diferentes tipologías estructurales utilizando los factores de reducción de respuesta (R) también establecidos en COVENIN 1756 (2001).

Tabla 2.3 Factor de importancia de acuerdo al uso de la edificación

GRUPO	α	CLASIFICACIÓN
A	1.30	Densamente ocupadas, Edificios con capacidad de ocupación de más de 3000, Centros de salud
B1	1.15	Baja ocupación, Viviendas, Edificios de apartamentos, oficinas u hoteles, Bancos, Restaurantes, cines y teatros, Almacenes y depósitos.
B2	1.00	No clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público

Las ordenadas A_d de los espectros de diseño elástico quedan definidas en función del período fundamental de la estructura (T) y por las expresiones (2-8) a la (2-10), que definen la reducción del espectro elástico de diseño a espectros inelásticos.

$$T < T^+ \quad A_d = \frac{\alpha\phi A_0 \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad (2-8)$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha\beta\phi A_0}{R} \quad (2-9)$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha\beta\phi A_0}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (2-10)$$

donde $T^+ \geq T_0$ Período característico de variación de respuesta dúctil (s), $c = \sqrt[4]{(R/\beta)}$, R es el Factor de reducción de respuesta, p es el Exponente que define la rama descendente del espectro de aceleración.

El factor de reducción de respuesta R , depende del tipo de estructura, del material de construcción (hormigón, acero o mixta) y del nivel de diseño correspondiente.

2.4.2 Métodos de análisis sísmicos no lineales

Distintos métodos de evaluación sísmica y de análisis de confiabilidad estructural tienen como objetivo determinar, a partir del modelo analítico de la estructura, valores confiables de la respuesta sísmica ante un movimiento del terreno. Para el análisis se deben contemplar los efectos de traslación y rotación según el método seleccionado.

Elnashai y DiSarno (2008), clasifican los métodos de análisis considerando la ley (elástica e inelástica) de comportamiento del material o elementos, el tipo de carga (estática y dinámica) aplicada y, la dimensión (2D y 3D) de los análisis, conforme al tipo de regularidad estructural. Lógicamente, entre todas las posibilidades, pueden llegar a producirse diversas combinaciones del tipo de análisis. En la Figura 2.14 se presentan los tipos de análisis utilizados para la determinación de la capacidad y del proyecto de las estructuras. En la presente investigación se aplicaron tres tipos de análisis a los edificios prototipos en estudio que se exponen en la sección 4.5.

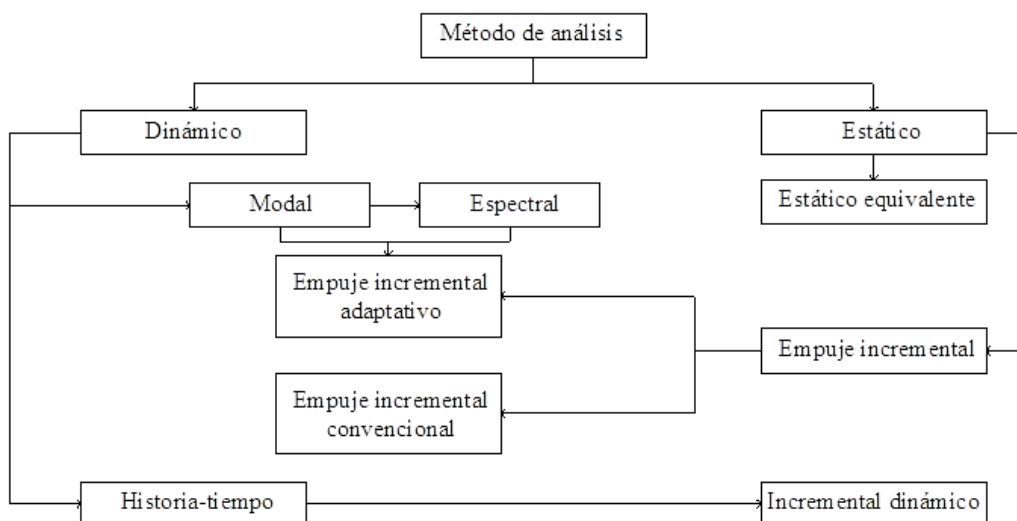


Figura 2.14 Métodos de análisis aplicados en ingeniería sísmica (Elnashai y DiSarno 2008)

Análisis pushover estático convencional (AP)

Los procedimientos estáticos no lineales (AENL) se han incorporado oficialmente en algunos códigos de diseños. Éstos comenzaron a implementarse en documentos relacionados con la ingeniería sísmica basada en el desempeño, como el ATC-40 (ATC 1996), FEMA 273 (FEMA 1997) y FEMA 356 (ASCE 2000), FEMA 440 (FEMA 2005). También el código japonés estructural de diseño para los edificios (MLIT 2001) ha adoptado el método del espectro de capacidad (CSM) del ATC-40 como una herramienta de evaluación sísmica. En Europa, se incorpora mediante el método N2 (Fajfar 2000) incluido en el EC8 (CEN 2004).

El análisis pushover convencional (AP) es utilizado frecuentemente para estimar la capacidad horizontal de estructuras, cuya respuesta dinámica no se ve afectada significativamente por los niveles de deformación experimentados; es decir, la

distribución de fuerzas horizontales que simulan la respuesta dinámica puede suponerse constante. En este método de análisis estático inelástico, la estructura es afectada por cargas gravitatorias constantes y fuerzas laterales o desplazamientos que se incrementan de forma monótonica, manteniendo constantes la representación de la acción sísmica equivalente (Bhatt 2011). Debido a que el modelo estructural ya contiene y representa directamente los efectos, tanto de no linealidad del material como de no linealidad geométrica (Elnashai y DiSarno 2008). El resultado de un análisis pushover es la curva de respuesta llamada curva de capacidad, que representa la variación del cortante en la base (V), con respecto al desplazamiento del techo (δ) en un nodo de control seleccionado. Esta curva da información importante sobre la capacidad resistente y deformación global de la estructura. Más adelante se hace una descripción de las curva de capacidad junto a los parámetros de respuesta.

El AP utiliza comúnmente una solución iterativa-incremental de las ecuaciones de equilibrio. Se puede expresar en la forma (2-11), tal como lo expresa Elnashai y DiSarno (2008).

$$K\Delta_x = \Delta F \quad (2-11)$$

donde Δx es el incremento de desplazamiento durante el intervalo de tiempo Δt , K es la matriz de rigidez y ΔF es el incremento de carga. Durante un incremento de carga, la resistencia de la estructura es evaluada a partir de las condiciones de equilibrio interno y la matriz de rigidez K es actualizada. Las fuerzas son reaplicadas hasta que uno o más criterios de convergencia son satisfechos. El análisis finaliza cuando se alcanza un desplazamiento objetivo, que suele estar relacionado con un nivel de desempeño o estado límite de prevención de colapso o, alternativamente, cuando el programa de análisis usado falla en la convergencia. Los resultados de un análisis pushover, es la curva de capacidad expresada en términos del cortante basal (V_{base}) contra el desplazamiento horizontal en el techo de la estructura (δ_{top}).

Los parámetros que definen el AP convencional son: 1) la naturaleza de la carga lateral (fuerzas o desplazamientos), 2) el patrón de distribución de las cargas a lo largo de la altura de la estructura (triangular, uniforme, véase por ejemplo la Figura 2.28) y 3) su magnitud (Elnashai y DiSarno 2008). La suposición básica de los AP convencionales es que la respuesta estructural está controlada por un solo modo de vibración.

El AP convencional (no adaptativo) se caracteriza por su incapacidad intrínseca para tener en cuenta los efectos de la degradación progresiva de la rigidez que influye sobre las características de respuesta dinámica de las estructuras y, por ende, sobre la distribución de las cargas estáticas equivalentes aplicadas durante el análisis. De hecho, la naturaleza fija de la distribución de cargas aplicadas sobre la estructura ignora la redistribución de fuerzas durante una respuesta dinámica real (Seismosoft 2004).

Análisis pushover estático adaptativo (APA)

El APA o Pushover adaptativo, también es empleado para estimar la capacidad horizontal de una estructura, teniendo en cuenta el efecto que su propia deformación y el contenido de frecuencias de la excitación sísmica tienen sobre sus características de respuesta dinámica. Este tipo de análisis puede ser aplicado en la evaluación de estructuras existentes, ya sean edificios (Antoniou y Pinho 2004a) o puentes (Pinho *et al.* 2009). En un APA, la distribución de carga lateral no se mantiene constante, sino que es actualizada constantemente durante el análisis, de acuerdo con las formas de los modos de vibración y factores de participación modal derivados mediante un análisis de autovalores y autovectores llevado a cabo para cada incremento. Este método tiene en cuenta la degradación de la rigidez de la estructura, la elongación de su período y la modificación de las fuerzas de inercia (Pinho y Antoniou 2005; Papanikolaou y Elnashai 2005). El APA provee mejores estimaciones de la respuesta que los métodos convencionales, especialmente para estructuras que poseen irregularidades de resistencia o rigidez y/o cuando los efectos de los modos superiores de vibración pueden jugar un rol importante en la respuesta dinámica (Bento *et al.* 2008).

Varios procedimientos adaptativos han sido propuestos por Bracci *et al.* (1997), Gupta y Kunnath (2000), Elnashai (2001), Antoniou y Pinho (2004b). El propuesto en los dos últimos trabajos, se basa en los mismos conceptos, con la diferencia que implementaron el procedimiento utilizando modelos de elementos de fibra "*enfoque de fibras*" para representar el comportamiento de las secciones transversales y la incorporación de la amplificación espectral, permitiendo una actualización de distribución de la fuerza. Mientras que un nuevo procedimiento adaptativo basado en desplazamiento ha sido propuesto por Pinho y Antoniou (2005). El algoritmo adaptativo basado en fuerza o en desplazamiento está implementado en el software SeismoStruct (SeismoSoft 2004) y se

encuentra estructurado en diversos trabajos (Elnashai y DiSarno 2008; Papanikolaou y Elnashai 2005).

El algoritmo incluye en la determinación de vector de cargas, el cálculo de las fuerzas de entrepiso modal en cada nivel de piso para los N modos considerados para satisfacer el porcentaje de participación modal (85 – 90 %) del total de la masa de estructura. Estas fuerzas F_{ij} son estimadas en el i-ésimo nivel para j-ésimo modo (siendo $1 \leq j \leq N$) se muestra en la ecuación (2-12).

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} M_i \quad (2-12)$$

donde i es el número de plantas y j es el número de modos, Γ_j es el factor de participación modal del modo j, M_i es la masa sísmica para el nivel i, ϕ_{ij} es el valor de la forma modal normalizada de la masa del nivel i y el modo j. Para los edificios en estudio, es aplicado este procedimiento basado en fuerzas, sin amplificación espectral.

Luego de definir los perfiles de cargas para todos los modos de vibración, una combinación modal *SRSS* o *CQC* (*Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, Combinación cuadrática completa*) respectivamente, genera el vector de carga incrementado. Antes de la aplicación de este vector se realiza la normalización y multiplicación por el nuevo patrón de carga de manera que la magnitud de carga aplicada esté incrementada con respecto a la carga anterior, igual que se hace en el análisis convencional.

Una variación del procedimiento anterior consiste en utilizar de entrada el espectro de respuesta en las contribuciones modales del vector fuerza o de desplazamiento aplicado. Este procedimiento no es matemáticamente riguroso, es parecido al método de cálculo de cortante basal adoptado en los códigos que, también utiliza en el análisis modal espectral. Para este caso, en los que se considera un espectro de respuesta, la implementación del pushover se modifica según se exponen ampliamente en Elnashai y DiSarno (2008). La variación se produce en el cálculo del vector de escala normalizado. Estas fuerzas F_{ij} son estimadas en el i-ésimo nivel para j-ésimo modo (siendo $1 \leq j \leq N$) como se muestra en (2-13).

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} M_i S_{a,j}(T_j) g \quad (2-13)$$

donde el parámetro adicional $S_{a,j}$ representa la ordenada de aceleración del espectro de respuesta correspondiente del período de vibración del modo de j , en adelante la amplificación espectral se introduce en el cálculo de F_{ij} .

Una amplia comparación entre los métodos de pushover convencionales y adaptativo está disponible en Papanikolaou y Elnashai (2005) y Antoniou y Pinho (2004a). El primer trabajo muestra las comparaciones entre curvas pushover procedentes de técnicas convencionales, adaptativas y de análisis dinámico incremental, para los sistemas estructurales regulares e irregulares (ver Figura 2.15). El APA se obtiene utilización amplificación espectral, mientras que para el pushover convencional se utilizaron dos patrones de carga (uniforme y triangular). Los resultados del análisis dinámico incremental también se incluyen en la Figura 2.15; se observa, de esta comparación, que la distribución uniforme proporciona un límite superior de la capacidad lateral en el rango inelástico solamente para el modelo regular. En el caso de los sistemas irregulares, el AP convencional es un método insuficiente para capturar el comportamiento dinámico, lo que demuestra que los patrones fijos pueden ser insuficientes. Obsérvese cómo, en los dos casos, la curva procedente de un APA queda por encima de las obtenidas usando las variantes convencionales del pushover y, además, se aproxima adecuadamente a la curva obtenida a partir del análisis dinámico.

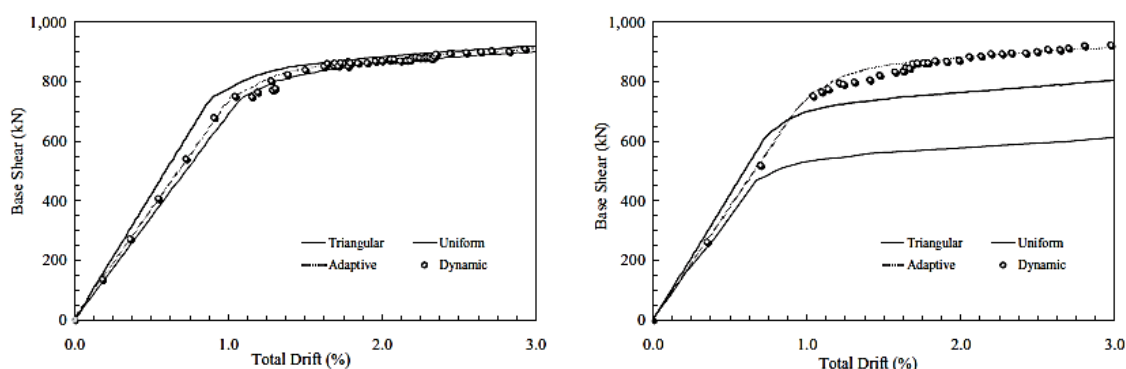


Figura 2.15 Curvas de respuesta del análisis pushover convencional, adaptativo y dinámico para diferentes modelos estructurales para sistemas regulares (derecha) e irregulares (izquierda).

Respuesta del análisis pushover y parámetros mecánicos

La Figura 2.16, muestra la respuesta sísmica obtenida de un análisis estático no lineal (pushover convencional AP) para evaluar la capacidad horizontal, es decir, la representación de la fuerza cortante en la base (V_{base}) con respecto al desplazamiento

lateral en el techo de la estructura (δ_{top}); esta representación gráfica es llamada *curva de capacidad*, a partir de ella se obtiene información importante sobre la capacidad de resistencia, rigidez, deformación global y ductilidad de la estructura entre otras cantidades relevantes (Elnashai y DiSarno 2008).

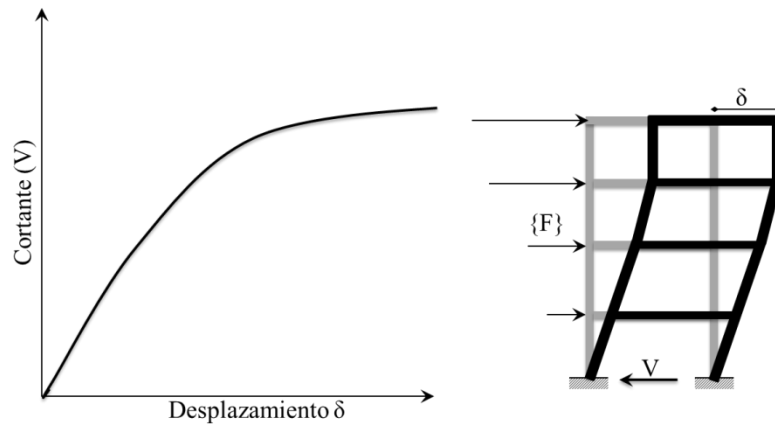


Figura 2.16 Curva de capacidad (V vs δ) del análisis pushover convencional.

Asimismo, se puede obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, transformando previamente esta última a espectro de capacidad (formato S_a vs S_d). La representación en espectro de capacidad permite calcular la demanda a la que se somete una estructura, dado un espectro de respuesta elástico y/o reducido como se verá posteriormente. Las ecuaciones (2-14) y (2-15) permiten la transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad (ATC 1996).

$$Sd_j = \frac{\delta_j}{PF_1} \quad (2-14)$$

$$Sa_j = \frac{V_j/W}{\alpha_1} \quad (2-15)$$

siendo j los incrementos de carga aplicados sobre la estructura durante el análisis estático no lineal, PF_1 el factor de participación modal para el primer modo, α_1 el coeficiente de masa efectiva y W el peso de la estructura.

Diferentes propuestas han planteado la forma bilineal del espectro de capacidad, tales como la directriz FEMA 273 o el estudio de Elnashai y DiSarno (2008); así como los procedimientos ampliamente conocidos como ATC-40 y N2. Esta curva se define por dos puntos característicos que son el punto de plastificación o fluencia (Sd_y , Sa_y) que

define la rigidez inicial K_0 del sistema y el punto de resistencia última (Sd_u , Sa_u). Estos dos puntos definen también la ductilidad máxima de la estructura. Los procedimientos aplicados en este trabajo para obtener la forma bilineal, se encuentran bien descritos en el ATC-40, que formula el concepto de igual energía, según el cual las áreas A1 y A2 que están por encima y por debajo respectivamente del espectro de capacidad deben ser iguales (véase Figura 2.17 Izquierda). Mientras que la curva bilineal formulada a partir del procedimiento N2 para el EC8, responde a un modelo elasto-plástico perfecto y requiere que la rigidez tangente post-cedencia sea igual a cero (ver Figura 2.17 Derecha). Estos métodos se basan en la hipótesis de igual energía. Las condiciones específicas para construir la curva bilineal se encuentran descritas en los trabajos comentados anteriormente.

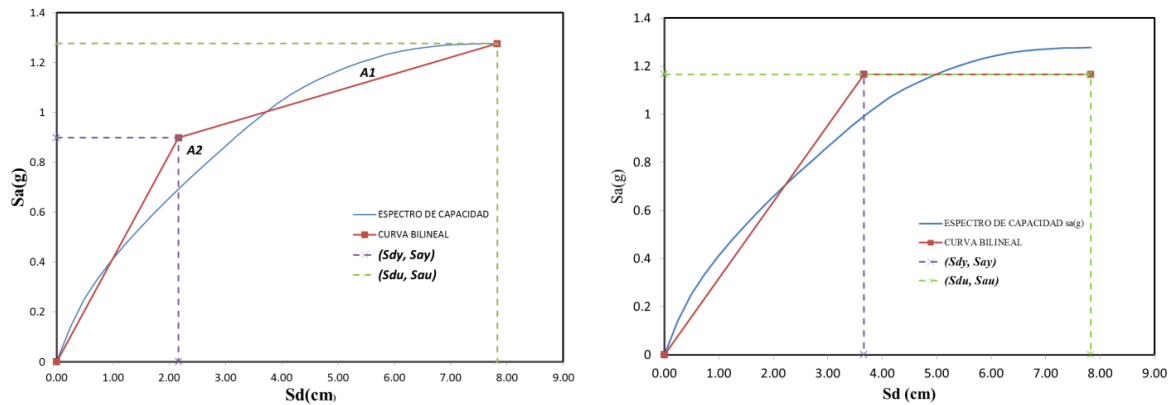


Figura 2.17 Curva bilineal (Izquierda) ATC-40, (Derecha) N2 de EC8, para el edificios de dos pisos

Por otro lado, a partir de la respuesta sísmica, se pueden determinar tres parámetros importantes, que describen el comportamiento de las estructuras y de sus fundamentos de proyecto cuando se someten a terremotos. Estos son la rigidez, la resistencia (o capacidad) y la ductilidad. Estos tres parámetros son tratados en detalle, con el fin de, por una parte, permitir una discusión del marco conceptual y, por otra, para que luego permitan su aplicación para la cuantificación del comportamiento sismo-resistente de los edificios en estudio.

La rigidez estructural, es una propiedad importante para evaluar la tendencia del comportamiento de las estructuras según su regularidad y características estructurales. Elnashai y DiSarno (2008) la definen como la capacidad de un elemento o un sistema estructural de resistir desplazamientos cuando está sujeto a acciones, como se muestra en la Figura 2.18. Este parámetro es expresado como la relación entre la fuerza y

desplazamiento a un nivel dado y, por lo tanto, no es constante en la estructura. Asimismo en la Figura 2.18 se muestra que K_i es la rigidez para un desplazamiento δ_i requerido y su correspondiente fuerza resistente V_i (Cortante basal). En esta figura se observan la rigidez inicial K_0 , la rigidez tangente K_t y la rigidez secante K_s . Para el sistema estructural de la figura, la pendiente inicial de la curva de capacidad define la rigidez inicial, K_0 es la rigidez del tramo de comportamiento elástico de la estructura; K_t está definida por la derivada de la curva de capacidad en un punto dado, mientras que la rigidez secante, K_s , es la pendiente de la línea correspondiente a un nivel de carga dado. La rigidez inicial K_0 es más alta que la rigidez secante K_s para materiales convencionales de construcción. Variaciones en rigidez en el rango inelástico son también usualmente expresadas mediante la rigidez tangente K_t .

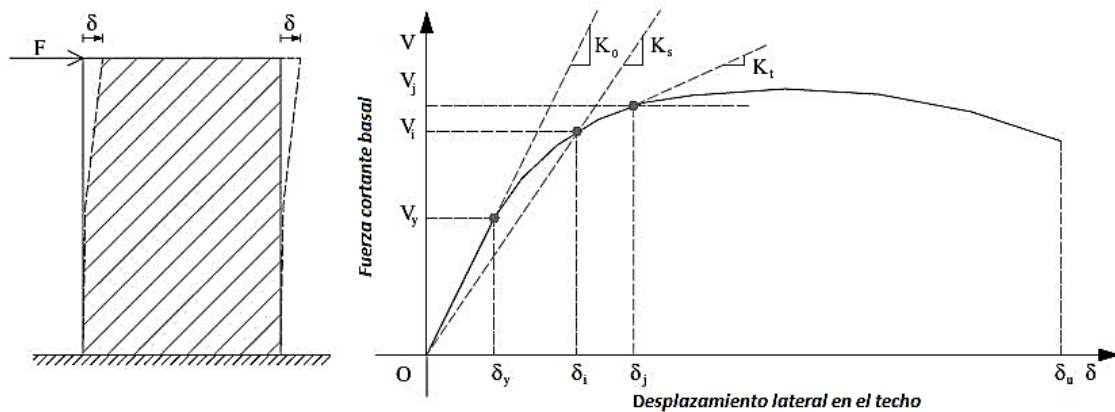


Figura 2.18 Curva de respuesta para un sistema estructural sujetos a cargas horizontales, con variaciones de la rigidez

En el diseño sísmico, la rigidez lateral adecuada es un requisito esencial para el control de deformaciones, evitar la inestabilidad (local y global), prevenir el daño de los componentes no-estructurales y garantizar el confort y la protección de la vida humana durante los terremotos. Autores como Elnashai y DiSarno (2008) mencionan que la rigidez lateral se ve influenciada por diferentes factores como: las propiedades de los materiales de construcción, el tipo de sección, propiedades de los elementos estructurales, las conexiones y los sistemas estructurales.

Al respecto, la norma venezolana establece para la rigidez lateral un control de los desplazamientos laterales, a través de valores límite para los desplazamientos relativos o derivas de entrepiso en términos porcentuales. Los valores límite de la deriva de

entrepiso son establecidos según la importancia y uso de la edificación; en el caso de edificios residenciales, el valor máximo permitido de la deriva es de 1.8 %. Para los métodos de análisis elásticos este valor se calcula mayorando el desplazamiento elástico Δ_{ei} , por **0.8R**; éste, a su vez, incluye los efectos traslacionales en planta y el efecto P-delta (P- Δ). Con el factor 0.8 se acepta que parte de la reducción, en término medio un 20 %, se debe a efectos de reserva de resistencia.

$$\Delta_i = 0.80R\Delta_{ei} \quad (2-16)$$

siendo Δ_i el desplazamiento lateral inelástico del nivel i , R el factor de reducción de respuesta de diseño y Δ_{ei} el desplazamiento lateral elástico del nivel i . El valor 0.8 corresponde al factor de amplificación de desplazamiento (Δ).

Asimismo, la mencionada norma, toma en consideración la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos obtenidos en el análisis elástico, determinando los desplazamientos inelásticos y, a su vez, las respectivas derivas de entrepiso.

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (2-17)$$

donde δ_i es la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos.

$$\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})} \leq 0.018 \quad (2-18)$$

siendo $(h_i - h_{i-1})$ la separación entre pisos o niveles consecutivos.

Por otro lado, *la resistencia* está definida como la capacidad de un elemento o un sistema estructural para resistir cargas bajo un estado de acciones dadas. Esta cantidad no es constante y varía conforme al uso y regularidad del sistema estructural. La resistencia es usualmente definida como función del tipo de acción aplicada. Las fuerzas axiales, momento y cortantes son empleados para cuantificar la capacidad de una estructura y de sus elementos en la ingeniería sísmica. En la curva de capacidad que se muestra en la Figura 2.19, se definen las siguientes capacidades características: V_y , que es el cortante basal resistente que define el límite elástico, V_{max} que es la máxima

resistencia a cortante. V_i es la capacidad resistente para un desplazamiento dado δ_i (Elnashai y DiSarno 2008).

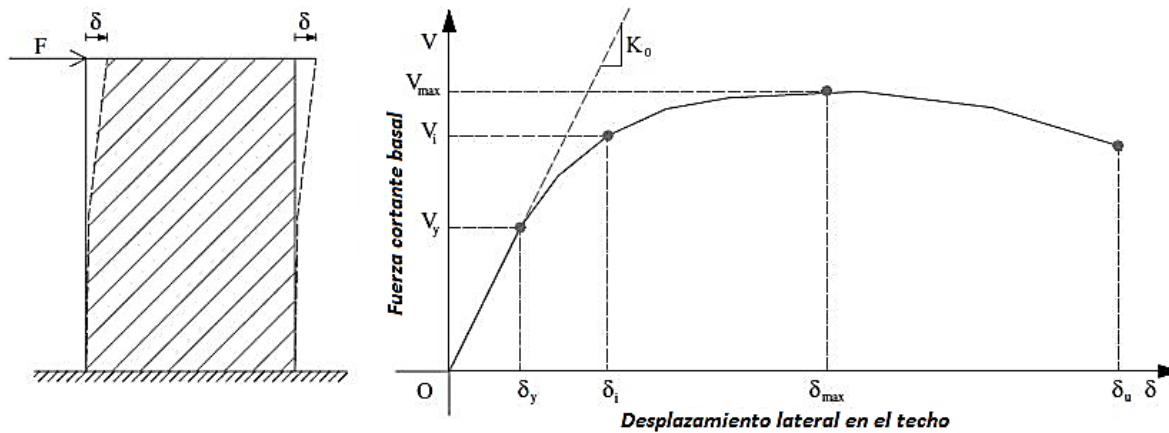


Figura 2.19 Curva de capacidad para un sistema estructural sujeto a cargas horizontales

Adecuada capacidad a cortante, axial y a flexión es requerida para las estructuras para hacer frente a las fuerzas sísmicas de cada piso y a esa fuerza total. La combinación de cargas verticales con horizontales durante un evento sísmico, puede incrementar el nivel de tensión en los elementos y uniones. Si capacidad requerida excede la capacidad obtenida en el diseño de cada elemento, el fallo estructural es eminente; esto corresponde a un estado límite de daño estructural. Sin embargo, el daño local puede no perjudicar la integridad del sistema estructural.

Por otro lado, existen incertidumbres en la evaluación de la capacidad estructural que son debidas, entre otros aspectos a: (i) aleatoriedad en las propiedades del material, (ii) propiedades geométricas, como por ejemplo, sección y longitud de elemento y (iii) la calidad de la construcción. Por lo tanto, diferentes trabajos han presentado la correlación entre la capacidad resistente y el daño estructural basado en enfoques deterministas y probabilistas (Elnashai y DiSarno 2008; Moreno *et al.* 2010; Pujades *et al.* 2015).

Asimismo, la capacidad de una estructura también depende de una variable significativa: la forma del sistema estructural. Es de gran importancia considerar una distribución adecuada del sistema resistente sísmico tanto en planta como en elevación, para evitar altas concentraciones de esfuerzos en zonas con una baja resistencia y, en consecuencia, de daño. Sin embargo, lamentablemente, estas discontinuidades se presentan con frecuencia en edificios existentes. Dejando de lado las discontinuidades

verticales, que comúnmente conducen a concentraciones de esfuerzos desfavorables, las discontinuidades en planta o aberturas en los diafragmas horizontales también pueden debilitar considerablemente la capacidad resistente de la losa. Esta reducción de la resistencia depende de la ubicación, tamaño y forma de las aberturas.

En la Figura 2.20 se muestra un ejemplo del efecto que las aberturas tienen sobre las concentraciones de esfuerzos y sobre la capacidad de los diferentes elementos de la estructura, causadas por una gran abertura de escaleras en una losa. Por el contrario, pequeñas aberturas no ponen en peligro la transferencia de carga a nivel de piso, tienen un efecto local sobre la concentración de esfuerzos y el diafragma se comporta con una distribución continua bajo fuerzas sísmicas; mientras que grandes aberturas no solamente afectan el comportamiento global, sino que generan el debilitamiento de las líneas resistentes en diferentes direcciones (Elnashai y DiSarno 2008). En los sistemas estructurales, las asimetrías en planta pueden dar lugar a efectos indeseables de torsión y concentraciones de esfuerzos. Además, en recientes trabajos se ha demostrado la influencia de las aberturas sobre la respuesta torsional de las estructuras (Fajfar *et al.* 2005; Herrera *et al.* 2013b).

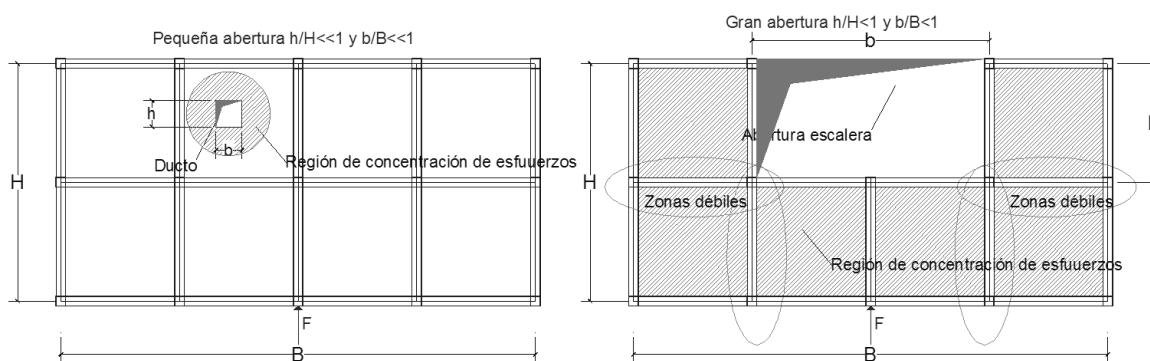


Figura 2.20 Concentraciones de esfuerzos causadas por pequeñas (izquierda) y grandes (derecha) aberturas en los diafragmas horizontales (Elnashai y DiSarno 2008)

La *ductilidad de desplazamiento*, es la capacidad que tiene un elemento o sistema estructural de deformarse más allá del límite elástico con aceptable reducción de la rigidez y resistencia. En la Figura 2.21 se muestra una comparación entre comportamientos frágil y dúctil de una estructura. En esta figura, la curva A (comportamiento frágil) y curva B (comportamiento dúctil), muestran la relación cortante-desplazamiento para sistemas estructurales con la misma rigidez y resistencia, pero con distinto comportamiento inelástico. Estructuras con un comportamiento frágil

fallan ya cuando sufren pequeñas deformaciones inelásticas después de alcanzar su capacidad máxima; el colapso de estas estructuras, a partir de este punto, es repentino e inminente. En contraste, las estructuras con un comportamiento dúctil son capaces de sufrir mayor cantidad de deformación inelástica luego de haber alcanzado su capacidad última, manteniendo la rigidez y resistencia en rangos aceptables (Elnashai y DiSarno 2008).

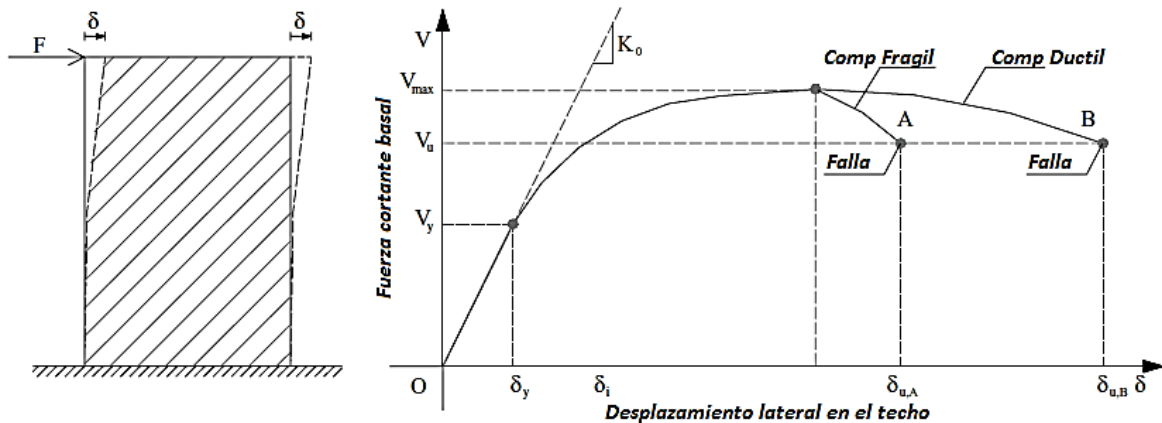


Figura 2.21 Curva de respuesta para el comportamiento de la ductilidad de una estructura frágil (A) y dúctil (B) (Elnashai y DiSarno 2008)

La definición general y analítica de ductilidad de desplazamiento viene dada por la ecuación (2-19), establecida como un procedimiento del FEMA 273.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (2-19)$$

donde μ es la ductilidad estructural, δ_u es el desplazamiento último en el techo correspondiente al estado límite de colapso, δ_y es el desplazamiento correspondiente al punto de plastificación. Los desplazamientos pueden ser reemplazados por curvaturas, rotaciones u otra cantidad de deformación. De allí que las ductilidades sean usadas para medir la respuesta estructural. Las características de cada una de estas ductilidades son desarrolladas en Elnashai y DiSarno (2008).

Otro parámetro que define la respuesta estructural, es *la reserva de resistencia o sobre-resistencia*. Este parámetro es utilizado para cuantificar la diferencia entre la capacidad resistente requerida (última) y la real de un material, elemento o un sistema estructural (diseño). Se expresa analíticamente como el factor de reserva de resistencia (Ω).

$$\Omega = \frac{V_u}{V_d} \quad (2-20)$$

siendo V_u y V_d los puntos de las fuerzas de cortante basal última y de diseño, respectivamente. V_u y V_d son representados en la Figura 2.22.

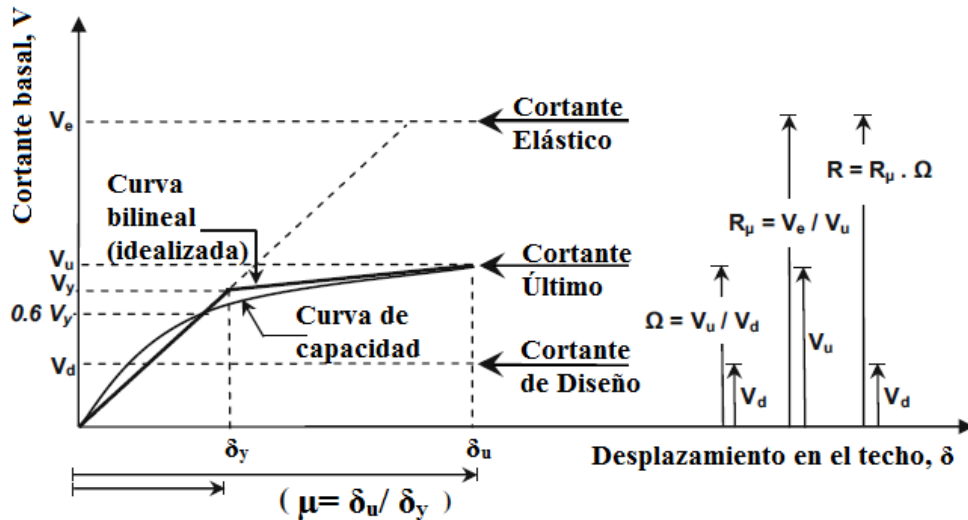


Figura 2.22 Relación entre el factor de reserva de resistencia Ω , ductilidad μ y factor de reducción de respuesta R (Mwafy y Elnashai 2002)

Existe una relación entre la reserva de resistencia y la ductilidad que permite obtener un factor de modificación o de reducción de respuesta. En el diseño sísmico se utilizan conceptos de prevención de daños y el colapso controlado. Por lo tanto, los edificios se diseñan generalmente con un porcentaje de las fuerzas elástica sísmicas (V_e). Esto se ilustra también en la Figura 2.22, donde se representan las respuestas elásticas e inelásticas y el concepto de igual energía que se emplea para reducir la fuerza (V_e) a (V_d), es decir, para reducir las fuerzas elásticas a las fuerzas de diseño, respectivamente. De manera que, el tipo, localización y extensión del daño, es el objetivo del diseño. La relación entre la fuerza cortante elástica V_e y las de diseño o proyecto sísmico, V_d , se define como factor de reducción R . En Mwafy y Elnashai (2002) este factor se expresa de la siguiente forma.

$$R = \frac{V_e}{V_u} \cdot \Omega = R_\mu \cdot \Omega \quad (2-21)$$

El valor del factor R , calculado a partir de la ecuación (2-21), corresponde a factores de reducción de fuerza o factor de reducción de respuesta. Expresa la capacidad de absorción de energía y de la disipación de los sistemas estructurales. La reducción de la

fuerza, con la aplicación del factor R, se emplea en los códigos sísmicos en todo el mundo para el diseño de estructuras dúctiles. Por ejemplo, el EC8 lo señala como q y, en la norma venezolana COVENIN 1756 (2001), el factor R se aplica en el proceso de proyecto y varía de acuerdo al material, tipo de estructura y nivel de diseño estructural.

Análisis dinámico time-history (ATH)

La importancia del análisis de las estructuras utilizando el método dinámico no lineal consiste en que las principales solicitaciones que se imponen sobre los edificios es la solicitación sísmica que es variable en el tiempo. Al aplicar a una estructura un conjunto de cargas que constituyen una serie temporal, en la forma de, por ejemplo, un acelerograma, se puede establecer, paso a paso, la respuesta estructural y saber si en algunos puntos, el edificio incursiona en el rango plástico y la magnitud de los desplomes resultantes. Se puede conocer si se forma un mecanismo de colapso y la naturaleza del mismo. Este método exige una cuidadosa selección de los acelerogramas empleados con el fin de garantizar que éstos representan adecuadamente el nivel de peligrosidad sísmica del proyecto e incorporan las características espectrales de las solicitaciones probables (Bermúdez 2011).

El análisis dinámico en el dominio del tiempo (en inglés time-history), es utilizado comúnmente para predecir la respuesta inelástica no lineal de una estructura sometida a una excitación sísmica. La integración directa de las ecuaciones del movimiento es llevada a cabo utilizando el algoritmo numéricamente de disipación de integración (Hilber *et al.* 1977) o el ampliamente conocido esquema de Newmark (1959), con ajuste automático del incremento de tiempo para la obtención de la precisión y eficiencia óptimas. El modelado de la acción sísmica es realizado mediante la introducción de acelerogramas en la base.

La historia de respuesta se divide en incrementos de tiempo Δt y la estructura se somete a una serie de fuerza que depende del tiempo $\Delta F(t)$. Durante cada incremento (Δt), los componentes del material y la geometría de la matriz de rigidez del sistema se modifican para reflejar el estado actual de la deformación (Elnashai y DiSarno 2008) y luego la respuesta inelástica se aproxima (Newmark 1959). Entre los pasos necesarios para realizar el Análisis Time-History (ATH) de un sistema de múltiples grados de

libertad (En inglés MDOF) sometidas a cargas sísmicas se considera, formular la ecuación de movimiento como se indica a continuación.

$$\underline{M}\Delta\mathbf{x} + \underline{C}\Delta\mathbf{x} + \underline{K}_t(t)\Delta\mathbf{x} = \Delta\mathbf{F}(t) \quad (2-22)$$

donde \underline{M} es la matriz de masa del sistema, \underline{C} es la matriz de amortiguamiento, $\underline{K}_t(t)$ es la matriz de rigidez para el incremento de tiempo que comienza en el tiempo t y $\Delta\mathbf{x}$ es el incremento de desplazamiento durante el intervalo de tiempo Δt . Luego un procedimiento de integración, evaluación de los desplazamientos, de esfuerzos y actualización de la matriz de rigidez tangente $\underline{K}_t(t)$ es necesario para cada incremento, es la parte más exigente en un análisis dinámico. Todas las rigideces de los miembros individuales se vuelven a calcular en cada incremento de tiempo, lo que requiere considerables recursos computacionales para grandes sistemas estructurales. Este análisis *ATH* es utilizado para evaluar el desempeño de los edificios estudiados en este trabajo.

Análisis dinámico incremental (IDA)

El análisis dinámico incremental (en inglés incremental dynamic analysis o IDA) suele ser utilizado para estimar la respuesta máxima de la estructura cuantificada mediante el desplazamiento en el techo o un índice de daño global, de acuerdo a un cierto criterio (Vargas *et al.* 2013; Barbat *et al.* 2016). Así que este análisis proporciona una representación continua de la respuesta del sistema, incluyendo la fluencia y, finalmente, el colapso. El concepto del IDA se ha utilizado en otras investigaciones (por ejemplo, Bertero 1977; Nassar y Krawinkler 1991), su uso se ha generalizado ampliamente como un método para estimar la capacidad global de los edificios (Vamvatsikos y Cornell 2002).

En un IDA, según Vamvatsikos y Cornell (2002), la estructura es sometida a una serie de análisis time-history no lineales de intensidad creciente (*ATH's*), es decir se amplifica progresivamente la aceleración pico del suelo (PGA) desde un valor bajo de respuesta elástica hasta alcanzar algún estado límite post-fluencia predefinido. Las curvas resultantes, son denominadas curva envolvente IDA, dan una indicación del desempeño del sistema para todos los niveles de excitación, de una manera similar a la curva fuerza-desplazamiento del pushover estático, o incluso curvas definidas para otras

variables (desplazamientos, momentos, entre otros). Los pasos para la obtención de una curva envolvente IDA son descritos en Vamvatsikos y Cornell (2002).

Las curvas IDA para un edificio de 8 plantas fueron obtenidas mediante un análisis probabilista en Vargas (2013). En la Figura 2.23 (Izquierda) se muestran los resultados obtenidos para 20 acelerogramas compatibles con el espectro de diseño; se representan las curvas que relacionan el desplazamiento máximo en el techo de la estructura con el PGA al que ha sido escalado el acelerograma. Se observa cómo se incrementa la incertidumbre en la respuesta de la estructura asociada a la acción sísmica a medida que se incrementa el PGA. También se representó la curvas dinámicas IDA en la Figura 2.23 (Derecha) graficando el máximo cortante en la base en función del desplazamiento máximo en el techo. La rama inicial es lineal y elástica (rigidez elástica), el cortante en la base es, generalmente, mayor que el obtenido con el procedimiento estático para un mismo desplazamiento, cuando la estructura empieza a dañarse. El IDA permite modelizar la acumulación de deformaciones plásticas, lo que se refleja en los retrocesos que tienen algunas de las curvas de la Figura 2.23 (Derecha). Igualmente, en Vargas (2013) y Pujades *et al.* (2015) se obtienen índices de daño basándose en el análisis dinámico incremental (IDA), a partir de la acción sísmica manejada con un enfoque probabilista, llamadas curvas de daño probabilistas. Es decir, se conoce no sólo el valor esperado del daño para una intensidad cualquiera sino también la incertidumbre asociada que permite calcular el nivel de confianza.

Diferentes edificios existentes con estructuras irregulares o asimétricos en planta, han sido evaluados en Bhatt (2011) y Pinho (2008) desarrollando el análisis IDA en 3D, utilizando diferentes acciones sísmicas de forma bidireccional y con diferentes combinaciones sísmicas, demostrando nuevos procedimientos de análisis inelásticos, así como la correlación existente entre la curva pushover (dinámica) obtenida del IDA y su semejanza con la curva resultante del pushover adaptativo (APA).

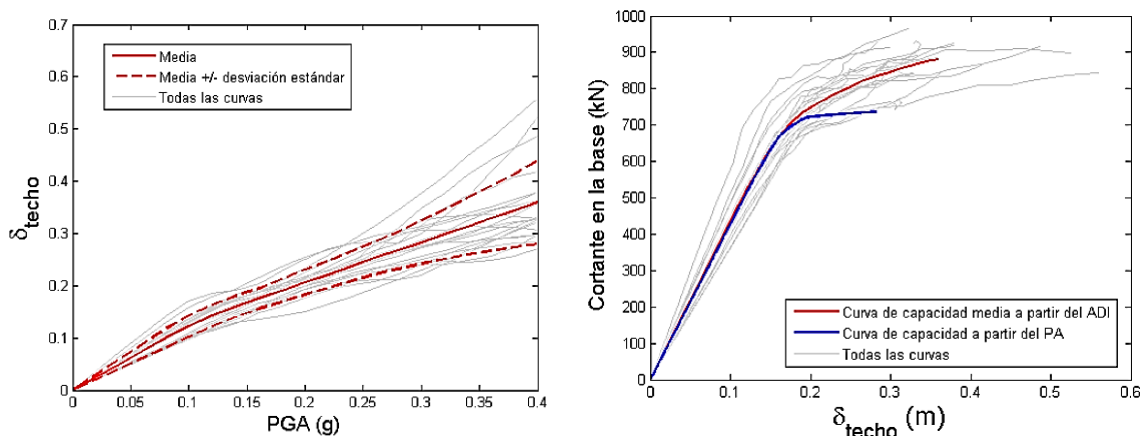


Figura 2.23 Curvas de desplazamientos IDA (izquierda) para diferentes registros sísmicos y curvas envolvente de capacidad IDA y Pushover PA (derecha) (Vargas 2013).

2.5 Evaluación del desempeño sísmico.

2.5.1 Punto de capacidad por demanda (punto de desempeño)

Este importante punto, define el desplazamiento que una determinada acción sísmica va a solicitar a una estructura. Así, este punto de capacidad por demanda, conocido también como punto de desempeño, traducción literal del inglés “*performance point*”, se define como respuesta esperada y se obtiene por el punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda, ambos en el formato (S_a vs S_d). Para movimientos intensos, es necesario considerar el comportamiento no elástico del edificio y reducir el espectro de demanda elástico; el espectro de demanda reducido por comportamiento inelástico se le llama espectro inelástico de demanda. En cualquier caso, el punto de comportamiento esperado pertenece al espectro de capacidad, que representa a la estructura y pertenece al espectro de demanda reducido que representa al terremoto. La Figura 2.24 muestra el procedimiento de obtención del punto de capacidad por demanda y del desplazamiento espectral correspondiente (Lantada 2007).

Existen diversos métodos, como el N2 o el método del espectro de capacidad (MSC) y el método del coeficiente de desplazamiento MCD, que permiten calcular la exigencia de desplazamiento y aceleración que una determinada acción sísmica, definida mediante su espectro de demanda elástica va a producir en un edificio o estructura definida mediante su espectro de capacidad. A continuación se describen dos métodos comúnmente utilizados en diversos países para determinar el punto de desempeño (Lantada 2007).

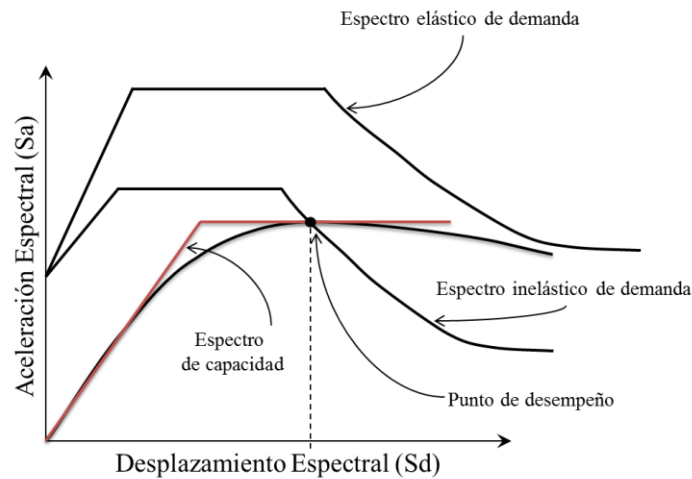


Figura 2.24 Esquema para estimar el punto de desempeño (Lantada 2007)

2.5.2 Método N2

El método N2 donde N significa para un *análisis no lineal* y 2 para *dos modelos matemáticos* fue desarrollado por Fajfar y Gaspersic (1996). El método N2 se extendió a puentes y se formuló en el formato de aceleración-desplazamiento (S_a vs S_d) en Fajfar (2000), donde combinó las ventajas de la representación gráfica del método del espectro de capacidad desarrollado por Freeman *et al.* (1975) con la practicidad de los espectros de demanda inelástica. El método es en realidad una variante del método del espectro de capacidad basado en espectros inelásticos. Como se ha mencionado, el método N2 se incluyó en CEN (2004) como el procedimiento estático no lineal recomendado. Los pasos de la versión original del método N2 se describen en Fajfar (2000).

El algoritmo requiere como datos de entrada, un modelo de múltiples grados de libertad del edificio (MDOF por sus siglas en inglés) como se muestra en la Figura 2.25a. y un espectro de diseño elástico correspondiente a la acción sísmica (Figura 2.25b). La demanda sísmica se define con un espectro de demanda en formato Aceleración-Desplazamiento (S_a - S_d). Para un solo grado de libertad, el espectro de desplazamiento puede ser calculado a partir del espectro de diseño mediante la ecuación (2-23).

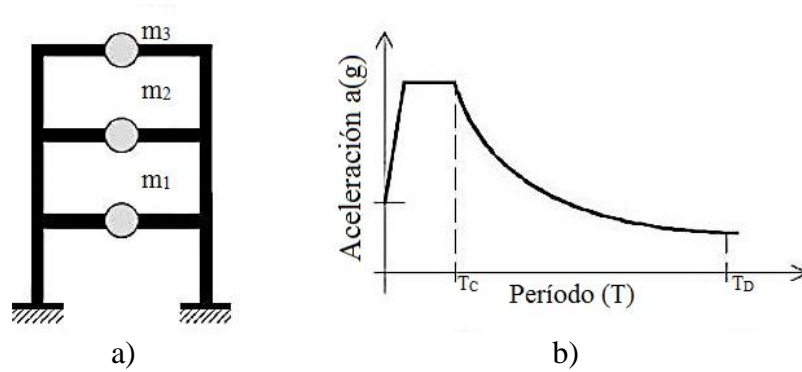


Figura 2.25 a) Modelo MDOF de un edificio, b) Espectro de respuesta elástico de aceleración

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \tag{2-23}$$

donde S_{ae} y S_{de} son los valores de aceleración y desplazamiento del espectro elástico, respectivamente, correspondientes al periodo T y la relación del desplazamiento viscoso. Luego se realiza un análisis pushover, es decir, se aplica a la estructura un patrón monótonico creciente de fuerzas laterales. El método N2 inicial utiliza el pushover convencional basado en una fuerza no adaptativa (Fajfar 2000). Y se define la curva de capacidad mediante la fuerza cortante basal y el desplazamiento del sistema. En CEN (2004) se prescribe una aproximación simplificada bilineal elástica-perfectamente plástica de la curva de capacidad. Por lo tanto, la rigidez post-cedencia de la aproximación bilineal es nula como ya se mencionó anteriormente. Mediante un procedimiento de transformación se obtiene el espectro de capacidad, finalmente la capacidad por demanda del sistema puede calcularse utilizando los procedimientos gráficos ilustrados en la Figura 2.26 para estructuras de periodos cortos y en la Figura 2.27 para las estructuras de período cortos y largos. En estas figuras el espectro de demanda se encuentra en formato (S_a-S_d) y la curva de capacidad bilineal están representados en el mismo gráfico.

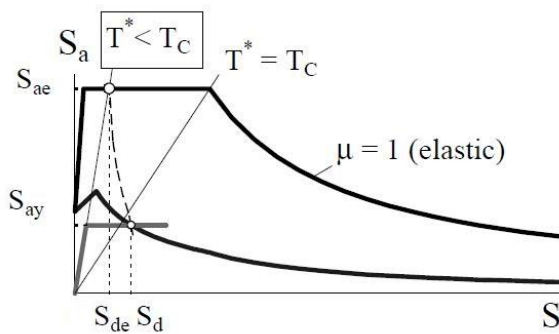


Figura 2.26 Rango de períodos cortos

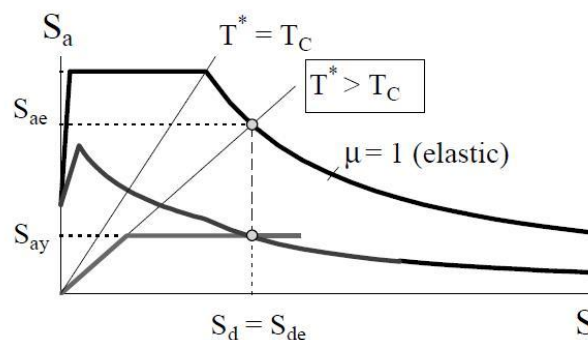


Figura 2.27 Rango de períodos largos

Para la determinación del punto de capacidad por demanda o punto de desempeño S_d para estructuras en intervalos de periodos cortos y para períodos medio y largo, se utilizan las expresiones como se indica a continuación.

Para $T^* < T_c$ (Intervalos de periodos cortos, Figura 2.26)

Si $S_{ay} \geq S_{ae}(T^*)$ la respuesta es elástica y por lo tanto,

$$S_d = S_{de} \quad (2-24)$$

Si $S_{ay} < S_{ae}(T^*)$ la respuesta es no lineal y por lo tanto,

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (2-25)$$

donde R_μ es la relación entre la aceleración en la estructura con comportamiento elástico $S_{ae}(T^*)$ y una la estructura con una fuerza limitada S_{ay}

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (2-26)$$

Para $T^* \geq T_c$ (Intervalos de periodos medios y largos, Figura 2.27)

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad (2-27)$$

Así que el S_d no debe exceder de S_{de} . En la ecuación (2-27) se puede concluir que para el rango de período mediano y largo se aplica *la regla de igual desplazamiento*. Esto significa que el desplazamiento del sistema inelástico es el mismo que el correspondiente al sistema elástico. Entre las limitaciones del método N2 se encuentra que fue creado originalmente para el análisis de las estructuras planas. Por otra parte, el análisis pushover se lleva a cabo mediante un patrón de fuerza constante proporcional al primer modo de vibración. El patrón de la fuerza en el análisis pushover es independiente del tiempo.

2.5.3 Método del espectro de capacidad (CSM)

Freeman *et al.* (1975) presentaron por primera vez el método del espectro de capacidad llamado así por sus siglas en ingles CSM. Desde entonces, este método ha alcanzado mucha popularidad entre los usuarios del Pushover y, en las directrices del ATC-40, fue incluido como el procedimiento estático no lineal recomendado. La directriz FEMA 440

(FEMA 2005) presentó una versión actualizada del método para aumentar la precisión de sus resultados, adaptando el cálculo del factor de reducción del espectro de respuesta, entre otros.

El método del espectro de capacidad es una herramienta práctica en la evaluación de edificios existentes. Proporciona la capacidad global de la estructura mediante la representación gráfica de la curva de fuerza - desplazamiento, comparándola con el espectro de respuesta o de demanda que representa el terremoto. Además, la representación gráfica permite una comprensión clara de cómo el edificio responde ante un terremoto. El CSM se desarrolló para representar la respuesta del primer modo de una estructura basada en la idea de que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. Para los edificios en los que los efectos de los modos superiores de vibración son significativos, los resultados obtenidos con el CSM no son tan exactos.

En este procedimiento se requiere, definir un espectro de respuesta en el formato de aceleración-desplazamiento. Seguidamente se realiza un análisis pushover convencional al modelo. Las fuerzas laterales aplicadas tienen una distribución proporcional al primer modo, como ya se ha mencionado, este análisis permite obtener la curva de capacidad que representa la fuerza cortante en la base y el desplazamiento en el centro de masas de la cubierta. Esta curva se convierte en formato aceleración-desplazamiento (S_a - S_d), llamada espectro de capacidad. Luego para convertir la curva es necesario calcular el factor de participación modal PF_1 y el coeficiente de masa modal α_1 usando las ecuaciones (2-28) y (2-29).

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^n (w_i \Phi_{i1})/g]}{[\sum_{i=1}^n (m_i \Phi_{i1}^2)/g]} \quad (2-28)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^n (w_i \Phi_{i1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^n w_i/g][\sum_{i=1}^n (m_i \Phi_{i1}^2)/g]} \quad (2-29)$$

donde PF_1 es el factor de participación modal para el primer modo natural, α_1 es el coeficiente de masa modal para el primer modo natural, w_i/g es la masa asignada a nivel i , Φ_{i1} es la amplitud de modo 1 en nivel i , n corresponde al Nivel n . En la Figura 2.28 se muestran diferentes casos de factores de participación y coeficientes de masa modal correspondientes según su variación de acuerdo con el desplazamiento relativo

entre plantas sobre la altura del edificio. Por ejemplo, para un patrón de fuerzas triangular de un edificio teórico, es posible identificar un $PF_1 \approx 1.4$ y el factor $\alpha_1 \approx 0.8$.

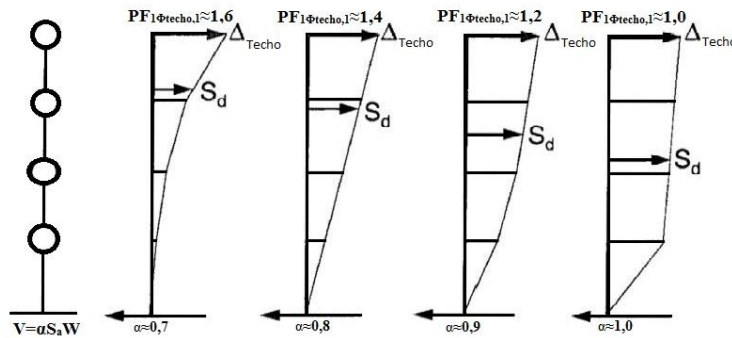


Figura 2.28 Ejemplo varios patrones de fuerza y su factor de participación modal y coeficiente de masa modal (ATC 1996)

Para el cálculo del desplazamiento capacidad por demanda o punto de desempeño, el espectro de demanda, se superpone con la curva de capacidad, en el formato aceleración-desplazamiento. El cálculo del desplazamiento es un proceso iterativo, donde es necesario estimar un primer punto de desempeño de prueba. La forma bilineal de la curva, se usa para obtener un nuevo amortiguamiento y, por tanto, un nuevo factor de reducción. La nueva intersección entre la curva de capacidad y el nuevo espectro reducido conduce a un nuevo punto de desempeño. La Figura 2.24 es un esquema del proceso. El proceso iterativo se detiene cuando se cumple determinadas condiciones (véase ATC 40, ATC 1996).

2.5.4 Método del coeficiente de desplazamiento (MCD)

Este método fue aprobado por FEMA 356 (ASCE, 2000) y es un procedimiento simplificado para la estimación de la demanda sísmica, donde se aplican una serie de coeficientes correctores a la demanda elástica de desplazamiento espectral a fin de obtener un desplazamiento de destino, es decir, la máxima demanda de desplazamiento inelástico. La ecuación (2-30) se aplica para la determinación del desplazamiento objetivo.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2 g} \quad (2-30)$$

donde S_a es la aceleración espectral y los cuatro coeficientes de modificación (C_0 , C_1 , C_2 , C_3) se evalúan a través de un enfoque estadístico basado en los análisis dinámicos time-history de diferentes modelos de un grado de libertad. Estos coeficientes representan, la diferencia entre el desplazamiento de techo de un edificio (MDOF) y el desplazamiento del sistema equivalente (SDOF), es decir, la amplificación de desplazamiento con respecto al espectro.

2.5.5 Extensión de nuevos procedimientos estáticos para la evaluación de estructuras irregulares

Las tendencias actuales de la investigación en relación con la mejora de los procedimientos estáticos no lineales, se concentran principalmente en dos cuestiones: (i) los efectos de la degradación de la rigidez y los cambios en las propiedades dinámicas relacionadas con el daño progresivo a la necesidad de una actualización de las fuerzas de inercia aplicada como función del nivel de inelasticidad; (ii) la contribución de modos superiores de vibración, que permiten tener en cuenta los efectos de la irregularidad en planta y en altura (De Stefano y Mariani 2014).

Análisis pushover modal (MPA)

El análisis pushover modal (MPA) introducido por Chopra y Goel (2002) incorpora los efectos de los modos superiores de vibración en las respuestas estructurales y, por lo tanto, mejora los procedimientos descritos anteriormente. Este enfoque, de forma simplificada, consiste en el empleo de un método estático no lineal para cada modo de vibración significativo de la estructura y luego lleva a cabo una adecuada combinación de las respuestas estructurales modales.

El procedimiento se inicia con el cálculo de las curvas de pushover modal para los modos de vibración más significativos, cada uno de los cuales se obtiene empleando un patrón de carga invariante proporcional a la forma modal correspondiente. Las curvas de capacidad de los sistemas de un grado de libertad equivalentes se determinan mediante la transformación y la forma bilineal de las curvas pushover utilizando las respectivas propiedades modales. Posteriormente, los puntos de desempeño modales pueden estimarse a través de la utilización de las relaciones de desplazamiento elástico e inelástico empíricos o completando el análisis dinámico no lineal para cada sistema

SDOF bilineal modal. Por último, las contribuciones modales individuales se combinan a través de una regla de combinación cuadrática (por ejemplo, SRSS o CQC) para obtener la cantidad de respuesta requerida. Cabe destacar que sólo las cantidades de desplazamiento se combinan usando las reglas de combinación mencionados.

Método N2 extendido

El método original N2 fue desarrollado para estructuras evaluadas mediante análisis en el plano, es decir con análisis 2D, tales como puentes y edificios simétricos de planta. Sin embargo, un gran número de estructuras existentes son de planta asimétrica. Los mayores problemas relacionados con este tipo de estructuras son los efectos de torsión. Por lo tanto, el método original N2 puede conducir a resultados inexactos en dichos edificios, ya que no está preparado para capturar el movimiento torsional. En esta sección, se presenta una extensión del método N2 propuesto por Fajfar *et al.* (1996).

Las deformaciones plásticas se desarrollan en elementos cuando la estructura o el elemento entran en el rango inelástico, induciendo cambios de los parámetros que controlan la respuesta estructural torsional. Los períodos y relaciones de período cambian debido al cambio en la rigidez de los miembros estructurales individuales y de toda la estructura. Por lo tanto, la influencia de los diferentes modos de vibración varía y también las excentricidades durante el régimen inelástico. Debido a todas estas variaciones que se producen durante la respuesta inelástica, los efectos observados en la respuesta elástica pueden ser modificados. Por tanto y basándose en los resultados de Fajfar *et al.* 2005, se obtuvieron conclusiones importantes para el desarrollo de métodos de análisis simplificados y requerimientos de los códigos.

- a. Una estimación conservadora de la amplificación de desplazamientos debidos a la torsión en el rango inelástico puede ser determinada por un análisis dinámico elástico.
- b. Cualquier reducción de los desplazamientos en el lado rígido en comparación con el edificio simétrico equivalente, obtenido a partir del análisis elástico, disminuirá o incluso desaparecerá en el rango inelástico.

Estas conclusiones fueron utilizadas por Fajfar *et al.* (2005) para desarrollar una extensión del método de N2 para estructuras de edificios de plantas asimétricas. Por lo

que el método extendido N2 utiliza tanto pushover estático no lineal como análisis dinámico elástico.

Así, i) la demanda de desplazamiento y su distribución a lo largo de la altura en el centro de masa de cada planta se determinan utilizando el método original N2 y ii) la amplificación de los desplazamientos debidos a la torsión se calcula mediante análisis dinámico elástico. Los resultados obtenidos por Fajfar *et al.* (2005), muestran que este procedimiento extendido conduce a estimaciones conservadoras de la respuesta de torsión en el proyecto de edificios asimétricos.

Por otra parte, la torsión inelástica tiene una gran aleatoriedad e incertidumbre, lo que conlleva una considerable dispersión en los resultados. Por lo tanto, el método N2 extendido debe ser aplicado en más edificios con asimetrías en planta y con diferentes configuraciones para poder llegar a conclusiones sólidas.

Combinación modal adaptativa (AMC)

Kalkan y Kunnath (2006) plantearon el procedimiento de combinación modal adaptativa (AMC), que representa los efectos de vibraciones “de modo más alto” mediante la combinación de las respuestas individuales del análisis pushover modal. Además, proponen incorporar los efectos de daño progresivo durante la respuesta inelástica a través del algoritmo de análisis adaptativo propuesto por Gupta y Kunnath (2000). Este procedimiento utiliza la formulación basada en la energía de los sistemas de un grado de libertad equivalentes propuestas por Hernández *et al.* (2004) para calcular el punto de desempeño dinámico empleando un espectro de respuesta inelástica en formato S_a - S_d y, por lo tanto, también incluye la característica gráfica del método del espectro de capacidad.

El procedimiento se inicia con el cálculo de la curva pushover modal para cada modo de vibración significativo, con actualización sistemática del patrón de carga lateral para reflejar el estado actual del daño, que luego se convierte en la curva de capacidad de un sistema de SDOF equivalente en formato S_a - S_d teniendo en cuenta la energía absorbida (o el trabajo realizado) en el respectivo análisis pushover modal, eliminando así la dependencia en el desplazamiento de un nodo de control (en techo). Posteriormente, se determina el punto de desempeño dinámico para cada curva de capacidad a partir de la

intersección de los espectros inelásticos trazada a diferentes niveles de ductilidad. Por último, las respuestas modales individuales se combinan a través de una regla de combinación cuadrática apropiada (como SRSS o CQC).

Método del espectro de capacidad adaptativo (ACSM)

El método del espectro de capacidad adaptativo (ACSM), propuesto por Casarotti y Pinho (2007), utiliza análisis pushover adaptativo basado en desplazamiento (Antoniou y Pinho 2004b) para obtener igualmente una curva de capacidad adaptativa utilizando el concepto de estructura substituta (Gülkan y Sozen 1974), que luego, en formato S_a - S_d es utilizada para obtener el punto de desempeño por la intersección de un espectro elástico amortiguado, utilizando el CSM (Freeman *et al.* 1975). Este procedimiento incorpora los efectos de los modos superiores de vibración y variación de las características dinámicas durante la incursión inelástica a través de su función adaptativa del análisis pushover. Además, la curva de capacidad SDOF obtenida del análisis pushover utiliza el patrón de la deformación real de la estructura original, por lo que también elimina la dependencia en la curva de capacidad de la elección del nodo de control de desplazamiento.

2.6 Verificación del desempeño sísmico.

La ingeniería basada en desempeño fue propuesta por el comité Visión 2000 (SEAOC 1995) y el uso explícito de los objetivos de desempeño se introdujo con variaciones en algunos documentos como FEMA 273, ATC-40, Hazus'99 y la propuesta de Elnashai y DiSarno (2008). Esta propuesta establece un nivel de desempeño sísmico descrito por un estado límite de daño y por criterios de calificación de la respuesta máxima sísmica obtenida de un análisis estático no lineal y dinámico no lineal. En la Tabla 2.4 se muestra el estado de daño referido al término de niveles de desempeño para las derivas máximas de entrepiso, permisible para cada nivel de desempeño propuesto por SEAOC (1995).

Tabla 2.4 Valores límite de la deriva máxima de entrepiso para el estado de daño y niveles de desempeño (SEAOC 1995)

<i>Estado de daño</i>	<i>Nivel de Desempeño</i>	<i>Deriva de entrepiso δ (%)</i>	<i>Descripción del daño</i>
Despreciable	Totalmente Operacional	0.2	Daño despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Leve	Operacional	0.5	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	1.5	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Próximo al colapso	2.5	Daños severos en elementos estructurales, fallos de elementos secundarios, no estructurales. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	> 2.50	Pérdida parcial o total del soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

De forma general, la ingeniería basada en el desempeño sísmico involucra el diseño completo y permite que el edificio sea construido para resistir sismos de diferentes magnitudes con ciertos límites de daño. Es un proceso que incluye la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el diseño preliminar, el diseño final, los chequeos de aceptabilidad durante el diseño, la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción y el mantenimiento durante la vida de la estructura (SEAOC 1995). Otras propuestas solo consideran tres niveles de desempeño como, por ejemplo, el ATC-40: *ocupación inmediata, servicialidad y estabilidad estructural*. Elnashai y DiSarno (2008) consideran los siguientes 3 niveles de desempeño: *servicio* (ELS), el *control de daño* (ELCD) y la *prevención de colapso* (ELPC)

2.7 Fragilidad y daño sísmico estructural en edificios

Como ya se ha referido anteriormente existen técnicas para la estimación del daño en zonas de amenaza sísmica y en elementos expuestos. Uno de los métodos analíticos o mecánicos parte del cálculo de la capacidad sísmica mediante un análisis inelástico. El siguiente paso es analizar su fragilidad o daño, que se determina por las llamadas curvas de fragilidad, que son funciones de distribución acumulada, así como la estimación de

los indicadores de daño, por ejemplo, los valores de índices de daño. Todo ello se describirá en las siguientes secciones.

2.7.1 Los estados o umbrales de daño

La definición de los estados de daño es necesaria para la obtención de las curvas de fragilidad, en el programa Hazus'99 y en el proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) se definen 4 estados de daño: 1.*leve*, 2.*moderado*, 3.*extensivo* y 4.*completo*, que son una descripción del daño en la estructura para un desplazamiento espectral dado. En el proyecto Risk-UE, con base en la opinión experta se fijan umbrales de daño (ds) a partir de los puntos de plastificación y de colapso que definen los espectros de capacidad en su forma bilineal, en formato desplazamiento-aceleración espectral (S_d-S_a). En Moreno (2006) y Lantada (2007) calculan el daño de la estructura partiendo de la definición de cuatro estados de daño ds_i en la curva de capacidad y con un enfoque probabilista en Vargas *et al.* (2013). Pujades *et al.* (2015) definen nuevos umbrales de los estados de daño en base al daño observado en edificios de hormigón armado, cuantificado mediante un indicador de daño que es el índice de Park y Ang (1985). Hazus'99 y Vargas (2013) mencionan que la descripción de estos ds_i depende de la tipología estructural. En el caso de estructuras de hormigón armado, el estado de daño *leve* se describe como el inicio de figuración por esfuerzo constante o momento flector en vigas y columnas, mientras que el estado de daño *completo* considera que la estructura colapsa o que hay un inminente riesgo de colapso.

Los estados de daño utilizados en este estudio son los propuestos en el proyecto Risk-UE donde los ds se definen de forma simplificada, como se muestra en la Tabla 2.5. Los desplazamientos espectrales de los cuatro estados de daño ds_i se definen en el espectro de capacidad, en su representación bilineal (FIGURA 2.29) y define el punto de plastificación o fluencia (S_{d_y}, S_{a_y}) y el punto de capacidad última (S_{d_u}, S_{a_u}). De esta forma se establecen los umbrales de los estados de daño, para los que la probabilidad de excedencia del daño es del 50%, mediante las ecuaciones mostradas en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Umbrales de los estados de daño
proyecto Risk-UE

<i>Umbral del estado de daño</i>	<i>Definición</i>
Leve	$\overline{Sd}_1 = 0.7Sdy$
Moderado	$\overline{Sd}_2 = Sdy$
Extensivo	$\overline{Sd}_3 = Sdy + 0.25(Sdu - Sdy)$
Completo	$\overline{Sd}_4 = Sdu$

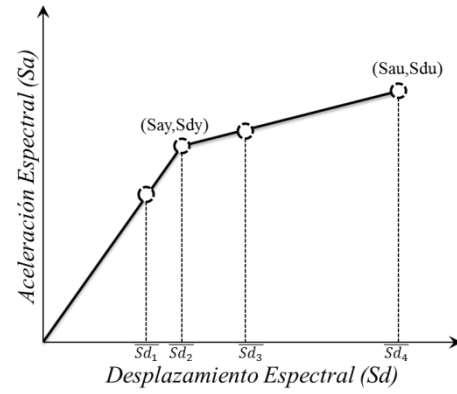


Figura 2.29 Umbrales de los estados de daño
propuestos en proyecto Risk-UE

2.7.2 Las curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada, es decir, representan la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico (ds_i) como una función del desplazamiento espectral (sd) de una respuesta estructural (FEMA-NIBS 1999). Para obtener las curvas de fragilidad se adopta la metodología Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) y que luego Vargas *et al.* 2013 la definen mediante las siguientes hipótesis: 1) Para cada umbral de daño ds_i , la probabilidad de exceder su curva de fragilidad correspondiente se fija a 50%; 2) las curvas de fragilidad siguen una función de probabilidad acumulativa lognormal descrita por la ecuación siguiente.

$$P[ds_i/sd] = \phi \left[\frac{1}{\beta_{ds_i}} \ln \left(\frac{sd}{ds_i} \right) \right] \quad (2-31)$$

donde sd es el desplazamiento espectral, β_{ds_i} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño, ϕ es la función de distribución normal estándar acumulada, ds_i indica los estados de daño definido como: 1. leve, 2. moderado, 3. severo y 4. completo (justo antes del colapso). Y 3) para cada desplazamiento espectral asociado a los umbrales de daño, la probabilidad de exceder cada estado de daño se calcula suponiendo que estos siguen una distribución de probabilidad binomial.

De esta forma, las hipótesis 1 y 3 permiten obtener la distribución de probabilidades para los estados de daño ds_i y, finalmente, la hipótesis 2 y la ecuación (2-31) permiten obtener las curvas de fragilidad mediante una técnica de ajuste por mínimos cuadrados y estimar las desviaciones típicas. En la Figura 2.30 se muestra un esquema de las curvas de fragilidad.

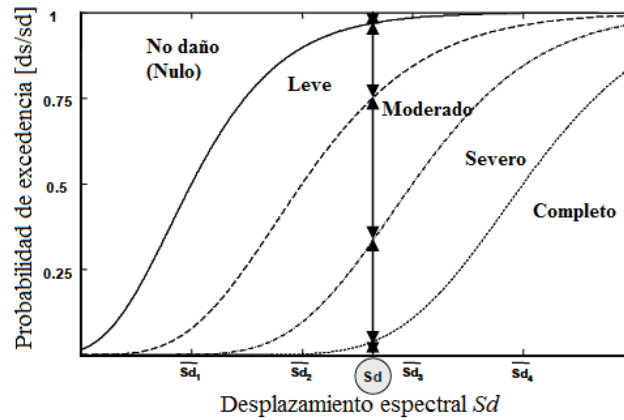


Figura 2.30 Esquema de curvas de fragilidad que contiene 4 estados de daño diferentes al grado de daño nulo. A partir de las curvas de fragilidad se obtienen las matrices de probabilidad de daño para un desplazamiento espectral Sd

Por tanto, para cada edificio en estudio definido por su espectro de capacidad, se obtienen las curvas de fragilidad que, una vez calculadas, permiten obtener la distribución del daño para cualquier valor de desplazamiento espectral, de tal forma que se puede construir una matriz de probabilidad de daño. Esto implica entrar en las curvas de fragilidad con el parámetro que representa la respuesta estructural (punto de desempeño Sd) y obtener las probabilidades correspondientes a cada estado de daño ds_i (Figura 2.30). Por todo esto, la probabilidad de ocurrencia para cada estado de daño queda definida por las ecuaciones (2-32) a (2-34):

$$P[ds_0/sd] = 1 - P(ds_1/sd) \quad (2-32)$$

$$P[ds_i/Sd] = P(ds_i/sd) - P(ds_{i+1}/sd) \quad i=1, \dots, 3 \quad (2-33)$$

$$P[ds_4/sd] = P(ds_4/sd) \quad (2-34)$$

2.7.3 Los índices de daño basados en análisis inelásticos

Se han propuesto varios indicadores de daño o índices de daño para los elementos de estructuras de hormigón armado a partir de un post-proceso de la respuesta dinámica no lineal (Banon y Veneziano 1982; Park y Ang 1985; Roufaiel y Meyer 1987; Bracci *et*

al. 1989; Cosenza *et al.* 1993). Varios de estos índices se desarrollan de forma amplia en los trabajos de Bonett (2003) y Moreno (2006), que muestran que para el análisis de la vulnerabilidad es importante la selección óptima de un índice de daño que permita cuantificar la respuesta de una estructura para un movimiento sísmico, que represente una medida o grado del daño de un elemento o sistema estructural. En las siguientes secciones se resumen algunos de estos índices de daño.

Índice de daño según Park y Ang (ID_{PA})

El modelo combinado más conocido y más usado de los índices de daño acumulado es el de Park y Ang (1985) que permite incluir el efecto del daño en el elemento debido al desplazamiento máximo alcanzado y a la disipación de energía histerética. Mediante la combinación simple lineal de la deformación normalizada y de la energía acumulada absorbida durante los ciclos de histéresis, se tiene.

$$ID_E = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta_e \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \quad (2-35)$$

siendo δ_u y δ_m las deformaciones últimas y el punto de capacidad máxima; β_e es un parámetro que representa la pérdida de resistencia; E es la energía disipada y F_y la es la fuerza de fluencia. El primer término representa la medición pseudo-estática del desplazamiento y el daño acumulado está considerado en el segundo término.

El modelo es simple y ha sido calibrado contra un número significativo de daños observados en investigaciones post-sísmicas, incluyendo daño por corte y falta de adherencia. Park y Ang (1985) sugieren que un valor de 0.4 indica que el costo de la reparación de la estructura supera el costo de reemplazarla por completo, mientras que un índice de daño de 1 indica colapso, por lo tanto, proponen una clasificación detallada en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6 Rango de valores de los índices de Park y Ang para cinco estados de daño

Rango de Índice de Park y Ang	Estados de daño
$ID_{PA} < 0.1$	Sin daño o agrietamiento menor localizado
$0.1 < ID_{PA} < 0.25$	Daño menor - agrietamiento menor distribuido
$0.25 < ID_{PA} < 0.4$	Daño moderado - agrietamiento severo
$0.4 < ID_{PA} < 1.0$	Daño severo - aplastamiento del hormigón y acero expuesto
$ID_{PA} > 1.0$	Colapso

Una versión posterior y modificada del índice de Park y Ang, que utiliza la curvatura en lugar del desplazamiento fue planteada por Kunnath *et al.* (1992). Esta variante del índice fue aplicado por Stone y Taylor (1993) a columnas circulares de puentes, a lo cual propusieron una nueva clasificación para cuatro estados de daño (Tabla 2.7).

Tabla 2.7 Rango de valores de los índices de Park y Ang para cuatro estados de daño

Rango de Índice de Park y Ang	Estados de daño
$ID_{PA} < 0.11$	No daño o agrietamiento menor localizado
$0.11 < ID_{PA} < 0.4$	Reparable – desprendimiento extensivo del recubrimiento
$0.4 < ID_{PA} < 0.77$	Irreparable – La estructura se mantiene en pie
$ID_{PA} > 0.77$	Colapso

Para formular el índice de daño global ID_{PA} a partir de la combinación del índice local, el procedimiento usado es una media ponderada del daño de los elementos, tomando como referencia la energía absorbida (Park y Ang 1985; Kunnath *et al.* 1992). El índice de daño global para toda la estructura ID_{PA} se calcula a partir de un análisis dinámico de la estructura.

$$ID_{PA} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{\sum E_i} ID_i \quad (2-36)$$

donde n es el número de pisos, ID_i es el índice de daño en la ubicación i y E_i es la energía absorbida en dicha ubicación y la $\sum E_i$ es la energía absorbida por todos los pisos. Considerando que las ubicaciones en las cuales los índices de daño locales son elevados, también lo son las ubicaciones que tienen mayor energía absorbida con lo que

este procedimiento asigna factores de ponderación mayores a los elementos más dañados. Esto es razonable, debido a que no se considera que una estructura pueda ser puesta en servicio si una parte local ha sufrido daño severo. Este índice ha sido utilizado en estudios de vulnerabilidad sísmica y modelos probabilista (Vargas 2013; Pujades *et al.* 2015).

Índice de daño global esperado (ID)

El índice de daño global esperado de la estructura, *ID*, se calcula ahora a partir de las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño que se obtienen fácilmente a partir de las curvas de fragilidad. El *ID* se obtiene mediante el uso de una media ponderada que razonablemente asigna más peso a los estados de daño más altos (Lantada *et al.* 2009; Vargas *et al.* 2013; Barbat *et al.* 2016) y se calcula utilizando la ecuación (2-37).

$$ID = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^{i=n} i \cdot P(ds_i) \quad (2-37)$$

donde *n* es el número de los estados de daño considerados no nulos que, en este caso, es igual a 4 y $P(ds_i)$ es la probabilidad de ocurrencia de ds_i . Vargas *et al.* (2013), representan el daño global de las estructuras a partir de consideraciones probabilistas, obteniendo un índice de daño esperado, *ID*, que no es más que el estado de daño medio normalizado. Los desplazamientos espectrales correspondientes a los puntos de capacidad por demanda (puntos de desempeño), junto con las curvas de fragilidad obtenidas, permiten evaluar, para cada edificio, para cada zona y para cada estado de daño, una probabilidad de ocurrencia (Barbat *et al.* 2008; Moreno *et al.* 2010). Por otra parte, Vargas *et al.* (2013), realizaron un análisis comparativo del índice de daño esperado utilizando estudios probabilistas a partir del análisis dinámico no lineal incremental (IDA). Luego se compararon los resultados con el enfoque determinista usando el análisis estático no lineal, obteniendo curvas de ID vs PGA que presentaron diferencias significativas entre los índices de daño esperado. Concluyeron que los ID con el enfoque determinista llega a ser, en algunos casos, un 20% menor que el obtenido con un enfoque probabilista.

Este índice de daño medio o daño esperado puede ser utilizado para representar, en mapas, las distribuciones de daño y obtener escenarios de riesgo sísmico de un área

determinada (Barbat *et al.* 2008; Moreno *et al.* 2010). Los métodos basados en índices y funciones de vulnerabilidad suelen usar 5 grados o estados de daño: 1 (leve), 2 (moderado), 3 (severo), 4 (extensivo) y 5 (completo), además del grado o estado de daño 0 (nulo). Los métodos basados en curvas y espectros de capacidad suelen agrupar los estados de daño 4 (extensivo) y 5 (completo) en un solo grado de daño tomando el nombre de estado de daño completo. Así, el grado de daño 4 (completo) en los métodos basados en espectros de capacidad contiene los estados 4 (extensivo) y 5 (completo) de los métodos basados en índices de vulnerabilidad, entendiéndose que para el estado de daño 4 el coste económico de su reparación es excesivo siendo preferible demoler y reconstruir (Ugel 2015).

Índice de daño basado en capacidad (modelo paramétrico de capacidad)

Un nuevo modelo paramétrico se ha desarrollado como una herramienta para la investigación en la ingeniería sísmica, que puede aplicarse a evaluaciones de riesgos sísmicos a escala regional y para enfoques probabilistas donde se necesitan cálculos masivos. Es llamado modelo paramétrico de capacidad, donde la fragilidad y el daño son calculados en base a la capacidad de la estructura, la degradación de la rigidez secante y la disipación relativa de energía. En la Figura 2.31 se muestra la curva del índice de daño medio o estado de daño medio propuesto por Pujades *et al.* (2015); su aplicación ha sido a edificios de hormigón armado pero es perfectamente adaptable a estructuras metálicas y estructuras mixtas.

La propuesta de Pujades *et al.* (2015) planteó un modelo paramétrico para las curvas de capacidad y espectros de capacidad. La curva de capacidad se considera que está compuesta por una parte lineal y una parte no lineal. La parte no lineal normalizada se modela por medio de la función logarítmica normal acumulativa utilizando la función Beta acumulativa. Por otra parte, esta nueva conceptualización de las curvas de capacidad permite definir funciones de rigidez y de la energía que relacionan la pérdida total de energía y la degradación de rigidez en el punto de capacidad última. Este nuevo índice de daño obtenido a partir de análisis estático no lineal es compatible con el índice de Park y Ang obtenido a partir de análisis dinámico no lineal (Figura 2.31) y permite configurar el modelo de daño y fragilidad. Además, Pujades *et al.* (2015) definen nuevos umbrales de los estados de daño en base al daño observado en edificios de hormigón armado, cuantificado mediante un indicador de daño que es el índice de Park

y Ang. Detallando los umbrales de los estados de daño para los desplazamientos, cuyo índice de daño toma los siguientes valores: 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65 para los umbrales de los estados de daño 1 (leve), 2 (moderado), 3 (severo) y 4 (colapso), respectivamente.

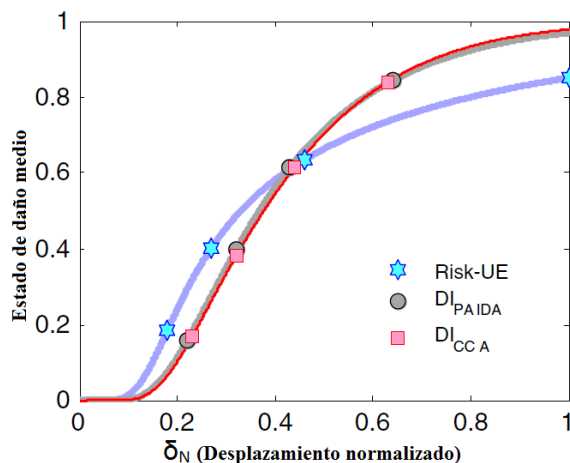


Figura 2.31 Comparación de las funciones de Estado por daño medio de Risk-UE, índice de Park y Ang y el índice basado en capacidad de Pujades *et al.* (2015)

2.8 Resumen y discusión

En este capítulo se ha realizado una revisión de algunas de las más importantes contribuciones en el campo de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las últimas décadas. No se han incluido todas las técnicas y procedimientos de estimación de pérdidas, ya que son muy variados y no se clasifican fácilmente en cualquiera de las categorías consideradas en el documento. Por lo tanto, se infiere que es improbable conseguir una metodología única pues dependerá de diversos factores como los datos de edificaciones, la cuantificación de la amenaza de sitio y el enfoque de análisis del daño, entre otros. Luego se desarrolló una revisión de los procedimientos de análisis inelástico para la evaluación sísmica, se observaron nuevas técnicas de análisis que pueden ser aplicadas a edificios irregulares. Entre estos se destaca el análisis estático pushover adaptativo porque considera la actualización del patrón de carga permitiendo obtener la degradación de la rigidez de la estructura y el análisis dinámico incremental como una herramienta poderosa que utiliza la acción sísmica escalada para la estimación de la capacidad y el daño. Luego se pueden correlacionar los análisis inelásticos estáticos y dinámicos. De igual forma, se presentó una perspectiva sobre los procedimientos estáticos no lineales para la evaluación del desempeño; inicialmente, los primeros enfoques fueron desarrollados para estructuras regulares (CSM, N2, MCD), luego

nuevos enfoques se han propuesto con el objetivo de mejorar el análisis de estructuras irregulares y obtener el comportamiento torsional (N2 extendido, MPA, AMC, ACSM). Las tendencias actuales de la investigación en relación con la mejora de estos procedimientos se concentran en dos cuestiones: los efectos de la degradación de la rigidez relacionados con los cambios en las propiedades dinámicas y el daño progresivo; y la contribución de los modos superiores de vibración, logrando tener en cuenta los efectos de la irregularidad en planta y vertical. No obstante, aún se sigue investigando sobre su aplicabilidad y es por ello que no se han implementado como métodos de análisis sísmico de estructuras irregulares en los códigos sísmicos actuales. Por otro lado, se han revisado los métodos para la estimación de daños mediante las curvas de fragilidad (Hazus'99 o Risk-UE) que definen la probabilidad de alcanzar o superar un estado de daño de un edificio a través de cuatro estados de daño y de una función de probabilidad acumulativa lognormal. Asimismo, se han propuesto varios índices de daño para los elementos de estructuras de hormigón armado a partir de un post-proceso de la respuesta dinámica no lineal, un novedoso enfoque descrito como el índice de daño basado en capacidad (modelo paramétrico de capacidad) que considera la degradación relativa de la rigidez secante en función del desplazamiento y de la disipación relativa de energía.

Capítulo 3: CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES EN PLANTA

3.1 Introducción

Cuando los proyectos estructurales se alejan de caracterizaciones muy regulares, el daño en las edificaciones es considerablemente mayor ante eventos sísmicos. De allí la importancia de considerar en el proyecto un sistema estructural adecuado que garantice simplicidad y simetría en la configuración estructural, tanto en planta como en elevación, evaluando al mismo tiempo las características de la configuración estructural según los códigos del diseño. Este capítulo contiene una descripción de edificios típicos en la zona objeto de estudio; así mismo se revisa la importancia de estimar los efectos de la torsión en el proyecto de una edificación y las condiciones de configuración en planta necesarias según diversos códigos sísmicos para establecer la regularidad o irregularidad de un edificio.

3.2 Configuraciones de algunos edificios típicos en Venezuela

La configuración estructural no solamente se refiere a la forma exterior del edificio y su tamaño, sino a la naturaleza, dimensiones y localización de los elementos estructurales y no estructurales que afecten el comportamiento de la edificación ante solicitaciones sísmicas (AIS 2010). Por lo tanto, la presencia de geometrías asimétricas, aberturas o discontinuidades tanto en planta como en elevación propician que un edificio sea clasificado como irregular.

En las principales ciudades de Venezuela se observa una amplia gama de edificios (ver Figura 3.1a), cuya característica predominante desde el punto de vista estructural y arquitectónico es que incluyen grandes irregularidades en planta y elevación. En la Figura 3.1b se muestran típicas viviendas unifamiliares de un nivel, mientras que en la Figura 3.1c se muestra un edificio de viviendas con una particular y compleja

configuración que involucra grandes irregularidades estructurales y en la Figura 3.1d se muestra nuevas construcciones en la ciudad de Barquisimeto, con presencia de irregularidades en elevación y en planta.



Figura 3.1 a) Edificios y urbanismo en Caracas, b) Vivienda típicas en diferentes ciudades, c) Edificio de vivienda multifamiliar Lecherias, d) Edificios modernos en construcción Barquisimeto

En Barquisimeto-Venezuela, es predominante en un 75 % de los casos, el uso y construcción de edificios de hormigón armado porticados, los cuales presentan plantas regulares e irregulares en aproximadamente la misma proporción (Figura 3.2). La distribución por alturas en un rango de 1 a 3 niveles (de baja altura) tiene el mayor porcentaje, seguida de la de 4 a 7 niveles (de mediana altura) y la de más de 8 niveles (de gran altura) en un porcentaje menor⁵ (Funvisis 2009). En referencia a las irregularidades en el plano horizontal (Figura 3.2), son discontinuidades en los planos

⁵ Las estimaciones no reflejan cantidad exacta, puesto que el estudio consistió en universo de 600 unidades muestrales, que cubrió aleatoriamente a toda la ciudad de Barquisimeto según el trabajo de Funvisis (2009).

resistentes que se deben a aberturas para caminerías, áreas de ventilación, estacionamientos o incluso solo por criterios arquitectónicos.



a)

b)

c)

Figura 3.2 Edificios de hormigón armado con irregularidad geométrica en planta ubicados en Barquisimeto-Venezuela: a) Vivienda de 2 niveles, b) Edificio de 5 niveles, c) Edificio de 10 niveles

Así, es muy clara la necesidad de estudios científicos orientados a la evaluación del comportamiento sísmico y del daño en estructuras que presenten configuraciones irregulares o asimétricas como se ha reportado en los estudios de Fajfar *et al.* (2005) y Kreslin *et al.* (2012) que desarrollan nuevos métodos de análisis dinámico elástico para el estudio torsional de estructuras irregulares o nuevos procedimientos estáticos y dinámicos en modelos en 3D para estudiar las propiedades dinámicas y la torsión en estructuras irregulares (Herrera *et al.* 2012a; Bhatt 2011). Por lo tanto, se infiere que la regularidad y la simetría en planta o altura condicionan el comportamiento sismo-resistente de un edificio (López *et al.* 1994). Esto ha sido ampliamente demostrado en las consecuencias de grandes sismos y la recurrente identificación de edificios con plantas de formas irregulares en los inventarios de edificios severamente dañados, evidenciando un comportamiento post-sísmico desfavorable de los edificios con irregularidades o asimetrías en planta o alzado (Tena 2010; Blanco 2012; Guevara 2012). Aunque existan penalizaciones o requerimientos mínimos en los códigos sísmicos, continúa predominando el diseño y construcción de este tipo de edificios en zonas de mediana y alta sismicidad, como por ejemplo en Venezuela.

Barbosa *et al.* (2004) y Herrera *et al.* (2013b) estudiaron la respuesta sísmica y el análisis torsional en base a procedimientos estáticos y dinámicos no lineales de edificios en Venezuela, con planta baja semi-libre y con discontinuidad de entrantes y salientes en plantas, respectivamente (Figura 3.3). Estos edificios se repiten en diferentes zonas del país venezolano y su discontinuidad en planta por aberturas de entrantes, influye en

un comportamiento desfavorable por la interrupción en la transmisión de cargas sísmicas. Los cambios bruscos de rigideces en la mayoría de los casos ocasionan el colapso de los edificios y los máximos efectos de torsión se producen en las esquinas entrantes o en las alas de la planta irregular.



a)

b)

Figura 3.3 Edificios en Mérida-Venezuela con: a) con planta baja libre y b) con discontinuidad en planta

3.3 Consideraciones de torsión y flexibilidad del diafragma

Diferentes normas sísmicas presentan penalizaciones para aquellas formas en plantas denominadas irregulares o asimétricas, imponiendo exigencias mayores de análisis y diseño (López *et al.* 1994). Los estudios analíticos efectuados en esta área se orientan principalmente hacia el estudio de la torsión, la influencia de la flexibilidad del diafragma en algunos edificios como señalan Naeim *et al.* (2001), o la influencia que la configuración estructural tienen en el diseño (según las normas sísmicas) y en la generación de la vulnerabilidad sísmica (Guevara 2012).

3.3.1 Torsión

La incertidumbre alrededor de los efectos torsionales es amplia y diferentes son los enfoques propuesto para el análisis y consideraciones sobre la respuesta sísmica de edificios con asimetría en rigideces, sistema resistente o masa efectiva. Así lo develan diversos trabajos sobre este tema (De Stefano y Mariani 2013; Anagnostopoulos *et al.* 2015) que, exponen métodos de evaluación de estructuras regulares e irregulares afectadas por la torsión, originadas por acciones sísmicas. También, la inclusión en la estimación de la torsión en el diseño establecido en algunas normas sísmicas, considerado métodos de análisis que prescriben la superposición de los efectos

traslacionales y torsionales, o la inclusión de la irregularidad que produce estos efectos en algunas directrices de análisis no lineal. (COVENIN 1756 2001; FEMA 2003; CEN 2004; AIS 2010; ASCE 2010).

Hernández *et al.* (2007) mencionan que la torsión global elástica de un edificio se refiere al fenómeno de equilibrio mecánico entre las deformaciones estructurales manifestadas como rotaciones de las plantas de la edificación en su plano (horizontal) y las solicitaciones resultantes según el eje vertical, denominadas pares de fuerzas o momentos torsores. La torsión global elástica se divide en: a) torsión intrínseca, inducida por las componentes sísmicas de traslación del terreno en función de las frecuencias de los modos de vibración, que derivan de las distribuciones de masa y rigidez de las plantas de los sistemas asimétricos; b) torsión accidental, inducida por las mismas componentes en función de las incertidumbres de las distribuciones de masa y rigidez y por la componente sísmica rotacional del terreno. Por lo tanto, se infiere sobre la importancia de estudiar adecuadamente los efectos torsionales accidentales pues, adicionalmente a los efectos intrínsecos debidos a la excitación sísmica traslacional, ellos representan los efectos de los movimientos rotacionales del terreno y de las variaciones elásticas e inelásticas de las propiedades de la estructura y la tabiquería.

Torsión accidental

El diseño sismo-resistente debe tener en cuenta los efectos de torsión en la planta, considerando que estos provienen de la incertidumbre en la distribución de las masas y rigideces del piso, lo cual conduce a una torsión accidental, o de la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez cuando los diafragmas se consideran rígidos en su propio plano, o de la asimetría en la distribución de la masa y la rigidez de elementos verticales o cuando los diafragmas no pueden considerarse como rígidos en su propio plano. En caso de realizarse un análisis dinámico, el análisis mismo reflejará los efectos de las torsiones que se tengan en la estructura, quedando a opción del proyectista si en él involucra o no condiciones de torsión accidental (AIS 2010). A este respecto, Alonso (2012) señaló que las fuerzas de inercia producidas durante un sismo actúan a través del centro de masa (*cm*) de la estructura y, si la estructura no es uniforme el centro de masa y el centro de rigidez (*cr*) no coinciden, se producen momentos de torsión. En la Figura 3.4 se ilustra un diafragma rígido de una losa de planta cuadrada de un edificio de hormigón armado soportada perimetralmente por 2 muros adyacentes y tres columnas.

La magnitud del momento torsional (M_t) desarrollado en planta varía en función de la dirección y del sentido de la fuerza, siendo M_t el producto de la fuerza aplicada por su excentricidad.

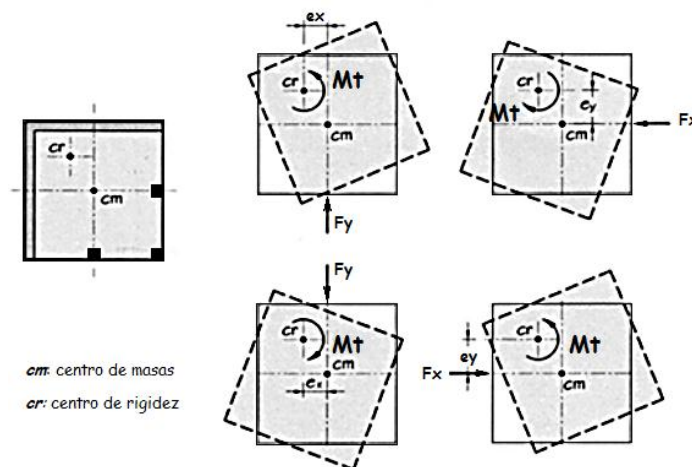


Figura 3.4 Torsión en planta rectangular causada por una distribución descompensada de rigidez de los elementos portantes (Alonso 2012)

Por otro lado, en el caso que el centro de masas y el centro de rigidez coincidan, hay que considerar en el análisis el efecto de una *torsión accidental*. Este requisito es obligatorio en el caso de diafragmas rígidos. La torsión accidental (M_{ta}) toma en cuenta que la distribución de la masa del diafragma no es tan uniforme como se supone (Figura 3.5). Su valor, en cada dirección ortogonal se obtiene multiplicando la fuerza sísmica aplicada en el piso, F_x ó F_y por un porcentaje de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección en la que actúa la fuerza sísmica. El efecto de la torsión que se genera debe tenerse en cuenta en la distribución del cortante del piso a los elementos verticales del sistema resistente sísmico y, cuando exista irregularidad torsional extrema en planta, debe aumentarse la torsión accidental en cada nivel (AIS 2010).

La norma venezolana COVENIN 1756 (2001), considera para el diseño la torsión accidental (torsión adicional) empleando un valor del 6 % de la mayor dimensión horizontal de la edificación en cada dirección ortogonal en cada uno de los niveles analizados como se muestra en la Figura 3.5 y según se indica.

$$M_{ta} = 0.06 \cdot B \cdot F_x \quad (3-1)$$

Asimismo, incluye los efectos de torsión mediante el *método de la torsión estática equivalente* que incorpora los efectos de los momentos torsores, añadidos a las fuerzas

cortantes aplicadas en los centros de rigidez y combina la respuesta dinámica lineal y la torsión adicional. De forma análoga, el reglamento colombiano NSR-10 (AIS 2010) y el EC8 (CEN 2004) expresa la torsión accidental en un 5 % en de la dimensión perpendicular a la dirección en estudio.

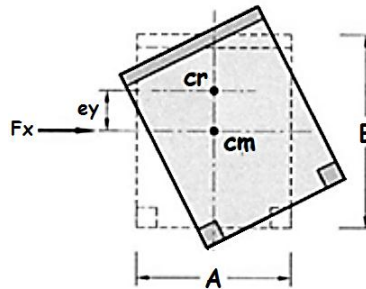


Figura 3.5 Representación de la torsión accidental (Alonso 2012)

En este contexto, Alonso (2012) considera que, cuando alguno de los miembros del edificio incursiona en el rango inelástico, la rigidez relativa de los miembros cambia, dando como resultado que la posición del centro de rigidez de cada nivel varíe de posición y, en consecuencia, se altere la distribución de las fuerzas torsionales de corte. La única posibilidad de contemplar acertadamente en el análisis el cambio de posición del centro de rigidez a lo largo del tiempo (duración del sismo) es mediante un modelo tridimensional y un análisis dinámico no lineal de la estructura.

3.3.2 Flexibilidad del diafragma

El análisis estructural que incluye la torsión debe considerar la rigidez relativa de los diafragmas y los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas. Permitiendo que un diafragma pueda ser idealizado como flexible o rígido, existen diferentes enfoques para clasificar los diafragmas. Según Naeim *et al.* (2001) los diafragmas se pueden clasificar en rígidos, semi-rígidos o flexibles, dependiendo de su capacidad para transmitir las fuerzas horizontales de manera uniforme a los elementos conectados al diafragma. Los diafragmas se consideran rígidos si son capaces de transmitir las fuerzas laterales en proporción directa a la rigidez de los elementos que se les conectan. En el otro extremo se encuentran los diafragmas flexibles, que presentan una distribución de fuerzas que no depende de la rigidez de los miembros estructurales.

Es necesario establecer para el diseño o análisis sísmico, un modelo matemático del edificio que considere la condición del diafragma horizontal. En algunas directrices (FEMA 2003) se menciona que los diafragmas contruidos en techos de estructuras ligeras como, por ejemplo, acero-hormigón o madera, pueden ser idealizados como flexibles. Otros reglamentos y recomendaciones de diseño como, por ejemplo, NSR-10 (AIS 2010) y ASCE/SEI7-10 (ASCE 2010), permiten la idealización como diafragma flexible cuando *la máxima deflexión horizontal dentro del diafragma, al verse sometido a las fuerzas sísmicas (F_s), es más de 2 veces el promedio de sus deflexiones horizontales*. Tal como se ilustra en la Figura 3.6 y se indica en (3-2).

$$\delta_{max} > 2\delta_{prom} \quad (3-2)$$

donde δ_1 y δ_2 son los desplazamientos de los elementos verticales del sistema de resistente que se utilizan para determinar δ_{prom} y δ_{max} es el desplazamiento máximo del diafragma. El diafragma puede suponerse rígido en su propio plano cuando se dispone su rigidez y su resistencia de tal manera que en éste actúe como una unidad y sus propiedades de masa y de rigidez se puedan concentrar en el centro de masa y en el centro de rigidez, respectivamente (AIS 2010). En las edificaciones que tengan irregularidades con re-entrantes (retrocesos) y discontinuidad en el diafragma la consideración de diafragma rígido debe evaluarse cuidadosamente.

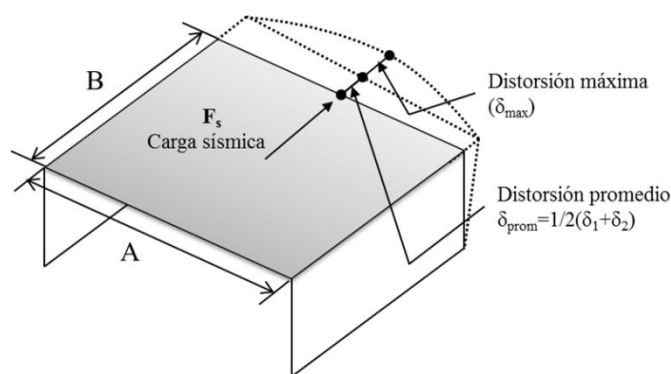


Figura 3.6 Flexibilidad del diafragma según ASCE/SEI 7-10 (ASCE 2010)

Existen varios parámetros que influyen en el comportamiento sísmico del diafragma de piso. En el estudio de Tena *et al.* (2013) se consideraron dos factores que favorecen la potencial flexibilidad del diafragma: a) la relación de aspecto de la planta del edificio y, b) la rigidez del sistema de piso. En algunos estudios experimentales (Jeong y Elnasahai

2005; Fajfar *et al.* 2006; Pinho *et al.* 2008) y analíticos (Naeim *et al.* 2001; Tena *et al.* 2013) se ha demostrado que las losas perimetralmente apoyadas sin aberturas en planta constituyen diafragmas rígidos y resistentes ante carga lateral para relaciones de aspecto de planta menores o iguales a 2.0; de no ser así, deja de ser suficientemente rígido y su flexibilidad no debería despreciarse. Del mismo modo, las configuraciones irregulares en planta y la presencia de aberturas importantes en los sistemas de piso también favorecen el desarrollo de la flexibilidad de los diafragmas (Ju y Lin 1999; Basu y Jain 2004).

3.4 Configuración y regularidad estructural

Para satisfacer los objetivos de desempeño, según las recomendaciones de reglamentos sísmicos (FEMA 2010), se requiere una serie de características que son importantes para el diseño de edificios y estructuras que permiten asegurar un comportamiento adecuado cuando ocurran terremotos fuertes. Estos incluyen fundaciones estables, continuidad en el patrón de distribución de fuerzas, rigidez y resistencia lateral adecuada, regularidad estructural, redundancia del sistema resistente a fuerzas laterales, ductilidad y robustez de elementos no estructurales. No obstante, cuando el diseño sísmico no puede garantizar las condiciones deseables descritas anteriormente, sobre todo en el caso de edificaciones que por su diseño arquitectónico tienen cierto tipo de irregularidades, las normas contemplan medidas que tienden a penalizar y/o controlar el proceso de diseño.

Entre las recomendaciones para el buen desempeño sísmico se encuentra la regularidad estructural. Según ASCE/SEI 7-10 (ASCE 2010), EC8 (CEN 2004) y NSR-10 (AIS 2010), en una *estructura regular* no existen discontinuidades físicas considerables en su configuración y las demandas inelásticas producidas por sacudidas del terreno tienden a estar bien distribuidas por toda la estructura, lo que resulta en una dispersión de disipación de energía y daños. Sin embargo, en *estructuras irregulares* que tienen discontinuidades físicas considerables en su configuración o en sus sistemas resistentes a las fuerzas lateral, el comportamiento inelástico puede concentrarse en la zona de la irregularidad, resultando en un fallo rápido de los elementos estructurales en estas áreas. Por lo tanto, una configuración irregular afecta significativamente el desempeño del edificio durante un fuerte movimientos del terreno (FEMA 2003)

Las configuraciones irregulares se clasifican como 1) *horizontales* (en planta), que se identifica por su forma perimetral proyectada en plano y 2) *verticales* (en alzado o altura), identificada por la forma exterior y distribución proyectada sobre planos verticales (Figura 3.7). Además, dependiendo del tipo de irregularidad, se puede producir un aumento de los esfuerzos en áreas no previstas en el diseño (la colindancia entre edificios o el efecto de columna corta, por ejemplo). En la en la Figura 3.7 se esquematiza el proceso de identificación de la forma o configuración estructural para clasificar la irregularidad de un edificio.

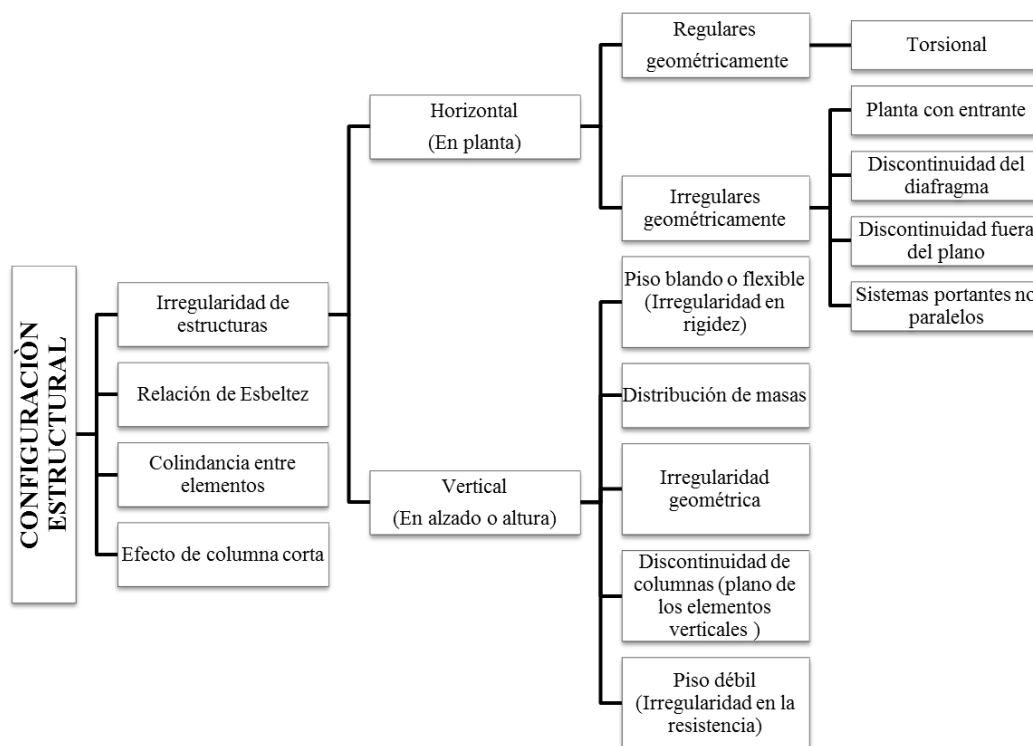


Figura 3.7 Esquema de la configuración estructural de los edificios (Adaptado de Alonso 2012)

Los códigos sísmicos señalan y caracterizan cada una de las posibles irregularidades para establecer consideraciones de diseño, análisis estáticos o dinámicos en el plano o espacial, incluyendo factores de corrección por irregularidad que aminoren las fuerzas sísmicas con fines de diseño. Adicionalmente se recomienda que las formas irregulares de las estructuras puedan convertirse por descomposición en varias formas regulares, cumpliendo con la especificación para juntas sísmicas, los requerimientos sismo-resistente y métodos de análisis sísmicos que garanticen la confiabilidad estructural (COVENIN 1756 2001; CEN 2004; AIS 2010). A continuación, se describen seis tipos de irregularidades estructurales en planta especificadas en diferentes normas. Debe

mencionarse que las irregularidades verticales quedan fuera de los objetivos de esta tesis; Sin embargo, algunos aspectos se recogen en el *ANEXO I*.

3.4.1 Irregularidad horizontal o en planta

La irregularidad torsional

La irregularidad torsional se presenta cuando la excentricidad entre el centro de masa (*cm*) y el centro de rigidez excede el 10 %, un movimiento torsional actúa en el plano horizontal causando que los diafragmas de los pisos roten en relación al centro de rigidez (*cr*); La rotación afecta las columnas más alejadas del centro de resistencia (Alonso 2012). Algunos códigos sísmicos, como por ejemplo AIS (2010), señalan que estas irregularidades existen cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más del 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La Tabla 3.1 resume ésta irregularidad presente en los códigos sísmicos COVENIN 1756 (COVENIN 1756 2001), NSR-10 (AIS 2010), ASCE/SE7-10 (ASCE 2010) y EC8 (CEN 2004).

La irregularidad torsional en planta o planta torsional referida en normas sísmicas, se define como la rotación diferencial que se genera entre dos losas de piso consecutivas de un edificio debido a desequilibrios en la distribución en planta de su rigidez, resistencia y masa efectiva de los elementos estructurales y no estructurales. Estos desequilibrios aumentan considerablemente las demandas de deformación en los componentes verticales y es un efecto que puede producirse tanto en plantas geoméricamente regulares como irregulares (Guevara 2012).

Informes técnicos han evaluado los daños producidos por los sismos de Caracas de 1967 (Tena 2010) y Cariaco 1997 (Alonso 2012), insistiendo en la presencia de ciertas configuraciones estructurales que se repiten en la mayoría de los edificios dañados, excesiva irregularidad por esbeltez en planta, presencia de muros y escaleras hacia un lado de la edificación que ocasiona gran excentricidad, el uso de planta con entrantes o plantas bajas libres entre otros (Esteva *et al.* 1970; Blanco 2012; Guevara 2012). Un ejemplo de irregularidad torsional en planta con gran excentricidad se observa en el edificio Miramar en la ciudad de Cumaná-Venezuela durante el terremoto de Cariaco

con una magnitud $M_w=6.9$ del 9 de Julio de 1997 que afectó la región nor-oriental de Venezuela (Hernández *et al.* 2007; Alonso 2012). Este edificio de hormigón armado era de 8 pisos (Figura 3.8b), compuesto por muros de gran rigidez en el núcleo de escaleras y ascensor ubicado a un extremo de la planta (Figura 3.8a). La ubicación de los muros impuso una gran excentricidad entre los centros de masa y rigidez causando importantes efectos torsionales que, al sumarse con otros problemas presentes en la edificación, ocasionó el colapso completo del edificio (Figura 3.8c). De estas experiencias se concluye que la implementación de buenos diseños y las investigaciones asociadas son importante, con el fin de lograr un diseño adecuado y los requerimientos de los diferentes planos resistentes, logrando que las distribuciones de masa, rigidez, resistencia y ductilidad en planta, sean lo más balanceadas posibles.

Tabla 3.1 Criterios para la irregularidad torsional extrema

<i>NORMA</i>	<i>COMENTARIO</i>	<i>CRITERIOS</i>
COVENIN 1756	Gran excentricidad. En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20 %) del radio de giro inercial de la planta,	
	Torsional elevado. El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50 %) del radio de giro inercial r ,	
	Torsional elevado. La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30 %) del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección,	
ASCE/SEI 7-10 y NSR-10	Torsional. La máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia,	(a) $1.4 \left[\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right] \geq \delta_1 > 1.2 \left[\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right];$
	Torsional extrema. La máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia. (ver Figura 3.10a)	(b) $\delta_1 > 1.4 \left[\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right]$
EC8	Recomienda que para que una estructura sea regular. Para cada nivel y para cada dirección, x e y , del análisis de la excentricidad estructural e_o y el radio de torsión r deben ser conformes con las dos condiciones mostradas: e_{ox} = distancia del entre el c_r y el c_m , medida en la dirección x , r_x = es el radio de torsión en la dirección y , I_x = es el radio de giro de la masa de la losa en planta	$e_{ox} \leq 0.30r_x$ y $r_x \geq I_x$

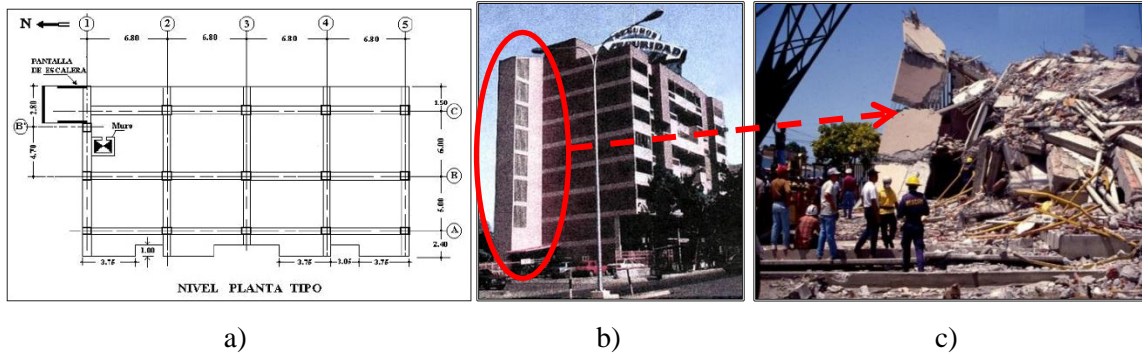


Figura 3.8 Plano del edificio Miramar-Cumana, a) Plano de primera planta del edificio, b) Edificio antes del terremoto de Cariaco 1997 y c) Después del terremoto de Cariaco 1997 (Hernández *et al.* 2007)

Planta con esquinas entrantes o retrocesos excesivos en las esquinas

Esta es una condición geométrica que se produce cuando un edificio con una forma en planta aproximadamente rectangular tiene una esquina que falta o cuando un edificio está formado por varias alas de conexión, llamándose al edificio con esquinas entrantes o en retrocesos según ASCE/SEI 7-10. Las plantas geométricas en forma L, C, H, I, + o U que aunque puedan tener simetría geométrica, son configuraciones clasificadas como irregular debido a la respuesta de las alas y las diferencias significativas en la rigidez. Diferentes criterios de normas sísmicas consideran una estructura geoméricamente irregular en planta, según la Tabla 3.2.

Los terremotos evidencian la vulnerabilidad presente en los edificios que tienen configuraciones irregulares geométricas, puesto que causan un mayor daño que los edificios que tienen las configuraciones regulares. La Figura 3.9 muestra la estructura colapsada de un hospital en el terremoto de Maule Chile, de magnitud de momento $M_w=8.8$ del 27 de Febrero del 2010. En este edificio se observa un área entrante en el sistema de piso o planta, que presentó concentración de daños en columnas y paredes, las columnas del área entrante presentaron agrietamientos excesivos por plastificación cerca de las juntas viga-columna, causando daños severos en la primera planta del edificio. Cabe destacar que un número relativamente grande de estructuras diseñadas con reglamentos sismo-resistentes modernos experimentaron daño estructural importante e incluso su colapso y que en su mayoría tienen algo en común: son estructuras sumamente irregulares (Moehle 2010; Tena 2010).

Tabla 3.2 Criterios para las esquinas entrantes

<i>NORMA</i>	<i>COMENTARIO</i>	<i>CRITERIOS</i>
<i>COVENIN 1756</i>	Cuando la relación excede el 40% del cociente de longitudes A/L, es irregular (Ver Figura 3.10c)	$\frac{A}{L} > 0.40$
	Cuando el área de dichos entrantes supera el treinta por ciento 30% del área del rectángulo circunscrito, es una estructura con irregularidad en planta	$\frac{A_{\text{entrantes}}}{L \times L} > 0.30$
<i>ASCE/SEI 7-10</i> <i>y NSR-10</i>	Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 % de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso (para ambas direcciones) (Ver Figura 3.10c)	$\frac{A}{L} > 0.15$
<i>EC8</i>	Considera que si existen entrantes en planta, la regularidad puede considerarse satisfecha si, el área entre los perímetros de la planta y una línea poligonal convexa envolviendo la planta no supere el 5% del área de dicha planta, caso contrario se considera irregular (Ver Figura 3.10b)	$\frac{B_1}{A} > 0.05$
	Considera que para que exista la regularidad en planta, la rigidez en planta debe ser lo suficientemente grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales, A este respecto, las configuraciones en planta en <i>L</i> , <i>C</i> , <i>H</i> , <i>I</i> y <i>X</i> deberían ser cuidadosamente examinadas en lo que concierne a la rigidez de las ramas laterales, que deberían ser comparables a la parte central a fin de satisfacer la condición de diafragma rígido. Se sugiere la evaluación del comportamiento global.	$\frac{B_2}{A} > 0.05$



Figura 3.9 Hospital con daños severos en terremoto de Chile en 2010 (<http://gallery.usgs.gov/>)

Discontinuidad en el diafragma

La presencia de aberturas en planta (Figura 3.10d) puede disminuir la efectividad de los diafragmas horizontales o inducir excentricidades cuya valuación sea complicada. Las

aberturas debilitan al sistema de piso en sí en cuanto a su capacidad de resistir y transmitir fuerzas cortantes debidas a los terremotos, principalmente si las aberturas son muy grandes (Tena 2010). Cuando en el diafragma se observan diferencias notables de rigidez en alguno o en varios de los niveles de la edificación se producen cambios en la distribución de las fuerzas laterales a lo largo del sistema vertical resistente de dichas fuerzas, dando como resultado la creación de efectos de torsión no previstos (ASCE 2010; Alonso 2012). Esta discontinuidad se presenta por la presencia del hueco de escaleras de ascensores o por algún patio interno de ventilación vertical; también es común encontrarlo en edificaciones escolares. En la Tabla 3.3 se muestran algunos criterios de normas sísmicas.

Tabla 3.3 Criterios para la discontinuidad en el diafragma

<i>NORMA</i>	<i>COMENTARIO</i>	<i>CRITERIOS</i>
<i>COVENIN 1756</i>	Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas,	área del hueco $> 0.20 a * b$
<i>ASCE/SEI 7-10 y NSR-10</i>	Las áreas abiertas causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50% del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50%, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular,	área del hueco $> 0.5 a * b$
<i>EC8</i>	En relación a la rigidez lateral y con la distribución de masas, se recomienda que la estructura del edificio deba ser aproximadamente simétrica en planta respecto a los dos ejes ortogonales.	

Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales (Discontinuidad fuera del plano)

Esto ocurre cuando los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, tales como pórticos arriostrados o muros de corte, no están alineados verticalmente de nivel a nivel. También se producen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, como se muestra en la Figura 3.11. Las normas sísmicas NSR-10 (AIS 2010), COVENIN 1756 (2001) y ASCE/SEI 7-10 (ASCE 2010) recomiendan evitar este tipo de edificaciones por su comportamiento inadecuado antes sismos.

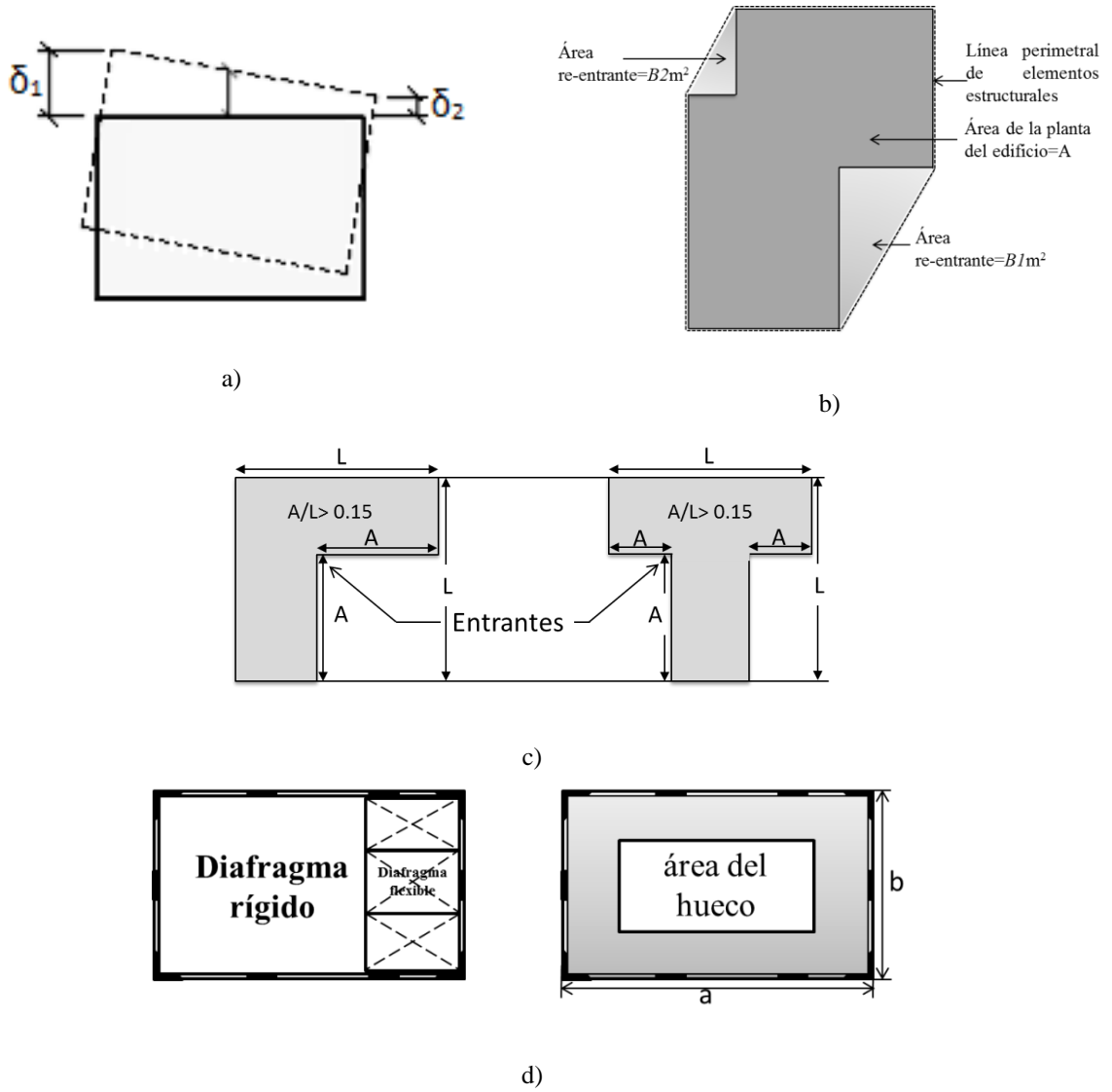


Figura 3.10 Irregularidad geométrica horizontal o en plantas, a) Por excentricidad extrema o torsión, b) Por esquina entrante, c) Por plantas con esquinas entrantes, d) Por discontinuidad en el diafragma

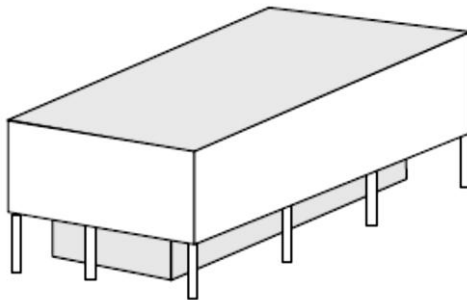


Figura 3.11 Irregularidad por discontinuidad fuera del plano resistente vertical (ASCE 2010)

Sistemas portantes no paralelos

Este tipo de irregularidad se presenta, cuando las direcciones de la acción horizontal en los elementos verticales del sistema de resistencia no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema. Por ejemplo, la planta es triangular o en forma de sección de arco. Esta irregularidad es considerada en las normas sismo-resistentes NSR-10, COVENIN 1756, ASCE/SEI 7-10 y se ilustra en la Figura 3.12 (izquierda) donde se observa la deformada de un modelo de configuración similar al edificio de hormigón armado de la Figura 3.12 (derecha) que muestra claramente la torsión desarrollada para los modos de vibración. En el edificio de hormigón armado de 7 niveles de planta triangular ubicado en una esquina (en la Figura 3.12 derecha), se observan daños en las fachadas (no estructurales) ocasionados por el terremoto de México del 19 de septiembre de 1985, producto de la distribución atípica de rigideces (Alonso 2012).

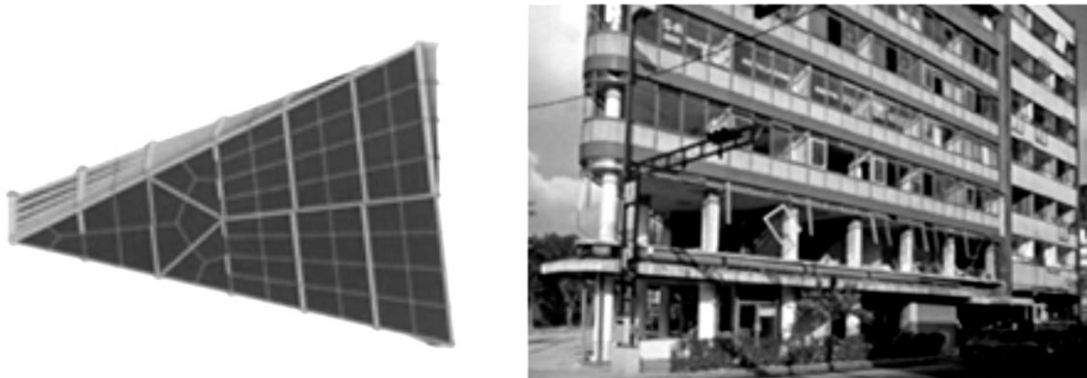


Figura 3.12 Modelo analítico y comportamiento modal de un edificio con sistemas portantes no paralelos (Izquierda), edificio en la Ciudad de México con daños estructurales y no estructurales por el terremoto de 1985 (Alonso 2012)

Irregularidad por esbeltez

A medida que crece la esbeltez de un edificio se incrementan los momentos de torsión, lo que trae consigo mayor importancia de los efectos $P-\Delta$ y deformaciones importantes en los entrepisos intermedios (Tena 2010). Esto implica grandes incertidumbres en los resultados del análisis y, frecuentemente, modos de falla más peligrosos; los edificios esbeltos son más propensos a reportar potenciales colapsos por efectos torsionales (Blanco 2012). Algunos criterios recomiendan la limitación en la relación de esbeltez en planta para contrarrestar esta configuración, tal y como se presenta en la Tabla 3.4 y en

la Figura 3.13. Las longitudes L_{max} y L_{min} son la mayor y la menor dimensión en planta del edificio, respectivamente medidas en direcciones ortogonales. Se destaca que la relación de esbeltez o relación de aspecto puede depender de la relación entre la altura y la dimensión menor de la base o el largo y ancho de la base.

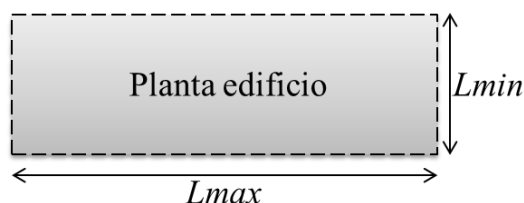


Figura 3.13 Irregularidad por relación de esbeltez en planta

Tabla 3.4 Comparación de criterios para la relación de esbeltez en planta

<i>NORMA</i>	<i>COMENTARIO</i>	<i>CRITERIOS</i>
<i>COVENIN 1756 (2001)</i>	Recomienda que cuando en alguna planta el cociente L_{max}/L_{min} del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea:	$L_{max}/L_{min} < 5$
<i>ASCE/SEI 7-10</i>	Para que el edificio no sea irregular recomienda:	$L_{max}/L_{min} \leq 3$
<i>EC8</i>	Recomienda que la esbeltez $\lambda=L_{max}/L_{min}$ del edificio en planta no debe ser mayor de 4.	$L_{max}/L_{min} < 4$

3.5 Resumen

Es muy claro que una de las consecuencias de la irregularidad en planta en los edificios que más afecta su respuesta sísmica, es la torsión de piso o torsión en los ejes resistentes. Esta respuesta torsional es significativa en el comportamiento dinámico, donde se presentan demandas no uniformes en elementos resistentes; esto normalmente lleva a que la estructura sufra daños notables en los elementos ubicados en los extremos y/o esquinas más demandadas. Estos efectos son inducidos por diversas causas: plantas irregulares, irregularidades en elevación, distribución asimétrica de elementos resistentes (rigidez y resistencia) en planta y/o elevación, distribución asimétrica de masas (planta y/o elevación), combinaciones de estos efectos, entre otros. Lo observado y registrado durante diversos eventos sísmicos pasados y mediante estudios numéricos nos permite deducir que la irregularidad estructural es una configuración indeseable en el diseño que incide en la respuesta sísmica de estructuras de manera significativa. Como consecuencia, los reglamentos de diseño sísmico deben introducir disposiciones

para el proyecto y evaluación del desempeño que consideren estos efectos en edificios con este tipo de caracterización estructural.

Capítulo 4: DEMANDA, CAPACIDAD Y DAÑO. ASPECTOS METODOLOGICOS

4.1 Introducción

En este capítulo, se describen los aspectos metodológicos referentes a la demanda, capacidad y evaluación del daño esperado. Así, se consideran el análisis estructural inelástico, la acción sísmica y la capacidad resistente de los edificios con un especial énfasis en la respuesta torsional y la estimación del daño. En referencia a la peligrosidad o amenaza, se describen los acelerogramas (artificiales y sintéticos) seleccionados para el análisis inelástico y su compatibilidad con el espectro elástico de diseño del emplazamiento de los edificios para un determinado tipo de suelo; respecto a los edificios se describe la geometría de las secciones de los elementos, la configuración estructural de los 3 edificios reales y de los 3 modelados; también se describe el modelo constitutivo y las propiedades inelásticas de los materiales. Por otra parte se dedica atención a las características del modelado adaptado a las características de los programas de análisis no lineal, para realizar tanto el análisis estático no lineal o pushover adaptativo como el análisis dinámico incremental; ambos análisis se efectúan en las direcciones de los ejes principales y usando combinaciones de las acciones sísmicas representadas por los acelerogramas seleccionados y compatibilizados con el espectro de diseño. Finalmente se describen los métodos utilizados para el estudio de la torsión en ejes resistentes verticales y del grado de daño esperado en los edificios estudiados.

4.2 Demanda

La selección de acelerogramas en la ingeniería sísmica es un elemento clave para una adecuada evaluación de la respuesta inelástica de los edificios, si bien es cierto también que se trata de una etapa que contiene incertidumbres y que es necesario establecer

criterios y para su correcta elección de acuerdo a los requisitos del trabajo a realizar. Este apartado se dedica a este importante aspecto.

4.2.1 Fuentes de información

En principio se consultó la conocida base de datos “*PEER Ground-Motion Database*” (PEER 2013), que permite el libre acceso a registros sísmicos en áreas activas así como también la selección de registros de acuerdo a criterios específicos en términos del escenario sísmico, de las condiciones locales y del espectro de diseño objetivo. Por otra parte, fue consultada la base de datos de Funvisis⁶ para obtener un acelerograma de un sismo real ocurrido cerca de la zona sísmica donde se encuentran los edificios. De esta forma, se seleccionaron un total de seis registros.

Seguidamente se usaron los programas SeismoArtif (Seismosoft 2013a) y SeismoMatch (Seismosoft 2013b), que contienen funciones y algoritmos de generación de acelerogramas artificiales e híbridos, para generar, ajustar, escalar y compatibilizar los espectros de respuestas con el espectro de diseño de acuerdo a lo expuesto en el capítulo 2, concretamente en la sección 2.4.1

4.2.2 Acelerogramas seleccionados

Así, a partir de una serie de registros sísmicos elegidos de la base de datos, fueron seleccionados tres acelerogramas correspondiente a sismos reales (Tucacas, Friuli y Trinidad) cuyos espectros se ajustan mejor al espectro de diseño según lo establecido en COVENIN 1756 (2001) para un suelo S2 y un valor de aceleración máxima de 0.30g, que es el PGA de diseño de la zona 5, de elevada peligrosidad ubicada en Barquisimeto-Venezuela). Luego con la utilización de programas de generación de acelerogramas (Seismosoft 2013a; Seismosoft 2013b), se obtiene un conjunto de tres acelerogramas, llamados inicialmente como reales ajustados pero que según literatura científica son conocidos también como híbridos o sintéticos, en el sentido que se trata de acelerogramas registrados pero modificados; es decir son registros provenientes de terremotos reales pero sus espectros de respuesta se han adaptado y compatibilizado al

⁶ Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (Funvisis)
<http://www.funvisis.gob.ve/sismogramas.php> (última consulta 05/12/2016).

espectro de diseño del emplazamiento de los edificios; la Tabla 4.1 muestra las principales características de estos acelerogramas. Por otro lado, aunque existe una gran variabilidad de registros sísmicos y sus respectivos espectros de respuesta, el criterio para la selección de estos acelerogramas es la comparación entre su espectro de respuesta y el espectro objetivo o de diseño que representa un error medio porcentual de entre 6 y 7 %.

Tabla 4.1 Propiedades de acelerogramas sintéticos y artificiales compatibles con el espectro de suelo S2

No	Nombre	Fecha	Estación	Mw	PGA (g)	Acel. máx. espectral (g)	Dur. Signif. (s)	Dur. total (s)	Per. Pre.(s)
1	Artificial	-	-	-	0.320	0.840	11.25	20	0.50
2	Artificial	-	-	-	0.327	0.863	10.00	20	0.32
3	Artificial	-	-	-	0.334	0.920	10.00	20	0.48
4	Tucacas Híbrido	12/09/2012	Barqto-9F69	6.4	0.308	0.839	15.09	20	0.70
5	Friuli Híbrido	05/06/1976	Tolmezzo	6.5	0.378	0.987	6.00	20	0.26
6	Trinidad Híbrido	23/8/1983	CDMG	6.1	0.308	0.882	11.22	20	0.36

De igual forma, nuevos acelerogramas artificiales fueron creados cuyos espectros de respuesta coinciden con el espectro objetivo o de diseño, generados mediante el programa de SeismoArtif (Seismosoft 2013a) y utilizando el procedimiento de Halldorsson y Papageorgiou (2005) que, adapta el contenido de frecuencias usando el método de Fourier y se establecen los parámetros de un régimen inter-placa, $M_w = 6.5$ en $r_{rup} = 120$ km y $V_{s30} = 620$ m/s con duración de 20 s. Seguidamente, un segundo conjunto de acelerogramas artificiales fueron generados con el método de Gasparini y Vanmarcke (1976) para crear acelerogramas ajustados en el rango de períodos de 0.2 - 4 (s) cuyos espectros de respuesta coinciden con el de diseño y utilizan la función envolvente de Saragoni y Hart (1974) con parámetros (t_1, I_{dur}) , considerando una duración significativa definida por el intervalo entre el 5 y el 95 % de la intensidad de Arias. Obteniendo finalmente nueve acelerogramas artificiales de los cuales fueron seleccionados solo tres acelerogramas artificiales, con el mismo criterio basado en la comparación de su espectro de respuesta y el espectro de diseño con error medio porcentual de entre 6-7 % y un coeficiente de variación del 11%.

Como resultado de este proceso de selección se obtuvo un total de seis registros de movimiento, 3 artificiales y 3 reales ajustados (o híbridos) para el estudio mediante análisis dinámico no lineal de los edificios de 2, 5, 6 y 8 niveles. Vale la pena mencionar también que, entre los parámetros de los espectros se consideró el 5% de amortiguamiento. Los acelerogramas 1 y 2 de la Tabla 4.1 son representados en la Figura 4.1.

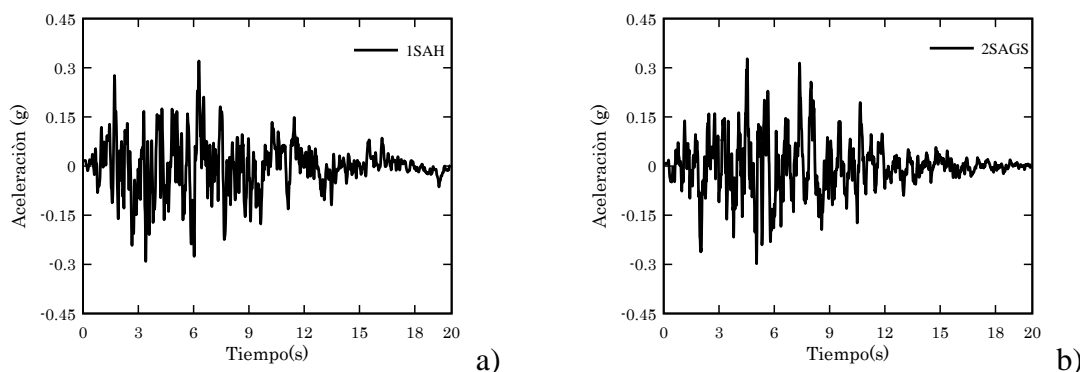


Figura 4.1 Acelerogramas artificiales a) 1 y b) 2 de la Tabla 4.1. Los espectros son compatibles con el espectro de diseño del suelo S2.

4.2.3 Espectros de respuesta

El espectro de diseño elástico llamado espectro objetivo corresponde a un suelo (tipo S2) según la norma venezolana (véase la Tabla 4.2).

Tabla 4.2 Parámetros sísmicos de la zona 5 según COVENIN 1756 (2001)

<i>Parámetros</i>	<i>Valor</i>	<i>Parámetros</i>	<i>Valor</i>
Coefficiente de aceleración A_0	0.30	Nivel de diseño	ND3
Zona sísmica	5.00	Tipo de Estructura	I
Factor de Corrección ϕ	0.90	Valor del periodo de espectros constante T_0	0.175
Tipo de suelo	S2	Valor máximo del periodo de espectros normalizados con valor constante T^*	0.70
Factor de Importancia α	1.00	Periodo característico de variación de respuesta ductil T_+	0.40
Grupo según su uso	B2	Factor de magnificación promedio β	2.60

Así, los acelerogramas artificiales y sintéticos, son representados por espectros con 5% de amortiguamiento, que se han compatibilizado con el espectro de diseño, obteniéndose buenos ajustes. En la Figura 4.2 se muestran los seis espectros de los acelerogramas, la media espectral y el espectro de diseño para el suelo S2. Esta media espectral es determinada para el conjunto de los seis movimientos sísmicos y se utilizó

para calcular la respuesta máxima mediante los procedimientos estáticos no lineal para las direcciones X e Y de los edificios de 2, 5, 6 y 8 niveles.

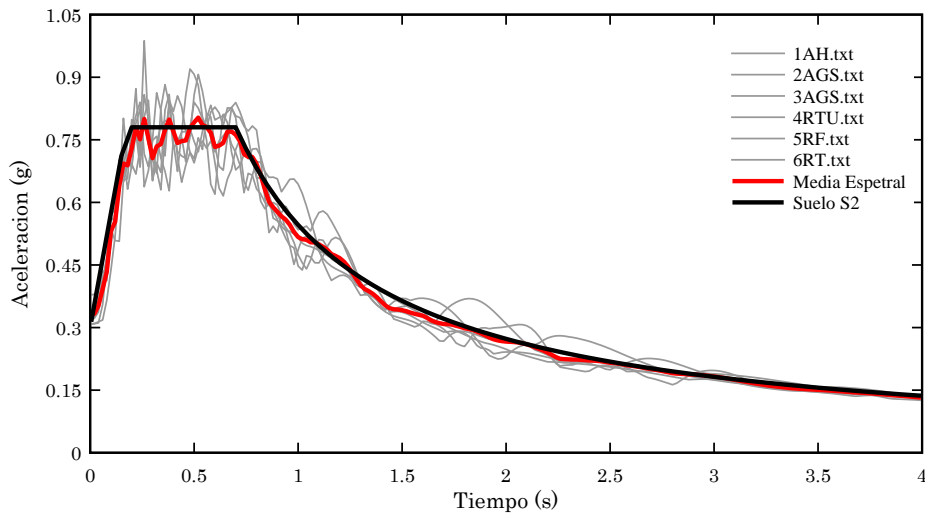


Figura 4.2 Comparación de espectros de respuesta híbridos basados en reales y artificiales compatibles con el suelo S2

Asimismo en la Figura 4.3 se representan, para cada nivel de intensidad, los espectros de respuesta de desplazamiento compatible con el del suelo S2 y se representa su media. Finalmente en la Figura 4.4 se representa el espectro de respuesta medio en formato aceleración vs desplazamiento (S_a - S_d) y es utilizado para el cálculo del punto de desempeño (máxima capacidad) en las direcciones X e Y mediante los procedimientos estáticos no lineales.

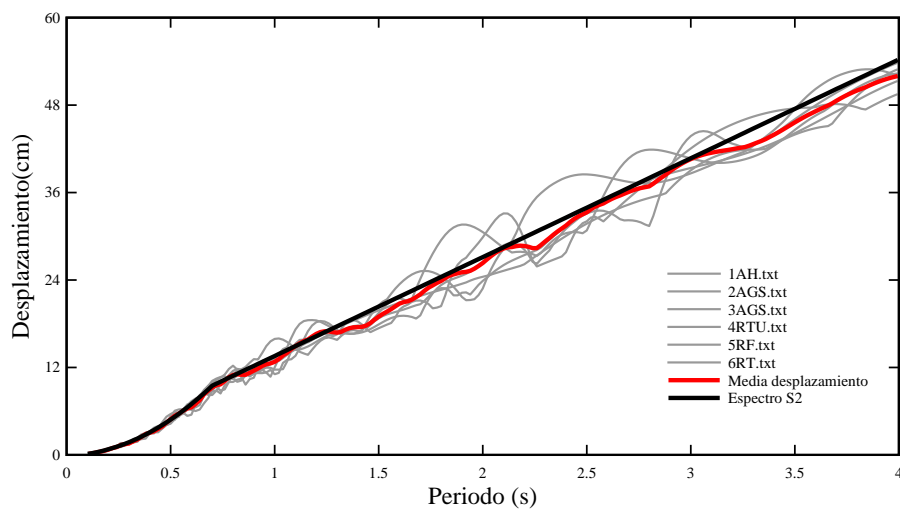


Figura 4.3 Comparación de espectros de desplazamiento del grupo de seis sismos con el del suelo S2

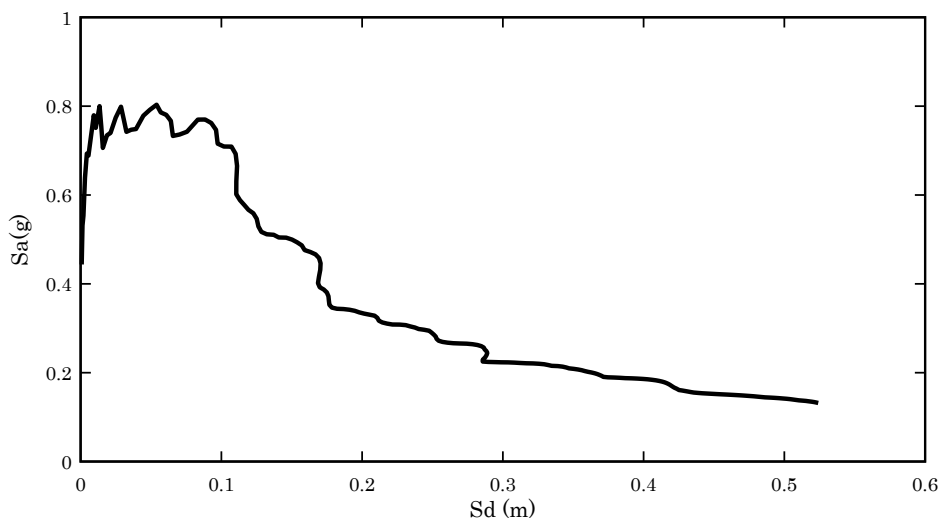


Figura 4.4 Espectro de respuesta medio en formato S_a - S_d

En estudios como Bhatt (2011) y Vargas (2013) se ha señalado la importancia de utilizar varios registros sísmicos de baja y alta intensidad para que el análisis dinámico incremental sea más representativo en la evaluación del daño, con este propósito el uso de movimientos sísmicos artificiales y sintéticos se han escalado para considerar 8 niveles de intensidad sísmica incrementados cada 0.05g hasta un máximo de 0.40g, resultando PGA's de 0.05g, 0.10g, 0.15g, 0.20g, 0.25g, 0.30g, 0.35g, 0.40g, establecidos de esta forma por el gran número de análisis y el costo computacional (tiempo consumido) que comportan los análisis dinámicos IDA.

4.3 La capacidad

Los casos de estudio analizados en esta investigación, en principio son edificios existentes ubicados en la ciudad de Barquisimeto-Venezuela que poseen características de diseño y construcción típicas del emplazamiento. Cabe mencionar que el 75% de los edificios construidos en la ciudad son edificios de hormigón armado de sistema porticado (Funvisis 2009), porque es el material y sistema de construcción por preferencia del país. Al respecto, los tres casos, de baja mediana y gran altura, son edificios irregulares en el plano horizontal debido a que tienen áreas entrantes en planta. En la Figura 4.5 se muestra la ubicación de los edificios existentes en la ciudad.

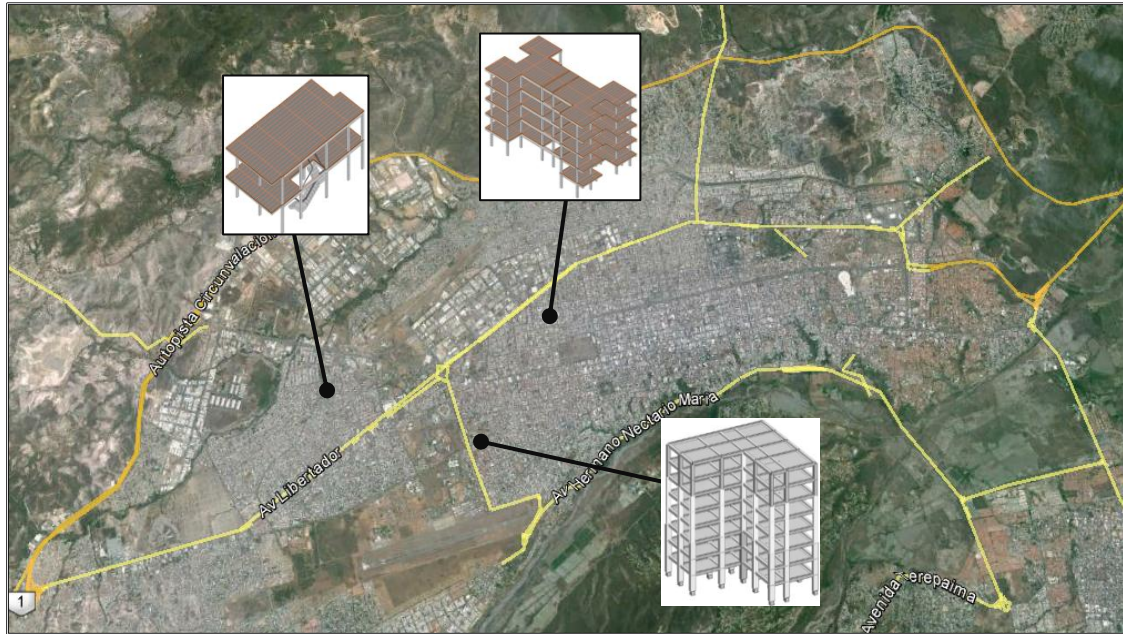


Figura 4.5 Localización de los casos de estudio en la ciudad de Barquisimeto, Venezuela

De igual forma y respecto a los casos existentes, se han propuesto tres modelos de edificios de mediana altura, que considera un edificio regular en plano horizontal y vertical como referencia y dos edificios con entrantes en el plano horizontal, a fin de obtener la relación de la capacidad sísmica y respuesta torsional de los edificios, respecto la presencia de entrantes en planta.

4.3.1 Edificios existentes

Edificio o vivienda de dos niveles

El primer edificio es una vivienda unifamiliar de dos niveles (Figura 4.5), constituida por un sistema porticado de hormigón armado con una escalera interna y un entrante en el plano horizontal, es decir, con cierta asimetría en planta, con características de diseño y construcción de los años 80 (1985), típica de la zona de la ciudad de Barquisimeto. Este modelo de estructura se define como un edificio de dos niveles llamado modelo ME2, como se muestra en la Figura 4.6.

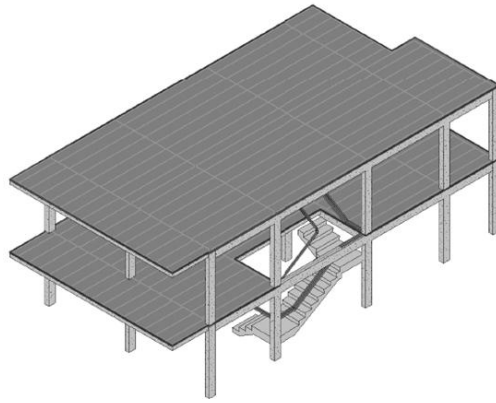


Figura 4.6 Esquema en 3D del modelo de edificio o vivienda de dos niveles (ME2)

Este edificio de dos niveles existente de uso residencial, posee un área total de 109 m^2 , La planta medida a partir de los ejes es de 13.5 m de ancho (dirección X) por 7.6 m de largo (dirección Y), losas nervadas armadas en una dirección con espesor de $e=0.25 \text{ m}$, compuestas por bloques de arcilla, con tabiquería de bloques de hormigón simple de espesor $e= 0.15 \text{ m}$. El edificio es asimétrico en el plano en la dirección X e Y, pero más regular en elevación y tiene una altura de entrepiso de 3.00 m , como se muestra en la Figura 4.7.

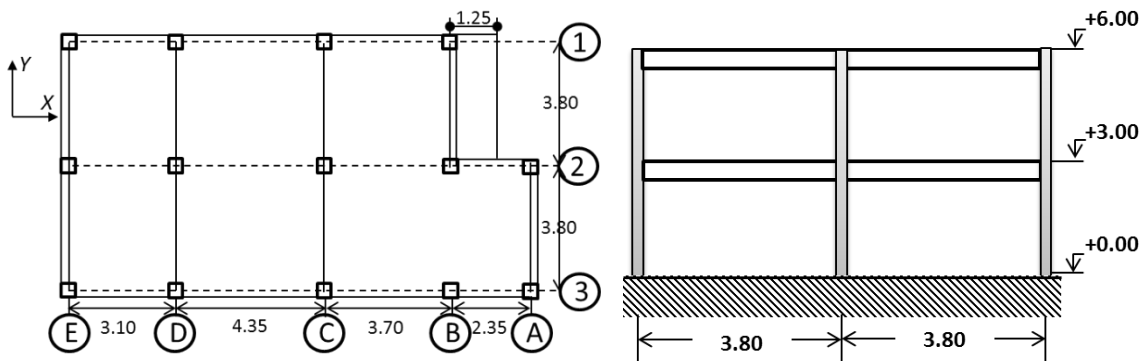


Figura 4.7 Planta y alzado de edificio de dos niveles (dimensiones en m)

Las dieciséis secciones o áreas de elementos de columnas son cuadradas mientras que las vigas son secciones rectangulares, en la Tabla 4.3 se muestran las secciones típicas para el nivel 1 y el acero de refuerzo, que varía de acuerdo al nivel y dirección del eje resistente (Figura 4.8). La losa se encuentra armada en la dirección X estableciendo que las vigas principales se encuentre en la dirección Y y vigas secundarias en la dirección X. La presencia de un balcón en la dirección X de la estructura son la principal causa de la irregularidad ocasionando un desplazamiento desacoplado del centro de masa con respecto al centro de rigidez, por lo tanto para el análisis de la capacidad se consideró la

respuesta de la columna más cercana al centro de masa siendo la C2 y la columna B1 como la esquina más flexible.

Tabla 4.3 Geometría de las secciones, edificio de dos niveles.

<i>Propiedades del material</i>	<i>Viga en dirección X (m)</i>	<i>Viga en dirección Y (m)</i>	<i>Columna(m)</i>
Secciones hormigón (m) Nivel 1 y 2	0.20 x 0.35	0.20 x 0.45	0.30 x 0.30
Acero de refuerzo longitudinal	4 $\phi^{1/2}$ "	6 $\phi^{1/2}$ "	8 $\phi^{1/2}$ "
Acero transversal	1 $\phi^{3/8}$ " @ 0.07 y 1 $\phi^{3/8}$ " @ 0.13	1 $\phi^{3/8}$ " @ 0.09 y 1 $\phi^{3/8}$ " @ 0.20	1 $\phi^{3/8}$ " @ 0.06 y 1 $\phi^{3/8}$ " @ 0.125

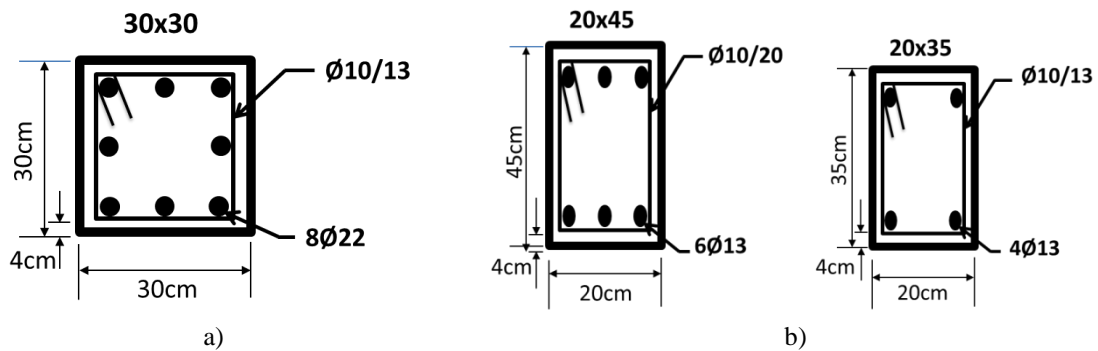


Figura 4.8 a) sección transversal de columnas y b) sección transversal típica de vigas Nivel 1

Edificio de cinco niveles

Este caso es una vivienda multifamiliar de cinco niveles, constituida por un sistema porticado de hormigón armado, contiene una escalera interna y discontinuidad en el diafragma con cuatro entrantes en la plano horizontal (Figura 4.9), con características de diseño y construcción de los años 60 (1968), típica de la zona de la ciudad de Barquisimeto. En este trabajo se ha establecido como edificio de cinco niveles (ME5) y se encuentra diseñado bajo los requerimientos de la norma sísmica venezolana.

La altura de entrepiso es de 2.70 m cada uno y posee un área total de 283 m². La planta de toda la estructura medida a partir de los ejes es de 25.01 m de ancho (dirección X) por 13.55 m de largo (dirección Y), tiene una altura total de 13.50 m (Figura 4.10b). Las losas nervadas armadas en una dirección con espesor de 0.25 m, compuestas por bloques de arcilla, con tabiquería de bloques de hormigón de espesor 0.15 m. El edificio es simétrico respecto a los ejes X e Y y regular en elevación, no obstante posee entrantes en el plano horizontal o aberturas en planta (Figura 4.9).

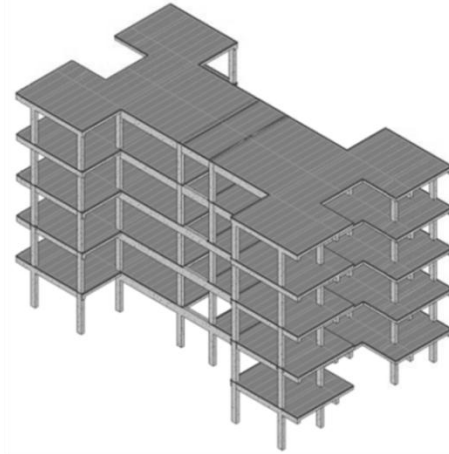


Figura 4.9 Esquema en 3D del modelo de edificio de cinco niveles (ME5)

Posee trece secciones o áreas de elementos, las columnas son cuadradas y disminuye 10 cm cada dos niveles, las vigas son de secciones rectangulares para el nivel 1. En la Figura 4.11 se muestra las secciones típicas y sus dimensiones se dan en la Tabla 4.4; para los niveles adyacentes el área y el acero de refuerzo varían de acuerdo al nivel y dirección del eje resistente. Las losas se encuentran armadas en la dirección Y, estableciendo que las vigas principales se encuentren en la dirección X y vigas secundarias en la dirección Y (Figura 4.10a). La presencia de dos áreas entrantes en cada dirección X e Y son la principal causa de la irregularidad que causan el aumento de la respuesta torsional. En este sentido, se consideró el eje Y el más flexible, porque presenta menor inercia y mayor área de entrantes, mientras que para el análisis de la capacidad se obtuvo la respuesta de los ejes resistente verticales más cercano al centro de masa como la columna C3 y la columna B1 correspondiente a una esquina del entrante y más flexible.

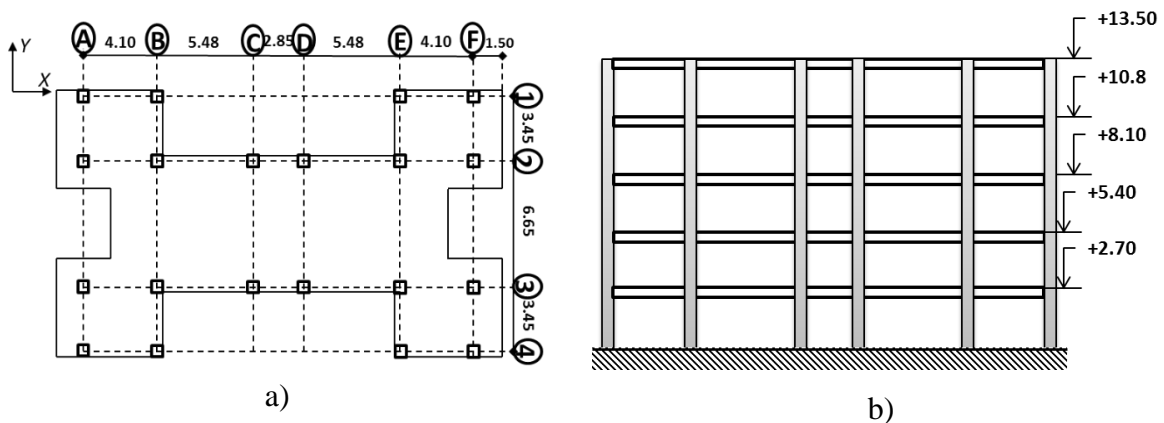


Figura 4.10 Planta y alzado de edificio de cinco niveles (dimensiones en m)

Tabla 4.4 Geometría de las secciones del edificio de cinco niveles, para el primer nivel.

<i>Propiedades del material</i>	<i>Viga en dirección X</i>	<i>Viga en dirección Y</i>	<i>Columna</i>
Secciones hormigón (m)	0.30 x 0.60	0.30 x 0.55	0.60 x 0.60
Acero de refuerzo longitudinal	8 Φ 7/8"	8 Φ 7/8"	10 Φ 7/8"
Acero transversal	1 Φ 3/8" @ 0.20m	1 Φ 3/8" @ 0.20m	1 Φ 3/8" @ 0.12m

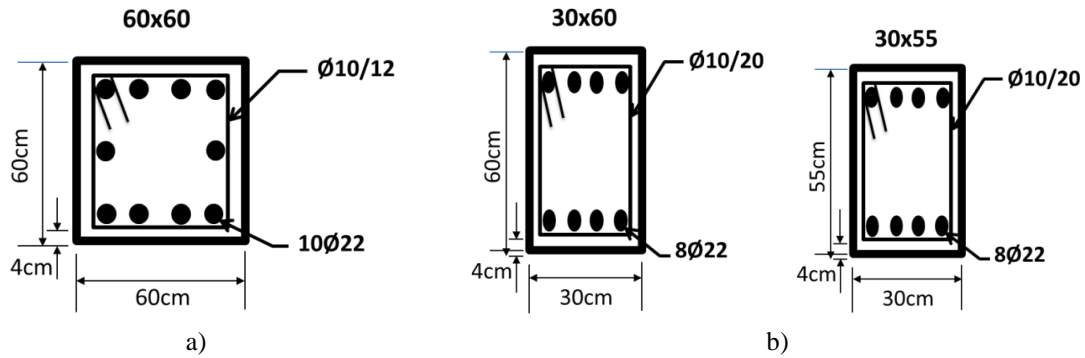


Figura 4.11 a) sección de columnas y b) sección típica de vigas Nivel 1

Edificio de ocho niveles

Este edificio corresponde una estructura de uso residencial, la cual se compone de una configuración geométrica en planta en forma de L con esquinas entrantes en planta, conformando un edificio de 8 niveles, llamado modelo ME8. (Figura 4.12).

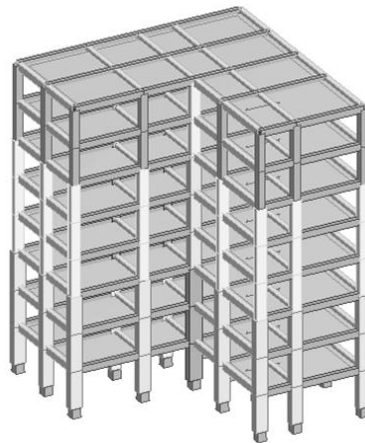


Figura 4.12 Esquema en 3D del modelo de edificio de ocho niveles (ME8)

Esta estructura posee un área total en planta de 270 m². El sistema resistente a cargas verticales adoptado en la estructura se encuentra definido por pórticos de hormigón armado, con elementos principales de vigas y columnas que varían, las cuales se tomaron a partir de un edificio existente conformado por 8 niveles de uso residencial

ubicado en la ciudad y diseñado con las normas sísmicas vigentes COVENIN 1756 (2001). En este caso las dimensiones de columnas y vigas para el primer nivel se muestran en la Tabla 4.5. En el sentido X de la edificación se cuenta con 5 ejes resistentes y de forma similar 5 ejes resistentes en el sentido Y, en la Figura 4.13 se muestra la vista planta de la estructura propuesta, con una altura de entrepiso de 3.10 m.

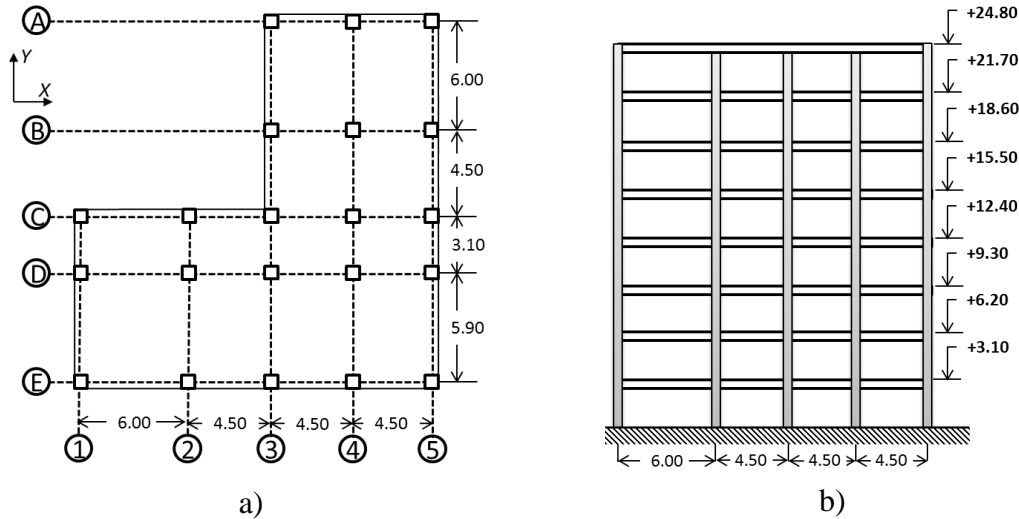


Figura 4.13 Planta y alzado de edificio de ocho niveles (dimensiones en m)

El sistema de losas de entrepiso y techo están conformados por losas nervadas armadas en una dirección de 0.25 m de espesor orientadas conforme al eje Y, donde se contempló el uso de bloques de arcilla para la construcción de losas.

Tabla 4.5 Geometría de las secciones del edificio de ocho niveles, nivel 1 eje E y eje 5

<i>Propiedades del material</i>	<i>Viga en dirección X</i>	<i>Viga en dirección Y</i>	<i>Columna</i>
Secciones hormigón (m)	0.40 x 0.60	0.40 x 0.55	0.60 x 1.00
Acero de refuerzo longitudinal	8 Φ 7/8"	8 Φ 3/4"	16 Φ 7/8"
Acero transversal	1 Φ 3/8" @ 0.13m y 1 Φ 3/8" @ 0.28m	1 Φ 3/8" @ 0.20m	1 Φ 3/8" @ 0.12m

4.3.2 Edificios modelados

De forma paralela al análisis de los tres edificios existentes, se ha considerado interesante el estudio de tres edificios virtuales. Así, el grupo de modelos de edificios porticados de hormigón armado propuestos para el análisis torsional consiste en tres edificios caracterizados por diferentes configuraciones. El primero es un modelo de edificio con

planta rectangular, mientras que el segundo y tercero la tienen irregular y tienen respectivamente un entrante (en forma de U) y dos entrantes (en forma de H). Llamamos a estos edificios como MR1, MU2 y MH3 respectivamente. Los tres edificios son de hormigón armado de 6 niveles y altura de entrepiso de 3.00 m; se partió de una geometría regular en planta que contempla tres vanos en dirección X que definen cuatro pórticos espaciado cada 6 m y tres vanos en la dirección Y, definiendo cuatro pórticos espaciado cada 5 m. (ver Figura 4.14).

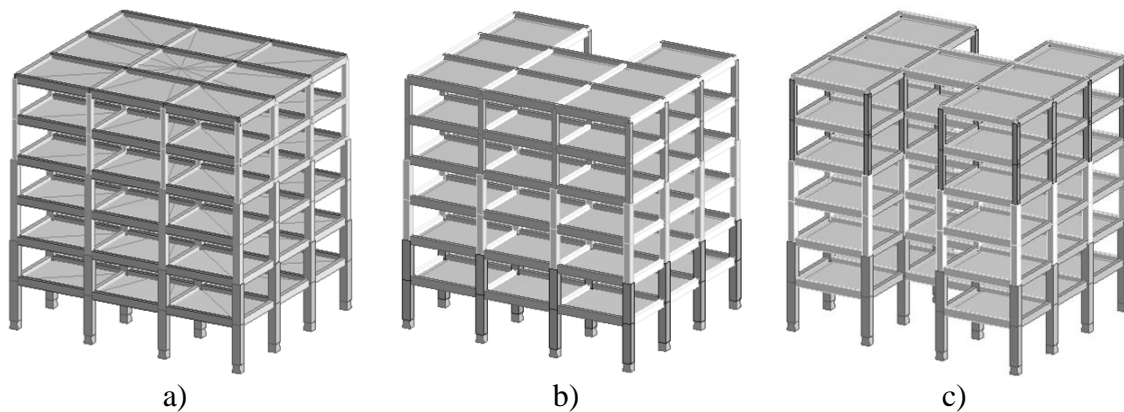


Figura 4.14 Esquema 3D de los modelos virtuales de las estructuras de seis niveles, a) regular, sin entrante: MR1, b) con un entrante: MU2, c) con dos entrantes: MH3.

El sistema de losas de entrepiso y techo consiste en losas nervadas unidireccionales de 0.20 m de espesor total orientadas conforme al eje Y (ver Figura 4.15), donde se contempló el uso de bloques de arcilla para la construcción. Se definen dos tipos de pórticos; los orientados según el eje X, que cumplen funciones de carga y los orientados según el eje Y, que cumplen funciones de arriostramiento lateral.

La altura total de los edificios es de 18.00 m para un total de 6 niveles (ver Figura 4.15d). Mientras que, como se ha comentado más arriba, la configuración en planta de las estructuras varía (ver Figura 4.15).

El diseño de los edificios se realizó conforme a los procedimientos convencionales contemplados en la norma COVENIN 1756 (2001), suponiendo que los edificios se encuentran emplazados en una zona de elevada peligrosidad sísmica, clasificada como zona 5 con una aceleración horizontal de diseño de 0.3g y suelo rígido (perfil S2). Por homogeneidad, para la acción sísmica esperada, se han escogido las mismas condiciones que para los edificios existentes. El proyecto sismo-resistente de los elementos y nodos se llevó a cabo tomando en consideración las recomendaciones de la

norma COVENIN 1753 (2006). Obteniendo el detallado y dimensionamiento de las columnas y vigas para el nivel 1 de los edificios como se presentan en la Tabla 4.6.

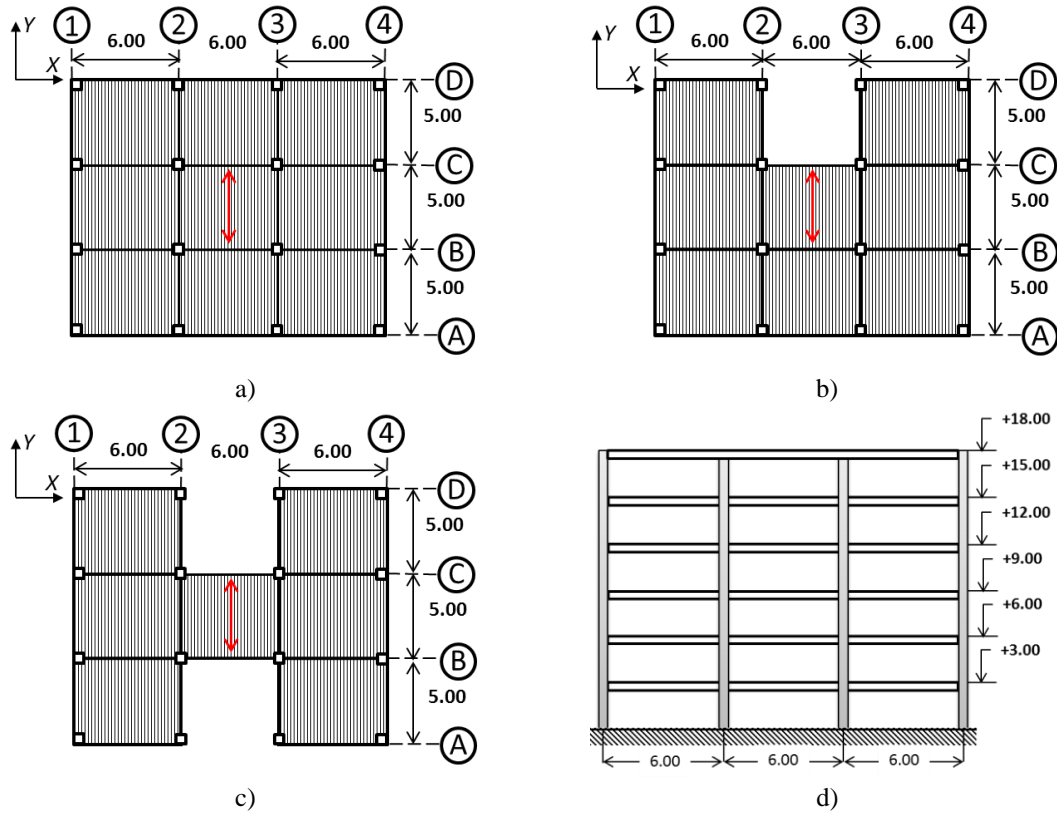


Figura 4.15 Planta de los edificios de seis niveles, a) sin entrantes: MR1, b) con un entrante: MU2, c) con dos entrantes: MH3 y d) alzado de los mismos (dimensiones en m)

Tabla 4.6 Geometría de las secciones de los edificios de seis niveles MR1, MU2, MH3, nivel 1 eje A

Edificio	Propiedades del material	Viga en dirección X	Viga en dirección Y	Columna
MR1				
MU2	Secciones hormigón (m)	0.30x 0.60	0.30 x 0.55	0.60 x 0.60
MH3	Acero de refuerzo longitudinal	8 Φ 7/8"	6 Φ 7/8"	10 Φ 7/8"
MR1	Acero transversal	1 Φ 3/8" @ 0.14 m y 1 Φ 3/8" @ 0.28 m	1 Φ 3/8" @ 0.13 m y 1 Φ 3/8" @ 0.26 m	1 Φ 3/8" @ 0.10 y 1 Φ 3/8" @ 0.13 m
MU2	Acero de refuerzo longitudinal	6 Φ 7/8"	6 Φ 7/8"	10 Φ 7/8"
MU2	Acero transversal	1 Φ 3/8" @ 0.14 m y 1 Φ 3/8" @ 0.28 m	1 Φ 3/8" @ 0.13 m y 1 Φ 3/8" @ 0.26 m	1 Φ 3/8" @ 0.10 y 1 Φ 3/8" @ 0.13 m
MH3	Acero de refuerzo longitudinal	6 Φ 5/8"	4 Φ 5/8"	10 Φ 7/8"
MH3	Acero transversal	1 Φ 3/8" @ 0.14 m y 1 Φ 3/8" @ 0.28 m	1 Φ 3/8" @ 0.13 m y 1 Φ 3/8" @ 0.26 m	1 Φ 3/8" @ 0.10 y 1 Φ 3/8" @ 0.13 m

4.3.3 Definición de variables de configuración estructural de los edificios

La regularidad o irregularidad de un edificio queda sujeta a lo establecido en algunas normas sísmicas mencionados en el capítulo 3, según la extrema excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez, la flexibilidad del sistema de losas o diafragma, las aberturas en plantas o los entrantes presentes en planta, que producen cambios bruscos en la capacidad resistente. La norma COVENIN 1756 (2001) aplica consideraciones en el análisis y el diseño de los edificios con entrantes, si se producen determinadas relaciones en las configuraciones. En la Tabla 4.7 se resumen los valores calculados para las configuraciones de edificios en estudio según la forma de la planta. En esta tabla, se detallan diferentes relaciones de aspecto, para los edificios existentes y modelados, indicando los casos en qué la norma sísmica considera como de irregularidad aceptable.

Tabla 4.7 Relación aspecto de longitudes y de áreas de entrantes para las configuraciones analizadas

Modelo	Área circunscripta (A)	Área entrante (a)	Longitud (L)	Longitud entrante (l)	l/L (%)	a/A (%)	COVENIN 1756 Considera Irregularidad
ME2	116.28	4.18	13.50	1.1	8.15	3.60	✗
ME5	338.89	113.0	13.55	3.69	27.23	33.34	✓
ME8	380.25	110.25	19.5	10.50	53.85	28.99	✓
MR1	270.0	0	0	0	0	0	✗
MU2	270.0	30	18	6	33,33	11,11	✗
MH3	270.0	60	18	6	33,33	22,22	✗

Según las configuraciones en planta mostradas en la Tabla 4.7, los modelos ME2, MU2 y MH3 no sobrepasan los valores establecidos en la norma venezolana para considerar los edificios irregulares con diafragma flexible y, por lo tanto, son consideradas como estructuras regulares; Sin embargo las configuraciones ME8 y ME5 sobrepasan el 40% para la relación de aspecto de longitudes y el 30% para la relación de áreas respectivamente según el apartado “Planta con esquinas entrantes o retrocesos excesivos en las esquinas” y el criterio mostrado en la Tabla 3.2. Otros códigos de proyecto sismo-resistente son más exigentes al considerar un menor porcentaje de abertura en cuanto a la relación de aspecto de longitudes y áreas de entrantes. De esta forma, las configuraciones con entrantes (ME2, MU2, MH3) se analizaron tomando en cuenta su proyecto como edificios regulares con diafragmas rígidos y las proyectadas

considerando las recomendaciones para estructuras irregulares con diafragma flexible (ME5, ME8), de esta manera se obtuvo un conjunto de edificios proyectados que consideran los dos criterios: regularidad y distintos grados de irregularidad.

4.4 Propiedades del modelado de los edificios

4.4.1 Inelasticidad de los elementos

Los modelos matemáticos en 3D de los edificios o sistemas estructurales, se desarrollaron para el análisis no lineal utilizando el programa SeismoStruct (Seismosoft 2004); un software de elementos finitos, elemento basado en fibra, que es capaz de realizar análisis dinámico y estático no lineal, teniendo en cuenta las no linealidades geométricas, los efectos P- Δ y la inelasticidad del material. La inelasticidad distribuida se usó para el modelado no lineal de los miembros (Vigas y Columnas), mediante el uso de modelos de elementos de fibra "*enfoque de fibras*".

El "*enfoque de fibras*" puede representar el comportamiento de las secciones transversales, donde cada fibra es asociada a una relación uniaxial esfuerzo-deformación; el estado seccional de esfuerzo-deformación de los elementos viga-columna es obtenido mediante la integración de la respuesta esfuerzo-deformación uniaxial no lineal de las fibras individuales en las cuales ha sido subdividida la sección, en la Figura 4.16 se esquematiza la discretización de una sección transversal típica de hormigón armado.

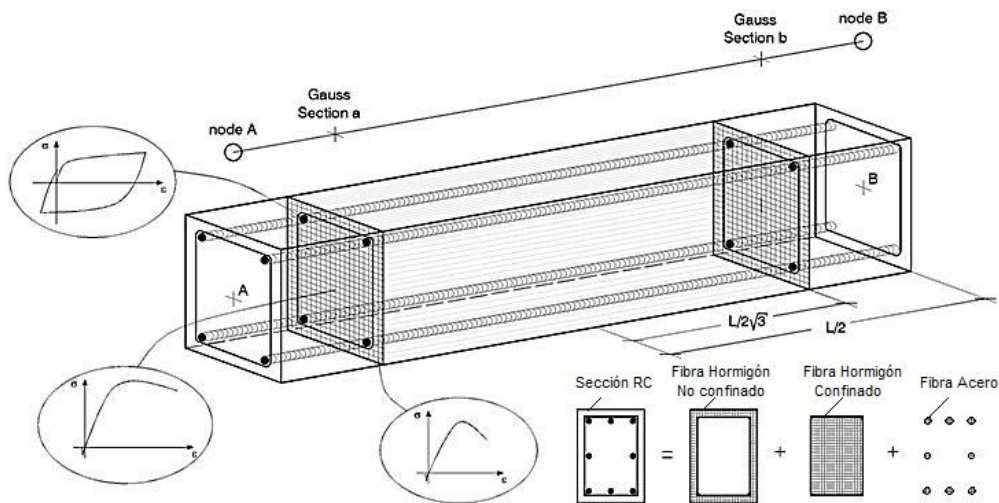


Figura 4.16 Discretización de una sección típica del modelo de fibras de hormigón armado (adaptado de Seismosoft 2004)

Los modelos matemáticos de los edificios, se simularon mediante un conjunto de elementos de pórticos inter-conectados, utilizando dimensiones de eje y la incorporación de inelasticidad distribuida del material a través de la formulación basada en desplazamiento (DB). Cada elemento se discretiza en sub-elementos con dos puntos de integración de Gauss-Legendre cada uno, como se presenta en la Figura 4.16, las secciones transversales representan detalles de secciones como el recubrimiento y núcleo de hormigón y el acero de longitudinal.

Por lo tanto, se definen los puntos de integración respectivos y, a cada fibra, se le asigna una relación apropiada del material constitutivo. Cada sección se ha definido de 300 fibras para el edificio de dos niveles ME2 y de 150 fibras para los modelos de mediana a gran altura (ME5, ME8, MR1, MU2, MH3). Esta opción fue tomada debido a que los modelos de estos edificios son significativamente más pesados, en términos de tamaño de la memoria del programa, que el modelo de edificio de dos niveles, permitiendo la disminución del tiempo de ejecución del análisis. Otras discusiones sobre la discretización de una sección transversal de hormigón armado se han formulado (Calabrese *et al.* 2010).

Seguidamente, cada miembro estructural se subdividió en cuatro elementos. La inelasticidad del material generalmente se desarrolla en los bordes de los miembros, por lo que su longitud es más pequeña, con el fin de modelar con mayor precisión la formación de articulaciones o rotulas plásticas. El tipo de subdivisión del miembro, en función de su longitud total, es del 15% -35% -35% - 15%, tal y como se representa en la Figura 4.17.

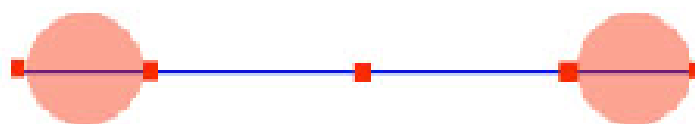


Figura 4.17 Subdivisión del elemento estructural en cuatro partes

4.4.2 Materiales

Para el hormigón armado se representó con un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante, que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander *et al.* (1988) y las leyes cíclicas de Martínez y Elnashai (1997). Los efectos del confinamiento

provisto por el acero de refuerzo transversal son incorporados mediante las leyes expuestas en Mander *et al.* (1988), en las cuales se supone una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones.

Se toma una resistencia máxima a la compresión del hormigón para el edificio de 2 niveles ME2 de 21 Mpa y para los edificios de 5, 6 y 8 niveles (ME5, ME8, MR1, MU2, MH3) de 25 Mpa y, para todos los edificios, se supone un factor de confinamiento de 1.2 y no confinado de 1, mientras que el módulo de elasticidad se determina por la ecuación $15100 * \sqrt{f'_C}$, referido en la norma de diseño venezolana COVENIN 1753 (2006). El modelo constitutivo utilizado para el hormigón confinado y no confinado de los edificios se encuentra representado en la Figura 4.18.

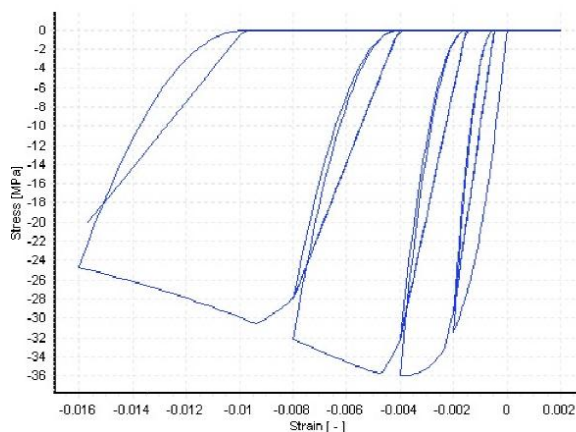


Figura 4.18 Modelo constitutivo y propiedades del hormigón armado según Mander *et al.* (1988)

Mientras que para el acero de refuerzo se trata de un modelo uniaxial, sobre la base de una relación esfuerzo-deformación simple propuesta por Menegotto y Pinto (1973), enriquecida con las leyes de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou *et al.* (1983). Su utilización debe ser limitada al modelado de estructuras de hormigón armado. Para este modelo constitutivo, las propiedades del acero de refuerzo consideradas son un módulo de elasticidad (E) de 200000 Mpa y un esfuerzo cedente máximo de 415 Mpa, para los modelos de estructuras estudiadas. El modelo constitutivo para el acero de refuerzo, es representado en la Figura 4.19.

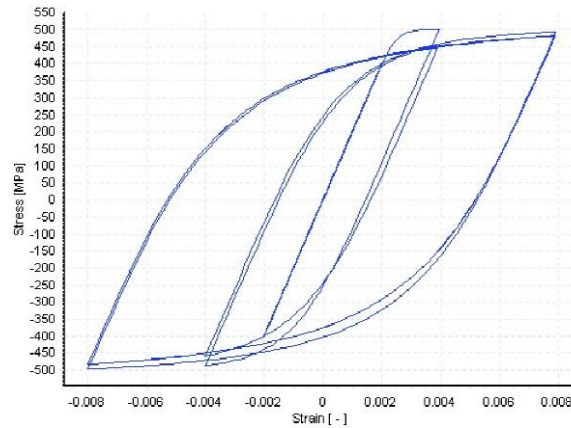


Figura 4.19 Modelo constitutivo y propiedades del acero de refuerzo según Menegotto y Pinto (1973)

4.4.3 Masa y cargas

Las cargas establecidas en las diferentes configuraciones estructurales, son las cargas de servicio de peso propio, carga permanente (C_p) y carga variable (C_v) calculadas según los requerimientos de diseño o proyecto de viviendas multifamiliares establecido en la norma COVENIN 2002 (1988), la estimación de cargas permanente (C_p) de los modelos se representan de forma resumida en la Tabla 4.8.

Por otro lado, para las losas de entrepiso en viviendas multifamiliares la carga variable (C_v) es de 1716 Pa, mientras para la losa de techo es de 980.70 Pa. Asimismo, para los modelos ME2 y ME5 se estimó la carga variable de 2942 Pa y la carga permanente que ejerce la escalera sobre la viga, está última en función del peso del hormigón y del espesor de la misma.

Tabla 4.8 Cargas permanente de servicio para las estructuras analizadas

<i>Edificios</i>	<i>Carga C_p (Pa)</i>	
	<i>Losa Entrepiso</i>	<i>Losa Techo</i>
<i>ME2</i>	5050	3579
<i>ME5</i>	6031	4560
<i>ME8</i>	5649	4374
<i>MR1, MU2, MH3</i>	5296	3825

Una estrategia para el modelado de masas concentradas es aplicada a las estructuras estudiadas, donde se distribuyen las masas en los nodos junta viga-columna de acuerdo con el área contribuyente respectiva. El total de las masas en los seis edificios del entre-

piso y el techo junto a su centro de masa se muestran en la Tabla 4.9. Las cargas de gravedad por peso propio son calculadas automáticamente por el programa empleado.

Tabla 4.9 Peso y centro de masas de las estructuras analizadas

Edificio	Peso entrepiso (ton)	Peso de techo (ton)	Centro de masa	
			X(m)	Y(m)
ME2	61.62	46.96	6.22	3.62
ME5	163.73	119.87	12.51	6.78
MR1	229.76	178.80	9.00	7.50
MU2	209.55	163.65	9.00	7.03
MU3	189.34	183.94	9.00	7.50

4.4.4 Amortiguamiento

En los análisis dinámicos no lineales, el amortiguamiento histerético, es habitualmente responsable de la disipación de la mayoría de la energía sísmica, se encuentra incluido implícitamente en la formulación del modelo con fibras no lineales de los elementos inelásticos de pórtico. Existe, sin embargo, una cantidad relativamente pequeña de amortiguamiento no histerético que es también movilizado durante la respuesta dinámica de las estructuras, a través de fenómenos como la fricción entre elementos estructurales y no estructurales, fricción en las fisuras abiertas del hormigón, entre otros, que puede no haber sido considerado en el análisis del modelo. Tradicionalmente, dichas fuentes modestas de disipación de energía han sido consideradas mediante el uso del amortiguamiento de Rayleigh (Chopra 2007).

No obstante, existe cierto grado de desacuerdo en la comunidad científica/ingenieril respecto del uso del amortiguamiento viscoso equivalente para representar fuentes de disipación de energía que no se encuentren incluidos explícitamente en el modelo. De hecho, algunos autores sugieren fuertemente evitar todo uso del mismo, mientras que Priestley y Grant (2005) recomiendan su uso, pero no mediante el amortiguamiento de Rayleigh, que es proporcional tanto a la rigidez como a la masa, sino a través del uso de amortiguamiento proporcional a la rigidez solamente. Al respecto, para considerar posibles fuentes de amortiguamiento, se establece en los modelos matemáticos de los edificios modelados lo propuesto por Priestley y Grant (2005) de un amortiguamiento proporcional a la rigidez tangencial de 5 %.

4.4.5 Modelo del diafragma

Estudios como los de Bhatt (2011) consideran que las losas nervadas de los edificios poseen gran rigidez en el plano en comparación a la deflexión fuera del plano y, por lo tanto, proponen que una forma segura y óptima es modelar las losas como un diafragma rígido. En este trabajo, se considera esta simplificación y los diafragmas se modelaron mediante la imposición de restricciones cinemáticas en los desplazamientos laterales de todos los nodos en cada piso, representando tres movimientos de cuerpo rígido de las plantas respectivas, es decir, dos de traslación horizontal y una rotación perpendicular al plano de la planta. Esto reduce significativamente el número de grados de libertad y, por lo tanto, aumenta la eficiencia del proceso de análisis.

Por lo tanto, para modelar el efecto de diafragma rígido de la losa en los edificios se consideró la opción de restricciones nodales con funciones de penalización o *penalty*. El exponente de la función de *penalty* utilizado fue 10^7 . En modelos donde existen elementos estructurales de gran rigidez, no es necesario que los coeficientes *penalty* sean demasiado grandes; una amplia investigación sobre estas funciones se indica en el estudio de Pinho *et al.* (2008).

4.5 Análisis no lineal o inelástico aplicado.

Los sistemas o modelos analíticos son estructuras en tres dimensiones (3D) que contienen elementos interconectados de vigas y columnas para realizar los análisis inelásticos. En principio dos clases de análisis no lineales en los modelos analíticos de los edificios se han realizado. El primer grupo representa una serie de análisis estático no lineal utilizando análisis pushover adaptativo (Antoniou y Pinho 2004a). El segundo grupo de análisis consiste en el análisis dinámico no lineal incremental (Vamvatsikos y Cornell 2002). Asimismo, con el fin de calcular los modos de vibración de los modelos analíticos, se realizó también el análisis elástico a cada edificio.

4.5.1 Análisis estático no lineal para sistemas tridimensionales

Este análisis se emplea para estimar la capacidad horizontal de los modelos analíticos en estudio, desempeñándose como un método que tiene en cuenta la disminución de la

rigidez de la estructura y la elongación de su período (Antoniou y Pinho 2004a), como se desarrolló en la sección 2.4.2.

Análisis pushover estático adaptativo 3D (APA)

Las fuerzas laterales pseudo-estáticas que varían de forma incremental, se aplicaron en el análisis no lineal pushover adaptativo en forma de patrones de carga proporcionales a la masa modal. Las cargas se aplicaron de forma independiente en las dos direcciones de traslación ortogonales (X e Y) con signos positivo y negativo del vector de carga (X, X-, Y+, Y-), resultando en cuatro análisis para cada edificio. El desplazamiento objetivo se calculó para cada edificio eligiendo el mayor valor en cada dirección.

El análisis pushover adaptativo o análisis no lineal incremental adaptativo que se aplica en este trabajo se encuentra basado en fuerzas y no considera amplificación espectral. Imponiendo un único vector de fuerza en la estructura en todos los nodos viga-columna en cada planta. Las cargas (fuerzas) se aplicaron a cada nodo con el fin de tener en cuenta el movimiento de torsión del plano en edificios asimétricos. Por otra parte, los puntos de desempeño se calcularon para cada curva de pushover. El algoritmo se basa en lo planteado por Antoniou y Pinho (2004a) y encuentra implementado en el programa de elementos finitos utilizado para el análisis no lineal.

4.5.2 Análisis dinámico no lineal para sistemas tridimensionales

El estudio de Vamvatsikos y Cornell (2002), estableció que, en un análisis dinámico incremental, la estructura es sometida a una serie de análisis time-history no lineales de intensidad creciente; por ejemplo, se amplifica progresivamente la aceleración pico del suelo desde un valor bajo de respuesta elástica hasta alcanzar algún estado límite post-fluencia predefinido. Los valores pico de corte basal son luego graficados con respecto a sus respectivos desplazamientos en el techo de la estructura para cada uno de los análisis dinámicos, dando origen a la llamada curva envolvente IDA, como se desarrolló ampliamente en el capítulo anterior.

Análisis dinámico Incremental (IDA)

El objetivo del IDA, en nuestro caso, es obtener una medida del daño de la estructura incrementando la intensidad de la acción sísmica. Por lo que se procedió a realizar el

análisis dinámico incremental, a los modelos de edificios en estudio con diferentes niveles de intensidad sísmica (PGA) considerando intervalos que se incrementaron hasta el valor de 0.40g que definen un rango de niveles de intensidad sísmica para los sismos especificados en la sección 4.2.2. Este análisis se llevó a cabo utilizando el programa Seissoft (2004).

En el análisis dinámico no lineal incremental, similar al análisis estático pushover adaptativo, se utilizaron cuatro diferentes combinaciones (X+ Y+), (X+ Y-), (X- Y+), (X- Y-) y los acelerogramas se aplicaron de forma bidireccional (X) e (Y) para cada modelo analítico o edificio de estudio. Es decir, para los edificios existentes, de dos y cinco plantas (ME2 y ME5), se utilizaron los seis acelerogramas híbridos y artificiales, para un conjunto de 8 intensidades sísmicas, desde 0.05g hasta 0.40g con un incremento de 0.05g. Efectuando un total de 96 análisis que corresponden a 6 acelerogramas x 4 combinaciones x 2 direcciones x 2 edificios. Luego fue considerada como la respuesta del edificio, la respuesta media entre todos los análisis para cada nivel de intensidad. Definiendo la curva de capacidad envolvente IDA, los desplazamientos globales, los desplazamientos relativos de entrepiso, los momentos y rotaciones en función del PGA.

En el caso de los modelos matemáticos propuestos con diferentes configuraciones en planta de seis niveles (MR1, MU2, MH3) y para el edificio existente de ocho plantas (ME8). Se utilizaron tres registros sísmicos (S1, S3 y S5), cada uno escalados para valores de PGA de 0.05g hasta 0.40g con incremento 0.05g. Por lo tanto, se efectúan un total de 72 análisis dinámicos de los edificios de seis niveles que corresponden a: 3 acelerogramas x 4 combinaciones x 2 direcciones de análisis x 3 estructuras, mientras que para el edificio de ocho niveles se efectúan 24 análisis. Una vez más, la respuesta media entre todos los análisis para cada nivel de intensidad se consideró como la respuesta de referencia del edificio correspondiente, definida para la curva envolvente IDA, los desplazamientos globales y los desplazamientos relativos de entrepiso en función del PGA.

El análisis de efectos torsionales, fue determinado a través de un proceso de discretización en la obtención de los momentos y rotaciones, definidos por la respuesta máxima de los elementos de columna del análisis IDA para los seis edificios estudiados (ME2, ME5, ME8, MR1, MU2, MH3), para el nivel planta baja o base del sistema y el primer nivel respectivamente; de igual forma, fue seleccionado un eje vertical o

columna desde el nivel planta baja hasta el nivel cubierta (techo) y cercano al centro de masa (CM) del edificio, con el fin de observar la evolución de la torsión del edificio en cada nivel. Finalmente, la respuesta media entre todos los análisis para cada acelerograma es considerada como la respuesta de referencia del edificio correspondiente.

4.5.3 Análisis dinámico de modos propios

En la determinación del comportamiento dinámico elástico se realizó el análisis modal (análisis de modos propios o eigenvalores), el cual permite definir características dinámicas como las frecuencias y los modos naturales de vibración de sistemas con múltiples grados de libertad en cada modelo analítico. Para este fin, en los edificios estudiados se utiliza el algoritmo de Lanczos (Hughes 1987), el cual es el recomendado para ello por el programa de elementos finitos utilizado.

En el caso del pushover adaptativo, la distribución de cargas laterales se actualiza en cada incremento del análisis conforme a las formas de los modos de vibrar y los factores de participación modal derivados de este análisis modal. Además, para el cálculo del vector de escala modal, se utiliza la combinación modal CQC (combinación cuadrática completa), puesto que en esta combinación los períodos se encuentran estrechamente espaciados y, por lo tanto, existe una buena correlación entre las formas modales.

4.6 Análisis del daño

El análisis pushover adaptativo o análisis no lineal incremental adaptativo (Elnashai 2001; Antoniou y Pinho 2004a; Papanikolaou y Elnashai 2005), en combinación con la metodología para calcular las curvas de fragilidad y el daño propuesto por Milutinovic y Trendafiloski (2003) y Lagomarsino y Giovinazzi (2006) en el marco del proyecto europeo Risk-UE y utilizada en Lantada *et al.* (2010) y Vargas *et al.* (2013), permite obtener las curvas de probabilidad de daño, es decir la vulnerabilidad sísmica y el daño esperado en los edificios. Por lo tanto, la capacidad horizontal de los edificios objeto de estudio, permite determinar las curvas y espectros bilineales, a partir de las que se establecen los umbrales de los estados daño a partir de los puntos de plastificación y de colapso, entendidos como aquellos puntos para los que la probabilidad de excedencia del daño es del 50 % (TABLA 2.5), luego, suponiendo que las curvas de fragilidad

siguen una distribución de probabilidad lognormal, se definen las curvas de fragilidad para los cuatro estados de daño, en función del desplazamiento espectral (S_d).

Asimismo, con el objetivo de realizar un análisis comparativo del daño en los diferentes sistemas, se implementó el modelo paramétrico de capacidad y los modelos de fragilidad y de daño basados en la degradación relativa de la rigidez secante con el desplazamiento y de la disipación relativa de energía (Pujades *et al.* 2015). Estos modelos de capacidad y de daño, se analizaron para todos los edificios a partir de la curva de capacidad o espectro de capacidad. Estas curvas permiten obtener los modelos de capacidad ajustados, los umbrales de daño basados en el índice de daño de Park y Ang así como las curvas de fragilidad basadas en este nuevo modelo de daño, que se cuantifica mediante el índice de daño (IDcc) en función del desplazamiento global. En el caso de la fragilidad y el nuevo índice de daño basado en capacidad (IDcc) de Pujades *et al.* (2015), los resultados fueron comparados y se contrastan con los usados en el proyecto europeo Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003; Lagomarsino y Giovinazzi 2006).

4.7 Resumen y discusión

Este capítulo es metodológico y se refiere a los criterios y a la metodología adoptada para evaluar la vulnerabilidad sísmica y daño esperado de edificios irregulares de hormigón armado. En primer lugar, se describe la acción sísmica probable del emplazamiento de los edificios y la selección de varios registros sísmicos en base al catálogo de PEER (2013) y a información disponible en la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (Funvisis); luego, mediante un proceso de selección, generación y ajustes se obtienen seis acelerogramas: tres son híbridos obtenidos en base a registros reales como los terremotos de (Tucacas, Friuli y Trinidad) pero adaptados y compatibilizados con el espectro de diseño del emplazamiento de los edificios correspondientes a un suelo tipo S2 y, tres son registros sísmicos artificiales generados en base a las funciones y algoritmos de Halldorsson y Papageorgiou (2005) y Gasparini y Vanmarcke (1976), con un espectro de respuesta compatible con el espectro de diseño, según las condiciones geológicas y geotécnicas del emplazamiento. Los acelerogramas híbridos corresponden a sismos con magnitudes $M_w \geq 6.0$. Luego, son definidos los seis edificios objeto de estudio. Se trata de edificios porticados en tres

dimensiones, considerando su irregularidad geométrica en planta (aberturas, áreas entrantes, retrocesos en esquinas). Las características de estos edificios son las típicas de la zona geográfica donde se considera la acción sísmica y se agruparon en dos formas: 1) edificios existentes y 2) edificios modelados irregulares. Luego estos edificios se clasifican según los requerimientos normativos venezolanos para la irregularidad y se detalla el proyecto de los elementos estructurales en el caso de los edificios existentes y, en el caso de los modelados, se describe la normativa venezolana aplicada para su diseño y proyecto elástico. De igual modo, se ha definido el sistema de losas o diafragmas de piso como un diafragma rígido bajo restricciones cinemáticas; también se definen en este capítulo las propiedades inelásticas de los elementos por el “enfoque de fibras” y los modelos constitutivos de los materiales según Mander *et al.* (1988) para el hormigón y Menegotto y Pinto (1973) para el acero de refuerzo. En este contexto, para obtener la respuesta sísmica se detallaron los procedimientos de análisis no lineal empleados, como el análisis pushover adaptativo (Antoniou y Pinho 2004a) aplicados en direcciones (X e Y) y el análisis dinámico incremental (Vamvatsikos y Cornell 2002). Se han utilizado seis acelerogramas para distintas intensidades y contenidos frecuenciales y cuatro combinaciones sísmicas que incluyen la aplicación bidireccional de cada registro sísmico. Es bien sabido que un efecto importante en las estructuras irregulares es la torsión, por lo tanto, a partir del análisis dinámico incremental se estiman estos efectos, obteniendo los momentos torsionales y la rotación en nivel con mayor demanda torsional y en un eje resistente o columna (CM) que proporciona el comportamiento torsional a medida que aumenta la altura del entrepiso. Por otro lado, se hizo énfasis en dos metodologías para la determinación del desempeño sísmico y el daño en los edificios en estudio, la primera a través de una combinación entre la capacidad sísmica y las funciones de fragilidad propuestas en el marco del proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003; Lagomarsino y Giovinazzi 2006), permitiendo obtener el índice de daño medio, que luego es contrastado con un índice de daño nuevo basado en la capacidad (Pujades *et al.* 2015).

Capítulo 5: ESTUDIO DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS IRREGULARES EN PLANTA

5.1 Introducción

El desempeño sísmico y/o el comportamiento resistente de los edificios luego de un movimiento del terreno, se estudia aquí partiendo de la respuesta estructural que se calcula utilizando modelos tridimensionales sometidos tanto a un análisis no lineal estático (pushover) como a un análisis no lineal dinámico (time-history). Estos pueden ser procesos laboriosos y de alta demanda computacional, pero el resultado es deseable desde el punto de vista de la ingeniería sísmica. Este capítulo contiene los resultados del análisis modal y del análisis inelástico, como las curvas de capacidad, desplazamientos y efectos de torsión en los ejes resistentes, obtenidos mediante dos procedimientos no lineales: el análisis pushover adaptativo (APA) realizado en las direcciones (X e Y) en sentido positivo y negativo, así como el análisis dinámico incremental (IDA) utilizando 6 acelerogramas y cuatro combinaciones sísmicas; ambos análisis han sido realizados sobre sistemas estructurales en tres dimensiones (3D). Los sistemas o modelos son, en primer lugar, edificios existentes de dos niveles ME2 y cinco niveles ME5, en segundo término tres sistemas propuestos de 6 niveles basados en las características geométricas típicas de los edificios de la zona geográfica donde se considera la acción sísmica, Barquisimeto, Venezuela, que incluyen variaciones en la configuración de la planta (MR1, MU2, MH3), con el fin de realizar análisis comparativos de la respuesta torsional. Adicionalmente, se estudiaron los efectos torsionales del edificio ME8 y sus resultados se encuentran en el ANEXO II.

5.2 Propiedades dinámicas de los edificios estudiados

Las propiedades modales de los modelos estudiados se presentan en la Tabla 5.1, donde pueden verse los periodos fundamentales de las estructuras y los porcentajes de

participación de masa efectiva en las direcciones (X) e (Y); no se consideró la dirección vertical Z.

Tabla 5.1 Periodos y porcentajes de masas modales efectivas del ME2 y ME5

Modo	MODELO ME2			MODELO ME5		
	Período (s)	Masa modales efectivas		Período (s)	Masa modales efectivas	
		U _x (%)	U _y (%)		U _x (%)	U _y (%)
1	0.345	88.41	0.345	0.418	0.00	75.13
2	0.327	0.18	0.327	0.369	0.00	0.00
3	0.28	0.22	0.28	0.369	75.67	0.00
4	0.118	9.01	0.118	0.141	0.00	12.18
5	0.116	0.07	0.116	0.128	12.04	0.00
6	0.098	0.02	0.098	0.125	0.00	0.00

El modelo ME2 tiene el periodo fundamental de 0.345 s para el primer modo de vibración y está caracterizado por la traslación en la dirección X. El segundo modo tiene el periodo de 0.327 s y se presenta una ligera traslación en la dirección X así como también en Y, mientras que para el tercer modo, el período es de 0.28 s y el movimiento es completamente torsional. En la Figura 5.1 se muestran los modos de vibración del modelo ME2.

Para el modelo ME5, el período fundamental de la estructura es de 0.418 s con un movimiento traslacional puro en la dirección Y, mientras que para el período de 0.369 s el movimiento (véase la Figura 5.2) es torsional, en el tercer modo con periodo de 0.369 s, el movimiento es completamente traslacional en la dirección X según se aprecia en la Figura 5.2. El análisis modal confirma la característica torsional presente para los primeros modos de vibración en edificios con aberturas o irregularidades en planta, ocurriendo principalmente en las estructuras donde el centro de masa no coincide con el centro de rigidez, por ejemplo ME2.

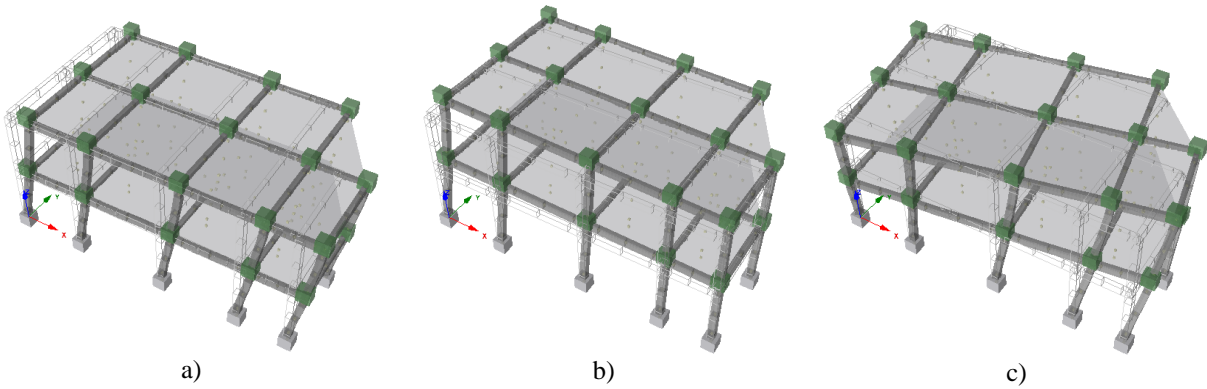


Figura 5.1 Deformada del modelo ME2 para los primeros modos de vibración en a) traslacional, b) traslacional y torsión, c) torsional

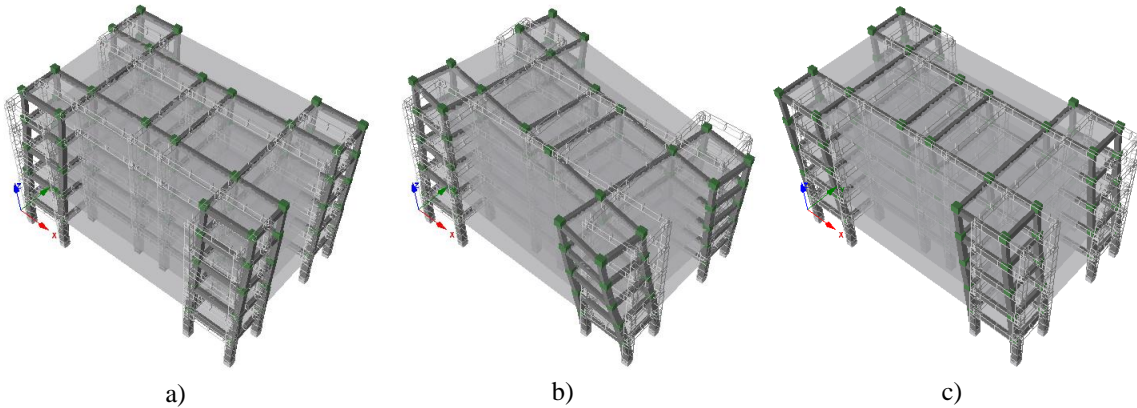


Figura 5.2 Deformada del modelo ME5 para los primeros modos de vibración en a) traslacional, b) torsional, c) traslacional

5.3 Curvas de capacidad de los edificios

Se presentan de forma resumida, en las siguientes secciones, los resultados del análisis estático pushover adaptativo (APA) y del análisis dinámico incremental (IDA) de los modelos ME2 y ME5.

5.3.1 Modelo ME2

La Tabla 5.2 y Tabla 5.3 muestran los resultados de la curva de capacidad media del análisis estático (APA) y dinámico (IDA) en términos de cortante basal vs desplazamiento para la columna B1 de la Figura 4.7 y en adelante será la columna (C14) del edificio ME2. Los resultados obtenidos para el patrón de cargas estático son muy similares al dinámico en el rango elástico hasta aproximadamente $0.15g \sim 0.20g$. Para intensidades sísmicas mayores, la curva pushover estático presentó valores de corte basal y desplazamiento que sobreestiman en análisis dinámico en la dirección X y ligeramente más pequeños en la dirección Y; para este último, los valores se aproximan. Ambas curvas de capacidad del APA e IDA, se muestran en las Figura 5.3 (a) y (b),

revelando en el rango inelástico la presencia de plastificación y formación de rotulas plásticas en los elementos.

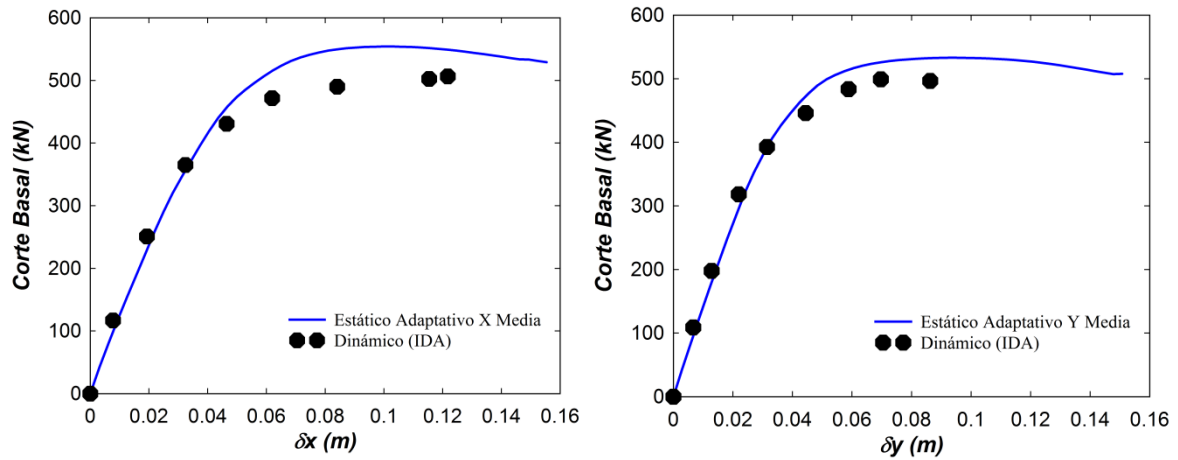


Figura 5.3 Curvas de capacidad en dirección a) X y b) Y, del edificio o modelo ME2

Las curvas de capacidad media de pushover estático adaptativo en las direcciones (X) e (Y), se obtienen de las curvas en sentido positivo y negativo para cada dirección. Se observa en la Tabla 5.2 una menor rigidez en la dirección X y mayores desplazamientos en la cubierta de techo, mientras que, al aumentar la rigidez en la dirección Y, los desplazamientos disminuyen. La capacidad resistente a fuerzas laterales es mayor en las curvas en dirección X y, según se muestra en las Figura 5.3 (a) y (b) para el análisis APA el cortante basal máximo ocurre aproximadamente para un PGA de 0.35g ~ 0.40g, mientras que el corte basal último se encuentra un poco más de 0.40g.

Tabla 5.2 Valores de la curva media del análisis pushover estático adaptativo del edificio (ME2)

Dirección	Rigidez inicial (kN/m)	Corte basal V_{max} (kN)	δ_{Vmax} (m)	Corte basal V_u (kN)	δ_u (m)
(X)	11603	554.16	0.0998	529.05	0.1554
(Y)	13260	533.07	0.0937	507.85	0.1507

Las curva de capacidad media del análisis dinámico incremental (IDA), son obtenidas de las curvas envolventes IDA para cuatro combinaciones sísmicas (X+ Y+), (X+ Y-), (X- Y+), (X- Y-) aplicadas de forma bidireccional (X) e (Y). Se observa en la Tabla 5.3 que, de forma similar al análisis APA, el corte basal y los desplazamientos son mayores en la dirección X y que estos disminuyen en la dirección Y para los distintos PGA.

Tabla 5.3 Valores de la curva de capacidad media del análisis dinámico incremental IDA del ME2

Intensidad	Dirección X		Dirección Y	
	Corte Basal (V) (kN)	δ_{Techo} (m)	Corte Basal (V) (kN)	δ_{Techo} (m)
0.05g	116.90	0.0078	109.02	0.0066
0.10g	250.92	0.0193	197.98	0.0128
0.20g	430.80	0.0464	392.60	0.0314
0.30g	490.13	0.0841	483.75	0.0589
0.35g	502.55	0.1154	499.22	0.0697
0.40g	506.45	0.1217	496.50	0.0862

5.3.2 Modelo ME5

Se representan en la Figura 5.4 (a) y (b), las curvas de capacidad media en términos de corte basal vs desplazamiento para un eje resistente externo representado por la columna B1 de la Figura 4.10, en adelante la columna C18 del modelo de cinco niveles, tanto para el análisis pushover estático adaptativo (APA) como para el análisis dinámico incremental (IDA).

En la Figura 5.4 (a) y (b), se observa que la curva de capacidad del pushover adaptativo APA se encuentran ligeramente por encima de las curvas envolventes IDA en la dirección (X) e (Y). Además, existe una notable aproximación en el rango elástico hasta 0.15g de estas curvas en ambas direcciones, mientras que en el rango inelástico se produce un ligero desfase entre las curvas, debido a la plastificación de los elementos para cada análisis. Los valores de rigidez, corte basal y desplazamiento en la cubierta para el análisis APA son representados en la Tabla 5.4, donde se observa que existe mayor rigidez y menor desplazamiento lateral en la dirección X, en contraste con la rigidez en la dirección Y que disminuyó pero el desplazamiento lateral aumentó. Se confirma que el aumento de ejes o líneas resistente en una dirección incrementa la capacidad resistente lateral para éste modelo analítico en la dirección X.

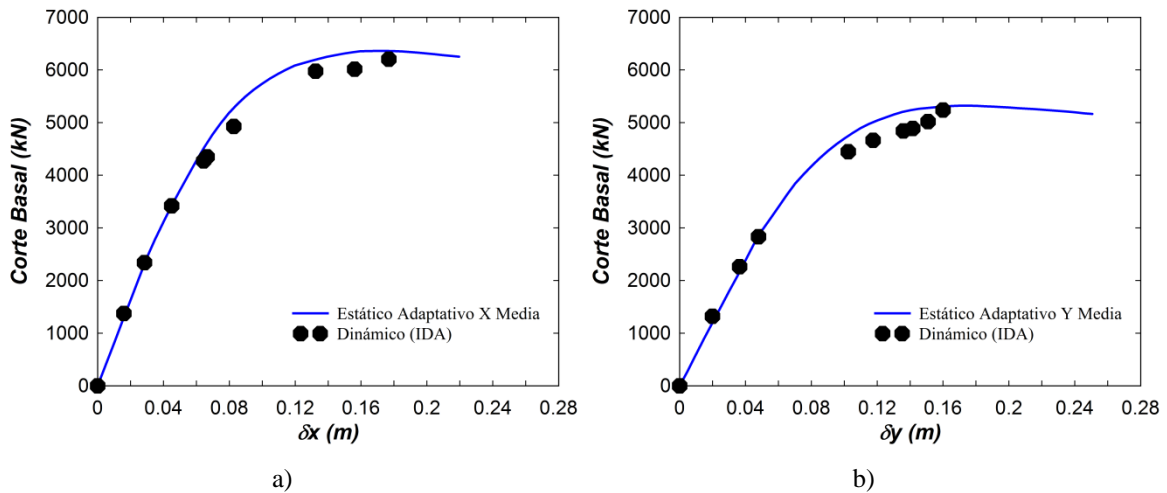


Figura 5.4 Curvas de capacidad en dirección a) X y b) Y, del edificio o modelo ME5

De igual manera, se observa que la capacidad resistente a fuerzas laterales es mayor en la dirección X (Figura 5.4) y que, según el análisis APA e IDA, el cortante basal máximo ocurre entre un PGA de 0.40g ~ 0.45g.

Tabla 5.4 Envolvente media del análisis pushover estático adaptativo (APA) del edificio o modelo ME5

Dirección	Rigidez inicial (kN/m)	Corte basal V _{max} (kN)	$\delta_{V_{max}}$ (m)	Corte basal V _u (kN)	δ_u (m)
(X)	78981	6362.38	0.1695	6254.23	0.2195
(Y)	59094	5322.76	0.1754	5165.16	0.2506

Los resultados del análisis dinámico son representados para cada PGA en la Tabla 5.5 y obtenidos a partir de la media de las curvas envolventes IDA para las cuatro combinaciones sísmicas y los seis registros sísmicos o acelerogramas.

El comportamiento del corte basal es mayor en dirección X con respecto a la dirección Y. De estos resultados se observa que el corte basal último (V_u) del análisis APA se ajusta al corte basal del análisis IDA para un PGA de 0.45g en ambas direcciones, pero los desplazamiento últimos del análisis APA son mayores que los desplazamientos últimos obtenidos del análisis IDA. Asimismo, se observaron que los desplazamientos globales del IDA son mayores en dirección Y que en la dirección X hasta un PGA de 0.35g; luego se produce una plastificación generalizada de algunos elementos resistentes, lo que permitió un cambio súbito en este comportamiento, ocurriendo un aumento de los desplazamientos en la dirección X con respecto a la dirección Y a partir de un PGA de 0.40g.

Tabla 5.5 Valores de la curva envolvente media del análisis dinámico incremental IDA del ME5

Intensidad	Dirección X		Dirección Y	
	Corte Basal (V) kN	δ_{Techo} (m)	Corte Basal (V) kN	δ_{Techo} (m)
0.05g	1373.63	0.0160	1321.21	0.0199
0.10g	2342.29	0.0285	2264.02	0.0365
0.20g	4273.51	0.0644	4447.81	0.1024
0.30g	4928.73	0.0827	4842.90	0.1358
0.40g	6014.68	0.1561	5020.67	0.1508
0.45g	6206.10	0.1768	5239.01	0.1599

5.4 Curvas de desplazamiento lateral de los edificios

Los resultados mostrados en la siguiente sección son obtenidos a partir de los análisis estáticos APA y el dinámico IDA, los mismos permiten establecer una comparación para evaluar el desempeño.

5.4.1 Modelo ME2

En la Figura 5.5 son representados los desplazamientos globales para el análisis APA para los ejes resistentes próximos al centro de masa, como la columna C2 de la Figura 4.7 y en adelante la (C8), así como un eje externo como la columna B1 y en adelante (C14) que corresponde a un eje del entrante en planta. En general, se obtienen mayores desplazamiento en el eje resistente cercano al centro de masa y los desplazamientos inelásticos se mantienen dentro de un rango de 0.09 m a 0.115 m para el cortante basal máximo.

La Tabla 5.6 muestra un resumen de la media máxima de los desplazamientos de dos ejes resistentes (C8 y C14). Se observa que los desplazamientos globales del eje próximo al CM (C8) presentan mayor desplazamiento en la dirección Y, mientras que en la dirección X existen leves diferencias entre los desplazamientos de los ejes resistentes según la Figura 5.5a. Para el eje resistente externo C14 estos resultados son contrarios al CM, siendo mayor los desplazamientos en la dirección X; esto nos permite inducir una primera observación de los posibles problemas de torsión que pueden existir en el modelo ME2 con entrante en planta.

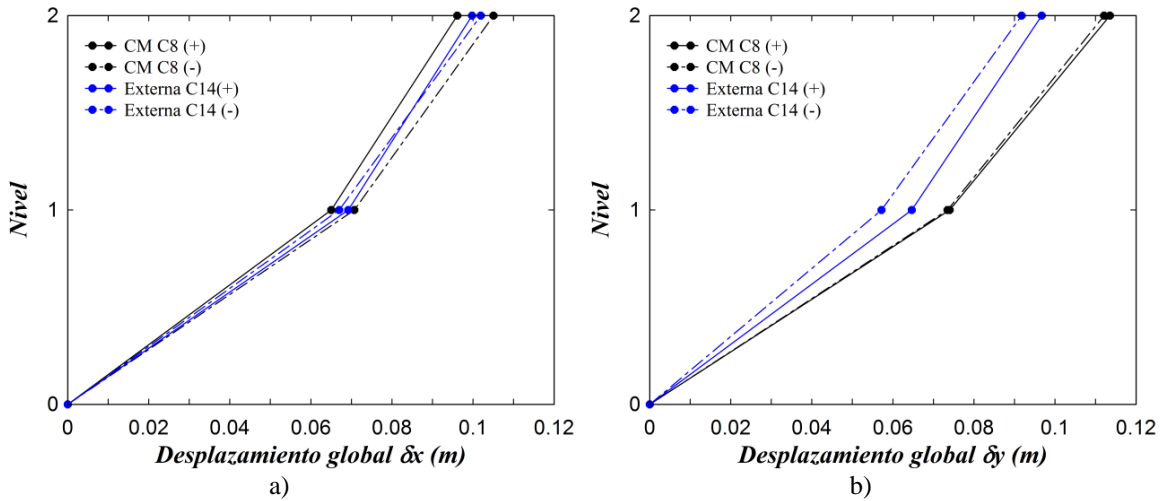


Figura 5.5 Desplazamientos globales de cubierta del análisis estático en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME2)

Tabla 5.6 Media de desplazamientos globales y relativos del análisis APA (ME2)

Columna	δx_{Vmax} (m)	δy_{Vmax} (m)	Desplazamiento relativos X (%)	Desplazamiento relativos Y (%)
C8	0.0961	0.1135	0.02167	0.02467
C14	0.0998	0.0937	0.02306	0.02154

La Figura 5.6 representa los desplazamientos relativos para cada nivel, observando que los mismos se amplifican en el nivel 1 en ambas direcciones y sobreestiman el límite de 0.018 establecido en la norma venezolana COVENIN 1756 (2001), lo que indica que, son elementos susceptibles de sufrir daños por deformaciones para esta estructura con estas características.

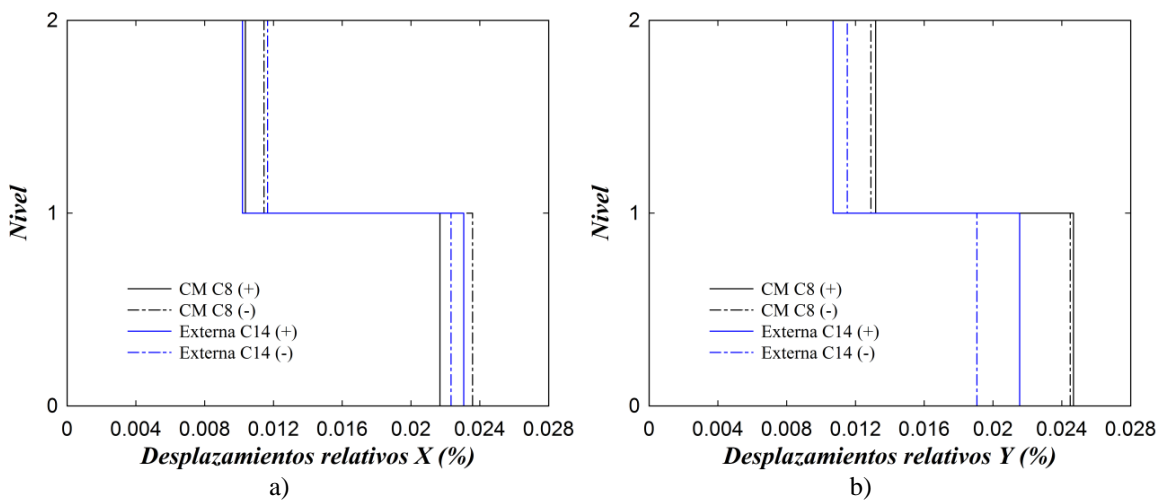


Figura 5.6 Desplazamientos relativos en (%) del análisis estático en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME2)

Los desplazamientos globales para el eje resistente C14 en términos de PGA mostrados en la Figura 5.7, obtenidos del análisis dinámico incremental, presentaron un límite máximo de aproximadamente 0.13 m para la dirección X y de 0.10 m para la dirección Y, lo que permite una semejanza con los desplazamientos obtenidos del análisis estático. En la Figura 5.7 se observa una mayor dispersión en los resultados de los desplazamientos globales en la dirección X con respecto a la dirección Y del modelo ME2.

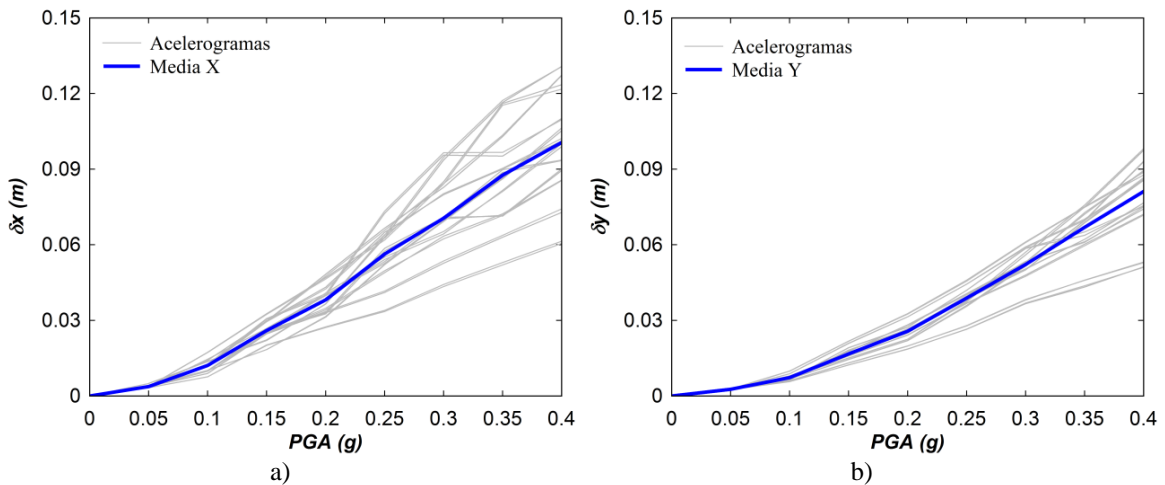


Figura 5.7 Desplazamientos globales de cubierta del análisis dinámico en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME2)

Otra forma de representar gráficamente los desplazamientos relativos de entrepiso en términos de PGA se muestra en la Figura 5.8, representados para la media de los seis acelerogramas para el nivel 1 y el nivel 2 del modelo ME2, observando una tendencia en los desplazamientos relativos para cada nivel de acuerdo a su media.

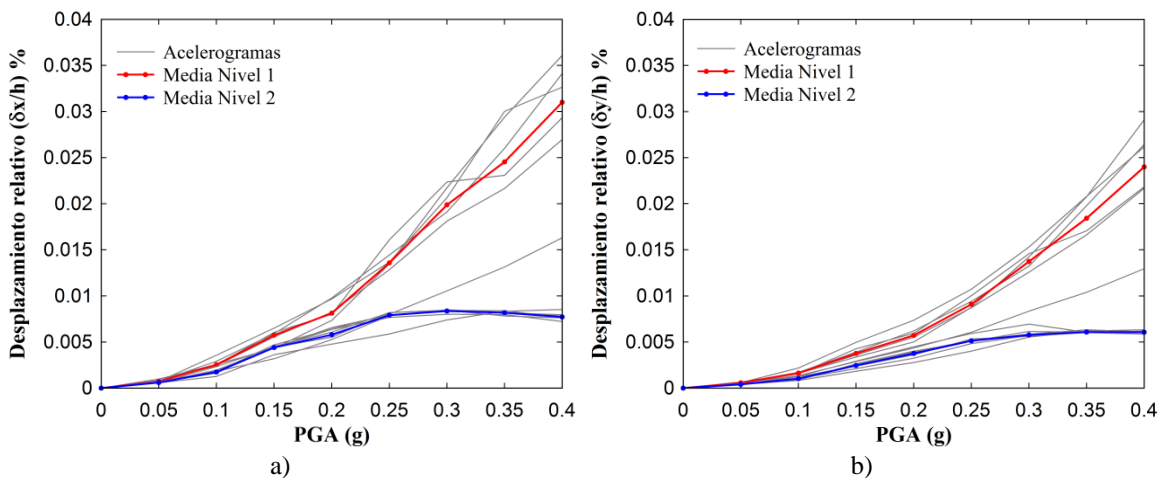


Figura 5.8 Media de desplazamientos relativos en (%) en términos de PGA del análisis dinámico en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME2)

La Tabla 5.7 muestra los resultados de la Figura 5.8 representados por la media de los desplazamientos relativos para 6 intensidades sísmicas. Se observa que, de forma progresiva a la intensidad del PGA, aumentaron los desplazamientos relativos, siendo el mayor desplazamiento relativo para el nivel 1.

Tabla 5.7 Media de desplazamientos relativos del análisis IDA en términos de PGA (ME2)

Nodo	Intensidad (PGA)	Desplazamientos relativos X (%)		Desplazamientos relativos Y (%)	
		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 1	Nivel 2
C14	0.05g	0.0007	0.0006	0.0006	0.0004
	0.10g	0.0025	0.0018	0.0016	0.0010
	0.20g	0.0081	0.0058	0.0057	0.0038
	0.30g	0.0199	0.0084	0.0137	0.0058
	0.35g	0.0245	0.0082	0.0184	0.0061
	0.40g	0.0310	0.0077	0.0240	0.0061

Estos resultados sobrestiman para un PGA de 0.30g el límite de desplazamientos relativos en la dirección X de la citada norma COVENIN 1756 (2001), indicando daños significativos para un sismo con esta magnitud o intensidad. Ahora bien, realizando el análisis comparativo respecto al análisis estático adaptativo se encuentra que, los desplazamientos relativos se asemejan en la dirección X para un PGA de 0.35g y en la dirección Y para 0.40g.

5.4.2 Modelo ME5

En la Figura 5.9 son representados los desplazamientos globales por el análisis APA para los ejes resistentes próximos al centro de masa como la columna C3 de la Figura 4.10 y en adelante la (C7) y un eje externo como la columna B1 y en adelante (C18) que corresponde a un eje del entrante en planta. Los desplazamientos globales presentaron una ligera diferencia entre los ejes resistentes C7 y C18 en la dirección X, mientras que en la dirección Y fueron similares. Estos desplazamientos inelásticos se encuentran en un rango de 0.16 m a 0.18 m que corresponden al corte basal máximo (ver Figura 5.9).

La Tabla 5.8 muestra un resumen de la media máxima de los desplazamientos globales y relativos de los dos ejes resistentes. Se observa que para el eje resistente C18 ocurrió un mayor desplazamiento global en la dirección Y. Para este análisis, el

comportamiento de los desplazamientos fue mayor en la dirección Y con respecto a la dirección X para los ejes resistentes considerados.

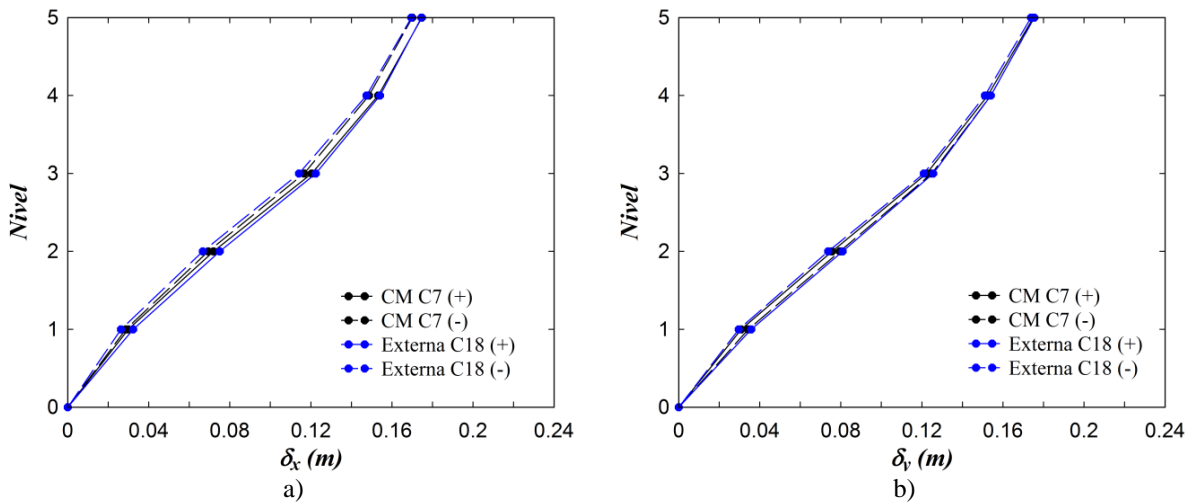


Figura 5.9 Desplazamientos globales de cubierta del análisis estático en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME5)

Tabla 5.8 Media de desplazamientos globales y relativos del análisis APA (ME5)

Columna	$\delta_{x_{vmax}}$ (m)	$\delta_{y_{vmax}}$ (m)	Desplazamiento relativo X (%)	Desplazamiento relativo Y (%)
C7	0.1747	0.1750	0.01794	0.01728
C18	0.1695	0.1754	0.01759	0.01749

En la Figura 5.10 se muestran gráficamente los desplazamientos relativos inelásticos para cada nivel, observando que se amplifican en el nivel 3 para ambas direcciones. Asimismo los desplazamientos relativos se encuentran por debajo del límite 0.018 establecido en la norma venezolana COVENIN 1756 (2001).

Los desplazamientos globales en términos de PGA obtenidos del análisis dinámico incremental se representan en la Figura 5.11, mostrando un máximo de aproximadamente 0.18 m en la dirección X y 0.21 m en la dirección Y. Así mismo se observa un mayor desplazamiento global en la dirección Y con respecto a la dirección X a partir de un PGA de 0.25g para el ME5. Este comportamiento es coherente con los desplazamientos obtenidos del análisis estático; se observa que existen acelerogramas para los que se alejan en más del 10% de la media de desplazamiento. Otra forma de representar gráficamente los desplazamientos relativos de entrepiso en términos de PGA

se muestra en la Figura 5.12, en la que cada nivel desde el 1 hasta el 5 del sistema ME5, está representado por la media de los seis acelerogramas y clasificado por color.

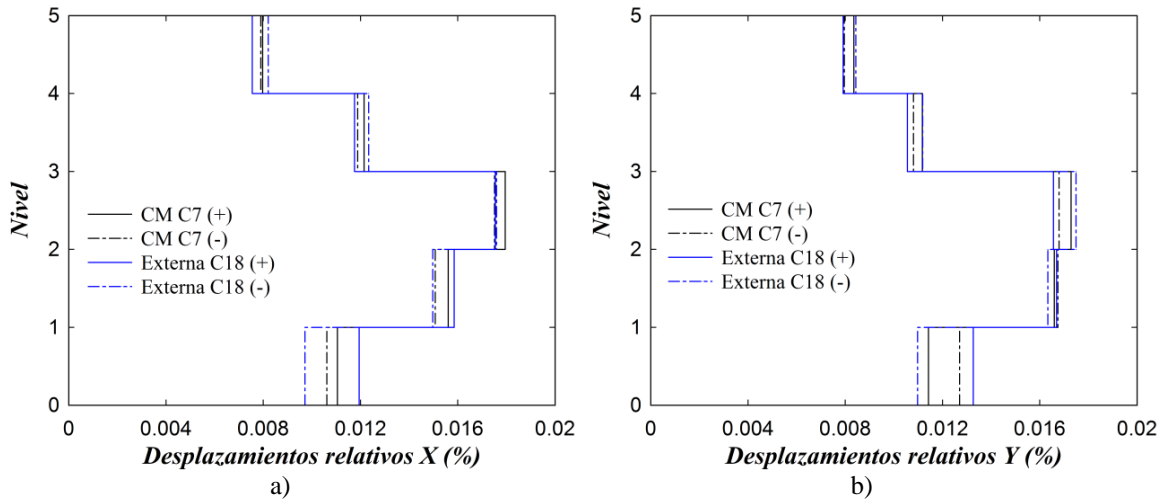


Figura 5.10 Desplazamientos relativos máximos en (%) del análisis estático en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME5)

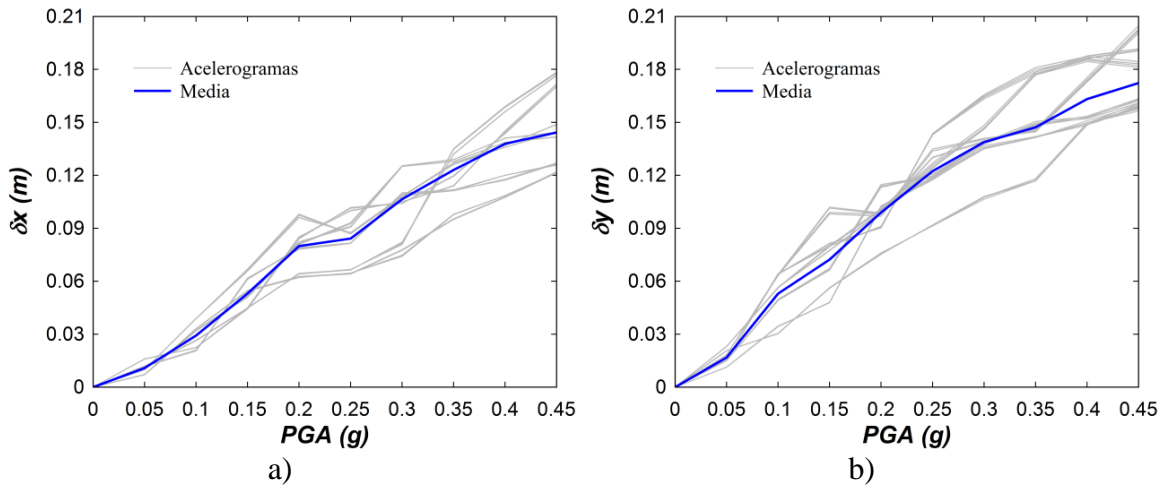


Figura 5.11 Desplazamientos globales de cubierta del análisis dinámico en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME5)

Se observa en la Figura 5.12, que el mayor de los desplazamientos relativos de entrepiso ocurre en el nivel 3 para ambas direcciones correspondiente a la mitad de la altura total del edificio.

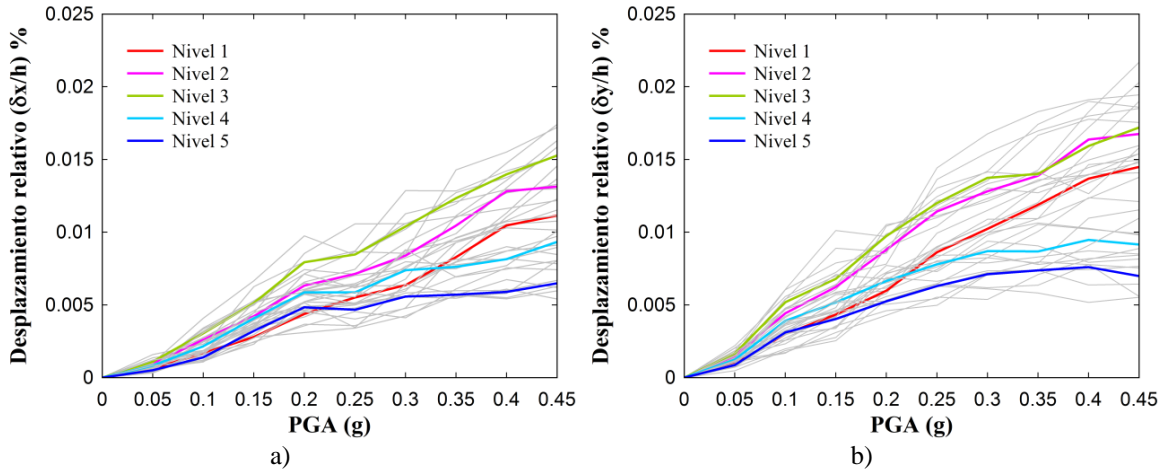


Figura 5.12 Media de desplazamientos relativos en (%) en términos de PGA del análisis dinámico en a) Dirección X, b) Dirección Y del edificio o modelo (ME5)

La Tabla 5.9 presenta la media de los desplazamientos relativos para los 6 acelerogramas. Se observa que, de forma progresiva al PGA, aumentan los desplazamientos relativos y solo para un PGA de 0.40g el desplazamiento relativo de nivel 2 sobrepasa el del nivel 3 en la dirección Y. Por otro lado, los resultados de los desplazamientos relativos no sobrestiman el límite establecido por la norma venezolana COVENIN 1756 (2001), de tal manera que la estructura evaluada en el rango inelástico se encuentra dentro del límite de confiabilidad estructural según citada norma. Se observa que, para ambos análisis APA y el análisis IDA, los desplazamientos relativos se encuentra por debajo del límite establecido por la noma venezolana; así mismo para un PGA de 0.45g el desplazamiento relativo máximo del nivel 3 del IDA se asemeja a del análisis APA.

Tabla 5.9 Media de desplazamientos relativos del análisis IDA en términos de PGA (ME5) para diferentes intensidades

Nodos	Intensidad (PGA)	Desplazamientos relativos X (%)					Desplazamientos relativos Y (%)				
		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5
C18	0.05g	0.0006	0.0010	0.0011	0.0008	0.0005	0.0010	0.0015	0.0017	0.0012	0.0009
	0.10g	0.0017	0.0026	0.0030	0.0022	0.0014	0.0030	0.0044	0.0052	0.0039	0.0031
	0.20g	0.0044	0.0063	0.0079	0.0059	0.0048	0.0060	0.0088	0.0097	0.0066	0.0052
	0.30g	0.0064	0.0084	0.0104	0.0074	0.0056	0.0102	0.0128	0.0137	0.0087	0.0071
	0.35g	0.0083	0.0105	0.0123	0.0076	0.0057	0.0119	0.0139	0.0140	0.0087	0.0074
	0.40g	0.0105	0.0128	0.0140	0.0082	0.0059	0.0137	0.0164	0.0159	0.0095	0.0076
	0.45g	0.0111	0.0131	0.0153	0.0093	0.0065	0.0145	0.0168	0.0172	0.0092	0.0070

5.5 Evaluación de la respuesta torsional en planta de los edificios existentes

Un análisis significativo de los edificios que poseen aberturas o áreas entrantes en planta a partir del análisis por desempeño, tiene que considerar la torsión y rotación de los ejes resistentes verticales como las columnas que, en gran parte, son los elementos que mantienen la estabilidad estructural. A continuación se describe la demanda torsional de cada modelo.

5.5.1 Modelo ME2

Los momentos torsores fueron determinados en la planta baja (cota +0.00) con el objetivo de analizar el desempeño y la torsión. En las Figura 5.13 (a) al (f) se observa el comportamiento torsional para los seis acelerogramas. Inicialmente se muestra un comportamiento lineal hasta un PGA aproximado de 0.15g; las líneas rojas representan los momentos máximos encontrados en las columnas (C5, C8, C10, C14), principalmente en las esquinas adyacentes al área entrante; las líneas azules representan una escala de momentos intermedio presentes en las columnas; y, finalmente, las líneas verdes representan los momentos de torsión menores.

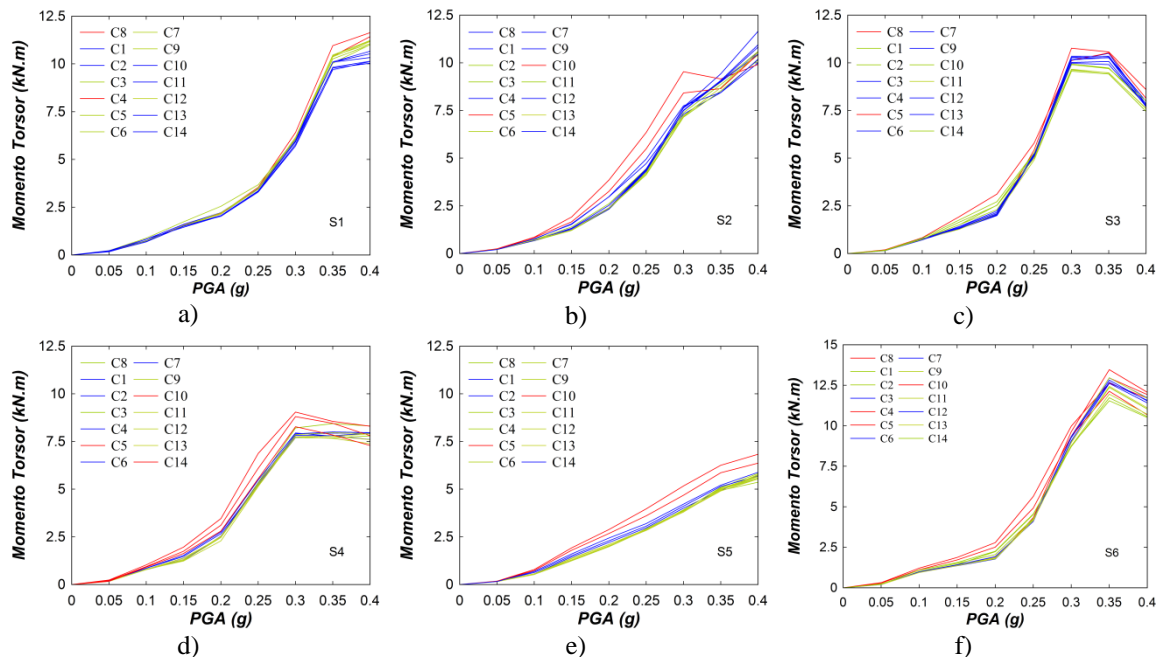


Figura 5.13 Momentos torsores en planta del modelo ME2 para los acelerogramas a) S1, b) S2, c) S3, d) S4, e) S5, f) S6

La Tabla 5.10 muestra los valores de los momentos y rotaciones máximos y mínimos calculados en planta para el modelo ME2. Se diferencian en cada elemento el comportamiento torsional obtenido a partir de los acelerogramas representados en la Figura 5.13.

Tabla 5.10 Comportamiento de los momentos y rotaciones en planta ME2

Intervalo de Momento (kN.m)	Columnas	M _{Max} (kN.m)	M _{Min} (kN.m)	Intervalo de rotaciones ϕ (Rad)	Columnas	ϕ_{Max} (rad)	ϕ_{Min} (rad)
M < 6	*			$\phi < 0.0018$	*		
6 ≤ M ≤ 8.2	C3, C4, C6, C7, C9, C12	10.77 (C8)	3.80 (C12)	$0.0018 \leq \phi \leq 0.0024$	C7, C9, C13	0.0034 (C14)	0.0011 (C12)
M > 8.2	C5, C8, C10, C14			$\phi > 0.0024$	C4, C5, C8, C10, C14		

*Para este rango las columnas presentan una tendencia dispersa y no fue posible clasificarlo

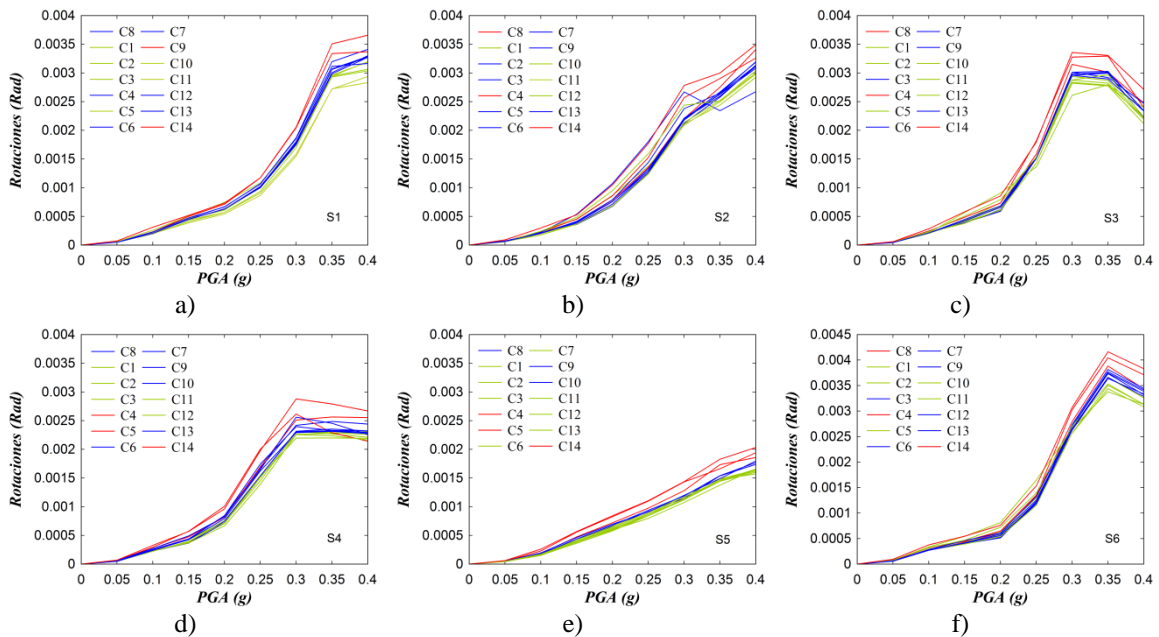


Figura 5.14 Rotaciones máximas en planta Nivel 1 para los acelerogramas a) S1, b) S2, c) S3, d) S4, e) S5, f) S6 del Modelo ME2

Las rotaciones en planta se determinan para el Nivel 1 (cota +3.00 m) y se representan en la Figura 5.14 (a) al (f); con un comportamiento similar al de los momentos las máximas rotaciones se encuentran en las columnas adyacentes a las áreas entrantes. Se observa la tendencia de los efectos que tienen los acelerogramas sobre la estructura ME2; para un acelerograma con características como el S5 (Friuli-Italia) se ocasionan

rotaciones bajas. Lo contrario ocurrió con el S6 (Tucacas-Vzla) que es un acelerograma con características geológicas y geotectónicas próximas a la zona geográfica de los edificios en estudios que, según reportes, ocasionó daños significativos en las columnas de las estructuras de hormigón armado de la zona (Mata *et al.* 2015). Así mismo se evidencia que, tanto en las representaciones gráficas de los momentos y rotaciones, el comportamiento tiende a ser lineal hasta un PGA de 0.15g ~ 0.20g y luego comienza un comportamiento desacoplado inherente al rango inelástico.

A fin de observar los momentos en planta para cada acelerograma, se realizó una representación en barras según la Figura 5.15 de los momentos torsos en planta correspondientes a un PGA de 0.30g, observando la ocurrencia de los momentos torsos máximos y mínimos según la acción sísmica impuesta y confirmando el desempeño de ésta estructura según lo anteriormente expuesto.

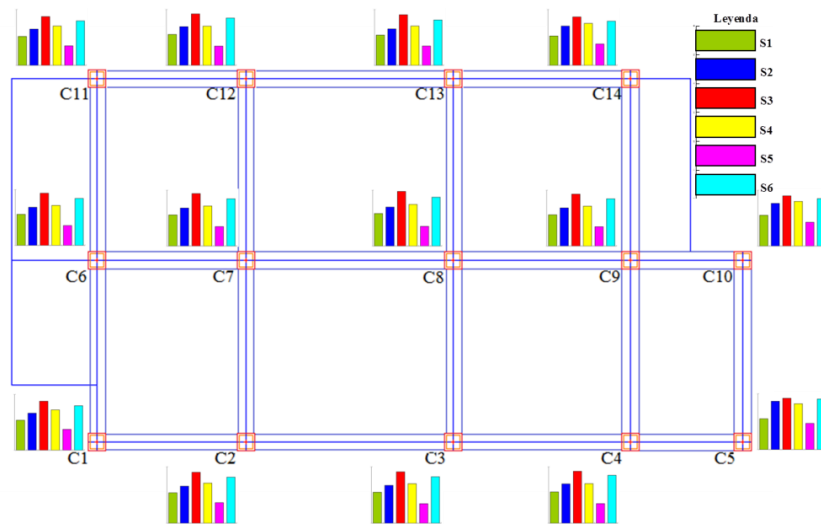


Figura 5.15 Representación en planta de los momentos torsos para un PGA de 0.30g del Modelo ME2

Por otro lado, es posible representar los momentos torsos para el eje resistente C8 desde el nivel 1 al 2. En la Figura 5.16 se muestra una disminución del momento torsor a medida que aumenta la altura del edificio; se observa una amplificación de los momentos en el nivel 1 de la estructura para los seis acelerogramas. En términos generales, se observa cómo los efectos de los acelerogramas 3 y 6 causaron los máximos momentos torsos en las columnas del modelo ME2.

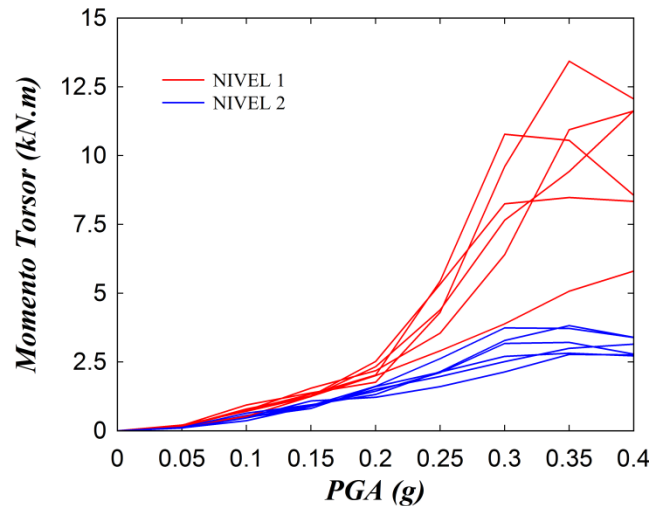


Figura 5.16 Comportamiento del momento torsor máximo por nivel para el ME2, para todos los acelerogramas

Los resultados obtenidos para este modelos coinciden con el estudio de Herrera *et al.* (2012a) puesto que, al estar presente la irregularidad en planta originadas por esquinas con retrocesos, aberturas o áreas entrantes, las estructuras tienen un comportamiento torsional no uniforme o asimétrico como el edificio en estudio (ME2). Así mismo, las irregularidades definen excentricidades y la no coincidencia del centro de masa y el centro de rigidez, que dan origen a la amplificación de momentos torsesores sobre las columnas de fachada y los pórticos de las áreas con entrantes.

5.5.2 Modelo ME5

De igual manera se determinaron los momentos torsesores en planta baja (cota +0.00) para evaluar el comportamiento torsional del modelo ME5 representados en la Figura 5.17 (a) al (f). Se observa el comportamiento del momento torsor para cada elemento o eje resistente vertical y para los seis acelerogramas, mostrando inicialmente un comportamiento lineal hasta un PGA aproximado de 0.15g y luego se dispersan presentando un comportamiento en el rango plástico. Las líneas rojas representan los momentos máximos encontrados en las columnas (C2, C3, C18, C19) presente en la esquinas adyacente al área con mayor entrante; las líneas azules representan una escala de momentos medianos presente en las columnas; y las líneas verdes representan los momentos de torsión menores, ubicados en las columnas internas de la estructura cercanas al centro de masa.

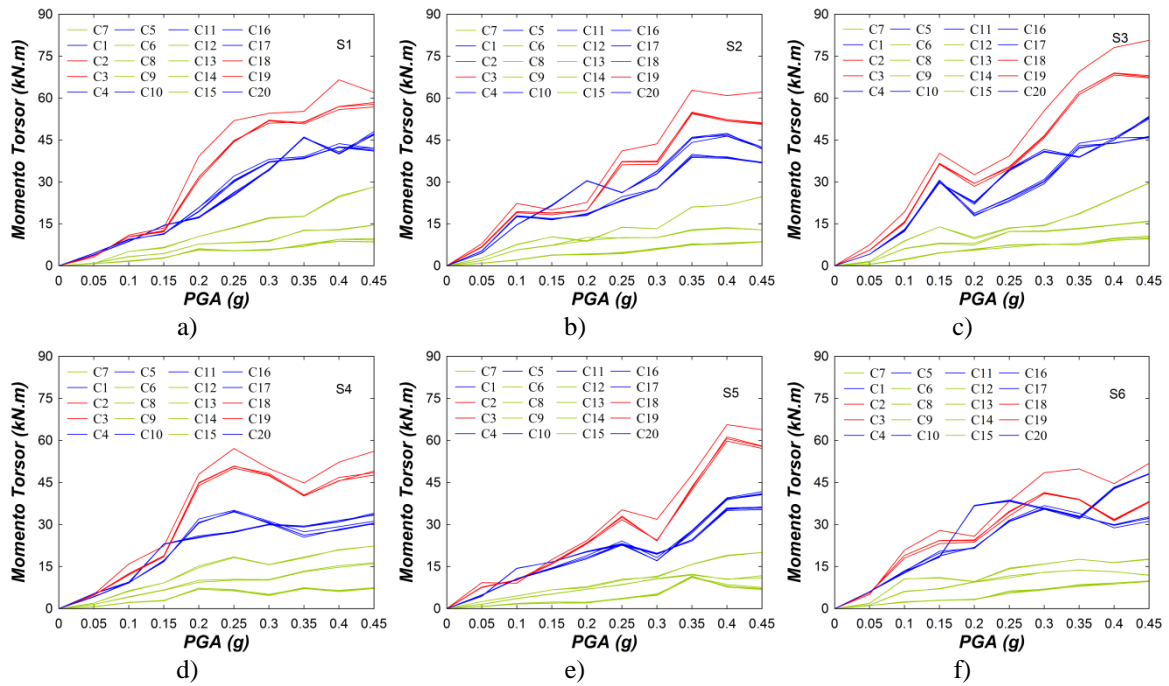


Figura 5.17 Momentos torsores en planta base para los acelerogramas a) S1, b) S2, c) S3, d) S4, e) S5, f) S6 del modelo (ME5)

En la Tabla 5.11 se expresan la media de los momentos y rotaciones máximos y mínimos calculados en los elementos que están representados en la Figura 5.17, diferenciando en cada elemento el comportamiento torsional obtenido a partir de los acelerogramas. También, fueron determinadas las rotaciones en planta para el Nivel 1 (cota +2.70 m) y se representaron en las Figura 5.18 (a) al (f): Similar a los momentos se calcularon las mayores rotaciones en las columnas esquineras externas que se encuentran adyacentes a las áreas con entrantes.

Tabla 5.11 Comportamiento de los momentos y rotaciones en planta ME5

Intervalo de Momento (kN.m)	Columnas	M_{Max} (kN.m)	M_{Min} (kN.m)	Intervalo de rotaciones (rad)	Columnas	ϕ_{Max} (rad)	ϕ_{Min} (rad)
$M < 15$	C6, C7, C8, C9, C12, C13, C14, C15			$\phi < 0.00026$	C1, C7, C8, C9, C12, C13, C14, C15		
$15 \leq M \leq 40$	C1, C4, C5, C10, C11, C16, C17, C20	55.51	4.69	$0.00026 \leq \phi \leq 0.00056$	C2, C5, C6, C10, C11, C16, C17, C20	0.00084	0.000072
$40 >$	C2, C3, C18, C19	(C3)	(C12)	$\phi > 0.00056$	C3, C4, C18, C19	(C4)	(C15)

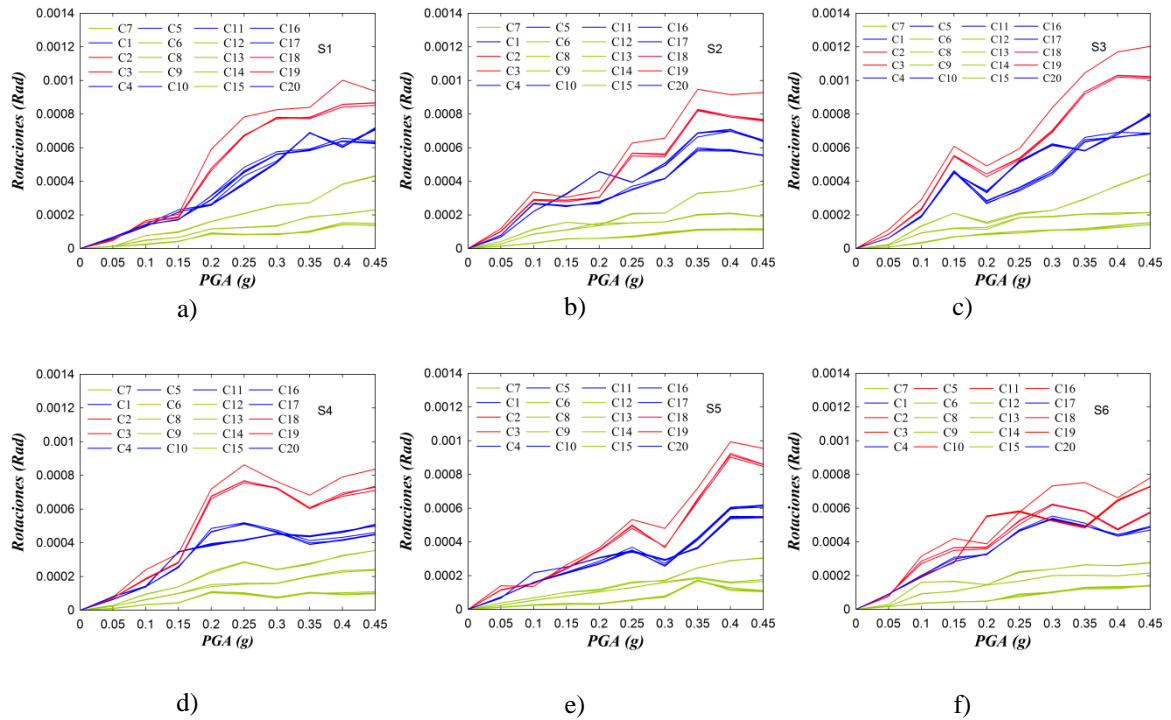


Figura 5.18 Rotaciones máximas en planta nivel 1 para los acelerogramas a) S1, b) S2, c) S3, d) S4, e) S5, f) S6 del modelo (ME5)

Mediante un gráfico de barras fue posible representar la media de los momentos torsores en la planta baja, seleccionando el PGA de 0.30g para cada acelerograma y representando en la Figura 5.19 donde se observa, la ocurrencia de los momentos máximos en cada eje resistente.

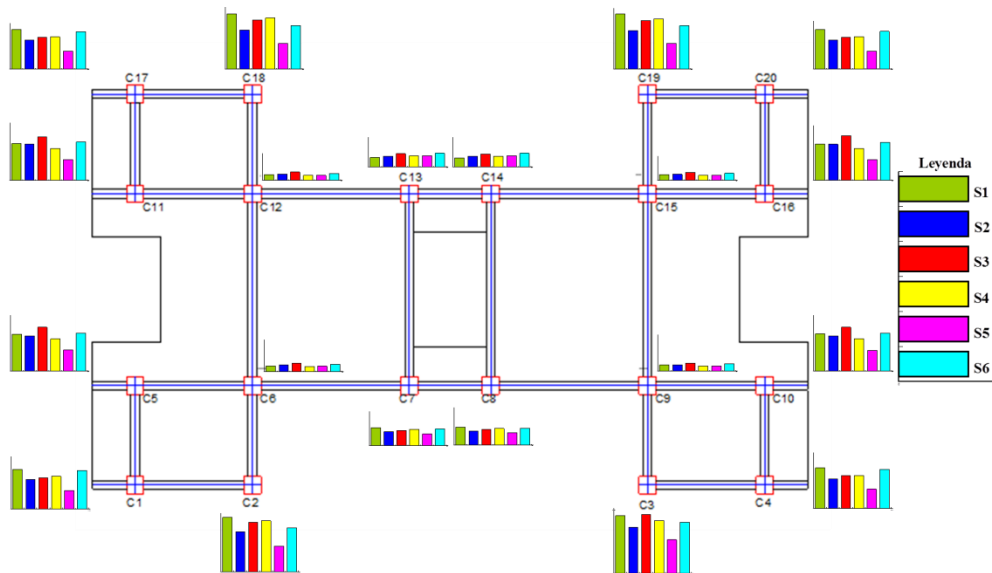


Figura 5.19 Media de los momentos maximos en planta del modelo ME5 para todos los acelerogramas

Los momentos torsores para el eje resistente vertical C7 desde el nivel 1 al 5, se representan en la Figura 5.20. Se observa una disminución del momento torsor en proporción al aumento de la altura del edificio, encontrando momentos mayores para los niveles 1 y 2 de la estructura y, por otro lado, se estableció que los acelerogramas que producen los máximos efectos torsionales son el 1 y 6.

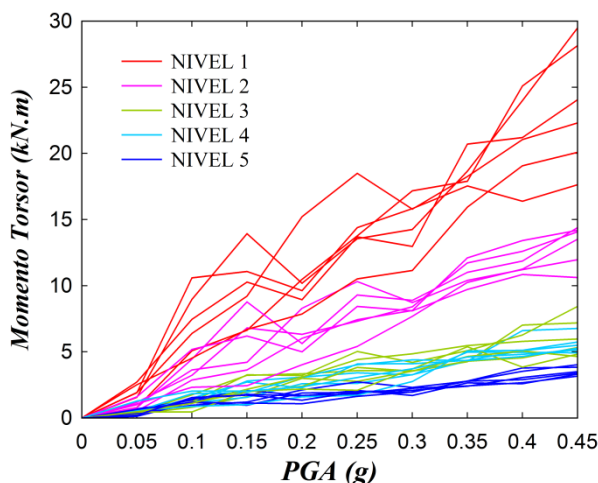


Figura 5.20 Comportamiento del momentos torsor máximos por nivel para el ME2, para todos los acelerogramas

El análisis torsional realizado para el primer nivel de las estructuras demostró que los mayores esfuerzos ocurren en las esquinas adyacentes al área entrante en planta en la estructura con diafragma rígido. De forma adicional, se realizó una evaluación considerando una estructura con diafragma flexible como en Herrera *et al.* (2016). Sin embargo, el comportamiento torsional de la estructura con diafragma flexible demostró una tendencia dispersa en todos los ejes resistente, es decir, no existe semejanzas en los momentos o rotaciones para los sismos aplicados, aunque se mantiene la amplificación de efectos torsionales en las esquinas entrantes. Esto concuerda con lo demostrado por Bhatt (2011) que simuló estructuras irregulares en planta en 3D rigidizando el diafragma de piso, puesto que la losa aporta suficiente rigidez por nivel.

5.6 Evaluación de la respuesta torsional de los modelos MR1, MU2 y MH3

Las propiedades dinámicas y los modos propios de vibración de los modelos analíticos con variaciones en planta se muestran en la Tabla 5.12, observando que debido a la

rigidez y geometría de cada modelo existieron modos traslacionales puros para los primeros modos de vibración y para el tercer modo el rotacional. Así mismo, se observaron los períodos fundamentales de la estructuras siendo para MR1 de 0.609 s, para MU2 de 0.585 s disminuyó respecto a MR1 un 3.94% y para MH3 de 0.621 s aumentando respecto a MR1 un 1.97%. En las Figura 5.21 hasta Figura 5.23 se representa la deformada de los primeros modos de vibración de cada edificio estudiado.

Tabla 5.12 Propiedades dinámicas de los modos propios de los modelos MR1, MU2, MH3

MODO	MODELO MR1			MODELO MU2			MODELO MH3		
	Período (s)	Masa modales efectivas		Período (s)	Masa modales efectivas		Período (s)	Masa modales efectivas	
		Ux	Uy		Ux	Uy		Ux	Uy
		(%)	(%)		(%)	(%)		(%)	(%)
1	0.609	0.00	75.86	0.585	65.10	0.00	0.621	73.53	0.00
2	0.590	75.99	0.00	0.574	0.00	76.48	0.606	0.00	75.87
3	0.526	0.00	0.00	0.514	11.44	0.00	0.550	2.25	0.00
4	0.218	0.00	12.23	0.202	9.40	0.00	0.215	11.65	0.00
5	0.212	12.12	0.00	0.201	0.00	11.72	0.213	0.00	12.07
6	0.191	0.00	0.00	0.184	2.23	0.00	0.193	0.43	0.00

Para el modelo MR1 y MH3 (Figura 5.21 y Figura 5.23), su geometría y simetría en planta y altura es influyente para que existan modos de traslación y torsión puros.

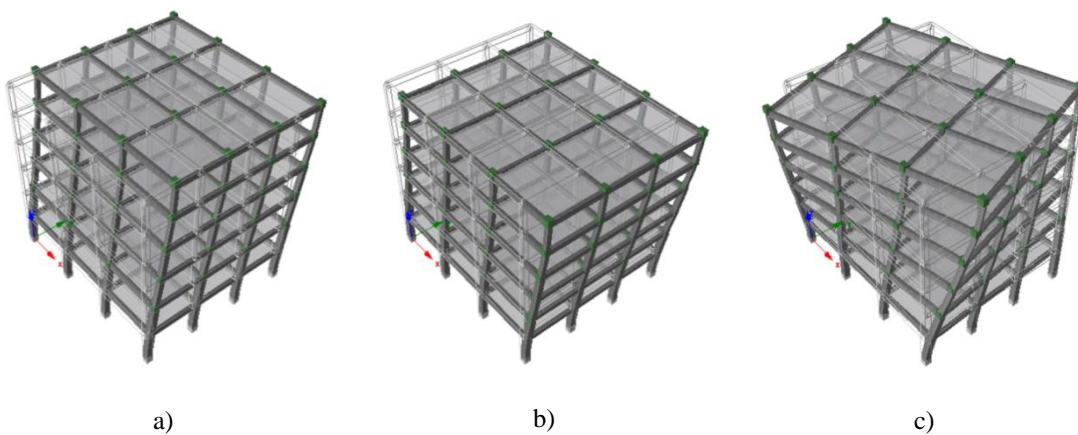


Figura 5.21 Deformada del modelo MR1 para los tres primeros modos de vibración, a) Traslación Y, b) Traslación X, c) Torsión

En cuanto al modelo MU2 mostrado en la Figura 5.22 se observa un modo torsional para el período fundamental de la estructura ($t=0.585$ s) y para el período $t= 0.514$ s,

Todo esto permite inferir que existe una influencia notable de la geometría en planta con un solo entrante y que los primeros modos de vibración son significativos para la determinación de la capacidad de la estructura.

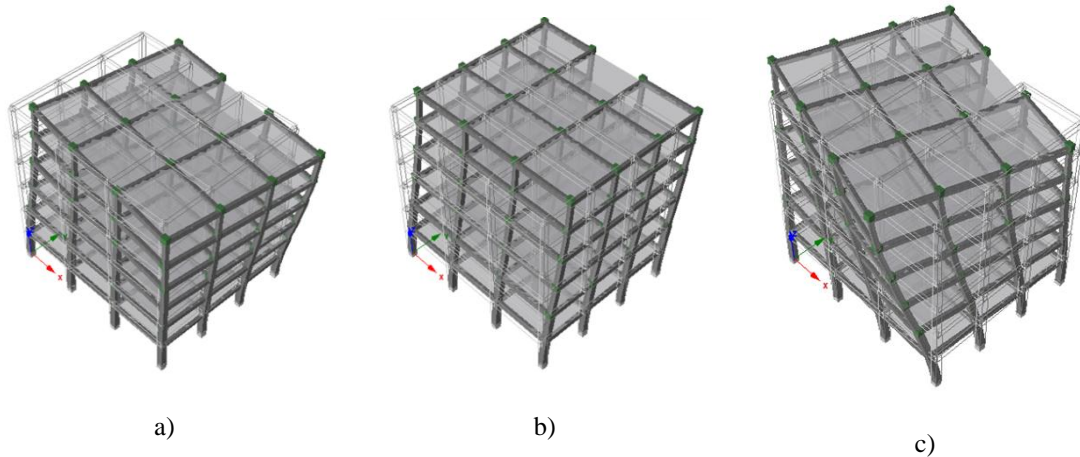


Figura 5.22 Deformada del modelo MU2 para los tres primeros modos de vibración, a) Traslación X e Y, b) Traslación Y, c) Torsión

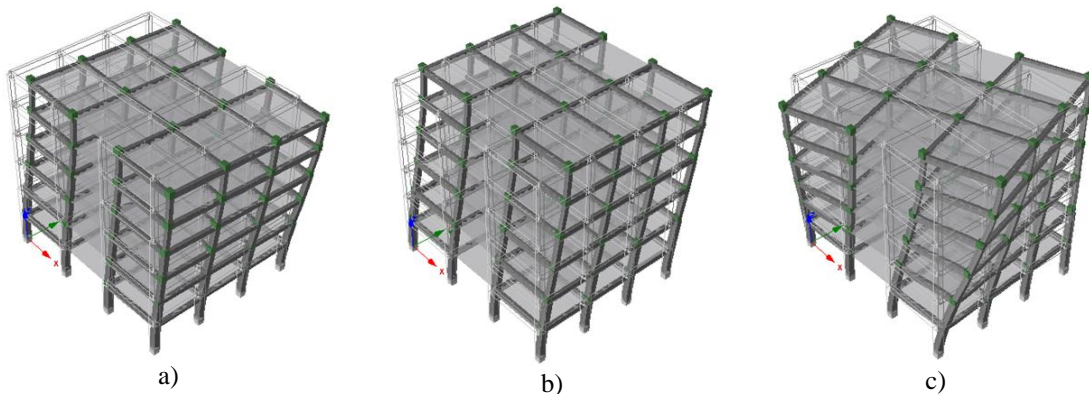


Figura 5.23 Deformada del modelo MH3 para los tres primeros modos de vibración, a) Traslación X, b) Traslación Y, c) Torsión

La curva de capacidad obtenida del pushover estático adaptativo y del análisis dinámico incremental fue representada en las Figuras 4.24 (a) hasta (f). La Figura 5.24 (a) y (b) representan la curva de capacidad del modelo MR1, siendo el comportamiento en el rango elástico similar para el análisis estático pushover adaptativo y dinámico (IDA). Para el rango inelástico posterior a la fuerza de fluencia, el cortante basal último del análisis dinámico incremental, aproximadamente desde 0.20g, presenta una diferencia de 6% que subestima la capacidad cortante estática, mientras que las rigideces iniciales

son similares; también se observa que los desplazamientos mayores ocurrieron en la dirección Y.

En la Figura 5.24 (c) y (d) se representa la capacidad horizontal cortante del modelo MU2. Este comportamiento es interesante puesto que ambas gráficas reflejan para la dirección X e Y que el cortante dinámico subestima la capacidad estática, presentando un diferencia de un 7% para el rango elástico (cortante de fluencia) y un 11% para el rango inelástico (cortante último). Los mayores desplazamientos se produce en la dirección X, mientras que la rigidez inicial y cortante basal último es mayor en la dirección Y.

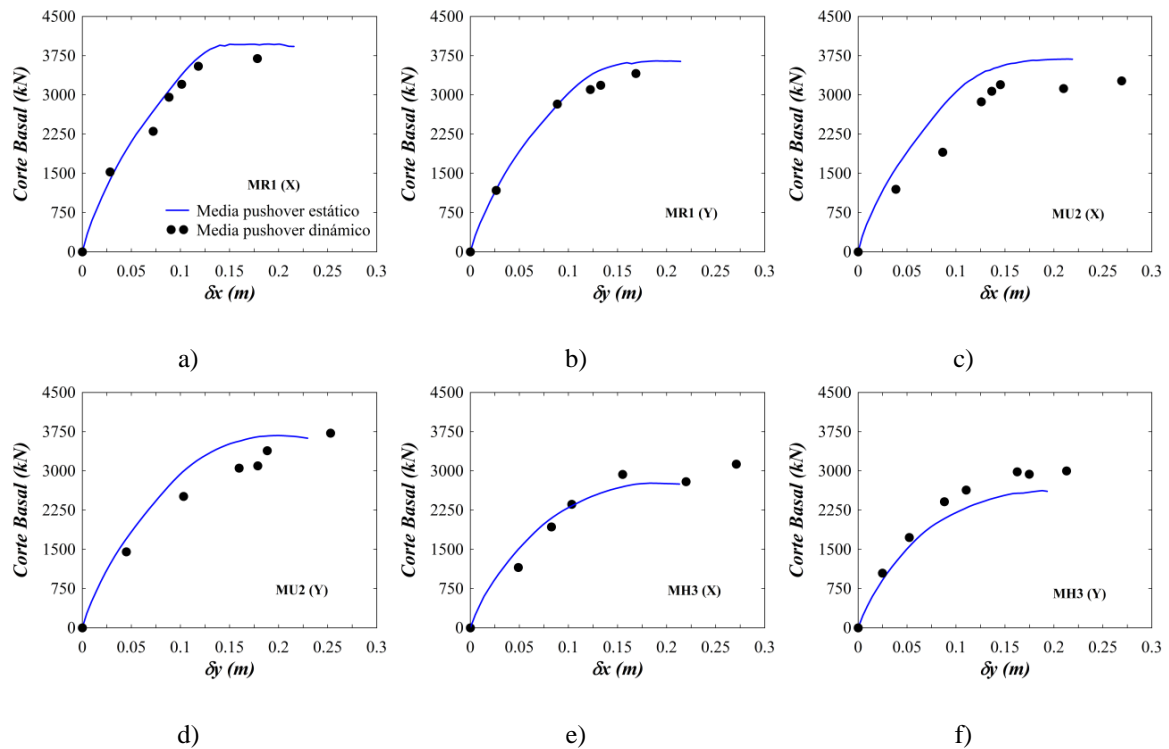


Figura 5.24 Curvas de capacidad estática y dinámica del modelo MR1 a) dirección X, b) dirección Y, para el MU2 c) dirección X, d) dirección Y y para el MH3 e) dirección X f) dirección Y

La Figura 5.24 (e) y (f) expresan el comportamiento del modelo MH3 el cual es simétrico en ambas direcciones. La capacidad horizontal de este edificio disminuyó con respecto al MR1 y MU2. Es notable el comportamiento obtenido del análisis estático adaptativo y el dinámico incremental (IDA), puesto que se adaptan de forma similar tanto en el rango elástico como en el inelástico, aunque en la dirección Y se presentó una diferencia de un 7% en el rango inelástico, porque el cortante basal dinámico sobreestima el cortante basal estático. En términos generales, los tres modelos

presentaron un comportamiento frágil con variaciones en la rigidez y la capacidad que disminuyó a medida que aumentó el área entrante en planta, mientras que los mayores desplazamientos se reportaron para los modelo MU2 y MH3 en la dirección X.

De igual manera, se determinó el momento torsional para cada eje resistente en planta baja o base de la columna (cota +0.00) a partir del análisis dinámico incremental, el mismo se representa en la Figura 5.25 (a) hasta (j). Se muestran tres comportamientos por cada sistema (MR1, MU2, MH3) para los tres sismos S1 (Artificial), S3 (Artificial) y el S5 (Híbrido).

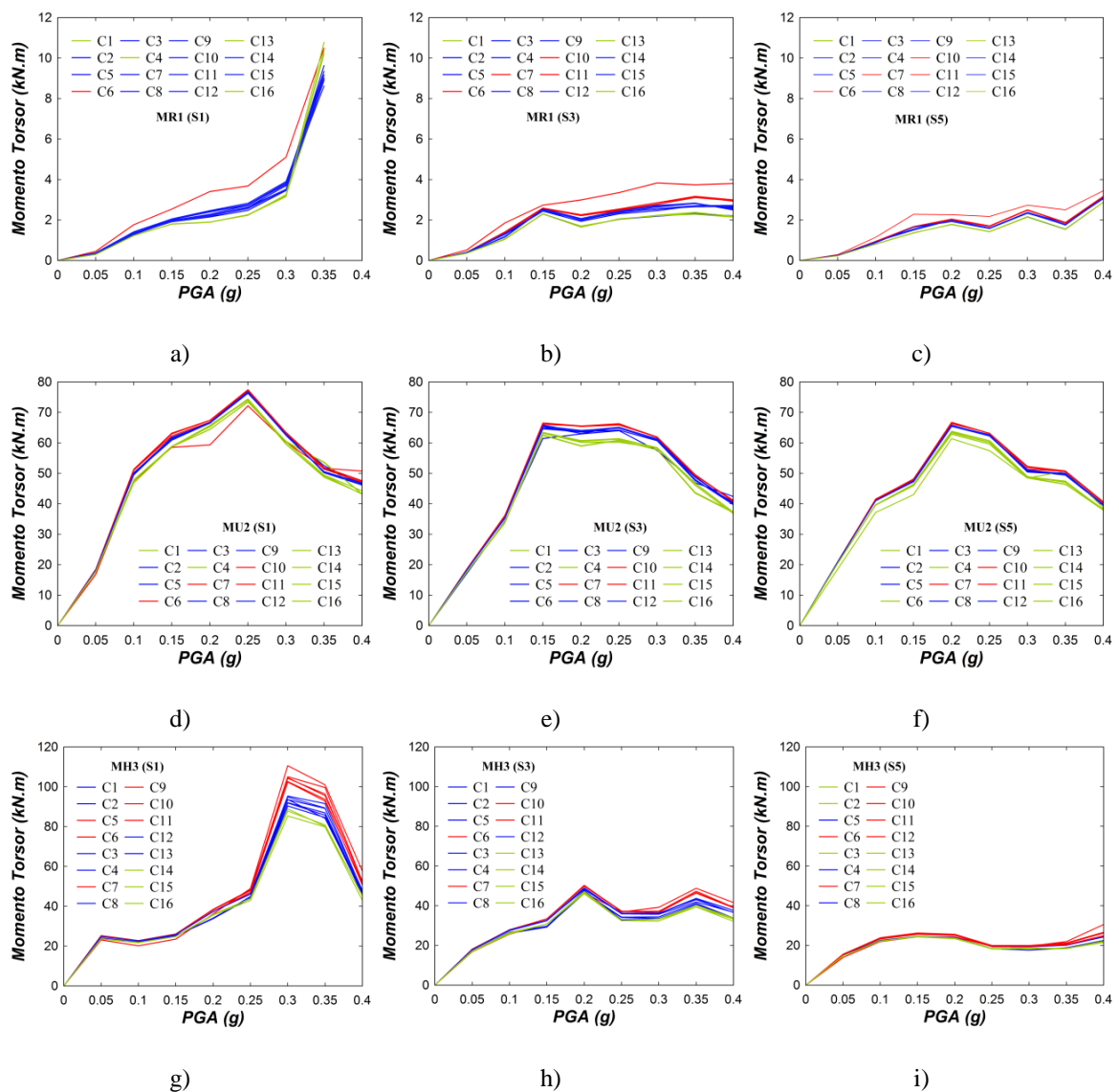


Figura 5.25 Momentos torsores en planta baja o base de las columna para: el MR1 y los acelerogramas a) S1, b) S3, c) S5, el MU2 y los acelerogramas d) S1, e) S3, f) S5 y el MH3 y los acelerogramas g) S1, h) S3, i) S5

A partir de los resultados anteriores se determinaron los momentos en planta para un PGA de 0.30g mostrados en la Figura 5.26 a Figura 5.28, obteniendo para el MR1 un comportamiento torsional mayor en los ejes resistentes verticales o columnas C6, C7, C10, C11 correspondientes a los ejes centrales del edificio y cercanos al centro de masa (Figura 5.26). El resto de los ejes presentó un comportamiento torsional simétrico. Por otro lado, la Figura 5.27 representa el comportamiento del modelo MU2 y se obtuvo en los ejes verticales C5, C7, C9, C10, C11 una demanda torsional máxima, que corresponde a los dos ejes perimetrales y dos ejes perteneciente al área del entrante en planta, con una demanda torsional obtenida de forma asimétrica. Es notable el aumento de la demanda torsional del MU2 con respecto a MR1 en un 16%. Así mismo se enfatiza el comportamiento torsional simétrico del MR1 (Figura 5.26) para cada acelerograma y la variación de los valores del momento torsor de los sistemas MR1 y MU2 conforme a la intensidad de cada sismo.

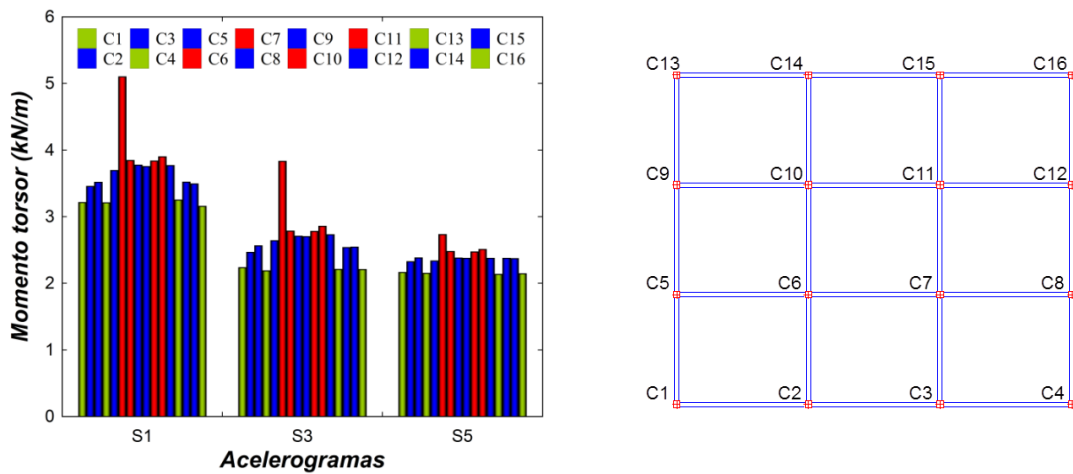


Figura 5.26 Momentos de torsión del modelo MR1, para los acelerogramas y un PGA de 0.30g.

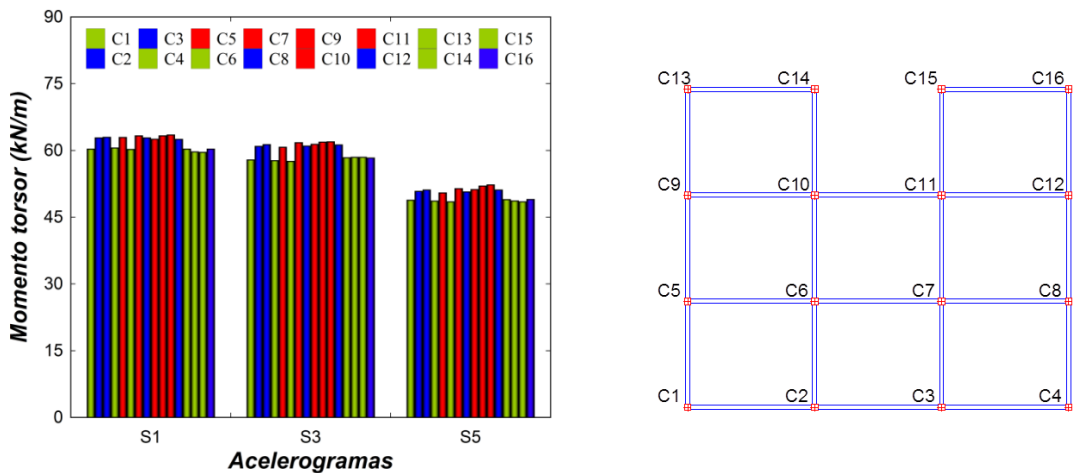


Figura 5.27 Momentos de torsión del modelo MU2, para los acelerogramas y un PGA de 0.30g.

Finalmente, la Figura 5.28 muestra la demanda torsional del modelo MH3. Los máximos momentos torsores se presentan en los ejes verticales C6, C7, C10, C11 correspondiente a los ejes centrales que coinciden con el área del entrante en planta. Para este edificio, la demanda torsional también fue simétrica aunque con variaciones porcentuales entre 5% - 10% entre los valores de los momentos torsores. También es significativo el aumento de la demanda torsional del sistema MH3 respecto a MR1 en un 10%. Solamente para el sismo S1 el aumento fue aproximadamente el 20% y los valores de los momentos torsores disminuyeron según la intensidad y característica de cada acelerograma, aunque se mantiene, los momentos máximos en los ejes centrales cercanos al centro de masa y adyacente al área del entrante.

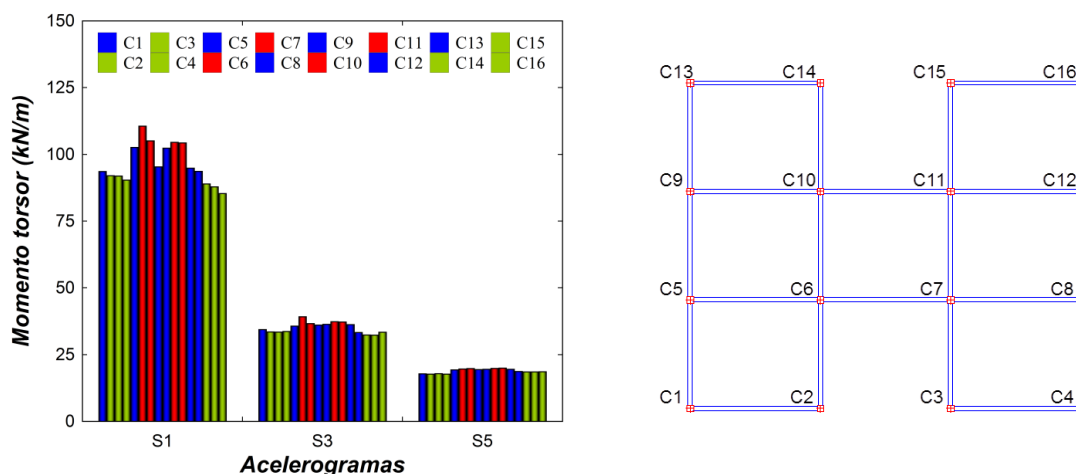


Figura 5.28 Momentos de torsión del modelo MH3 para los acelerogramas y un PGA de 0.30g.

En términos generales, la capacidad de los modelos MR1 y MH3 presentó una significativa influencia de la simetría en planta, obteniendo comportamientos similares en el rango elástico y el inelástico, tanto para el pushover estático adaptativo como el análisis dinámico incremental. El modelo MR1 presentó un aumento del cortante basal último y la rigidez mientras que para el MH3 hubo una disminución de estos valores y un aumento notable de los desplazamientos globales. El MU2 mostró una dispersión de resultados en más del 10% entre el cortante basal estático y el dinámico para el rango inelástico, así como la variación de los desplazamientos globales en las direcciones X e Y. Por lo tanto, es significativo mencionar que el comportamiento torsional para el MR1 y MH3 fue simétrico y los ejes resistentes verticales con mayor demanda torsional son los cercanos al centro de masa. Para el MU2 la demanda torsional resultó no uniforme y con aumento del momento torsor en ejes centrales y perimetrales. Con respecto a la

demanda torsional de los tres modelos, se determinó un aumento de los momentos torsores del modelo MU2 en 16% y del MH3 en 10% con respecto al modelo regular MR1.

5.7 Resumen y discusión de los resultados

En este capítulo se desarrolló, el estudio de 6 edificios de hormigón armado con irregularidad estructural en planta. El primer grupo son edificios existentes de 2, 5 y 8 niveles (ME2, ME5, ME8) y el segundo grupo son 3 modelos propuestos de 6 niveles (MR1, MU2, MH3). La irregularidad en planta corresponde a áreas abiertas o diafragmas discontinuos en la rigidez del piso causado por aberturas, entradas o retrocesos en esquinas. En el edificio o vivienda de dos niveles y en el edificio de cinco niveles se estudiaron de manera exhaustiva la capacidad resistente, los parámetros mecánicos y la torsión. Los resultados de torsión del edificio de ocho niveles se muestran en el ANEXO II. En el mismo contexto, con el fin de obtener una valoración y relación de la influencia de las irregularidades en planta con respecto al comportamiento torsional se estudiaron los 3 modelos de seis niveles contenidos en este capítulo.

Se realiza un análisis elástico de autovalores y autovectores de los seis edificios, para obtener el comportamiento modal y su relación con los análisis inelásticos y el daño desarrollado en este trabajo. Con respecto a los edificios existentes y los modelos analíticos propuestos, solo dos edificios se consideran irregulares en planta según la norma venezolana COVENIN 1756 (2001). Estos son: el edificio ME5 y ME8. El resto de los edificios, la norma los considera regulares puesto que las aberturas que presentan no rebasan el límite que la norma establece para considerar la irregularidad; por lo tanto, su diseño y proyecto es considerado como correspondiente a edificios regulares.

A continuación se presentan las siguientes conclusiones obtenidas de los resultados y análisis empleados: Se observó en los edificios ME2 y ME8 que, ya en los primeros modos de vibración, participó un porcentaje muy significativo de masa acumulativa en ambas direcciones ortogonales, por lo que no existió traslación pura en una sola dirección. Además, se observa rotación o torsión en los primeros modos fundamentales de vibración en estos edificios irregulares y asimétricos. Esto último no ocurre para las edificaciones irregulares y, a la vez, simétricas por la coincidencia del centro de masas y de rigidez, donde si existe la traslación o rotación pura en los primeros modos. De este

modo, se concluye que en estas tipologías estructurales irregulares, los modos superiores de vibración son significativos en el comportamiento de la capacidad y la demanda torsional de elementos verticales en el rango no lineal.

En la evaluación de la capacidad desde el punto de vista del análisis pushover estático adaptativo y el análisis dinámico incremental, del análisis comparativo resultó que las curvas de capacidad del modelo regular MR1 presentó un aumento del cortante basal respecto a las estructuras MU2 y MH3. Esto es debido a que, en la medida que aumenta el área del entrante en planta, disminuye el número de ejes resistentes horizontales y, por lo tanto, la capacidad resistente, como en el caso de MU2 y MH3.

Fue posible la determinación y la correlación de los desplazamientos globales y los desplazamientos relativos de entrepiso máximos para cada análisis no lineal estático y dinámico. En el caso del edificio ME2, el análisis estático y el dinámico para un 0.30 PGA sobreestima el límite de 1.8% de los desplazamientos relativos establecidos por la norma sísmica venezolana, indicando que los edificios presentarán daños y deformaciones en sus elementos ante acciones sísmicas similares. Para el edificio MH5 el comportamiento en ambos análisis fue similar y no sobreestima en ninguno de los casos el límite establecido por la norma venezolana; a pesar de la irregularidad presenta un diseño adecuado desde el punto de vista sismo-resistente.

A partir de la determinación de los desplazamientos globales en el centro de masas y un eje externo, se observaron desplazamientos desacoplados en direcciones X e Y para las estructuras irregulares y asimétricas respecto a un eje en los casos de ME2, MU2 y ME8. Este comportamiento define ejes resistentes verticales más rígidos o flexibles. Pero en el caso de las estructuras irregulares por tener aberturas en planta pero simétricas por la coincidencia del centro de masas y de rigidez (ME5 y MH3), los desplazamientos globales en los diferentes ejes verticales son muy similares; esto permite la existencia de daños torsionales severos en las primeras estructuras.

Los resultados de los estudios de la demanda torsional mostraron que, aun cuando existan áreas entrantes o aberturas en plantas menores o que no rebasan la relación establecida por la norma sísmica venezolana para clasificar un edificio como irregular, es muy significativa la influencia de estas áreas entrantes o aberturas en la amplificación de los efectos de torsión como en el caso de los edificios ME2, MU2 y MH3. Estos

edificios, aunque fueron proyectados como edificios regulares, su comportamiento fue muy diferente al esperado, observándose en la mayoría de los casos esta amplificación de efectos torsionales. El resultado obtenido de la demanda torsional en términos de momento torsor y rotación permitió observar un comportamiento no uniforme de estos efectos en algunos sistemas estructurales (ME2, ME8, MU2). También se observó la amplificación de los momentos torsores y rotación en los ejes resistentes verticales en planta, en las esquinas adyacentes a las áreas entrantes en planta como en los edificios ME2, ME5 y ME8. Específicamente, comparando los edificios de 6 niveles, los modelos MU2 y MH3 presentaron una amplificación en los momentos torsores y rotación en planta de aproximadamente el 16% y 10% con respecto al modelo regular MR1, concluyéndose que en los edificios con aberturas en planta, el daño en los elementos será mayor.

En todos los casos, el comportamiento torsional en el rango lineal se mantuvo hasta aproximadamente un PGA de 0.15g. Más allá de este valor, los momentos torsores y rotaciones empiezan a tener comportamientos cada vez más dispersos y desviados de la linealidad, lo que evidencia la entrada en la plasticidad, degradación de rigidez y pérdida de capacidad. Por otro lado, en el análisis dinámico, cada registro sísmico contiene características propias que pueden originar en las estructuras mayor o menor demanda torsional; esto se hizo evidente en el análisis de los momentos torsores, siendo el acelerograma (S1) el que causó mayores efectos, posiblemente por la aproximación del periodo fundamental de las edificios MR1, MU2 y MH3 al periodo predominante del sismo. Los máximos momentos encontrados en todos los sistemas evaluados se presentaron en el primer y segundo nivel de los sistemas estructurales, lo que permite concluir que las primeras rotulas plásticas o daños se inician en estos niveles.

Se puede concluir a partir de los resultados obtenidos que, al existir irregularidad en planta por aberturas o áreas entrantes en el plano, pero con simetría respecto a ambos ejes ortogonales por la coincidencia del centro de masas y el de rigidez, ésta última condición genera un comportamiento torsional con tendencia uniforme y facilita la disminución de los efectos torsionales que inducen a un comportamiento desfavorable en este tipo de edificios.

Capítulo 6: EL DAÑO EN EDIFICIOS IRREGULARES EN PLANTA

6.1 Introducción

En este capítulo se presenta el desarrollo del modelo paramétrico de capacidad propuesto por Pujades *et al.* (2015) en contraste con el de Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003), que permite obtener la capacidad inelástica, la fragilidad y el daño, basados en la degradación relativa de la rigidez secante y la disipación relativa de energía. Como casos de estudio se utilizan edificios de hormigón armado de seis niveles que tienen tres configuraciones en planta con el objetivo de hacer comparaciones, el modelo MR1 de planta regular, el modelo MU2 con una abertura o área entrante en forma de U y el modelo MH3 con dos aberturas o áreas entrantes en forma de H, estos dos últimos considerados como edificios de planta irregular. El modelo de daño ha sido validado en diferentes trabajos científicos como el de Ugel (2015) para evaluar el daño en estructuras mixtas; por lo tanto, el presente estudio incrementa la confiabilidad estructural de los edificios irregulares en planta analizados en el Capítulo 4. Adicionalmente la aplicación del modelo paramétrico de daño basado en capacidad fue aplicado en los edificios reales ME2 y ME5; los resultados se encuentran en el ANEXO III.

6.2 Modelo de capacidad

A partir de las curvas de capacidad originales se determinaron los ajustes paramétricos mostrados en la Figura 6.1. Estos ajustes se definen mediante los cinco parámetros independientes como la rigidez m , D_u , V_u , μ , σ , como se muestran en la Tabla 6.1. En cuanto a los parámetros de los modelos mejorados, se han ajustado por mínimos cuadrados (MCM), existiendo pequeñas variaciones, mientras que los parámetros que no varían se definen mediante (**).

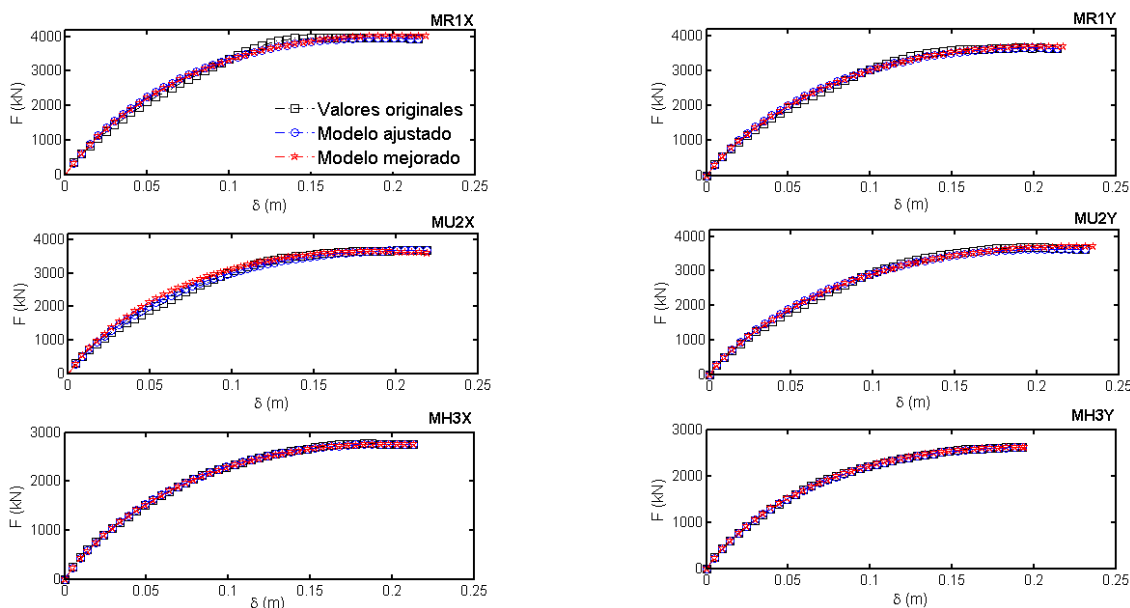


Figura 6.1 Curvas de capacidad de los valores originales, ajustado y mejorado de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3

Tabla 6.1 Parámetros independientes de las curvas de capacidad

Modelo		m	Du	Vu	μ	σ
		(kN/m)	(m)	(kN)		
MR1(X)	Original	68457	0.2156	3926.9	0.689	2.150
	Mejorado	67088	0.2199	4005	0.689	2.170
MR1(Y)	Original	61879	0.214	3640	0.809	2.290
	Mejorado	60641	0.2184	3687	0.809	2.286
MU2(X)	Original	69823	0.2188	3683	0.775	2.730
	Mejorado	68812	0.2192	3609	0.452	2.081
MU2(Y)	Original	60707	0.2295	3625	0.856	2.450
	Mejorado	59492	0.2341	3697	0.856	2.472
MH3(X)	Original	49070	0.213	2749	0.790	2.380
	Mejorado	48267	**	2754	0.790	2.358
MH3(Y)	Original	48597	0.193	2609	0.451	2.040
	Mejorado	48685	0.1942	2614	0.452	2.036

Se observó que la rigidez del modelo que posee dos entrantes (MH3) es la menor del sistema simulado, mientras que la mayor rigidez fluctúa con escasa diferencia entre los modelos MR1 y MU2. La demanda de corte basal se presentó mayor en el modelo regular rectangular (MR1) y la mayor desviación del ajuste paramétrico se calculó en el

modelo con un entrante (MU2). En la Figura 6.1 se presenta la curva original, ajustada y mejorada del sistema simulado.

Igualmente se obtuvieron las curvas idealizadas o formas bilineales a partir de las curvas de capacidad que se muestran en la Figura 6.2, calculadas mediante el método de las áreas iguales (ATC 1996; FEMA 2005) y la simplificación propuesta por el modelo paramétrico de Pujades *et al.* (2015). La utilidad de las mismas es obtener los parámetros de desplazamiento cedente, último y la ductilidad presente en la Tabla 5.2, así como el punto de desempeño, la reserva de resistencia y el factor de reducción del espectro de diseño necesarios para evaluar el desempeño del sistema. En la Figura 6.2 se observan los modelos originales y ajustado de cada uno de los sistemas estructurales evaluados y la similitud entre las curvas que permite validar la utilización del nuevo modelo paramétrico en el estudio de la fragilidad y daño.

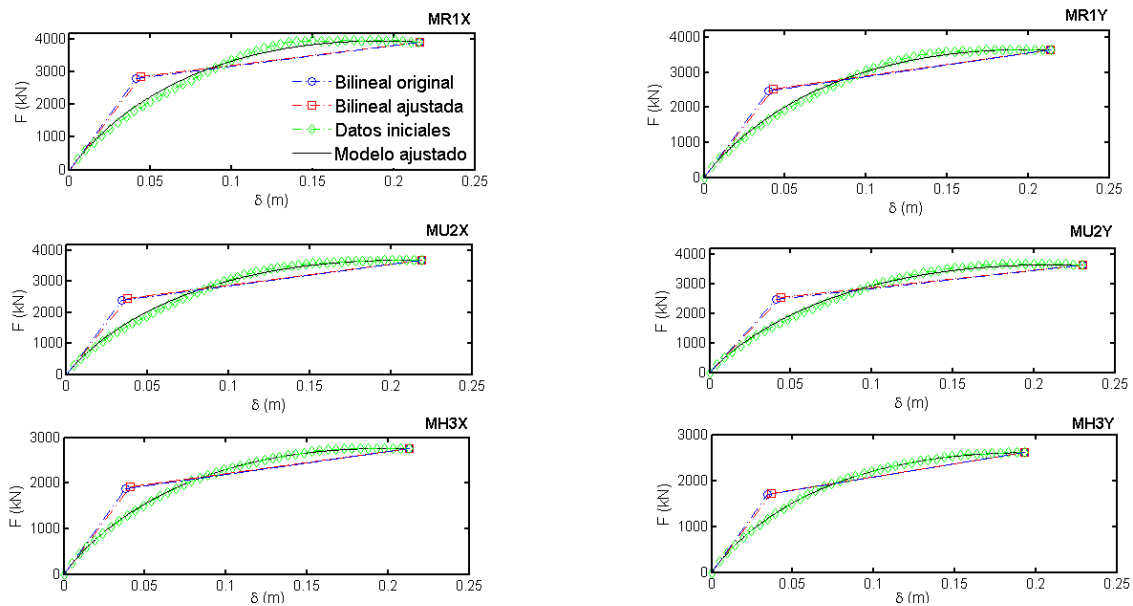


Figura 6.2 Formas bilineales de las curvas de capacidad de los valores originales y ajustados de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3

De igual forma, se observó para el modelo MR1 la menor ductilidad del sistema evaluado. Este comportamiento es razonable por la regularidad estructural, mientras que el MH3 presentó la menor demanda en la capacidad cortante. En términos generales, para los edificios de 6 niveles las ductilidades son mayores a cuatro. La Tabla 5.2 muestran los valores correspondiente a los puntos de fluencia y de capacidad última.

Tabla 6.2 Parámetros de las curvas de capacidad bilineales de las curvas originales y mejoradas

Modelo		Dy (m)	Vy (kN)	Du (m)	Vu (kN)	Ductilidad
MR1(X)	Original	0.0410	2804	0.2156	3926.9	5.26
	Mejorado	0.0440	2872	**	**	4.90
MR1(Y)	Original	0.0399	2466	0.2140	3640	5.37
	Mejorado	0.0430	2525	**	**	4.98
MU2(X)	Original	0.0339	2382	0.2188	3683	6.45
	Mejorado	0.0376	2450	**	**	5.82
MU2(Y)	Original	0.0408	2477	0.2295	3625	5.62
	Mejorado	0.0440	2524	**	**	5.22
MH3(X)	Original	0.0383	1878	0.2130	2749	5.56
	Mejorado	0.0412	1912	**	**	5.18
MH3(Y)	Original	0.0348	1689	0.1930	2609	5.55
	Mejorado	0.0370	1714	**	**	5.22

6.3 Modelo de daño

En la Figura 6.3 se muestra el modelo de daño, obtenido a partir de las curvas de capacidad ajustadas y de las formas bilineales según el procedimiento ampliamente descrito en Pujades *et al.* (2015). En la Figura 6.3 se presentan las curvas normalizadas de capacidad no lineal (CNLN), las de degradación de la energía (E_N), la rigidez tangente (RT_N), la rigidez secante (RS_N) y el índice de daño normalizado DI_N . También es definido el parámetro $\alpha=0.7$ determinado en Pujades *et al.* (2015) como ajuste entre las contribuciones del daño global estructural, la deformación o degradación de la rigidez tangente y la disipación de la energía, estableciendo una proporción del 70% RS_N y 30% E_N .

El índice de daño DI_N permite definir los nuevos umbrales de los estados de daño que, junto a la hipótesis que el daño se distribuye de forma binomial (Pujades *et al.* 2015), permiten construir nuevas curvas de fragilidad y el nuevo índice de daño medio; posteriormente, éste se compara con el índice de daño medio determinado a partir de la hipótesis adoptada en el proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003).

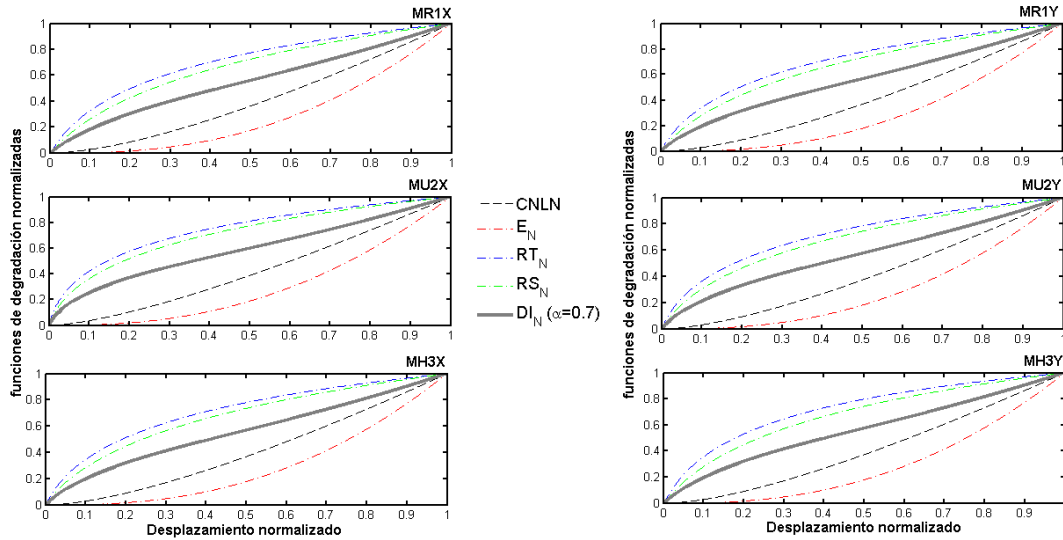


Figura 6.3 Curvas normalizadas de índice de daño DI_N , capacidad no lineal, degradación de energía, rigidez tangente y secante de los MR1, MU2, MH3

6.4 Modelo de fragilidad

Las curvas de fragilidad definen la probabilidad de que se iguale o exceda un grado o nivel de daño. El método aplicado está basado en curvas y espectro de capacidad (ATC 1996; FEMA 2005), por lo que se han definido 4 estados de daño: 1 (*leve*), 2 (*moderado*), 3 (*severo*) y 4 (*completo*), además del estado de daño 0 (nulo). Según lo expuesto en Pujades *et al.* (2015), si una estructura se encuentra en el estado de daño 4, el coste económico de su reparación es excesivo, recomendándose preferiblemente la demolición y reconstrucción.

Antes de construir las curvas de fragilidad, es necesario definir los umbrales de los estados de daño, como aquellos valores del desplazamiento estructural en los que la probabilidad de ocurrencia excede el 50%. En el proyecto Risk-UE basado en la opinión de expertos y de la forma bilineal de la curva de capacidad, se definen expresiones como las mostradas en la Tabla 2.5, que permiten calcular los umbrales a partir de los desplazamientos de los puntos de fluencia (D_y) y de capacidad última (D_u). De otra forma, en Pujades *et al.* (2015) se definieron los umbrales en base al daño observado en edificios de hormigón armado y cuantificado mediante el índice de Park y Ang (Park y Ang 1985). A partir del índice de daño normalizado (ID_N) propuesto en Pujades *et al.* (2015) y de la premisa que se toma un valor de 0.7 para el desplazamiento último de la capacidad (Figura 6.3), este método define los umbrales de los 4 estados de daño

siguientes: 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65 correspondiente a los grados 1 (Leve), 2 (Moderado), 3 (Severo), 4 (Colapso). Así mismo la Figura 6.4 presenta los umbrales sobre la curva de índice de daño normalizado (DI_N) a un valor de 0.7 para el desplazamiento normalizado igual a la unidad.

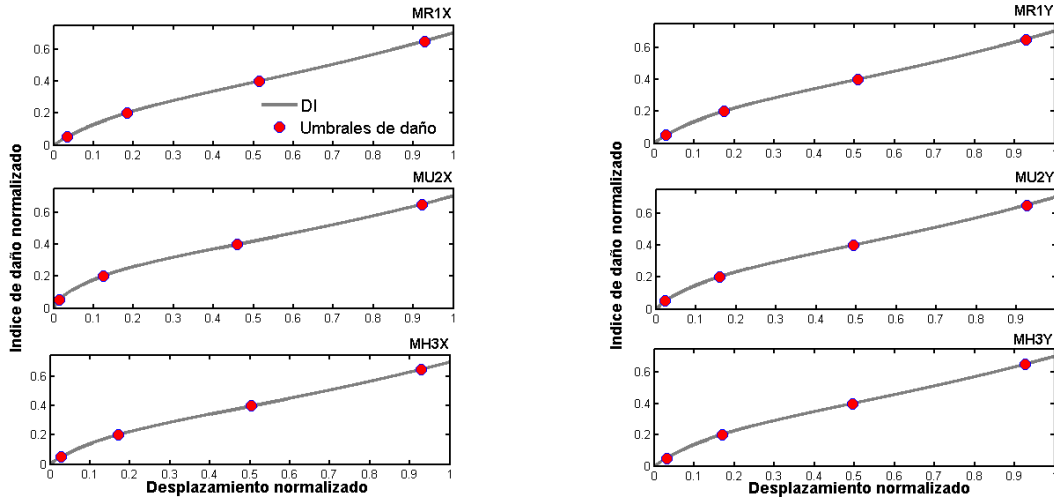


Figura 6.4 Umbrales de los estados de daño de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3, de acuerdo al método Pujades *et al.* (2015)

La Tabla 6.3 presentan, sin normalizar la variación existente entre los umbrales basados en Risk-UE (RUE) y los del nuevo modelo de daño (IDcc). De esta forma, se representan gráficamente las curvas de fragilidad de los modelos analíticos estructurales como

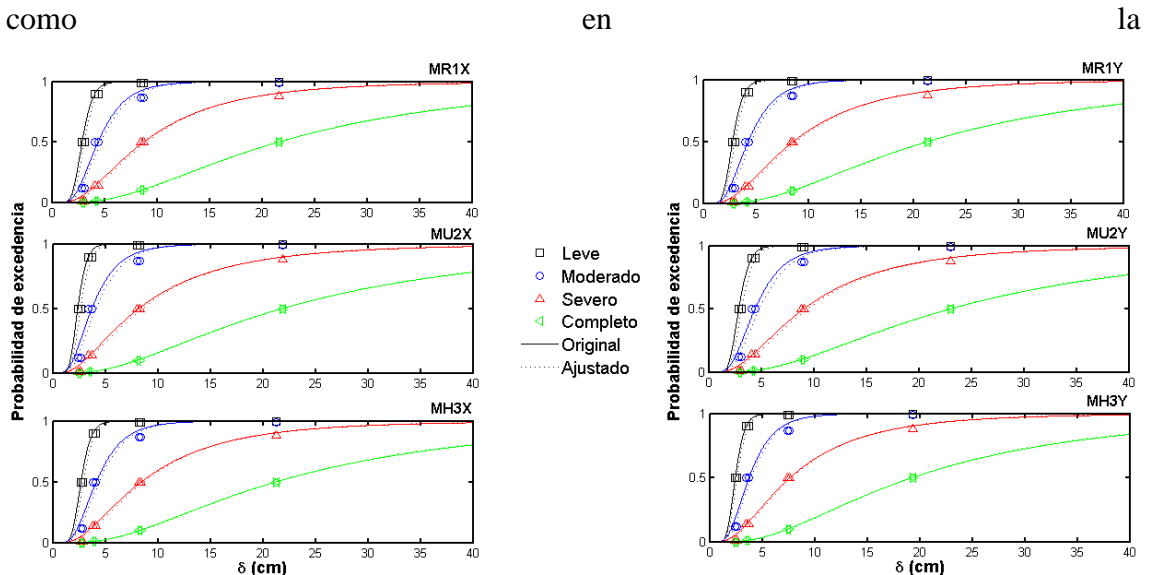


Figura 6.5 y Figura 6.6 correspondientes a los umbrales de la Tabla 6.3 y definidas según el Risk-UE y el nuevo modelo de daño basado en capacidad según Pujades *et al.*

(2015). Observando similitudes entre los dos modelos de curvas, pero pequeñas diferencias entre los parámetros que definen las curvas lognormales cumulativas que corresponden a las curva de fragilidad, esta hipótesis, que sigue una distribución lognormal cumulativa y un procedimiento de ajuste por mínimos cuadrado, permite determinar dos parámetros que definen las curvas de fragilidad (μ umbrales, β desviación estándar) como se muestra en la Tabla 6.4. En la Figura 6.6 se observa como las curvas de fragilidad del modelo de capacidad de Pujades *et al.* (2015) asociadas a los umbrales obtenidos de los modelos ajustados de los sistemas estructurales, estima la ocurrencia de daños iniciales para los primero estados de daño. La

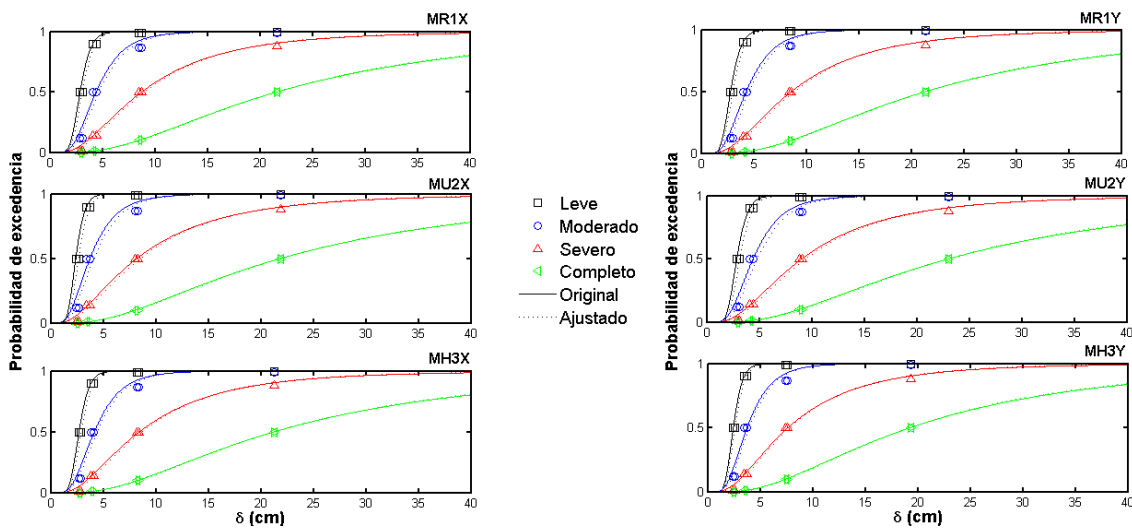


Figura 6.5 subestima la ocurrencia del daño para los estados de daño iniciales de las curvas de fragilidad según Risk-UE, definidas a partir de los umbrales de daño obtenidos de las curvas de capacidad de los sistemas estructurales originales y ajustados.

Tabla 6.3 Umbrales de los estados de daño de Risk-UE y del método Pujades *et al.* (2015)

Curvas	Sd ₁ (cm)		Sd ₂ (cm)		Sd ₃ (cm)		Sd ₄ (cm)	
	RUE	IDcc	RUE	IDcc	RUE	IDcc	RUE	IDcc
MR1(X)	3.080	0.727	4.680	3.581	9.020	10.597	21.610	20.029
MR1(Y)	3.010	0.634	4.580	3.374	8.875	10.398	21.390	19.878
MU2(X)	2.646	0.320	4.100	2.382	8.560	9.561	21.920	20.171
MU2(Y)	3.143	0.546	4.800	3.248	9.448	10.850	23.000	21.269
MH3(X)	2.884	0.594	4.400	3.249	8.705	10.233	21.280	19.780
MH3(Y)	2.590	0.601	3.960	2.982	7.850	9.094	19.280	17.902

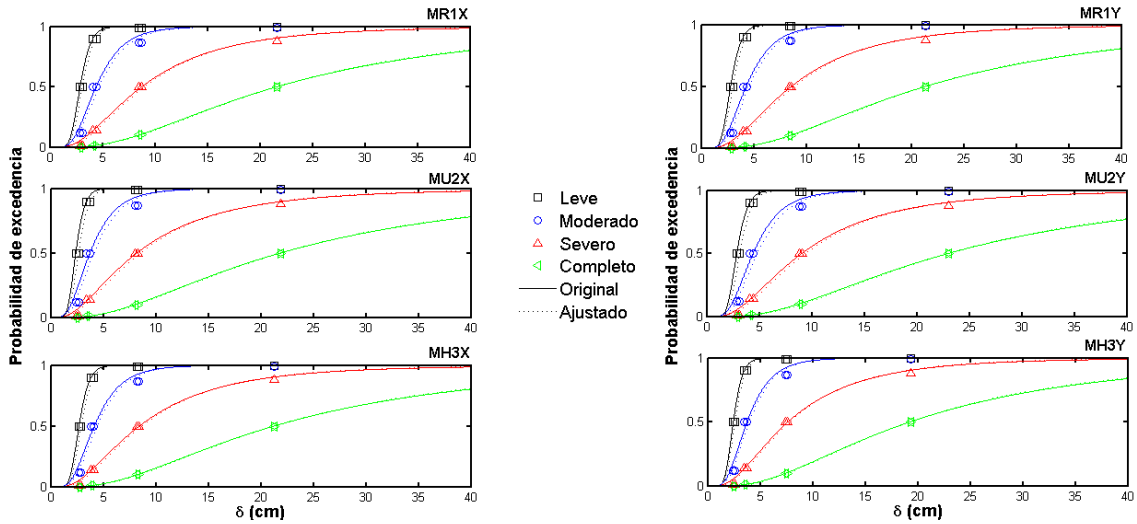


Figura 6.5 Curvas de fragilidad de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3, según Risk-UE

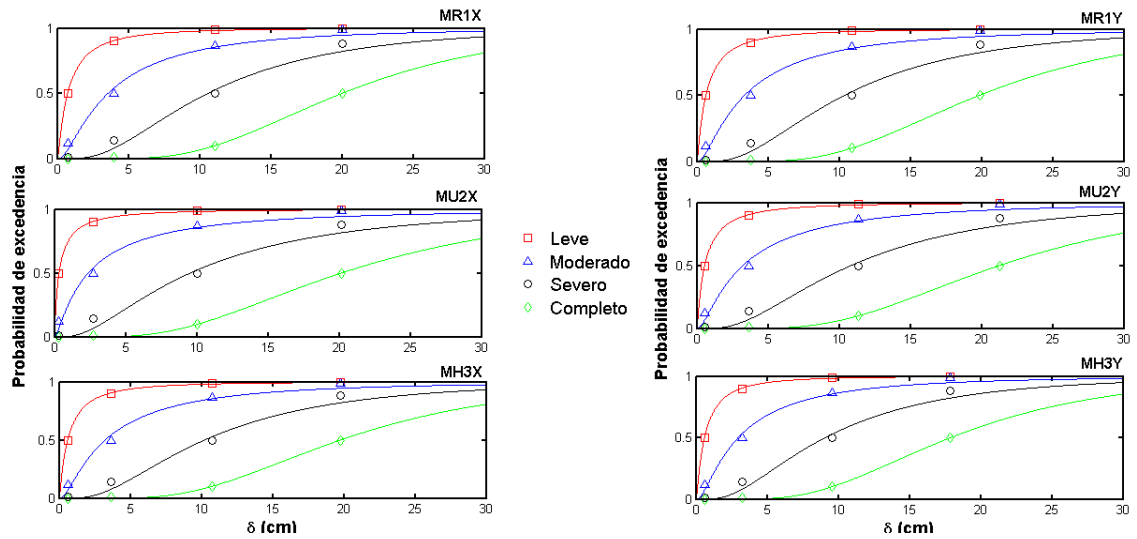


Figura 6.6 Curvas de fragilidad de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3, según Pujades et al. (2015)

Tabla 6.4 Comparacion de los parámetros de las curvas de capacidad de los sistemas estructurales según Risk-UE y Pujades *et al.* (2015)

Curvas	$Sd_1(cm)$				$Sd_2(cm)$				$Sd_3(cm)$				$Sd_4(cm)$			
	RUE		IDcc		RUE		IDcc		RUE		IDcc		RUE		IDcc	
Modelo	μ	β	μ	β	μ	β	μ	β	μ	β	μ	β	μ	β	μ	β
MR1(X)	3.080	0.280	0.727	1.300	4.680	0.450	3.581	1.070	9.020	0.660	10.597	0.690	21.610	0.710	20.029	0.460
MR1(Y)	3.010	0.280	0.634	1.360	4.580	0.450	3.374	1.110	8.875	0.660	10.398	0.700	21.390	0.710	19.878	0.470
MU2(X)	2.646	0.280	0.320	1.640	4.100	0.490	2.382	1.350	8.560	0.730	9.561	0.830	21.920	0.760	20.171	0.540
MU2(Y)	3.143	0.280	0.546	1.450	4.800	0.460	3.248	1.180	9.448	0.680	10.850	0.740	23.000	0.720	21.269	0.490
MH3(X)	2.884	0.280	0.594	1.420	4.400	0.460	3.249	1.160	8.705	0.680	10.233	0.730	21.280	0.720	19.780	0.490
MH3(Y)	2.590	0.280	0.601	1.300	3.960	0.460	2.982	1.100	7.850	0.680	9.094	0.730	19.280	0.720	17.902	0.490

6.5 Estado o grado de daño medio

El grado o estado de daño medio normalizado se obtiene a partir de las curvas de fragilidad mediante la ecuación (2-37). Este parámetro se encuentra representado por una distribución binomial que toma valores entre 0 y 1, siendo ampliamente utilizado para obtener el índice de daño global esperado (ID) en estructuras de hormigón o mixtas (Vargas 2013; Ugel 2015) así como para representar la distribución geográfica del daño en entornos urbanos (Lantada *et al.* 2009; Lantada *et al.* 2010; Barbat *et al.* 2010). En la Figura 6.7 se representa el daño medio normalizado de los sistemas estructurales simulados, junto a los umbrales correspondientes al nuevo modelo de daño de capacidad (IDcc) según Pujades *et al.* (2015) y el proyecto Risk-UE. En la Figura 6.7 se observa la diferencia existente entre los modelos de daño, mostrando que el índice del modelo Risk-UE tiende a sobreestimar el grado de daño intermedio y subestimar el grado de daño inicial en los sistemas estructurales, mientras que el modelo de capacidad (IDcc) considera la existencia de daños iniciales para los primeros grados de daño. Así mismo, es posible observar que el sistema estructural MR1 presenta umbrales de daño iniciales mayores en la primera etapa de evaluación estructural y, seguidamente, para valores intermedios y elevados de daño es superado el umbral por el modelo MU2 en la dirección Y, como se muestra en la Tabla 6.4.

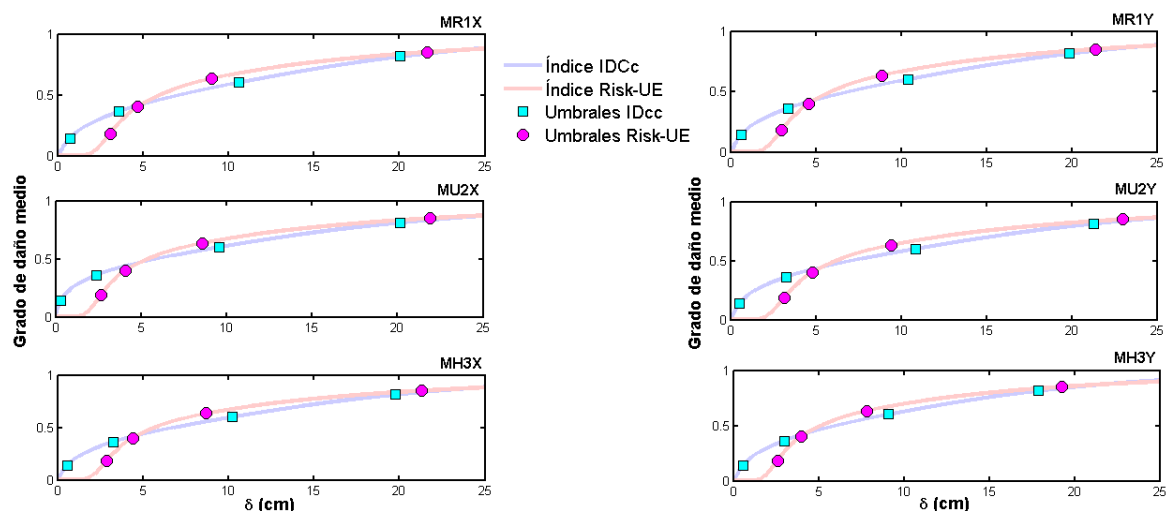


Figura 6.7 Curvas de daño medio normalizado de los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3

De igual forma, se realizó la representación gráfica del daño medio estructural mediante los modelos IDcc y Risk-UE, como se muestra en la Figura 6.8. En ésta se observa la notable diferencia entre los dos modelos de curvas (IDcc) y Risk-UE mencionado anteriormente. Es posible observar en ambos modelos que existe una elevada probabilidad de daño para los sistema estructurales con aberturas o irregulares en planta, como el MU2 y MH3, considerando que estos modelos son propuesto en base a las estructuras típicas del emplazamiento considerado. El índice de daño basado en el modelo de capacidad mostró daños iniciales mayores al índice del Risk-UE.

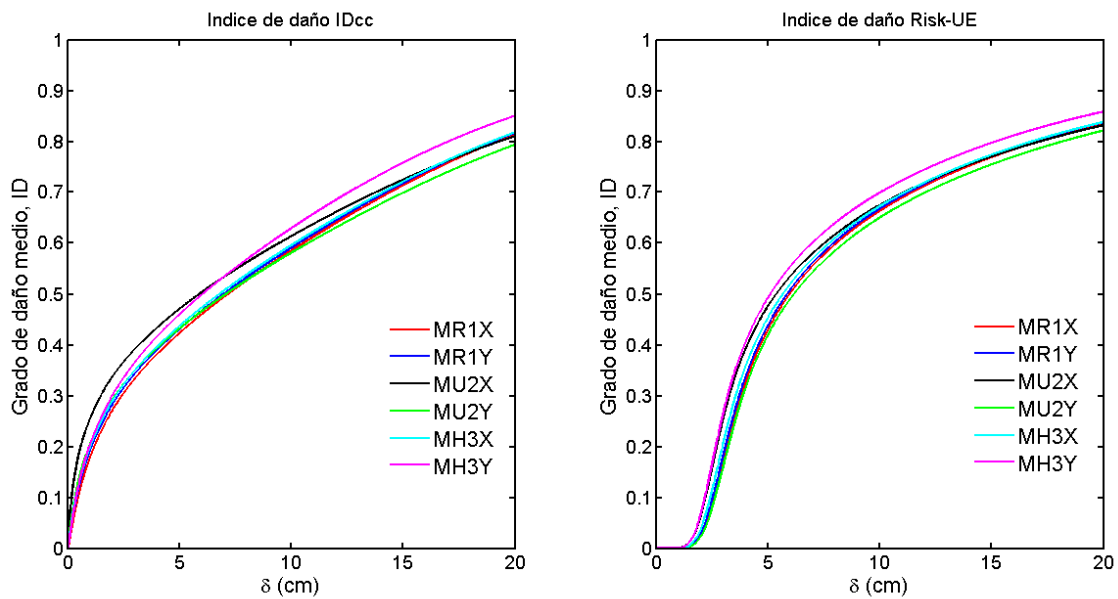


Figura 6.8 Comparación de las curvas de daño medio normalizado para los modelos analíticos estructurales MR1, MU2, MH3 según IDcc y Risk-UE

A partir de la curva IDcc obtenida del modelo de capacidad (Figura 6.8 Izq) se puede realizar la comparación de los modelos estructurales de 6 niveles. El modelo que presenta daños iniciales mayores es el MU2 para desplazamientos pequeños, de 1-5 cm. A medida que aumentan los desplazamientos, a partir de 6.80 cm, ocurre la plastificación en los elementos y existe una mayor probabilidad de daño en el sistema MH3, siendo éste el que posee mayor área de entrantes en planta en dirección de los ejes resistentes con vanos más cortos (Eje Y). El modelo MR1 presenta un comportamiento con menores daños. Esto es significativo puesto que avala que un porcentaje de área entrante en planta mayor al 10% es un parámetro que influye en el desempeño sísmico del edificio y que debe ser considerado con precaución en el

proyecto de un edificio. Al comparar los sistemas estructurales regulares en planta con las estructuras irregulares con un área de abertura en planta mayor al 10% del área total y una relación de esbeltez del entrante de 15%, éste parámetro aumenta la ocurrencia de daños iniciales en el sistema o edificios irregulares y según lo evaluado en el capítulo 5, las estructuras irregulares muestran un aumento significativo de los momentos torsores en los ejes resistentes adyacentes al entrante en planta. Esta tendencia se observa claramente en el IDcc (Figura 6.8 Izq) donde los sistemas estructurales irregulares MU2 y MH3 presentan probabilidades de daños iniciales y finales respectivamente, mayores que el sistema o edificio regular MR1. Sin embargo, en la evaluación del daño existen incertidumbres en los sistemas estructurales como las propiedades mecánicas de los materiales o la acción sísmica que pueden hacer variar el esquema de daños esperados.

6.6 Índice de daño basado en el análisis dinámico

Con la disponibilidad de métodos avanzados de análisis estructural, de catálogos existentes de acelerogramas de alta calidad, así como las poderosas herramientas computacionales, es posible realizar cálculos sofisticados que permiten el análisis estructural de forma totalmente probabilista dado que establecen la confiabilidad e incertidumbre en los resultados obtenidos (Hurtado 1999; Vargas 2013). El enfoque dado brevemente en esta sección es probabilista, en el sentido de que en el cálculo del daño se incluyen la incertidumbre y la aleatoriedad asociada a la acción sísmica.

A partir del análisis dinámico no lineal incremental y seleccionando el índice de daño (IDcc) de Pujades *et al.* (2015), en la Figura 6.9 se representa el índice de daño esperado en función PGA, que proporciona la evolución del daño de los tres modelos (MR1, MU2 y MH3) en las direcciones X e Y.

En la Figura 6.9 se observa que, para la etapa de daños iniciales e intermedios, la curva con mayor daño corresponde al sistema MU2 y seguidamente al MH3 en la dirección X. Para un PGA de aproximadamente 0.24g se estima un aumento notable de los daños irreparables o del colapso del sistema MH3 en la dirección Y, definiendo la curva con mayor daño. Por otro lado, la curva que presentó menor índice de daño corresponde al sistema MR1 en la dirección X que, para la dirección Y, muestra una semejanza con el modelo MH3Y en el intervalo de daño iniciales e intermedios. Con el objetivo de observar las etapas del daño para los diferentes PGA, se representaron en la Figura 6.9

los umbrales de daño referentes al índice de daño basado en capacidad de Pujades *et al.* (2015), según se muestra en la Tabla 6.5 y tomando como referencia el índice de Park y Ang.

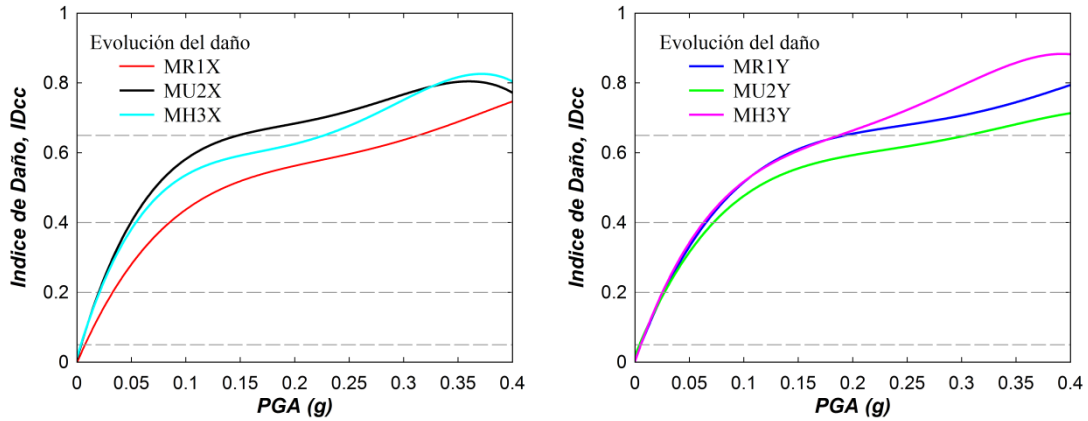


Figura 6.9 Comparación entre las curvas de daño medio ID_{cc} en función del PGA para la a) dirección X; b) dirección Y de los sistemas estructurales MR1 (regular), MU2 (un entrante), MH3 (dos entrantes)

Tabla 6.5 Tabla de valores del índice de daño del modelo de capacidad de Pujades *et al.* (2015) en base al índice de Park y Ang para cuatro estados de daño

Rango de Índice	Estados de daño
$ID_{cc} < 0.2$	Daño Leve, No daño o agrietamiento menor localizado
$0.2 < ID_{cc} < 0.4$	Daño Moderado, Reparable – desprendimiento extensivo del recubrimiento
$0.4 < ID_{cc} < 0.65$	Irreparable – La estructura se mantiene en pie
$ID_{cc} > 0.65$	Colapso, es más económico reconstruir la estructura que repararla

Barbat *et al.* (2016) han combinado los índices de daño globales con el cálculo dinámico no lineal, siendo posible encontrar curvas de daño. Pero si la acción sísmica se considera probabilista, es posible encontrar curvas que puedan ser llamadas curvas de daño probabilistas. De esta forma, al conocer el valor esperado del daño para una intensidad cualquiera, también es posible determinar la incertidumbre asociada que permite calcular el nivel de confianza que se quiera (Vargas 2013). En la Figura 6.10 se representan, junto al índice de daño basado en la capacidad (ID_{cc}), la media, el promedio y la desviación estándar del índice de daño calculado según Pujades *et al.* (2015) para los sistemas MR1X y MH3Y por ser los edificios que presentan menor y mayor daño respectivamente; considerando la incertidumbre relacionada a la acción sísmica, se utilizaron 3 acelerogramas entre híbridos y artificiales, 4 combinaciones

sísmicas aplicadas de forma bidireccional para los tres edificios y 8 factores de escala para el PGA, para un total de 72 análisis, tal como se mencionó en la sección 4.5.2. Claramente, se puede ver que el índice de daño obtenido con este enfoque (Figura 6.10), en base al análisis dinámico incremental, estima con precisión el índice de daño medio y se observa que el daño aumenta en proporción a la aceleración, pero la dispersión se mantiene relativamente constante en el rango inelástico.

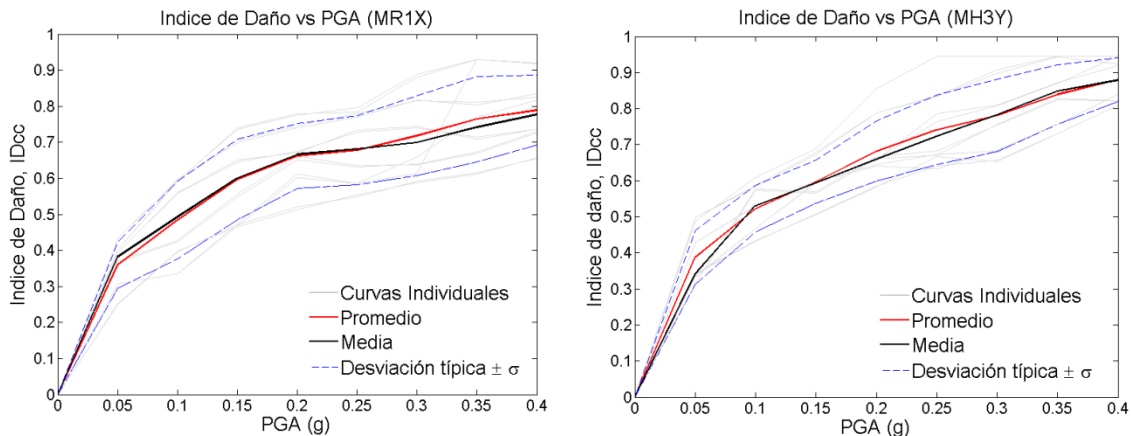


Figura 6.10 Curvas de índice de daño medio IDcc en función del PGA considerando variables probabilistas desviación estándar, media y promedio. a) Modelo MR1X, b) Modelo MH3Y

6.7 Resumen y discusión

En este capítulo se desarrolló de forma exhaustiva el análisis y aplicación del modelo de daño (IDcc) en base a capacidad desarrollado en Pujades *et al.* (2015), para los tres edificios de 6 niveles descritos por los modelos matemáticos MRI, MU2, MH3, cada uno clasificado por la configuración en planta. Se trata de edificios porticados de hormigón armado proyectados con características típicas del emplazamiento.

En la aplicación del modelo paramétrico de daño y fragilidad en base a la capacidad de los sistemas, su algoritmo de cálculo incluye parámetros como la disipación relativa de la energía, la degradación de la rigidez tangente y secante del sistema. La representación del índice de daño permitió incrementar la confiabilidad de los resultados obtenidos del análisis pushover estático adaptativo y dinámico incremental. En cuanto al índice de daño (IDcc) de Pujades *et al.* (2015), se alcanzó a cuantificar y representar las curvas de daño, determinándose que los sistemas estructurales con irregularidades en planta como el modelo MU2 y MH3, presentaron curvas de incremento de daño muy diferenciadas y

con elevada probabilidad de daño, con respecto al modelo regular MR1. De la misma forma se presentó una elevada probabilidad de daño para el sistema estructural ME2 (ver ANEXO III). Este comportamiento reitera lo obtenido en el capítulo 4 en referencia al aumento de los efectos torsionales presentes en este tipo de estructuras, en contraste con la estructura MR1.

Los sistemas con menor número de ejes resistentes (verticales u horizontales) son los que presentaron mayor probabilidad de daño, lo que resulta en una relación entre el número de áreas entrantes, el número de ejes, la rigidez del sistema y la probabilidad de daño. Esto se observa por la elevada evolución de probabilidades de daño en los edificios MU2 y MH3.

Mediante un enfoque probabilista se confirma notablemente la relación expuesta en el párrafo anterior, al observarse que curvas de índice de daño (IDcc) en función de la aceleración pico PGA, generan tendencias marcadas de la evolución del daño elevado para los sistemas MU2 y MH3, lo cual incrementa aún más la validez del modelo de análisis empleado.

Capítulo 7: CONCLUSIONES

7.1 Introducción

Este capítulo es de cierre y reflexión. En él se elaboran las principales conclusiones referentes a la capacidad de los edificios investigados, al comportamiento torsional inducido por la irregularidad en planta así como también referentes al daño esperado, de acuerdo a las previsiones analizadas mediante un avanzado modelo de daño. También se formula un conjunto de conclusiones generales sobre la irregularidad de las edificaciones y se proponen líneas de investigación para avanzar en la caracterización fina de la respuesta sísmica de edificaciones típicas de Venezuela. Propuestas adicionales relacionadas con la importancia, también, de los ensayos experimentales y con la implementación efectiva de medidas de prevención y reducción del riesgo por parte de instituciones y autoridades con responsabilidad en la protección civil cierran este capítulo y esta memoria.

7.2 Capacidad y desplazamiento

En esta tesis se han analizado dos grupos de edificios de hormigón armado con mayor o menor irregularidad estructural en planta; el primer grupo es de 3 edificios existentes de 2, 5 y 8 niveles y el segundo grupo está formado por 3 modelos diseñados de edificios de 6 niveles, resultando un total de 6 edificios estudiados. Nos referimos a los edificios existentes como ME2, ME5 y ME8 y a los modelados, aunque los tres tienen 6 plantas, como MR1, MU2 y MH3 donde R hace referencia a Regular, U y H hacen referencia a la geometría en planta con un entrante y con dos entrantes respectivamente y el número hace referencia al número de edificio. Así, las irregularidades en planta corresponden a áreas abiertas o diafragmas discontinuos causados por aberturas, entradas o retrocesos en esquinas. En dos de los 3 edificios existentes, ME2 y ME5, se estudió, de manera exhaustiva, la capacidad resistente con sus correspondientes parámetros mecánicos,

además de la torsión. Los resultados detallados de estos análisis están descritos en el Capítulo 5. Por otra parte, los resultados del edificio ME8 se muestran en el ANEXO II. En este mismo contexto de análisis estructural y con el fin de obtener una valoración y relación de la influencia de las irregularidades en planta con respecto al comportamiento torsional, se han estudiado, también en el Capítulo 5, los 3 modelos de los edificios diseñados de seis niveles. Como paso preliminar, se ha realizado un análisis elástico de autovalores y autovectores en los seis edificios, para establecer la relación entre el comportamiento modal y los análisis inelásticos y de daño. Con respecto a los 6 edificios estudiados, vale la pena decir que la norma venezolana COVENIN 1756 (2001) sólo considera los edificios ME5 y ME8 como edificios irregulares puesto que las aberturas que presentan los otros, no rebasan el límite que la norma establece para considerarlos como irregulares.

Como resultado principal de estos análisis estructurales se han derivado las siguientes conclusiones:

- En los edificios ME2 y ME8, ya en los primeros modos de vibración, participa un porcentaje muy significativo de masa acumulativa en ambas direcciones ortogonales, por lo que no existe traslación pura en una sola dirección. Además, se observa rotación o torsión en los primeros modos fundamentales de vibración en estos edificios irregulares y asimétricos. Esto último no ocurre para otras edificaciones irregulares que, a la vez, son simétricas por lo que se da coincidencia de los centros de masas y de rigidez; en estos edificios sí existe la traslación o rotación pura en los primeros modos. De este modo se concluye que, en estas dos tipologías estructurales irregulares, los modos superiores de vibración tienen una influencia significativa en la capacidad y en la demanda torsional de los elementos verticales en el rango no lineal.

- Con respecto a los edificios modelados de 6 plantas, MR1, MU2 y MH3, del análisis comparativo entre la capacidad obtenida mediante un análisis pushover estático adaptativo y la calculada mediante el análisis dinámico incremental, resulta que las curvas de capacidad del modelo regular MR1 presentaron un aumento del cortante basal respecto a las estructuras MU2 y MH3. Esto es debido a que, al aumentar el área del entrante en planta, disminuye el número de ejes resistentes horizontales y, por lo tanto, disminuye también la capacidad resistente, como en los casos de MU2 y MH3.
- Del análisis de los desplazamientos globales y los desplazamientos relativos máximos de entrepiso, se ha observado que, en el caso del edificio ME2, el análisis estático y el dinámico para un PGA de 0.30g sobrepasa el límite de 1.8% de los desplazamientos relativos establecidos por la norma sísmica venezolana, indicando que los edificios presentarán daños y deformaciones en sus elementos ante acciones sísmicas similares.
- Sin embargo, para el edificio MH5 el comportamiento para ambos análisis fue similar y no se excede en ninguno de los casos el límite establecido por la norma venezolana de forma que, a pesar de la irregularidad, presenta un diseño adecuado desde el punto de vista sismo-resistente.
- A partir de la determinación de los desplazamientos globales en el centro de masas y en un eje externo, se observaron desplazamientos desacoplados en las direcciones X e Y para las estructuras irregulares y asimétricas en los casos ME2, MU2 y ME8; este comportamiento define ejes resistentes verticales más rígidos o flexibles. En el caso de las estructuras irregulares por tener aberturas en planta, pero simétricas por la coincidencia del centro de masas y de rigidez (ME5 y MH3), los desplazamientos globales en los diferentes ejes verticales son muy similares; este comportamiento hace esperables daños torsionales severos en las primeras estructuras.

7.3 Comportamiento torsional

A partir de un análisis detallado de los efectos torsionales se derivan las siguientes conclusiones:

- Los resultados y análisis de los estudios de la demanda torsional han mostrado que, aun cuando existan áreas entrantes o aberturas menores en plantas o que no rebasan la relación establecida por la norma sísmica venezolana para clasificar un edificio como irregular, la influencia de estas áreas entrantes o aberturas en la amplificación de los efectos de torsión es muy significativa. Éste es el caso de los edificios ME2, MU2 y MH3 que, aunque fueron proyectados según la norma como edificios hipotéticamente regulares, su comportamiento fue muy diferente al esperado observándose, en la mayoría de los casos, esta amplificación de los efectos torsionales.
- El resultado obtenido para la demanda torsional en términos de momento torsor y de rotación ha permitido observar un comportamiento no uniforme de estos efectos en algunos de los sistemas estructurales analizados (ME2, ME8, MU2). También se observó la amplificación de los momentos torsores y de la rotación en los ejes resistentes verticales en planta, en las esquinas adyacentes a las áreas entrantes en planta como las correspondientes en los edificios ME2, ME5 y ME8. Específicamente, comparando los edificios de 6 niveles, los modelos MU2 y MH3 presentaron una amplificación en los momentos torsores y rotación en planta de aproximadamente el 16% y 10% con respecto al modelo regular MR1, concluyéndose que en los edificios con aberturas en planta, el daño previsible en los elementos será mayor.
- En todos los casos, el comportamiento torsional en el rango lineal se mantuvo hasta aproximadamente un PGA de 0.15g. Más allá de este valor, los momentos torsores y rotaciones empiezan a tener comportamientos cada vez más dispersos y desviados de la linealidad, lo que evidencia la entrada en la plasticidad, degradación de rigidez y pérdida de capacidad.
- En el análisis dinámico, cada registro sísmico contiene características propias que pueden originar en las estructuras mayor o menor demanda torsional; esto se hizo evidente en el análisis de los momentos torsores, siendo el acelerograma (S1) el que causó mayores efectos, posiblemente por la aproximación del periodo fundamental de los edificios MR1, MU2 y MH3 al periodo predominante del sismo.

- Los máximos momentos encontrados en todos los sistemas evaluados se presentaron en el primer y segundo nivel de los sistemas estructurales, lo que permite concluir que las primeras rotulas plásticas o daños se inician en estos niveles.
- Se puede concluir que estos resultados lograron validar que, al existir irregularidad en planta por aberturas o áreas entrantes en el plano, pero con simetría respecto a ambos ejes ortogonales por la coincidencia del centro de masas y el de rigidez, esta última condición genera un comportamiento torsional con tendencia uniforme y facilita la disminución de los efectos torsionales que inducen a un comportamiento desfavorable en este tipo de edificios.

7.4 Modelo de daño

La confiabilidad de los resultados de los análisis no lineales fue incrementada mediante el análisis exhaustivo y el desarrollo de los modelos paramétrico de capacidad y de daño (IDcc) aplicado a los tres edificios de 6 niveles (modelos MRI, MU2 y MH3) lo que hizo posible la determinación de parámetros de capacidad, índices de daño probable y fragilidad. Las principales conclusiones de estos análisis son las siguientes.

- El modelo paramétrico permite capturar el proceso de degradación de la estructura mediante la observación de las derivadas de la curva o espectro de capacidad o, más directamente, de la derivada de la curva de capacidad no lineal normalizada.
- El nuevo modelo de daño basado en la curva o espectro de capacidad, permite separar las contribuciones al daño de la disipación relativa de la energía y la degradación de la rigidez secante del sistema. Mediante parámetros adecuado calibrados en otros estudios es posible obtener un índice de daño que permite explotar mejor los resultados obtenidos del análisis pushover estático adaptativo y dinámico incremental.

- Los índices de daño basados en la capacidad (IDcc), obtenidos para los sistemas estructurales con irregularidades en planta, como los modelos MU2 y MH3, presentaron resultados muy diferenciados que confirman la elevada probabilidad de daño de los edificios MU2 y MH3, en comparación con las del modelo regular MR1; de la misma forma, se presentó una elevada probabilidad de daño para el sistema estructural ME2. Este comportamiento reitera lo obtenido en el Capítulo 5 y en las conclusiones del apartado anterior en referencia al aumento de los efectos torsionales en este tipo de estructuras, en contraste con la estructura MR1.
- Los sistemas con un menor número de ejes resistentes (verticales u horizontales) son los que presentaron mayor probabilidad de daño, lo que apunta hacia una relación entre el número de áreas entrantes, el número de ejes, la rigidez del sistema y la probabilidad de daño. Esto se observa por los altos niveles de daño esperados en los edificios MU2 y MH3.
- El tratamiento del problema con un enfoque probabilista confirma notablemente la conclusión expuesta en el párrafo anterior, ya que se observa que las curvas del índice de daño (IDcc) en función de la aceleración pico PGA, indican mayores daños para los edificios tipo MU2 y MH3, lo que a su vez confirma la robustez y validez de los modelos de daño empleados.

7.5 Conclusiones generales

Los resultados obtenidos permiten llegar a las siguientes conclusiones generales, las cuales, además se consideran de particular relevancia e interés.

- Se constata una apremiante necesidad de profundizar en el estudio de los edificios con irregularidades en planta, comenzando con la incorporación de métodos de análisis no lineal que consideren la configuración en planta y las incertidumbres asociadas al proceso de evaluación del comportamiento sísmico utilizando enfoques clásicos basados en los espectros de capacidad y en desempeño, así como otras metodologías avanzadas que estimen la amplificación de los efectos de torsión en estructuras irregulares incluyendo la simetría o asimetría estructural.

- Se considera indispensable incorporar métodos de evaluación de la vulnerabilidad y del daño que consideren degradación de rigidez, disipación de energía y modelos de fragilidad con el propósito de aumentar la confiabilidad de los resultados obtenidos. En este contexto, aunque la norma venezolana incluye la clasificación de irregularidades en planta, los resultados obtenidos han puesto de manifiesto que, edificios proyectados inicialmente como regulares, se comportan en realidad de manera similar a los clasificados como irregulares. Esto indica que se requiere incorporar mejoras y actualizaciones en la norma con el fin de mejorar y optimizar las clasificaciones de estructuras irregulares. De hecho, aunque la misma norma recomienda, en forma genérica, algunos métodos de análisis, con todo deja su uso al libre juicio de expertos; por lo tanto, la norma no recomienda explícitamente la aplicación de métodos actualizados y sofisticados que evalúen el comportamiento y el daño por desempeño, lo que justifica aún más la necesidad de actualización de las normas de diseño sismo-resistentes venezolanas.
- En el caso de edificios con irregularidades en planta con características estructurales similares a los estudiados aquí y ubicados en zona de amenaza sísmica de moderada a alta, se requiere, o al menos es altamente recomendable, que exista simetría en planta donde exista distribución de masas aproximadamente simétricas a la rigidez en el plano. Además, es deseable que los edificios se proyecten (en lo posible) con plantas de formas compactas, de forma tal que si existen esquinas en retroceso o aberturas, no tengan un área entrante mayor al 10% de la superficie total en planta. Si existieran aberturas mayores debería considerarse incluir elementos rigidizadores en estas áreas abiertas a fin de disminuir los grandes desplazamientos y los efectos de torsión en planta.

Estas conclusiones generales se consideran importantes para disminuir la vulnerabilidad y fragilidad de los edificios de nuevo diseño en Venezuela y, probablemente también en otros países de Sudamérica, apoyándose principalmente en los resultados de esta tesis así como en otros trabajos previos ya publicados (Herrera *et al.* 2012a; Herrera *et al.* 2013b; Herrera *et al.* 2016a).

7.6 Líneas futuras de investigación

A continuación se describen algunas líneas de desarrollo que darán continuidad a esta investigación.

- Es recomendable crear un catálogo, a nivel urbano, de edificios con diferentes tipos de irregularidades en planta y realizar estudios y comparaciones con el comportamiento asociado a estructuras regulares, en zonas de diferente nivel de amenaza sísmica pero priorizando las ciudades y poblaciones en zonas de mayor amenaza.
- Conviene profundizar en la aplicación de los análisis estáticos y dinámicos desde un enfoque probabilista ya que permiten tener información no sólo de valores medianos sino también de las incertidumbres involucradas. Obviamente es necesario considerar los efectos de suelo y hacer estudios de direccionalidad de las acciones sísmicas, es decir considerar diferentes ángulos de incidencia sobre el edificio.
- Los estudios desarrollados en este trabajo, incorporan las cargas a nivel de los nodos junta viga-columna. Se considera recomendable, en análisis inelásticos de estas tipologías, considerar las cargas variables y permanentes distribuidas a lo largo de las vigas y no solamente como cargas nodales.
- Otra interesante línea de trabajo consiste en enriquecer el estudio de irregularidades incorporando y combinando con las aquí mencionadas, también diferentes irregularidades en altura.
- Incorporar al estudio el comportamiento de estructuras regulares pero variando el porcentaje de abertura en planta, de forma que los centros geométricos o de masas y de rigidez, que están relacionados con los ejes resistentes de la estructura, no coincidan.
- Finalmente, se sugiere ensanchar el espectro de configuraciones y tipologías estructurales, incorporando al estudio, edificaciones con estructuras de acero o mix-tas, a fin de calibrar también los efectos de otros parámetros de rigidez, amortiguamiento y respuesta estructural.

7.7 Otras propuestas

Las siguientes propuestas, se han separado de las líneas de investigación futuras, por una parte, para destacar la importancia también de los ensayos experimentales y, por otra, incluir aspectos más relacionados con la minoración y gestión del riesgo que dependen de instituciones y autoridades con responsabilidad en la prevención y protección civil.

- Así, se puede ampliar este estudio proponiendo posibles estudios experimentales que incluyan la irregularidad por aberturas en planta y la calibración de los modelos analíticos y experimentales, a fin de observar la torsión en los ejes resistentes y el daño asociado, además de agregar la confiabilidad y validación inherente a evaluaciones experimentales.
- Es recomendable proponer, a nivel de instituciones locales y regionales, un conjunto mínimo de propuestas de rehabilitación en edificaciones similares existentes en la zona en estudio, con estados de daño esperados de severo a colapso. Estas propuestas tendrían que estar basadas en la evaluación realizada de acuerdo a la metodología propuesta en esta tesis.
- Los resultados y análisis de esta tipología de edificaciones irregulares pueden ya formar parte del catálogo estructural para el Proyecto de Microzonificación Sísmica en el eje metropolitano Barquisimeto-Cabudare. También podrían ser útiles para la elaboración de un conjunto de recomendaciones u ordenanzas municipales y regionales complementarias a la norma sísmica venezolana como base para la planificación urbana de la zona.

Estas propuestas y recomendaciones cierran esta memoria. En este trabajo se han podido identificar y cuantificar los efectos sobre la vulnerabilidad y riesgo sísmico, de costumbres constructivas permitidas y no identificadas como sísmicamente inseguras hasta la fecha, al menos en Venezuela. Es un deseo y una esperanza de la autora de la Tesis, que las investigaciones abordadas y los resultados obtenidos, constituyan un pequeño paso más hacia la prevención del riesgo, la reducción de la vulnerabilidad y la protección de los ciudadanos, así como hacia unas comunidades más resilientes y seguras.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acevedo, Ana. (2012). Criterios sismológicos para seleccionar acelerogramas reales de la red nacional de acelerógrafos de Colombia para su uso en análisis dinámicos, *Revista EIA*, No. 17, 57-70.
- Alonso, José. (2012). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones*, Editorial Sidetur, Edición única, 67-120.
- American Society of civil Engineers (ASCE). (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 356. Washington D.C.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-10, Reston, Virginia.
- Anagnostopoulos, S., Kyrkos, M., Stathopoulos, K. (2015). Earthquake induced torsion in buildings: critical review and state of the art, *Earthquakes and Structures*, Vol. 8, No. 2, 305-377.
- Antoniou, S., Pinho, R. (2004a). Advantages and limitations of force-based adaptive and non-adaptive pushover procedures, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 4, 497-522.
- Antoniou S., Pinho R. (2004b) Development and verification of a displacement based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 5, 643-661.
- Applied Technology Council (ATC) (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, vol. 1 y 2, Report No. ATC-40. Redwood City, CA.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*, Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismo resistentes, Ley 400 de 1997 (Modificada Ley 1229 de 2008), Decreto 926, Bogotá, Colombia.
- Audemard, F., Machette, M., Cox, J., Hart, R., Haller, K. (2000). Map of quaternary faults of Venezuela. Scale 1:2.000.000. USGS Open-File Report 00-0018.
- Barbat A., Mena U, Yépez F. (1998). Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Vol. 14, No. 2, 247-268.
- Barbat A.H., Carreño M.L., Pujades L.G., Lantada N., Cardona O.D. and Marulanda M.C. (2010). Seismic vulnerability and RISK evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area, *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 6, No. 1-2, 17-38.
- Barbat Alex H, Canet Juan M. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas cálculo por ordenador*, Editorial CIMNE, Barcelona, España.

- Barbat, A. H., Carreño, M. L., Cardona, O. D., Marulanda, M. C., Barbat, A. H., Carreño, M.-L., Cardona, O. D. (2011). Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas. *Rev. Int. Mét. Num. Cál. Dis. Ing.*, 27, 3–27.
- Barbat, A. H., Lagomarsino, S., & Pujades, L. G. (2006). Vulnerability Assessment Of Dwelling Buildings, *Assessing and Managing Earthquake Risk: Geo-scientific and Engineering Knowledge for Earthquake Risk Mitigation: developments, tools, techniques*, Springer Netherlands, 115–134.
- Barbat, A. H., Pujades, L.G., Lantada, N., Moreno, R. (2008). Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 28, 851–865.
- Barbat, A. H., Vargas, Y. F., Pujades, L. G., & Hurtado, J. E. (2016). Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez. *Rev. Int. Mét. Num. Cál. Dis.*, 32(1), 39–47.
- Barbosa, J., Rivera, A. (2004). Evaluación del comportamiento sísmico de un edificio prototipo del Banco Obrero, *Revista Ciencia e Ingeniería*, Vol. 24, No. 1, 3-9.
- Basu, D., Jain, S. K. (2004). Seismic Analysis of Asymmetric Buildings with Flexible Floor Diaphragms, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 8.
- Benedetti, D., Petrini, V. (1984). Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura i proposte di un método di valutazione. *L'industria delle Costruzioni*, 149, 66-74.
- Bento R., Pinho R., Bhatt C. (2008) Nonlinear Static Procedures for the seismic assessment of the 3D irregular SPEAR building, *Proceedings of the Workshop on Nonlinear Static Methods for Design/Assessment of 3D Structures*, Lisbon, Portugal.
- Bertero, V. (1977). Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments. In *Structural Engineering and Structural Mechanics*, K.S. Pister, Ed., Prentice - Hall, Englewood Cliffs, NJ, USA, 211 – 215.
- Bhatt, C., Bento, R. (2014). The Extended Adaptive Capacity Spectrum Method for the Seismic Assessment of Plan-Asymmetric Buildings. *Earthquake Spectra*, Vol. 30, No. 2, 683-703.
- Bhatt, Carlos. (2011) Seismic Assessment of Existing Buildings Using Nonlinear Static Procedures (NSPs) - A New 3D Pushover Procedure, Tesis Doctoral, Universidad Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Blanco, Marianela (2012). Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente, revista de la facultad de ingeniería U.C.V., Vol. 27, No. 3, 71-84.
- Bommer J.J., Acevedo A. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. SP1, 43-91
- Bonett, Ricardo. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmicos de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada, Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. España.
- Bracci J.M., Kunnath S.K., Reinhorn A.M. (1997). Seismic performance and retrofit evaluation for reinforced concrete structures. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, 3-10.
- Calabrese A., Almeida J.P., Pinho R. (2010). Numerical issues in distributed inelasticity modelling of RC frame elements for seismic analysis, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 14, No. 1, 38-68.

- Calvi, G., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J., Restrepo, L., Crowley, H. (2006). Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the Past 30 Years, *ISET Journal of Earthquake Technology*, Paper 472, Vol. 43, No.3, 75-104
- Carreño M.L., Cardona O.D., Barbat A.H. 2014. Método numérico para la evaluación holística del riesgo sísmico utilizando la teoría de conjuntos difusos, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Vol. 30, No. 1, 25–34.
- Casarotti, C., Pinho, R. (2007). An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action, *Bulletin of Earthquake Engineering*, No. 5, 377–390.
- Cause, M., Laurendeau, A., Perrault, M., Douglas, J., Bonilla, L., Philippe, G. (2014). Eurocode 8-compatible synthetic time-series as input to dynamic analysis, *Bulletin Earthquake Engineering*, Vol. 12, 755–768.
- CEN (2004). *Comité Européen de Normalisation. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1:2004. Brussels, Belgium.
- CEPAL. (2005). El impacto de los desastres naturales en el desarrollo: Documento metodológico básico para estudios Nacionales de caso, Informe L-64, México.
- Chan Dorado, Selma M., Ruiz Gómez, Sonia E., Montiel Ortega, Marco A. (2005). Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 72, 1-24.
- Chopra, A. K. (2007). *Dynamic of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*, International Edition. Prentice Hall.
- Chopra, A. K., Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 561–582.
- Choy, J., Palme, C., Guada, C., Morandi, M., Klarica, S. (2010). Macroseismic Interpretation of the 1812 Earthquakes in Venezuela Using Intensity Uncertainties and A Priori Fault-Strike Information. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 100, No. 1, 241–255.
- Corsanego, A, Petrini, V. (1990). *Seismic vulnerability of buildings*. In: Proceedings of the SEISMED 3. Trieste, Italia.
- COVENIN 1753 (2006). *Norma Venezolana COVENIN 1753:2006, Proyecto, Construcción de Obras en Hormigón Estructural*, FONDONORMA, Caracas. Venezuela.
- COVENIN 1756 (2001). *Norma Venezolana COVENIN 1756:2001, Edificaciones Sismorresistentes, Requisitos y Comentarios*, FONDONORMA, Caracas. Venezuela.
- COVENIN 2002 (1988). *Norma Venezolana COVENIN 2002:1988, Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*, FONDONORMA, Caracas. Venezuela.
- Daniell, JE, Vervaeck, A., Khazai, B. y Wenzel, F. (2012). A nivel mundial CATDAT terremotos dañinos en la base de datos junto con los terremotos report.com - La presentación de Pasado y Presente datos socio-económicos del terremoto, 15th WCEE, Lisboa, Portugal, No. 2025.

- De Stefano Mario, Mariani Valentina. (2014). Pushover Analysis for Plan Irregular Building Structures. In: *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, Cap 13, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 34, 429-448.
- Dolce, M., Kappos, A., Zuccaro, G., Coburn, A. (1994). Report of the EAE working group 3: vulnerability and risk analysis, *Technical Report 10th european conference on Earthquake Engineering*. Vienna, No.4, 3049–3077
- Dumova-Jovanoska, E. (2004). Fragility Curves for RC Structures in Skopje Region, *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, No 3, Vancouver, Canada.
- Elnashai, Amr. (2001). Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 12, No. 1, 51-69.
- Elnashai, Amr., DiSarno, Luigi. (2008). *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Chichester, John Wiley and Sons.
- Esteva, L., Rascón, O., Gutiérrez, A. (1970). *Lecciones de algunos temblores recientes en América Latina*, Ingeniería Sísmica, No. 3, 1-28.
- Fajfar P, Marusic D, Perus I. (2005). Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings. *Journal Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 6, 831–854.
- Fajfar P. y Gaspersic P. (1996). The N2 Method for the seismic damage analysis of RC buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 31-46.
- Fajfar P., Fischinger M. (1988). N2 - A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. *Proceedings of the Ninth World Conference in Earthquake Engineering*. 111-116. Tokyo-Kyoto, Japan.
- Fajfar, P., Dolsek, M., Marusic, D., Stratan, A. (2006). Pre- and post-test mathematical modelling of a plan-asymmetric reinforced concrete frame building. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, 1359–1379.
- Fajfar, Peter. (2000). Nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra*, EERI, USA, Vol 16, No 3, 573-591.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2003). NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings and other structures, FEMA 450, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440, Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency FEMA. (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 273). Washington D.C.
- Federal Emergency Management Agency FEMA. (2010). Earthquake-Resistant Design Concepts An Introduction to the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, FEMA P-749, Washington, D.C.
- FEMA-NIBS. (1999). Hazus'99 Technical Manuals, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, U.S.A.
- Filippou F.C., Popov E.P., Bertero V.V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints, Report EERC 83-19. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Freeman S., Nicoletti J., Tyrell J. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. Proceedings of 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, U.S.A, 113-122.

Fundación venezolana de investigaciones sismológicas. Funvisis. (2009). *Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto* (FONACIT 200400738) - Informe Técnico Final. Volumen 2 Barquisimeto-Cabudare. Caracas, Venezuela, Ministerio del poder popular para la ciencia y tecnología.

Gasparini D., Vanmarcke E.H. (1976). *Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra*, M.I.T, Department of Civil.

Goel, R. K., Chopra, A. K. (2005). Extension of modal pushover analysis to compute member forces, *Earthquake Spectra*, Vol. 21, 125–139

Grases J., Altez R, Lugo M. (1999). *Catálogo de Sismos Sentidos o Destruyores Venezuela 1530/1998*. Universidad Central de Venezuela/Academia de Ciencias Física, Matemáticas y Naturales. Facultad de Ingeniería, Caracas, Venezuela.

Grünthal, G. (1998). *European Macroseismic Scale 1998 - EMS-98*, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie. 15, Luxemburgo.

Guevara, Teresa. (2012). *Configuraciones urbanas contemporáneas en zonas sísmicas*, Fondo Editorial Sidetur, UCV, Caracas, Venezuela.

Gülkan, P., Sozen, M. A. (1974). Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions, *ACI Journal Proceedings*, Vol. 71, 604–610.

Gupta, B., Kunnath S. (2000). Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 2, 367-391.

Halldorsson B., Papageorgiou A.S. (2005). Calibration of the specific barrier model to earthquake of different tectonic regions, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 95, No. 4, 1276-1300.

Hernández, E., Kwon, O., Aschheim, M. (2004). An energy-based formulation for first- and multiple-mode nonlinear static (pushover) analyses, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 8, No. 1, 69–88.

Hernández, J., López, O. (2007). Investigación de respuestas sísmicas críticas incorporando la torsión accidental, *Boletín técnico IMME [online]*, Vol. 45, No. 3, 22-51.

Herrera, R. I., Saba, M., Mendoza, E., Ugel, R. (2016). Vulnerabilidad sísmica de un edificio aporricado de concreto armado de cinco niveles, con irregularidad en planta y variaciones en el diafragma de piso, *SABER, Revista Multidisciplinaria del Consejo de Investigación de la Universidad de Oriente*, Vol. 28, No 3, 293-304

Herrera, R. I., Vielma J. C., Ugel R., Alfaro A., Barbat A. H. and Pujades L. (2013b). Seismic response and torsional effects of RC structure with irregular plant and variations in diaphragms, designed with Venezuelan codes, *WIT Transactions on the Built Environment*, Vol. 132, 85-96.

Herrera, R. I., Vielma, J. C., Barbat, A., Pujades, L. (2013a). Estado del conocimiento sobre metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios, *Revista Ingeniería y Sociedad*, Vol.8, No. 1, 7-28.

- Herrera, R. I., Vielma J. C., Ugel R., Martínez, Y. (2012b). Evaluación del comportamiento sismorresistente y diseño óptimo de un edificio existente de concreto armado de baja altura, *Revista INGENIERÍA UC*, Vol. 19, No. 3, 52-65.
- Herrera, R. I., Vielma J. C., Ugel, Ronald, Martínez, Y., Barbat, A. H. (2012a). Optimal design and earthquake-resistant design evaluation of low-rise framed RC structure. *Natural Science*, Vol. 4, No. 8A, 677-685.
- Hilber, H., Hughes, T., Taylor, R. (1977). Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5, No. 3, 283 – 292.
- Hou, S. (1968). *Earthquake simulation models and their applications*. M.I.T. Department of Civil Engineering. Research Report. R68-17
- Hurtado, J. (1999). *Modelación estocástica de la acción sísmica*. Monografías de Ingeniería Sísmica, Ed. Monografía CIMNE IS-33, Barcelona, España.
- Hughes, T. (1987). *The Finite Element Method, Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*, Prentice-Hall.
- Jeong, S.H., Elnashai, A.S. (2005). Analytical assessment of the seismic performance of an irregular RC frame for full scale 3D pseudo-dynamic testing, Part I: analytical model verification. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 1, 95–128.
- Ju, S., Lin M. (1999). Comparison of building analyses assuming rigid or flexible floors, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 1, 25–31.
- Kalkan, E., Kunnath, S. K. (2006). Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures, *Journal of Structural Engineering* Vol 132, 1721–1731.
- Kappos, A., Panagopoulos, G. (2010). Fragility curves for reinforced concrete buildings in Greece, *Structure and Infrastructure Engineering, Maintenance*, Vol. 6, No. 1-2, 39-53.
- Kreslin, M. Fajfar, P. (2012). The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation, *Bulletin Earthquake Engineering*. No. 10, 695-715.
- Kunnath, S.K., Reinhorn, B.M. and Park, Y.J. (1990). Analytical Modeling of Inelastic Seismic Response of R/C Structures, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 116, No. ST4, 996-1017.
- Lagomarsino, S., Giovinazzi, S. (2006). Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings, *Bulletin Earthquake Engineering*, Vol 4, No. 4, 415–443.
- Lantada N., Pujades L.G. Barbat A.H. (2009). Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic RISK evaluation. A comparison. *Natural Hazards*, Vol. 51, No. 3, 501-524.
- Lantada, N., Irizarry, J., Barbat, A. H., Goula, X., Roca, A., Susagna, T., & Pujades, L. G. (2010). Seismic hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(2), 201–229.
- Lantada, Nieves. (2007). Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. España.

- Lindell, M., Prater, C., Perry, R. (2007). *Introduction to Emergency Management*, 1ra Edition. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, Inc.
- López, O., Raven, E., Annicchiarico, W. (1994). Efecto de la forma de la planta en el comportamiento sísmico de edificios. Contribuciones recientes a la ingeniería estructural y sismo-resistente, *SVMNI-IMME*, Facultad de Ingeniería, UCV, Caracas, Venezuela.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, 1804-1826.
- Márquez, W., San, M. (2010). Disaster Mitigation Plan in the Coastal Area of Venezuela Based on the Tsunami Simulation Program of the Magnitude 8.0 Earthquake, State Anzoategui. Country, Venezuela, *JICA Training course 2009-2010*, Nagoya University, Japan.
- Martínez Rueda J., Elnashai Amr. (1997). Confined concrete model under cyclic load, *Materials and Structures*, Vol. 30, No. 197, 139-147.
- Mata, S., Choy, J., Palme, C., and Guada, C. (2015). Estudio Preliminar del Proceso Focal del Sismo del 12 de Septiembre de 2009, Ocurrido Frente a la Costa Centro Occidental de Venezuela, Utilizando Ondas de Cuerpo. *Bol. Geol. [Online]*, Vol.37, No.1, 99-104.
- Medvedev, S., Sponheuer, W., Karník, V. (1965). *Seismic intensity scale version MSK 1964*. UNESCO, informe WS/0565.43 AVS, 1-7, Paris.
- Mena, U. (2002). Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas. Barcelona, España. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. España.
- Menegotto, M., Pinto, P. (1973). Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures anted on by well defined loads, *International Association for Bridges and Structural Engineering*, Zurich, Switzerland, 15-22.
- Milutinovic, Z., Trendafiloski, G. (2003). WP4: Vulnerability of current buildings. Risk-UE project Handbook. September 2003. Risk-UE project report. 111
- Ministry of Land Infrastructure and Transport (MLIT). (2001). Design example and commentary for the calculation of response and limit strength (in Japanese). Japon.
- Moehle, J. (2010). 27 March 2010, offshore Maule, Chile earthquake, *EERI Learning from Earthquakes Program*, Presentado en una reunión técnica en Berkeley, California. Presentación disponible en http://peer.berkeley.edu/events/pdf/2010/Moehle_LFE_briefing_in_Berkeley.pdf
- Moreno, R., Bairán, J. (2010). Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de hormigón armado con losas reticulares. *Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V*, Vol. 25, No. 4, 61-71.
- Moreno, Rosangel. (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. España.
- Mucciarelli M., Spinelli A., Pacor F. (2004). Un programma per la generazione di accelerogrammi sintetici "fisici" adeguati alla nuova normativa, *Proceedings of XI Congresso Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia*, Genova, Italy

- Mwafy, Aman. (2010). Analytically derived fragility relationships for the modern High-rise buildings in the UAE. *The structural design of tall and special buildings*. Vo. 21, No. 11, 824–843
- Mwafy, Aman. y Elnashai, Amr. (2002). Calibration of force reduction factors of RC buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 6, No. 2, 239 – 273.
- Naeim, F., Boppana, R. (2001). *Chapter 8: Seismic design of floor diaphragms, The Seismic Design Handbook*, segunda edición, Kluwer Academic Publishers, 373-407.
- Nassar, A.A. y Krawinkler, H. (1991). Seismic demands for SDOF and MDOF systems. *The John Blume Earthquake Engineering Center*, Report No. 95, Stanford University, Stanford, CA, USA.
- Newmark N.M. (1959). A method of computation for structural dynamics, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 85, No. EM3, 67-94.
- Papanikolaou, V. K., Elnashai, A. S. (2005). Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis i: methodology. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, No 6, 923–941.
- Park Y.J, Ang A.H. (1985) Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal Structural Engineering ASCE*, Vol. 111, No. 4, 722–739
- Paz, Mario. (1992). *Dinámica Estructural Teoría y Cálculo*, Editorial Reverté S.A. Barcelona, España.
- PEER. (2013), http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/spectras/new; consultado en septiembre de 2013.
- Pinho R., Bhatt C., Antoniou S., Bento R. (2008). Modelling of the horizontal slab of a 3D irregular building for nonlinear static assessment, *Proceedings of the Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, No. 05-01-0159.
- Pinho R., Monteiro R., Casarotti C., Delgado R. (2009). Assessment of continuous span bridges through Nonlinear Static Procedures, *Earthquake Spectra*, Vol. 25, No. 1, 143-159.
- Pinho, R., Antoniou, S. (2005). A displacement-based adaptive pushover algorithm for assessment of vertically irregular frames, *Proceedings of the Fourth European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, Thessaloniki, Greece.
- Priestley, M., Calvi G., Kowalski M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press. Pavia. Italia.
- Priestley, M., Grant, D. (2005). Viscous damping in seismic design and analysis. *Journal of Earthquake Engineering*. Vol. 9, 229-255.
- Pujades, L.G., Barbat, A.H., González-Drigo, R., Avila J. y Lagomarsino, S. (2012). Seismic performance of a block of buildings representative of the typical construction in the Eixample district in Barcelona (Spain), *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 10, No. 1, 331–349.
- Pujades, L.G., Vargas, Y.F., Barbat, A.H., González-Drigo, J.R. (2015). Parametric model for capacity curves. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Vol. 13, No. 5, 1347–1376.

- Rocabado, V., Schmitz, M., Sanchez, J. Reinoza, C. (2007). Geophysical studies in Barquisimeto metropolitan area, Venezuela, as contribution to a seismic microzoning study. *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Thessaloniki-GREECE.
- Safina, Salvador. (2003). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico, Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. España.
- Saragoni, G., Hart, G. (1974). Simulation of artificial earthquakes, *Earthquake Engineering-and Structural Dynamics*, Vol. 2, 219-267.
- Seismosoft (2004). SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, Edición (2014), disponible en: <http://www.seismosoft.com>.
- Seismosoft (2013a). SeismoArtif v2.1 – A computer program for generating artificial earthquake accelerograms matched to a specific target response spectrum, disponible en: <http://www.seismosoft.com>.
- Seismosoft (2013b). SeismoMatch v2.1 – A computer program for spectrum matching of earthquake records, disponible en: <http://www.seismosoft.com>.
- Stone W.C, Taylor A.W. (1993). Seismic performance of circular bridge columns designed in accordance with AASHTO/CALTRANS standards, *Nist Building Series 170*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg MD.
- Tena Colunga, A. (2010). Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios, *Memorias V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil en honor del Dr. José Grases*, Mérida, Venezuela, CD-ROM.
- Tena, A., Chinchilla P, Juárez L. (2013). Evaluación de la flexibilidad elástica de sistemas de piso utilizados en edificios urbanos, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 89, 135-166.
- Ugel, R., Herrera, R., Vielma, J., Pujades, L. (2012). Análisis de escenarios de riesgo sísmico para toma de decisiones. Aplicación a edificio aporricado de hormigón armado en el municipio valencia, *Ingeniería y Sociedad UC*, Vol. 7, No 1, 20-34.
- Ugel, R. (2015). Vulnerabilidad sísmica en edificaciones porticadas compuestas de acero y hormigón armado, Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. España.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, 491–514.
- Vargas, Y., Pujades, L., Barbat, A., Hurtado, J. (2013). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Vol. 29, No. 2, 63-78.
- Vargas Alzate, Y. (2013). Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño, Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. España.
- Vicente. R., Parodi. S., Lagomarsino. S., Varum. H., Mendes. J. (2011). Seismic vulnerability and risk assessment: case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal, *Bulletin Earthquake Engineering*, No. 9, 1067-1096.

Wood, H., Neumann, F. (1931). Modified Mercalli intensity scale of 1931, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 21, No. 4, 277–283.

Yépez, F., Barbat, Alex., Canas, J. (1996). Simulación de escenarios de daño sísmico en zonas urbanas, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Vol. 12, No. 3, 331-358.

ANEXOS I. Irregularidad estructural

ANEXO I. Se presenta a continuación de la irregularidad geométrica en altura.

Irregularidad vertical o en elevación

Estas irregularidades indican cambios bruscos de resistencia, rigideces, geometría y masa, y conducen a una distribución irregular de fuerzas y deformaciones a lo largo de la altura del edificio. Siete diferentes tipos de irregularidad estructural vertical están definidas, detallando las posibles irregularidades verticales, y requerimientos adicionales de detalle de algunos códigos sísmicos, que deben satisfacerse si las irregularidades están presentes.

Irregularidad de rigidez (piso blando)

Ocurre cuando la rigidez de un piso es considerablemente menor que la de los pisos por encima. Es una práctica de diseño arquitectónico muy común en el primer nivel de varios pisos un edificio de porticado donde por arquitectura se requiere una gran entrada, o incluso para aparcar vehículos, en Tabla A 1 y Figura A 2(a) se muestra los criterios de normas sísmicas, para identificar este tipo de irregularidad.

Un ejemplo de este tipo de irregularidad, se presentó en el edificio Palace Corvin en la ciudad de Caracas-Venezuela, es conocido internacionalmente porque se puso en evidencia la condición desfavorable de piso blando en la PB (Figura A 1), presentó fallos en el diseño sísmico, por una irregularidad vertical o cambios bruscos de rigidez en elevación que conllevan al colapso de la estructura. Este edificio tenía una planta en forma de H estaba. Los dos cuerpos principales alojaban apartamentos residenciales y en el medio se unían por el bloque de circulación vertical. En el cuerpo ubicado al este, se dejó la PB libre para estacionamiento, mientras en el del oeste se ubicaron apartamentos, de la misma forma en que se hizo en las plantas superiores (Guevara 2012).

Tabla A 1 Comparación de criterios de normas sísmicas para piso blando

NORMA	COMENTARIO	CRITERIOS
COVENIN 1756-2001	Establece la rigidez lateral de piso e incluye que el cálculo de las rigideces se adiciona la contribución de la tabiquería.	$k_i < 0.7k_{i+1}$ o $k_i < 0.8\left(\frac{1}{3}(k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3})\right)$
ASCE/SEI 7-10	<p>Criterio a: La irregularidad de un piso blando cuando, la rigidez lateral es menor del 70% de la rigidez del piso superior, o menor del 80% de la rigidez media de los 3 pisos superiores al piso blando.</p> <p>Criterio b: La irregularidad de rigidez extrema de un piso blando, cuando la rigidez lateral de un piso es menor que 60% de la rigidez del piso superior, o menor que 70% de la rigidez media de los tres pisos superiores.</p>	$k_i < 0.7k_{i+1}$ o $k_i < 0.8\left(\frac{1}{3}(k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3})\right)$ $k_i < 0.6k_{i+1}$ o $k_i < 0.7\left(\frac{1}{3}(k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3})\right)$

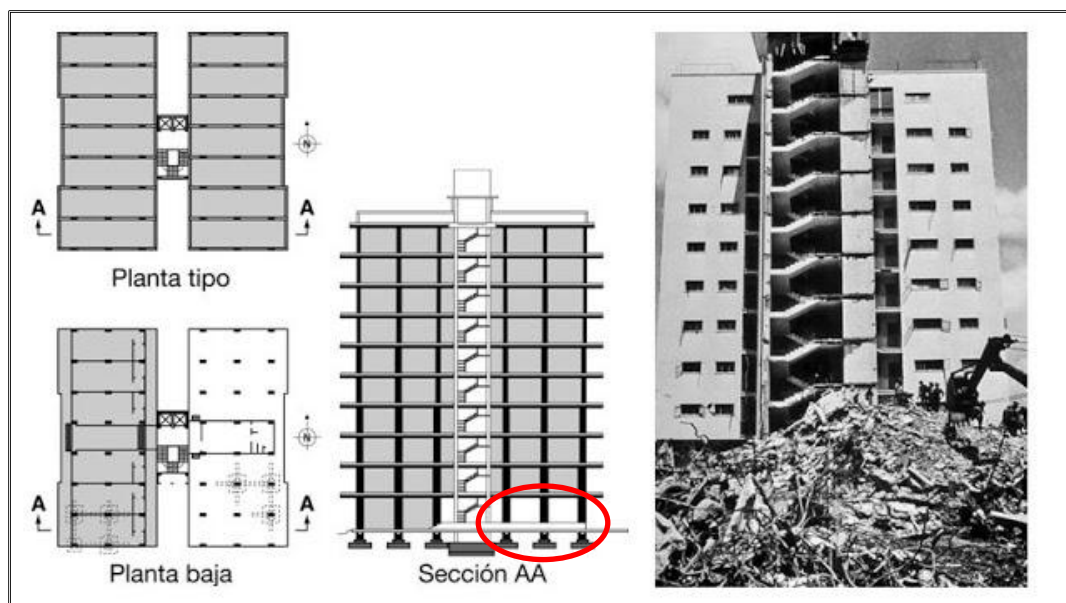


Figura A 1 Planos del edificio Palace Corvin y la fotografía que muestra el cuerpo oeste que sobrevivió sin colapsar pero que fue demolido y en primer plano el cuerpo que colapsó (Guevara 2012)

Irregularidad en la distribución de peso (masa)

Esto se da cuando el peso de la estructura en un nivel es considerablemente superior a la que en los niveles inmediatamente superiores o inferiores a él. Esta condición ocurre comúnmente en las estructuras industriales donde se encuentran equipos pesados en algunos niveles. También puede ocurrir en los edificios que tienen niveles con grandes

salas de máquinas o áreas de almacenamiento, en la Tabla A 2 y Figura A 2 (b) se exponen diferentes criterios de normas para la identificación de este tipo de irregularidad.

Tabla A 2 Comparación de criterios por irregularidad en la distribución de la masa

NORMA	COMENTARIO	CRITERIOS
COVENIN 1756-2001	Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación.	$M_i > 1.3M_{i+1}$ $M_i > 1.3M_{i-1}$
ASCE/SEI 7-10	Considera que existe irregularidad de masa cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor del 150% de la masa efectiva de uno de los pisos adyacentes. No es necesario considerar un techo que sea más liviano que el piso inferior.	$M_i > 1.5M_{i+1}$ $M_i > 1.5M_{i-1}$
EC8	Sugiere, que tanto la rigidez lateral como la masa de las planta deben permanecer constante o disminuir gradualmente, sin cambios bruscos, desde la base hasta la parte superior del edificio.	

Los excesos de masa pueden incrementar las fuerzas laterales de inercia, incrementan la magnitud de las deformaciones entre pisos, evidenciándose en desfavorables efectos estructurales. Se requiere de un análisis dinámico para obtener una mejor distribución de las fuerzas de corte.

Irregularidad geométrica

En la Tabla A 3 se consideran los diferentes criterios de normas sísmicas para esta irregularidad. Se consideran irregularidades de geometría vertical, cuando la dimensión horizontal del sistema de fuerzas laterales resistente en cualquier es suficientemente mayor que en el piso adyacente. Se le puede visualizar como una esquina entrante en el sentido vertical.

Discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistente a las fuerzas laterales

Cuando hay discontinuidad en los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas lateral de una estructura, cuando sus muros o pórticos arriostrados no se alinean verticalmente dentro de una línea determinada de la estructura o tienen una importante discontinuidad. Los criterios sísmicos se presentan en la Tabla A 4 y la Figura A 2.

Tabla A 3. Comparación de criterios por irregularidad geométrica vertical o en alzado

NORMA	COMENTARIO	CRITERIOS
COVENIN 1756-2001	(a) Un edificio puede quedar clasificado como irregularidad si existen, geometrías verticales asimétricas o entrantes horizontales tal que: (b) Asimismo indica, que si existe aumento sistemático de masa y dimensiones con la elevación, la estructura será irregular. (Figura A 2c y d)	$L_i > 1.3L_{i+1}$ $a/L > 0.10$
ASCE/SEI 7-10	Considera que existe irregularidad vertical geométrica cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia a las fuerzas laterales en cualquier piso es mayor del 130% de la de un piso colindante. No es necesario considerar los pisos de azotea de un solo nivel. (Figura A 2c)	$L_i > 1.3L_{i+1}$
EC8	(a) Para los entrantes sucesivos que mantengan la simetría axial, y entrantes de cualquier planta no debe ser mayor del 20% de la dimensión de la planta inferior en la dirección del entrante (véase la Figura A 2e); (b) En el caso de un único entrante dentro del 15% inferior de la altura total de la estructura, el entrante no debe ser mayor del 50% de la dimensión de la planta inferior (ver Figura A 2f). En este caso, la estructura de la parte inferior que abarca la proyección vertical del perímetro de los pisos superiores debe estar diseñada para resistir al menos el 75% de esfuerzo cortante horizontal. (c) Si los entrantes no preservan la simetría, para cada cara, la suma de los entrantes de todas las planta no debe ser mayor del 30% de la dimensión en planta de la primera planta existente sobre la cimentación y cada entrante no debe ser mayor del 10% de la dimensión de la planta inferior. (Ver Figura A 2g).	(a) $\frac{L_i - L_{i+1}}{L_3 + L_1} \leq 0.20$ (b) $\frac{L_3 - L_1}{L} \leq 0.50$ (c) $\frac{L - L_{i+1}}{L} \leq 0.30$ y $\frac{L_i - L_{i+1}}{L_i} \leq 0.10$

Tabla A 4. Comparación de criterios por irregularidad en el plano de los elementos verticales

NORMA	COMENTARIO	CRITERIOS
COVENIN 1756-2001	(a) Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base. (b) El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal. (Figura 2.17i) (c) Un desplazamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera 1/3 de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desplazamiento. (Figura A 2h)	$L > \frac{1}{3}a$ o $L > \frac{1}{3}b$
ASCE/SEI 7-10	Considera este tipo de irregularidad, cuando existe un desplazamiento en el plano de los elementos resistentes a las fuerzas laterales mayor que la longitud de esos elementos. (Figura A 2h)	$L > a$ $L > b$
EC8	Recomienda que todos los sistemas resistentes a cargas laterales, tales como núcleos, muros estructurales, o pórticos, deben ser continuos sin interrupción desde sus cimientos hasta la parte superior del edificio, o si existen entrantes a diferentes alturas, hasta la parte superior de la zona en del edificio.	

Discontinuidad en capacidad (piso débil)

Esto ocurre cuando la fuerza en muros o pórticos que proporcionan la resistencia lateral de piso que es sustancialmente menor que el de los muros o pórticos en los pisos adyacentes (Figura A 2j). Esta irregularidad a menudo acompaña a una irregularidad de piso blando, pero no siempre lo hacen. Las versiones extrema de la irregularidad de piso débil están prohibidas en el diseño sísmico. La Tabla A 5 muestra los diferentes criterios de normas sísmicas.

Proximidad de edificios adyacentes

Esta proximidad puede conducir un golpeteo de dos edificios próximos. El golpe y los daños pueden ocasionar una respuesta irregular de las edificaciones a diferentes alturas. El daño es mayor cuando los pisos de los edificios tienen diferente nivel, con el riesgo de golpear las columnas Blanco (2012). Surgen complicaciones adicionales al agregarse otros factores, como características dinámicas distintas entre los edificios. Los daños pueden ser minimizados bajo un control exigente, por la separación de los edificios y el alineamiento de los pisos en las edificaciones adyacentes, Alonso (2012).

Efecto de columna corta

La columna es un elemento que se diseña para que su desempeño sea dúctil, pero este puede convertirse en frágil si la falla es la zona no confinada. La falla se debe al hecho de que las columnas de un mismo nivel presentan similar desplazamiento lateral durante un sismo, sin embargo al ser las columnas cortas más rígidas absorben mucha más fuerza lateral (Blanco 2012). La norma COVENIN 1756 (2001), hace referencia a que una notable reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales, influye para que la estructura sea clasificada como irregular, aunque no se especifica la penalización de la longitud libre.

Tabla A 5. Comparación de criterios de normas sísmicas para la irregularidad piso débil

NORMA	COMENTARIO	CRITERIOS
<i>COVENIN 1756-2001</i>	Establece que la irregularidad de un piso débil es aquel en que la resistencia del piso es menor del 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior.	$R_i < 0.7 R_{i+1}$ o $R_i < 0.8 \left(\frac{1}{3} (R_{i+1} + R_{i+2} + R_{i+3}) \right)$
<i>ASCE/SEI 7-10</i>	(a) La irregularidad de un piso débil es aquel en que la resistencia del piso es menor del 80% de la resistencia del piso inmediatamente superior, en tal caso se considera irregular. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas que comparten el esfuerzo cortante del piso en la dirección bajo consideración, (b) La irregularidad extrema de un piso débil es aquel en que la resistencia del piso es menor del 65% de la resistencia del piso superior o anterior, en tal caso se considera irregular,	Criterio (a) $R_i < 0.8 R_{i+1}$ Criterio (b) $R_i < 0.65 R_{i+1}$
<i>EC8</i>	Recomienda que en los edificios de pórticos, el cociente entre la resistencia real de la planta y la resistencia requerida por el análisis, no deban variar de manera desproporcionada entre plantas adyacentes.	

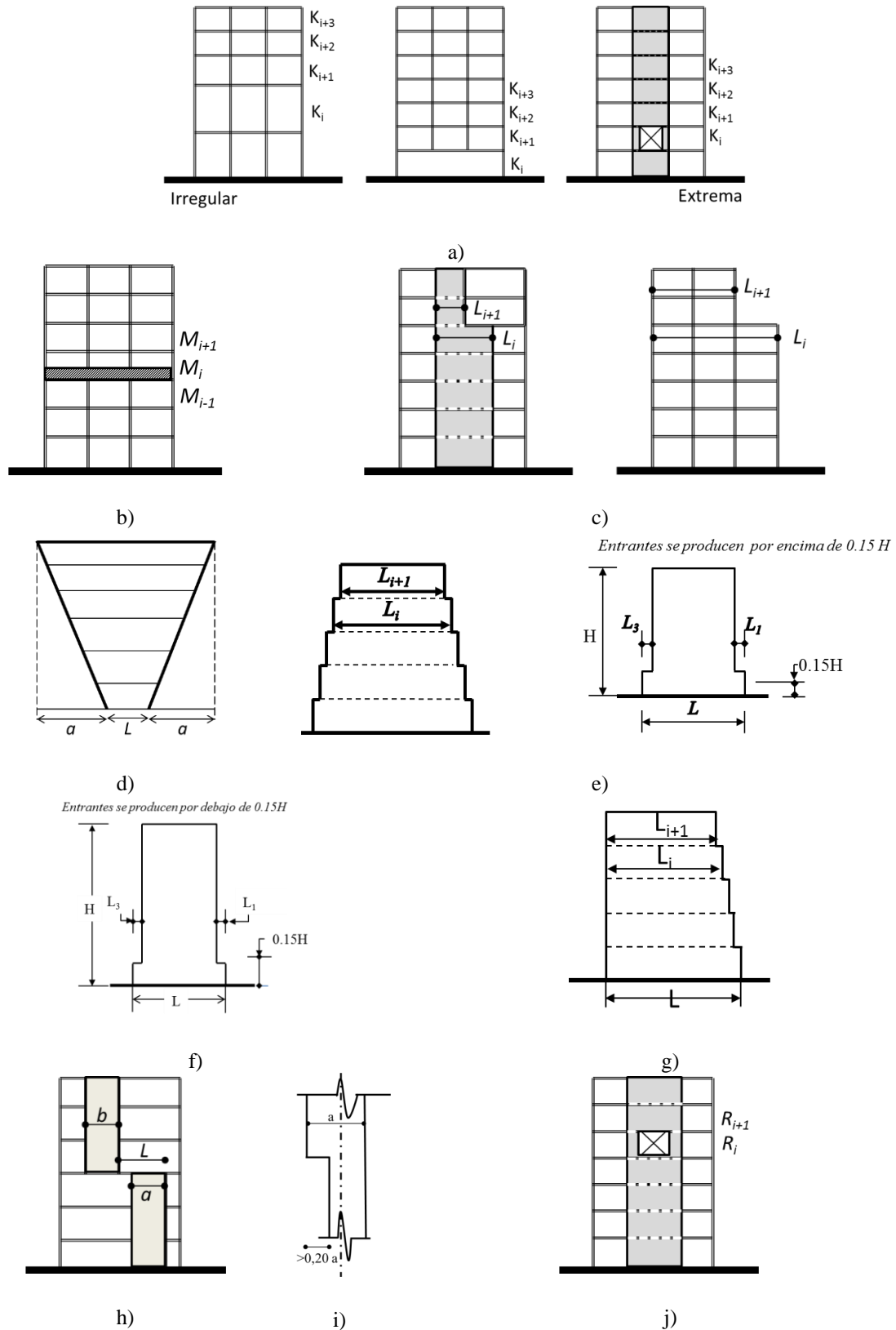


Figura A 2. Irregularidad vertical o en alzado, a) Piso blando, b) Correspondiente a masa (Peso), c) Geométrica vertical, d) Aumento significativo de las dimensiones de las plantas con la altura, e) Entrantes en planta para el criterio (a), CEN (2003), f) Entrantes en planta para el criterio (b), CEN (2003), g) Entrantes en planta para el criterio (c), CEN (2003), h) Discontinuidad en el plano, i) Ancho de columna de entrepiso, j) Piso débil o resistencia lateral

ANEXO II. Modelo ME8

ANEXO II. Se presenta a continuación el comportamiento modal y torsional del Edificio ME8.

Modos de vibración

Tabla A 6. Periodos y porcentajes de masas modales efectivas del ME8

MODELO ME8			
Modo	Período (s)	Masa modales efectivas	
		Ux (%)	Uy (%)
1	0.83	77,96	0,29
2	0.79	0,46	72,28
3	0.74	0,48	1,93
4	0.46	0,02	0,01
5	0.35	0,01	0
6	0.30	0	0,02

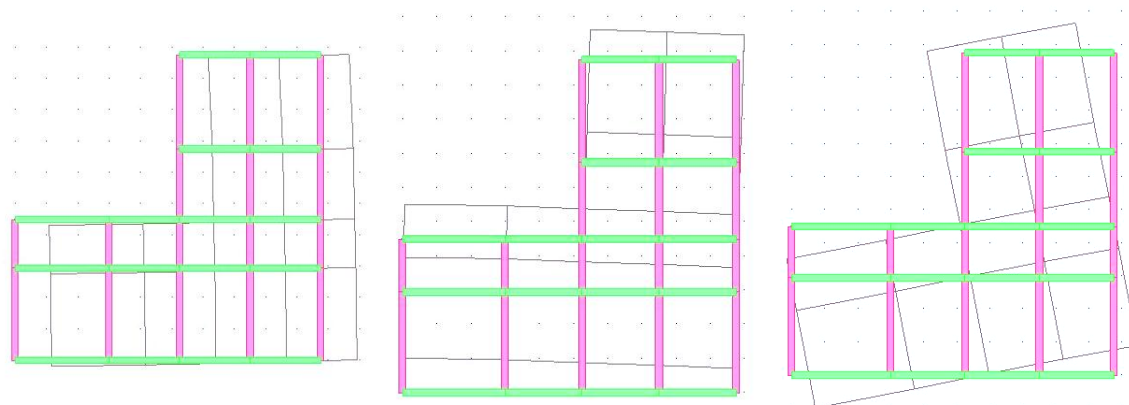


Figura A 3 Deformada del modelo ME8 para el primer modo de vibración en a) traslación y torsión y b) traslación y torsión c) torsional

Respuesta Torsional

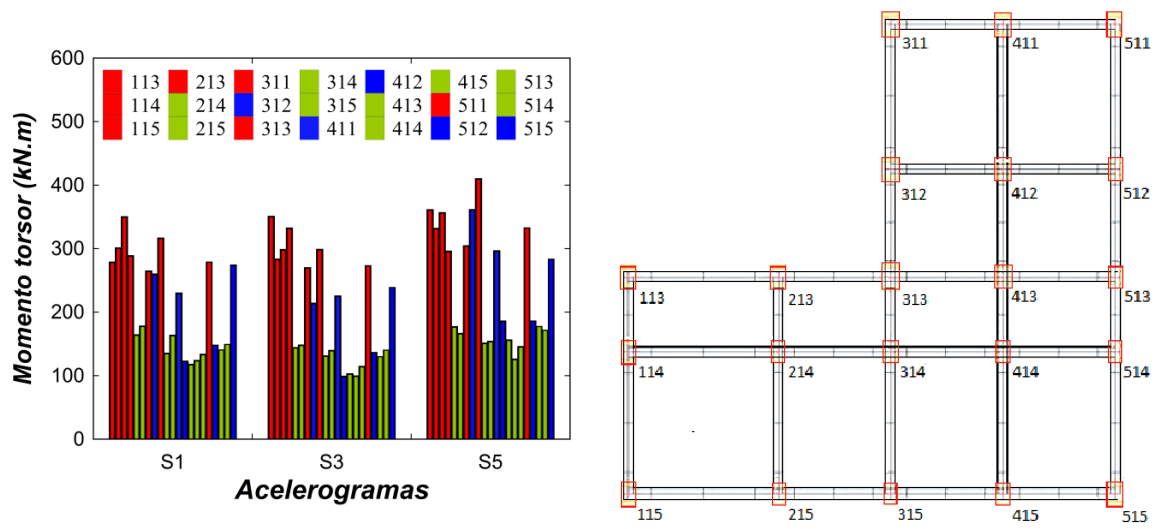


Figura A 4 Momentos de torsión del modelo ME8, para los tres acelerogramas y 0.30 PGA.

ANEXOS III. Modelo paramétrico de daño y fragilidad de los sistemas ME2 y ME5

ANEXO III. Se presenta a continuación la representación gráfica del modelo paramétrico de capacidad, fragilidad y daño de los edificios ME2 y ME5.

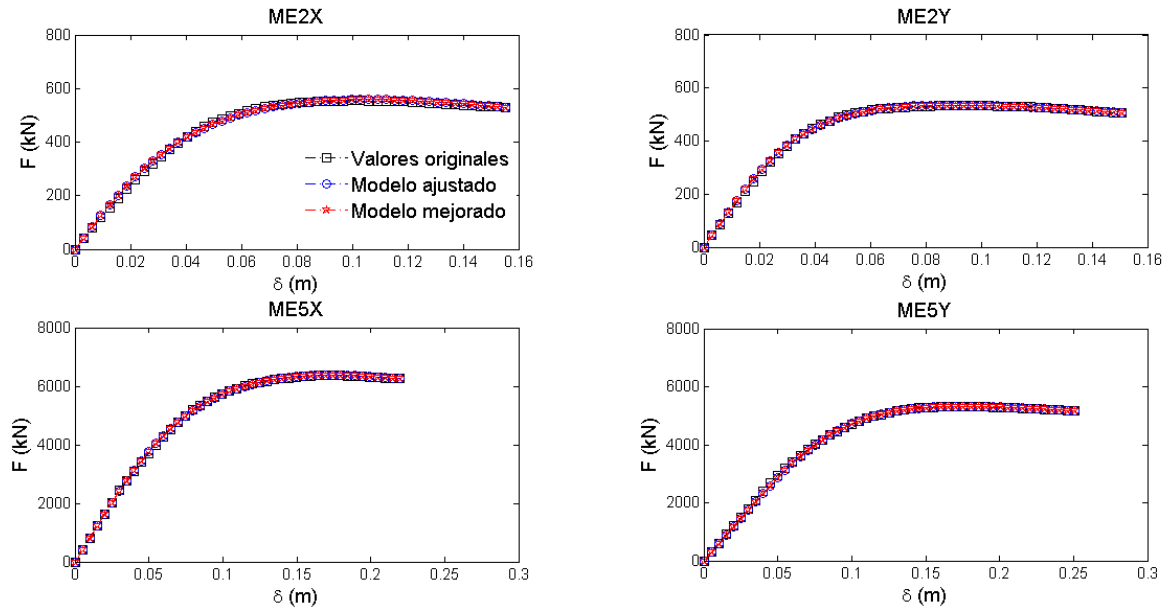


Figura A 5 Curvas de capacidad de los sistemas estructurales ME2 y ME5

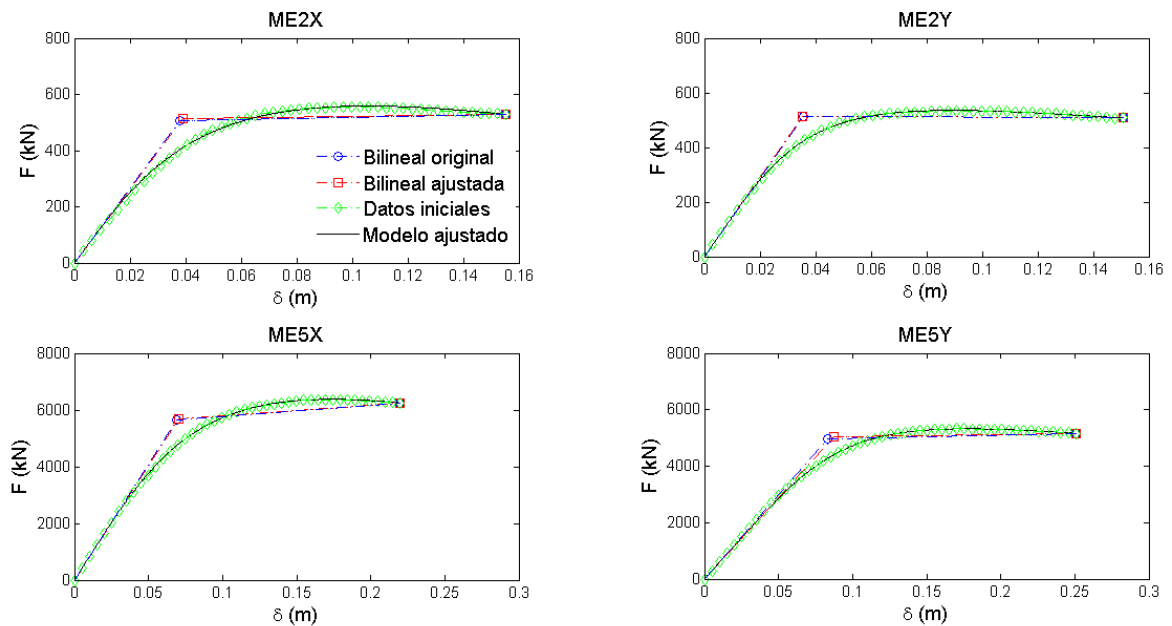


Figura A 6 Formas bilineales de las curvas de capacidad de los sistemas estructurales ME2 y ME5

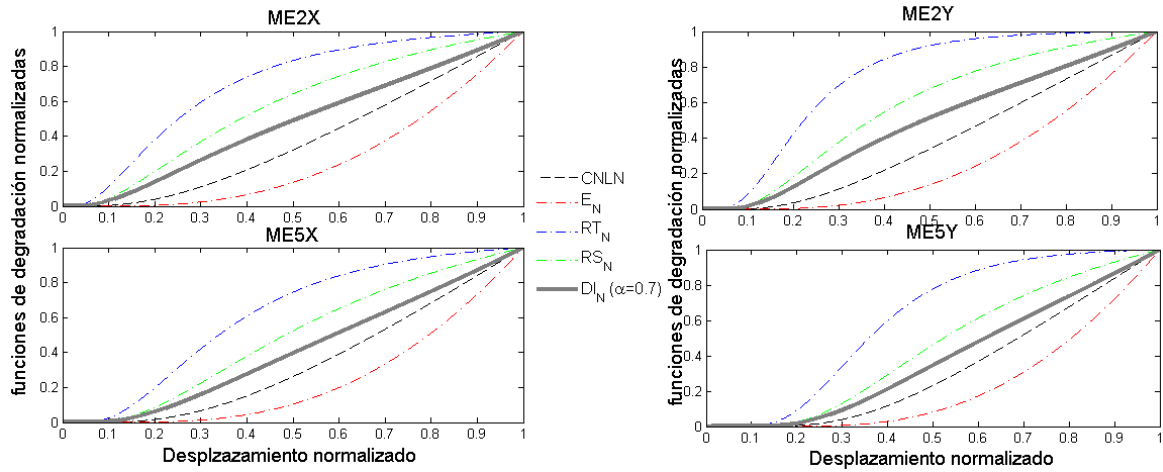


Figura A 7 Curvas normalizadas de capacidad no lineal, de la degradación de la energía, de la rigidez tangente y secante para los sistemas estructurales ME2 y ME5

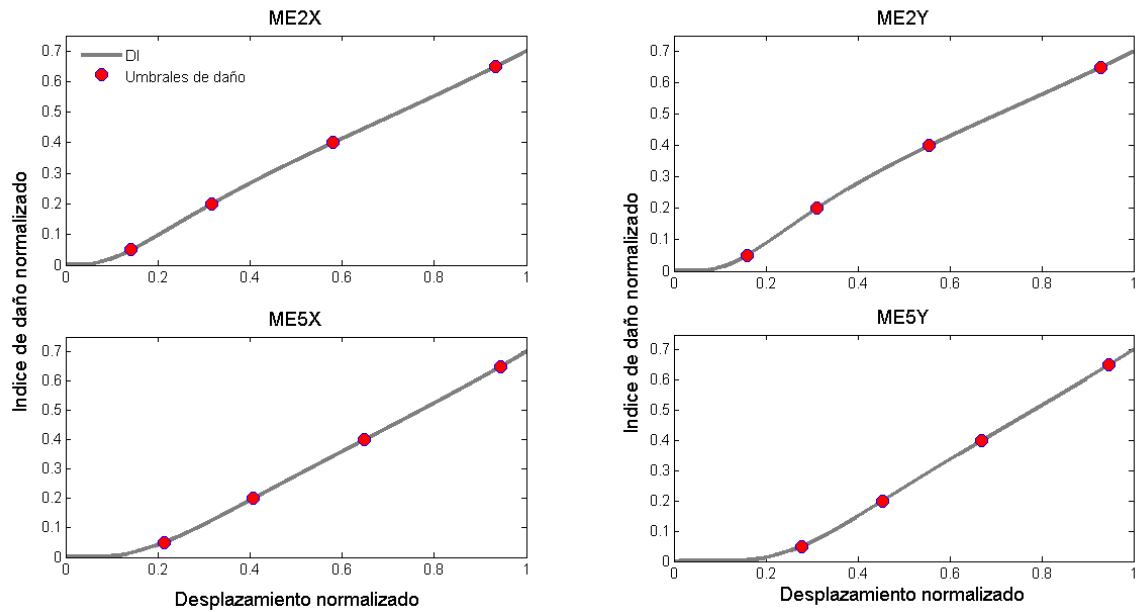


Figura A 8 Índice de daño (ID) y umbrales de los estados de daño basado en Pujades *et al.* (2015) para los sistemas estructurales ME2 y ME5

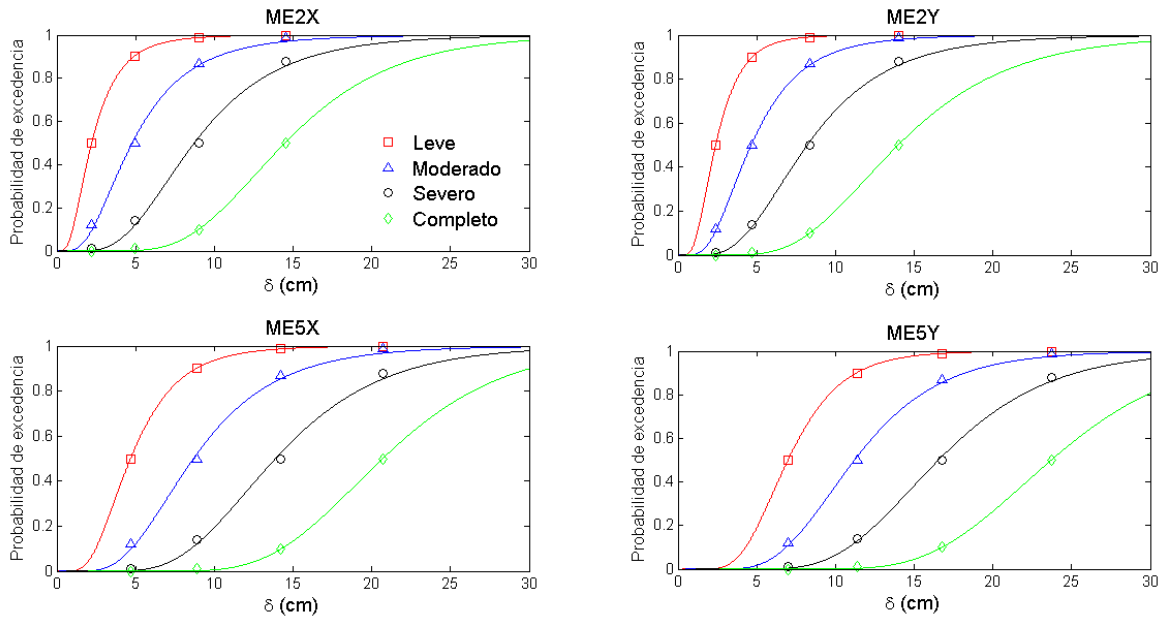


Figura A 9 Curvas de fragilidad a partir de la capacidad ajustada, basadas en el modelo de capacidad de Pujades *et al.* (2015) para los sistemas estructurales ME2 y ME5

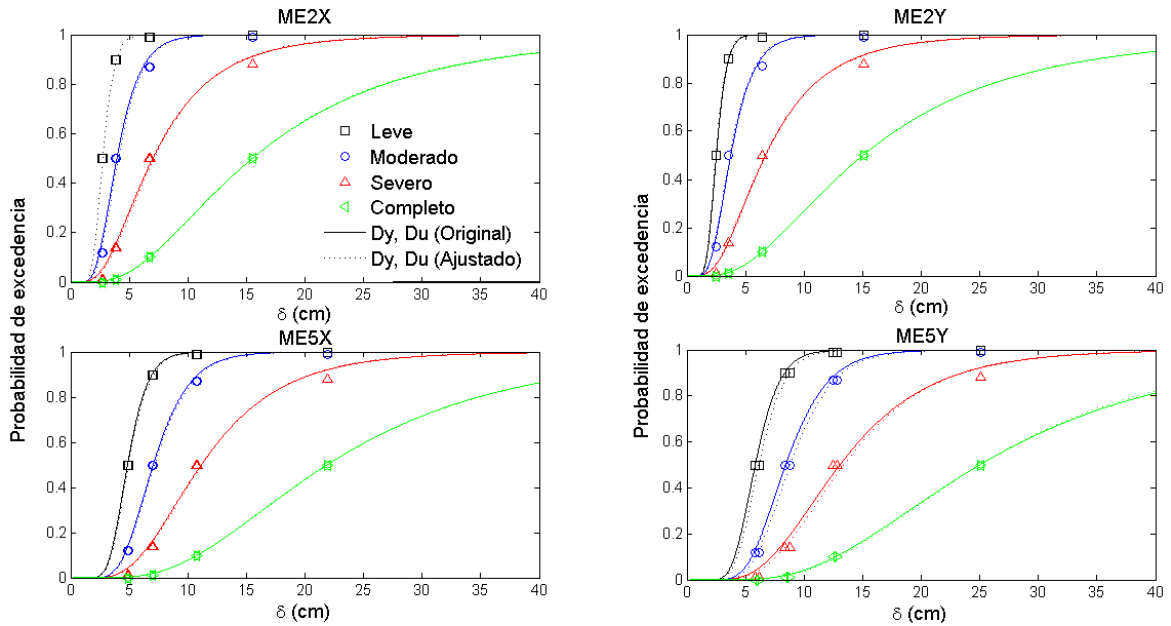


Figura A 10 Curvas de fragilidad a partir de la capacidad original y ajustada, basada en el proyecto Risk-UE para los sistemas estructurales ME2 y ME5

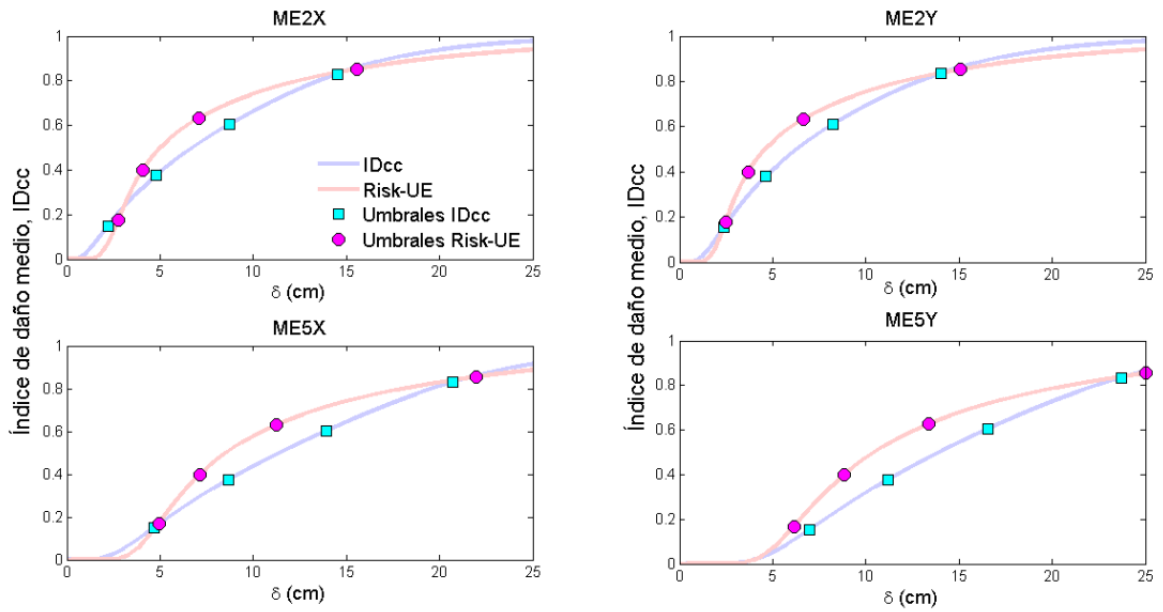


Figura A 11 Comparación de las curvas de índice de daño medio normalizado basado en capacidad (IDcc) y en Risk-UE, para los sistemas estructurales ME2 y ME5

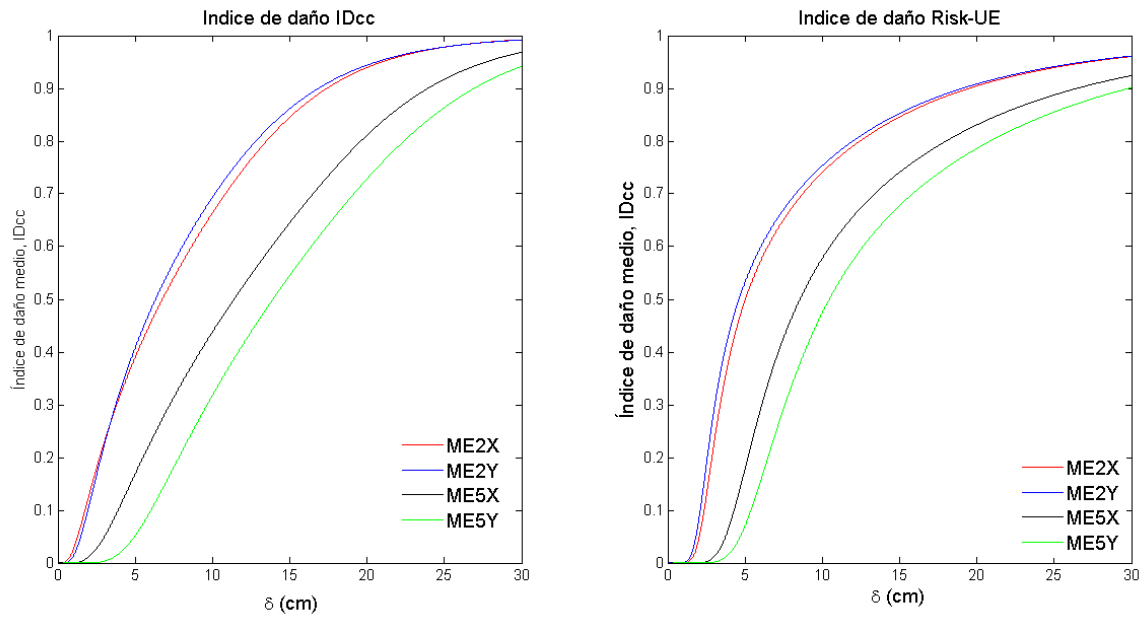


Figura A 12 Comparación de las curvas de índice de daño medio normalizado en función del desplazamiento global para los sistemas estructurales ME2 y ME5