



Por una cultura común del riesgo sísmico
Pour une culture commune du risque sismique

Guía para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica

Informe - Acción 4



Autores

Pujades³ LG, Lantada³ N, González-Drigo³ R, Blázquez¹⁰ A, Meza² K.

Revisión

Echevarría¹¹ A, Figueras¹ S, Goula¹⁰ X, Irizarry¹ J, Jara¹ JA, Martín⁶ C, Negulescu² C, Olivier⁶ D, Raucoules² D, Trapero⁵ L, Weleman⁶ H.

Palabras clave

Terremoto. Edificio, Peligrosidad sísmica. Vulnerabilidad sísmica. Fragilidad. Daño sísmico. Edificios esenciales. Vulnerabilidad estructural. Vulnerabilidad no estructural. Vulnerabilidad funcional. Fragilidad socio-económica.

Socios del proyecto

1. ICGC: Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya
2. BRGM: Bureau de Recherches Géologiques et Minières
3. UPC: Universitat Politècnica de Catalunya
4. DIGC: Secretaria General. Departament d'Interior. Generalitat de Catalunya
5. IEA: Institut d'Estudis Andorrans
6. ENIT: Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tarbes
7. CNRS : Centre National de la Recherche Scientifique - Délégation Alsace
8. EPLFM : Entente pour la Forêt Méditerranéenne
9. DW: Deveryware
10. ACE: Associació de Consultors d'Estructures

Otras instituciones

11. ARI: Andorra Recerca + Innovació.
12. PCA: Protecció Civil Andorra
13. CTTC: Centre tecnològic de telecomunicacions de Catalunya.
14. ISE: Institut Santa Eugènia (Girona)
15. CHB: Centre Hospitalier de Bagnères

Síntesis

Este documento se enmarca en el proyecto “*POr una Cultura común del Riesgo Sísmico*” (**PO-CRISC**), de referencia EFA158/16/POCRISC, que es un proyecto Interreg-POCTEFA de la Unión Europea. POCRISC persigue proveer conocimiento, directrices y herramientas que permitan evaluar la vulnerabilidad sísmica global, preferentemente, pero no exclusivamente, de edificios esenciales, entendidos como, aquellos que son necesarios para la atención a la población y a los servicios, en caso de terremoto y, cuyo fallo, puede comprometer la gestión de la emergencia. Pero, su alcance va más allá y, la mayoría de los métodos, técnicas y elementos de esta guía, pueden ser aplicados a edificios residenciales de importancia normal y a edificios de especial importancia, entre los que se incluyen, entre otros, aquellos que desempeñan una función especial, los que tienen un alto nivel de ocupación, y también, aquellos con un elevado valor económico o patrimonial.

En este documento, se facilita el marco conceptual del riesgo sísmico, así como los antecedentes sobre las iniciativas para su evaluación, haciendo énfasis en el análisis de la vulnerabilidad y el daño físico directo. Para contextualizar la importancia de las normas sísmicas de diseño y los estudios de riesgo, se dedica un capítulo al análisis de la peligrosidad sísmica y a los niveles de daño asumibles en el diseño y construcción de edificios, en función del cometido o servicio que deben prestar, siempre primando, la protección de la vida y la prevención de colapso. Después de estos capítulos introductorios, se abordan los métodos que permiten evaluar la vulnerabilidad y el daño sísmico esperado. Estos métodos se clasifican como métodos de nivel I, LM-I, de nivel II, LM-II y métodos avanzados LMa. El método de primer nivel la vulnerabilidad del edificio se cuantifica mediante un índice y el sismo mediante la intensidad macrosísmica; funciones semi-empíricas permiten estimar el daño que un edificio experimentará cuando sufra un sismo. El daño esperado se cuantifica mediante el estado de daño medio o mediante matrices que, para cada uno de los 5 estados de daño, (0. Nulo, 1. Leve, 2. Moderado, 3. Severo, 4. Generalizado y 5. Colapso) de finen su probabilidad de que ocurra. En el método de segundo nivel, el edificio se define por su espectro de capacidad y la acción sísmica mediante su espectro de respuesta y el daño se obtiene a partir del cruce entre los espectros de capacidad y de demanda. El daño se cuantifica mediante curvas de fragilidad, que, para cada estado de daño, definen su probabilidad de excedencia en función de la severidad del sismo. Estos métodos simplificados, fueron propuestos al inicio de la primera década de este siglo, en el marco del proyecto Risk-UE y han sido aplicados en numerosos trabajos de análisis de riesgo. Se describe también el LMa, donde la acción se define mediante aerogramas y el edificio mediante sofisticados modelos numéricos. El LM_II se basa en el análisis estático no lineal pero el LMa requiere el análisis dinámico no lineal incremental. En último capítulo se abordan aspectos relacionados con la vulnerabilidad física no estructural, la vulnerabilidad funcional y la fragilidad cultural y socioeconómica de la población y del lugar. La vulnerabilidad de elementos no estructurales cobra especial interés en zonas de sismicidad moderada, pues puede causar interrupciones del servicio, incluso para sismos relativamente moderados. La vulnerabilidad y fragilidad social, la vulnerabilidad sistémica del entramado urbano, la vulnerabilidad funcional, y la aproximación holística al análisis de riesgo y la relevancia de la dimensión de género en las catástrofes sísmicas son aspectos que se abordan al final de este documento.

Índice

Síntesis	i
Índice	iii
Lista de figuras	vii
Lista de Tablas	ix
1 Introducción	1
1.1 El contexto.....	2
1.1.1 POCRISC: el proyecto.....	2
1.1.2 La acción 4	3
1.1.3 El peligro sísmico	4
1.2 A quien se dirige.....	6
1.2.1 Los grupos objetivo	6
1.2.2 El ámbito geográfico.....	6
1.2.3 Los edificios esenciales	6
1.3 Objetivos	6
1.3.1 Objetivo General.....	7
1.3.2 Objetivos específicos	7
1.4 Contenido de la guía	7
1.4.1 Cuerpo de la guía.....	8
2 Marco conceptual y metodológico	11
2.1 Introducción.....	11
2.2 Edificios esenciales.....	11
2.2.1 Concepto.....	11
2.2.2 Importancia.....	11
2.2.3 El factor de importancia.....	12
2.2.4 Niveles de Peligrosidad	12
2.3 Rendimiento: prestaciones esperadas.....	15
2.3.1 El diseño basado en rendimiento	15
2.3.2 La evaluación basada en prestaciones.....	16
2.4 El daño: estados de daño.....	16
2.4.1 Matrices de probabilidad de daño	17
2.4.2 Curvas de fragilidad.....	17
2.4.3 Nuevos enfoques del daño. Índices de daño	22
3 El terremoto: la acción sísmica.....	25
3.1 Introducción.....	25
3.2 La intensidad macrosísmica.....	25
3.2.1 Antecedentes.....	25
3.2.2 Las escalas actuales	26
3.2.3 La escala EMS-98.....	26
3.3 Espectros de respuesta	29
3.3.1 Conceptos básicos.....	30
3.3.2 Respuesta y espectros de respuesta	32
3.3.3 Espectros de diseño y de evaluación.....	36
3.3.4 Los espectros del Eurocódigo	39
3.3.5 Los anexos nacionales	42
3.3.6 La aceleración básica.....	42
4 Antecedentes. Métodos basados en intensidades macrosísmicas.....	45
4.1 Introducción.....	45
4.2 La escala MSK-64	45

Introducción

4.2.1	MSK-64. Edificios y daño esperado	45
4.3	La escala MM. ATC-13 y ATC-25	48
4.3.1	Cuantificación del daño	48
4.3.2	Las matrices de probabilidad de daño.....	49
4.3.3	Descripción cualitativa y cuantitativa del daño.....	49
4.3.4	Construcción de las matrices de probabilidad de daño.....	50
4.3.5	Un ejemplo	53
4.3.6	Las penalizaciones	53
4.4	La escala EMS-98.....	53
4.5	Método de nivel bajo (Level 0 method, LM0).....	56
4.5.1	El terremoto de Irpinia.....	56
4.6	Métodos de primer nivel (<i>Level 1 method</i> , LM-I).....	59
4.6.1	Índices de vulnerabilidad y de daño.....	59
4.6.2	El método italiano.....	60
5	La propuesta Risk-UE de primer nivel (LM-I).....	65
5.1	Introducción.....	65
5.2	Perspectiva general del método.	65
5.2.1	Clases de vulnerabilidad	66
5.2.2	Análisis práctico de vulnerabilidad.....	69
5.3	Resumen y discusión	73
6	Método basado en el espectro de capacidad (LM-II).....	77
6.1	Introducción.....	77
6.2	El análisis modal.....	77
6.3	El análisis estático no lineal (<i>Pushover</i>)	79
6.3.1	La curva de capacidad	79
6.3.2	El espectro de capacidad.....	79
6.3.3	La forma bilineal	79
6.4	El punto de capacidad por demanda (<i>Performance point</i> , PP)	80
6.4.1	Obtención práctica del PP.....	80
6.4.2	Espectros de ductilidad constante. Reducción por inelasticidad	82
6.5	Aplicación	84
6.5.1	Curvas de fragilidad.....	85
6.5.2	Daño esperado	85
6.5.3	Casos especiales	86
6.6	Reflexión final.....	89
7	Métodos avanzados: el análisis dinámico no lineal	91
7.1	Introducción.....	91
7.2	La ecuación del movimiento.....	91
7.2.1	El edificio	91
7.3	La acción sísmica	92
7.3.1	Tipos de acelerogramas	92
7.3.2	Diseño y evaluación.....	93
7.3.3	El ajuste espectral	93
7.4	Integración de la ecuación del movimiento.....	97
7.5	El análisis dinámico Incremental	97
7.6	Los indicadores de respuesta	97
7.6.1	Indicadores de daño	97
7.7	El enfoque probabilista.....	100
7.8	Reflexión final.....	101
8	Otros aspectos de la vulnerabilidad	103
8.1	La vulnerabilidad no estructural	103
8.2	Vulnerabilidad sistémica. El sistema urbano.	104
8.3	Vulnerabilidad funcional	106

Introducción

8.4	Fragilidad social	107
8.5	Aproximación holística de la vulnerabilidad	109
8.6	La dimensión de género en el riesgo sísmico.....	111
	Referencias.....	113
9	Anexo I: Directrices para la aplicación del método LM-I	125

Lista de figuras

Figura 1-1. Zona elegible POCTEFA. (Fuente: POCTEFA. Acceso 23.12.2021).....	3
Figura 1-2. Mapas de PGA con un periodo de retorno de 475 años en el área de San Francisco, California, y en la zona elegible POCTEFA. (Fuente: GEM. Global seismic hazard map. Pagani et al. 2018, 2020).....	4
Figura 2-1. Ejemplo de matriz de probabilidad de daño.	17
Figura 2-2. Ejemplos de curvas de fragilidad. Los umbrales o parámetros μ de las curvas se destacan con marcadores. (Fuente: Pujades et al. 2019).....	18
Figura 2-3. a) Modelo de edificio de hormigón armado. b) Curva y espectro de capacidad del edificio.....	20
Figura 2-4. Curvas de fragilidad obtenidas con el método de Risk UE. (Fuente: Pujades et al. 2019).....	20
Figura 2-5. Curva del estado de daño medio (izquierda) y ejemplo de una matriz de probabilidad de daño. (Fuente: Pujades et al. 2019).....	21
Figura 2-6. Curvas relacionadas con los procesos de degradación de la capacidad del edificio. (Fuente: Pujades et al. 2019).....	22
Figura 2-7. Curvas de los estados de daño medio para los casos Risk-UE, el basado en la rigidez tangente KT_N y el basado en el índice de Park y Ang, I_{BPA} . Se muestran también las matrices de probabilidad de daño para los desplazamientos espectrales de 2.0 y 6.68 cm.....	24
Figura 3-1. Registro de la componente Norte-Sur del acelerograma del terremoto de El Centro. (Hudson, 1970).....	31
Figura 3-2. Esquema de un sistema lineal de un grado de libertad sometido a una acción sísmica $u_0(t)$	32
Figura 3-3. Gráfico trilogarítmico para la representación de pseudoespectros de respuesta en función del período. PSD se da en cm , PSV en $cm s^{-1}$ y PSA en $cm s^{-2}$. El punto representado corresponde a $T=2 s$, $PSV=50 cm s^{-1}$, $PSA=157.08 cm s^{-2}$ y $PSD=15.92 cm$. Los valores numéricos de PSV , PSA y PSD coinciden sobre la recta $T=2\pi$	37
Figura 3-4. a) Espectros medios de respuesta obtenidos a partir de registros de terremotos ocurridos en Japón para diferentes tipos de suelo (Hayashi et al., 1971). b) Espectros de respuesta de sismos registrados en España (Pujades y Barbat, 2008). (Ver comentario en el texto).	38
Figura 3-5. Formas espectrales simplificadas. a) En términos de factores de amplificación. b) Especificación de los períodos de definición de los tramos de aceleración, T_B , velocidad, T_C , y desplazamiento, T_D , constantes en el Eurocódigo.....	39
Figura 3-6. Espectros de diseño del Eurocódigo (CEN 2004), para los diferentes tipos de suelo (véase Tabla 3-3 y Tabla 3-4).....	42
Figura 3-7. Espectros de diseño, en formato Sa-Sd, del Eurocódigo (CEN 2004), para los diferentes tipos de suelo.	42
Figura 3-8. Mapas actualizados de peligrosidad sísmica para un período de retorno de 475 años pas: a) España (IGN, 2017) y b) para Francia (Drouet et al. 2020 a,b).	43
Figura 4-1. Matrices de probabilidad de daño para las tres tipologías de edificios previstas en la escala de intensidad MSK-64.	48
Figura 4-2. Cuantificación de los términos de cantidad en la escala EMS-98.....	55
Figura 4-3. Matrices de probabilidad de daño para las clases de vulnerabilidad A y F de la escala de intensidad EMS-98.....	56

Figura 4-4. Grado medio de daño esperado para las clases de vulnerabilidad previstas en la escala EMS-98, de acuerdo a los ajustes de los daños observados en el terremoto de Irpinia, para las intensidades comprendidas entre VI y X (Chávez, 1998).....	59
Figura 4-5. Umbrales de daño y de colapso de acuerdo a la ecuación (4-19) con los parámetros de la Tabla 4-16.....	62
Figura 4-6. Relación entre la aceleración y el índice de daño esperado en función de los índices de vulnerabilidad. (Modificado de Grimaz et al. 1998).....	62
Figura 5-1. Cuantificación de los términos de cantidad en la escala EMS-98 y definición de las funciones de pertenencia.....	67
Figura 5-2. Grados de daño medio para los intervalos de pertenencia para las clases de vulnerabilidad (Milutinovic y Trendafiloski, 2003).....	68
Figura 5-3. Funciones de pertenencia a las clases de vulnerabilidad. (Véase también la Tabla 5-2).....	69
Figura 5-4. Funciones semi-empíricas de vulnerabilidad. (Véase también la ecuación (5-4) y explicación en el texto).....	71
Figura 6-1. Aproximación lineal equivalente. (Pujades y Barbat 2007)	82
Figura 6-2. Edificio tipo M3.3-M. a) Edificio. b) Modelo estructural, c) forjado con vigas de madera y bovedillas de cerámica. d) Forjado con viguetas metálicas y bovedillas de cerámica.....	84
Figura 6-3. Edificio tipo RC1-M. a) Fachade del edificio. b) Modelo estructural. c) Forjado reticular.....	84
Figura 7-1. Mecanismo focal.....	94
Figura 7-2. Ejemplo de ajuste espectral. Acelerogramas, espectros de amplitud de Fourier y espectros de respuesta 5% amortiguada de aceleración. S: acelerograma semilla, T: espectro objetivo, M: espectro ajustado. Los espectros objetivo son los del eurocódigo para sismos tipo 1 y suelos A,B,C,D y E.....	95
Figura 7-3. Igual que la Figura 7-2, pero los espectros objetivo son los del eurocódigo para sismos tipo 2.....	96
Figura 7-4. a) Edificio de hormigón. b) Modelo 2D en altura. c) Desplazamiento en el techo en función del PGA. d) Cortante en la base en función del desplazamiento en el techo. (Vargas-Alzate 2013).....	98
Figura 7-5. Ejemplo de historia de desplomes de piso de un edificio de acero de 6 plantas, sometido a un sismo (Bermúdez 2010).....	98
Figura 7-6. a) Esquema estructural. b) Acelerograma (normalizado). c) Curva de capacidad e índice de daño de Park y Ang. d) desplazamiento en función del PGA. En las figuras c) y d) se incluyen los límites de los umbrales de daño basados en curvas de capacidad.....	99
Figura 7-7 a) Curvas de fragilidad y función del estado de daño medio (MDS) obtenidas utilizando los umbrales de los estados de daño basados en el DI_{PA} . b) Comparación de las funciones del estado de daño medio obtenidas a partir de los umbrales basados en la forma bilineal del espectro de capacidad y en el DI_{PA}	100

Lista de Tablas

Tabla 1-1.	Comparación de los valores de PGA máximos, con la Magnitud, la Intensidad máxima y los efectos esperados.	5
Tabla 2-1.	Clases y factores de importancia en el Eurocódigo y en la norma sísmica española.	13
Tabla 2-2.	Factores de importancia, γ_I , probabilidades de excedencia, P_L , en un intervalo de tiempo, T_L , y periodos de retorno, R_T , calculados de acuerdo a lo sugerido en el Eurocódigo, ecuación (2-1) y en la norma sísmica española, ecuación (2-5).	14
Tabla 2-3.	Descripción de los niveles de comportamiento (Fuente: SEAOC 1995)	15
Tabla 2-4.	Terremotos de referencia. (Fuente. SEAOC 1995).....	16
Tabla 2-5.	Niveles de comportamiento y amenaza según tipo de instalación. (Fuente: SEAOC 1995).....	16
Tabla 2-6.	Estados de daño. El % representa el porcentaje del valor económico de reparación del bien respecto al valor de reposición. (Fuente: Pujades y Barbat, 2009)	19
Tabla 2-7.	Umbral de los estados de daño para las tres propuestas analizadas.....	23
Tabla 2-8.	Parámetros de las curvas de fragilidad.	24
Tabla 2-9.	Matrices de probabilidad de daño para dos desplazamientos espectrales. D_m indica el estado de daño medio. (Véase también la Figura 2-7).	24
Tabla 3-1.	Principales escalas de intensidad y equivalencias de los grados. (Fuente: Musson et al. 2010)	27
Tabla 3-2.	Escala de intensidad ambiental ESI-2007. (Environmental Seismic Intensity scale) de la International Union for Quaternary Research (INQUA) (Fuente: Guerrieri y Vittori, 2007)	28
Tabla 3-3.	Tipos de suelo en la norma sísmica española NCSE-02 y en el Eurocódigo-8. Se puede observar cómo los tipos de suelo en la NCSE-02 y en el Eurocódigo 8 difieren.....	40
Tabla 3-4.	Parámetros de los espectros de respuesta del Eurocódigo definidos en la ecuación (3-28).	41
Tabla 4-1.	Matriz de edificios en la escala MSK-64.....	46
Tabla 4-2.	Grados de daño en la escala MSK-64.....	46
Tabla 4-3.	Cuantificación de los términos de cantidad en la escala MSK-98.	46
Tabla 4-4.	Completando una matriz de probabilidad de daño	47
Tabla 4-5.	Matriz de probabilidad de daño para edificios tipo A. Escala MSK-64.....	47
Tabla 4-6.	Estados de daño en los ATC-13 y ATC-25. Se dan los intervalos y el valor central del factor de daño (DF) descrito en la ecuación (4-3).....	49
Tabla 4-7.	Valores de los límites inferior (L_e), superior (H_e) y mejor estima (B_e) del factor de daño para edificios de mampostería y hormigón armado, para diferentes intensidades sísmicas, obtenida por el ATC-13 a partir de la aplicación del método de Delphi.	51
Tabla 4-8.	Ejemplo de matriz de probabilidad de daño desarrollada por el ATC-13 para edificios de baja altura, con estructura de madera (<i>Wood Frame Low Rise buildings</i>).....	53
Tabla 4-9.	Tipos de edificios y clases de vulnerabilidad en la escala EMS-98.....	54
Tabla 4-10.	Completando una matriz de probabilidad de daño (caso EMS-98)	55
Tabla 4-11.	Matriz de probabilidad de daño para edificios tipo A. Escala EMS-98	56
Tabla 4-12.	Grados de daño en la escala EMS-98.....	57

Introducción

Tabla 4-13.	Parámetros d y d^* de las distribuciones de probabilidad (EMS-98), basada en los daños observados en el terremoto de Irpinia y supuesta una distribución de probabilidad binomial (Chávez, 1998).	58
Tabla 4-14.	Parámetros medios, d^* , y desviaciones típicas, σ , de las distribuciones de probabilidad de la Tabla 4-13 de acuerdo a las ecuaciones (4-15) y (4-16) (Chávez, 1998).	58
Tabla 4-15.	Escala numérica del índice de vulnerabilidad I_v de los edificios de mampostería no reforzada.	60
Tabla 4-16.	Parámetros propuestos en el proyecto SERGISAI (Cella et al. 1998) correspondientes a la ecuación (4-19).	61
Tabla 4-17.	Umbral de daño y de colapso para los edificios de diferentes índices de vulnerabilidad.	62
Tabla 5-1.	Matrices de probabilidad de daño incompletas y difusas propuestas en la escala EMS-98 para las clases de vulnerabilidad de edificios C y D.	66
Tabla 5-2.	Índices de vulnerabilidad asociados a las funciones de pertenencia a cada clase de vulnerabilidad. Véase también Figura 5-3.	68
Tabla 5-3.	Índices de vulnerabilidad propuestos para los edificios de la Matriz de tipologías de Risk-UE. (Milutinovic y Trendafiloski, 2003). Véase explicación en el texto y la Figura 5-3.	70
Tabla 5-4.	Procedimiento para el procesamiento de los datos disponibles.	71
Tabla 5-5.	Puntuaciones propuestas para los modificadores V_m del índice de vulnerabilidad por comportamiento para los edificios de mampostería.	73
Tabla 5-6.	Puntuaciones propuestas para los modificadores de comportamiento, V_m , del índice de vulnerabilidad, para los edificios de hormigón armado.	74
Tabla 5-7.	Valores para los intervalos de confianza del índice de vulnerabilidad ΔV_f	74
Tabla 6-1.	Parámetros de los espectros de capacidad de los edificios RC-1 y M3-3.	85
Tabla 6-2.	Parámetros de las curvas de fragilidad de los edificios RC-1 y $\overline{M3-3}$, correspondientes a los 4 estados de daño: valores medios \overline{Sd}_i y desviaciones típicas β_i	85
Tabla 6-3.	Ejemplo de tipologías asignada a un hospital en base a diferentes criterios (modificado de Safina, 2003).	86
Tabla 6-4.	Puntos de capacidad por demanda y matrices de probabilidad de daño para el edificio M3.3-M, para acciones sísmicas crecientes definidas mediante el espectro de respuesta tipo 2, sismos pequeños, del eurocódigo 8 (CEN 2004), y suelo tipo A.	87
Tabla 6-5.	Puntos de capacidad por demanda y matrices de probabilidad de daño para el edificio RC-1-M, para acciones sísmicas crecientes definidas mediante el espectro de respuesta tipo 2, sismos pequeños, del eurocódigo 8 (CEN 2004), y suelo tipo A.	88
Tabla 6-6.	Construcción de la Matriz de Probabilidad de Daño para el caso de la Tabla 6-3. La matriz se obtiene a partir de la ponderación de las matrices involucradas mediante la ecuación (6-15). Se ha supuesto una intensidad entre VIII y IX.	89
Tabla 7-1.	Datos del registro del terremoto de Lorca, usado para ilustrar el ajuste espectral.	94
Tabla 8-1.	Prioridad de áreas funcionales hospitalarias durante desastres (Fuente: PAHO 2000).	107
Tabla 8-2.	Lista de indicadores para la evaluación de la fragilidad social (Move, 2001).	108
Tabla 9-1.	Resumen del procedimiento de evaluación práctica del índice de vulnerabilidad para edificios individuales y para grupos de edificios.	126

1 Introducción

Vulnerabilidad es la cualidad de ser vulnerable. De acuerdo al diccionario Merriam-Webster¹ la palabra “*Vulnerable*” viene de la palabra latina “*vulnus*” que significa “*herido*”. En el contexto del riesgo sísmico, la vulnerabilidad se relaciona con la propensión a sufrir daño, por causa sísmica. Para un mismo movimiento sísmico, el edificio más vulnerable sufrirá mayor daño. Históricamente las escalas de intensidad macrosísmica ya han clasificado los edificios en clases o tipos de edificios, estableciendo los niveles de daño esperado, en función del nivel de intensidad sísmica. En estas escalas, los edificios, los niveles de intensidad sísmica y los niveles de daño esperado se describen de forma cualitativa. No es hasta ya avanzado el siglo XX que se introducen nuevos métodos y herramientas que permiten cuantificar, de forma menos imprecisa, los grados de daño y la severidad de las acciones sísmicas y, en consecuencia, hacer más concreta y cuantitativa la relación, nivel-de-daño–severidad-de-acción. Así, nace también un concepto más cuantitativo de vulnerabilidad, introduciéndose, en el caso de intensidades macrosísmicas, grados o estados de daño, e incluso, índices de daño basados, por ejemplo y entre otros, en el coste de reparación de los daños sufridos. Con el progreso y avances en la instrumentación sísmica, en la *Sismología para la ingeniería*, en la *Ingeniería sísmica* y en la *Dinámica estructural*, se alcanza un mayor conocimiento de las acciones sísmicas esperadas que, pueden ya cuantificarse en términos de historias temporales de aceleración, velocidad y desplazamiento y en términos espectrales. Los progresos en la dinámica de estructuras, permiten modelar, a un gran nivel de detalle, que persigue ser muy realista, edificios, estructuras e infraestructuras. Se identifican y modelan los efectos locales en las acciones sísmicas esperadas, incluyendo los debidos a la geología local y a la topografía del lugar, los efectos de interacción suelo-estructura y los efectos suelo-ciudad-suelo. Los ensayos en modelos estructurales, de tamaño real o a escala, en sofisticadas mesas vibrantes, permiten observar, a un nivel de detalle muy realista, la repuesta del edificio a la acción sísmica y la aparición y progreso del daño. Todos estos avances, permiten llegar a conocer, de forma muy precisa, la compleja relación edificio-terremoto. Se introducen los conceptos de capacidad y fragilidad y métodos simplificados para su cuantificación. El análisis *Pushover* es un método estático no lineal que permite estimar la deformación de la estructura sometida a cargas laterales. La curva de capacidad es la representación de fuerzas en la base, F , en ordenadas, y desplazamiento, δ , en el techo del edificio, en abscisas. A partir de la curva de capacidad, en formato, (F, δ) , se obtiene el espectro de capacidad, en formato (S_a, S_d) . Es decir, en aceleración espectral, S_a , en ordenadas y en desplazamiento espectral, S_d , en abscisas. El espectro de capacidad permite estimar, también de forma simplificada, el desplazamiento espectral esperado en el edificio sometido a una acción sísmica, definida mediante su espectro de respuesta 5% amortiguada. En este entorno metodológico, también se han definido estados de daño y curvas de fragilidad, que permiten estimar el grado, o estado de daño, que el terremoto, definido mediante su espectro de respuesta, va a causar en el edificio, definido mediante su espectro de capacidad. Además, para un estado de daño dado, se define la curva de fragilidad. En este contexto, fragilidad es la cualidad de frágil, que significa que se rompe o destruye con facilidad y, en este sentido, se relaciona directamente, con la vulnerabilidad. Técnicamente la curva de fragilidad de un determinado estado de daño, se define por la probabilidad de que éste sea alcanzado o excedido, en función de un parámetro de demanda, característico del edificio como, por ejemplo, el desplazamiento espectral, o de la acción, como, por ejemplo, la intensidad macrosísmica, o la aceleración máxima del suelo (*Peak Ground Acceleration*, PGA), entre otros muchos. El pushover clásico funciona bien para edificios regulares, en los que el modo fundamental de vibración involucra un alto porcentaje de la masa, pero falla, progresivamente, a medida que los modos superiores empiezan a adquirir mayor relevancia en la respuesta estructural.

Actualmente, se dispone de herramientas que permiten hacer sofisticados modelos numéricos representativos del edificio, sea mediante macroelementos, para modelar los principales elementos estructurales, sea mediante elementos finitos, que permiten reproducir un modelo virtual muy preciso del edi-

¹ [Vulnerable](#) (último acceso: 23.12.2021).

ficio. Asimismo, la acción sísmica puede representarse mediante historias temporales de aceleración, correspondientes a sismos reales registrados, o mediante acelerogramas sintéticos, simulados o híbridos. Sofisticados programas de análisis dinámico no lineal permiten seguir y analizar, paso a paso, la respuesta dinámica del edificio. Hasta tiempo reciente, un inconveniente del análisis dinámico no lineal era el costo computacional. El progreso de la capacidad de los ordenadores modernos ha hecho que el análisis dinámico no lineal completo, incluso incorporando aspectos probabilistas que requieren un número elevado de iteraciones, pueda abordarse sin grandes dificultades, más allá de las que comporta el modelado del edificio, la elección adecuada de las acciones sísmicas esperadas y el uso de software avanzado.

Esta revisión de los conceptos y métodos relacionados con la vulnerabilidad y fragilidad pone de manifiesto que la tarea de redactar una guía de buenas prácticas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica no es trivial. Directrices para la evaluación de la vulnerabilidad suelen focalizar en metodologías simplificadas y parciales que, frecuentemente, obvian la complejidad de los edificios. Otras, van directamente a sofisticadas técnicas que requieren conocimientos avanzados, propios de ambientes académicos, o técnicos, altamente especializados. Nuestro propósito, con esta guía, es proveer directrices para evaluaciones de primer nivel, más o menos expeditas, útiles para la evaluación masiva de edificios en entornos urbanos y que se pueden realizar por personal no especializado, como, por ejemplo, personal de servicios de protección civil o de gestión de emergencias. Al mismo tiempo, también se proveerán directrices para aplicar métodos más avanzados, incluyendo los basados en espectros de capacidad y los basados en análisis dinámico no lineal completo. Obviamente es el usuario, en función del propósito de la evaluación, quien debe elegir el método más adecuado y, en su caso, encargar el estudio a académicos o a profesionales en los ámbitos de la ingeniería civil y de la construcción.

Otro aspecto importante, en general, pero particularmente cuando se trata de evaluaciones de vulnerabilidad de edificaciones esenciales o de especial importancia, como pueden ser hospitales, escuelas, centros neurálgicos y/o estratégicos, particularmente aquellos imprescindibles para el normal funcionamiento de la sociedad o para el seguimiento y gestión de emergencias, es la vulnerabilidad no estructural, la vulnerabilidad funcional y la fragilidad social, incluyendo la dimensión de género y otros aspectos, normalmente etiquetados como holísticos, relacionados con la sostenibilidad y resiliencia de la sociedad. Cuantificar este tipo de vulnerabilidades, tampoco es trivial, y trasciende el problema estrictamente técnico. Es más, en general, no se pueden abordar sin el interés y la colaboración de las personas y grupos involucrados en la gestión y en el día a día del funcionamiento de la institución, incluyendo, entre otros, el mantenimiento, la administración y los servicios. Es imprescindible la implicación de los gerentes, profesionales y trabajadores involucrados en la actividad normal del centro, así como también, en su caso, de las autoridades con responsabilidad en la prevención del riesgo y la protección civil. Hay que poner en valor, los beneficios añadidos de este tipo de estudios, que permiten detectar anomalías, malfuncionamientos y elementos de mejora, que van más allá de las posibles consecuencias de un evento sísmico, cuya baja probabilidad de ocurrencia puede desincentivar este tipo de estudios en zonas donde la peligrosidad es entre moderada y baja. Aunque estos aspectos van más allá de los objetivos del proyecto y, a pesar de lo comentado de la necesidad de que se involucren en ellos personas e instituciones, directa o indirectamente relacionadas con las edificaciones esenciales, dada su importancia, se dedica un capítulo a orientar este tipo de trabajos y estudios.

1.1 El contexto

1.1.1 **POCRISC: el proyecto**

Esta guía es una contribución del proyecto “*POr una Cultura común del Riesgo Sísmico*” (**POCRISC**), de referencia EFA158/16/POCRISC², que se realiza en el marco de los proyectos Interreg-

² Proyecto POCRISC-EFA 158/16: <https://pocrisc.eu/es> (último acceso: 7 de enero de 2021)

POCTEFA³ de la Unión Europea. El proyecto fue concedido en la segunda convocatoria de proyectos Interreg V España-Francia-Andorra (EFA), por un periodo de 3 años (2018-2020), habiéndose prorrogado hasta el 31 de diciembre de 2021. En el formulario de candidatura (EFA 2017), se describen los antecedentes, objetivos, acciones, tareas y resultados esperados. POCRISC da continuidad a proyectos anteriores en la misma zona POCTEFA, siendo el proyecto SISPy⁴, el antecesor más reciente en la misma región EFA. Los principales retos de POCRISC son: “a) la evaluación de los posibles daños y su impacto en la población de las zonas afectadas, b) el desarrollo de medidas de reducción del impacto y c) una ayuda a la gestión de una crisis sísmica de gran importancia”. La propuesta es: “contribuir a estas necesidades, aportando herramientas de ayuda a la gestión de emergencias sísmicas y promoviendo la difusión de una información común en Andorra, Cataluña y Occitania, creando así una cultura común del riesgo sísmico que podrá ser extensible al conjunto de la zona pirenaica”. De hecho, los resultados podrán ser extensibles a toda la zona elegible POCTEFA³ (Figura 1-1).



Figura 1-1. Zona elegible POCTEFA. (Fuente: [POCTEFA](#). Acceso 23.12.2021)

1.1.2 La acción 4

La Acción 4 de POCRISC se dedica a la “Reducción de la vulnerabilidad sísmica de edificios esenciales” y persigue “dotar a protección civil, a los servicios técnicos de autoridades públicas regionales y locales, y a los profesionales, de un marco metodológico y de herramientas prácticas para la evaluación y reducción de la vulnerabilidad sísmica de los edificios esenciales”. Esta guía se enmarca en la actividad A4.2 que consiste en la “implementación de métodos y herramientas para evaluar la vulnerabilidad, establecer una jerarquización y definir acciones prioritarias para su reducción”. Más concretamente, “persigue ayudar a la toma de decisiones para la reducción de la vulnerabilidad” y, en este sentido, se “redactarán dos guías: una (E4.2.1) para evaluación de la vulnerabilidad; otra (E4.2.3) sobre acciones para su reducción”. Este documento hace referencia al E4.2.1: guía para la evaluación de la vulnerabilidad y se complementa con los otros dos entregables de la actividad A4.2, concretamente con el E4.2.2. Herramienta web para estimar el nivel de seguridad sísmica de un edificio, y con E4.2.3. Guía para la reducción de la vulnerabilidad, que persigue facilitar herramientas que, en su caso, permitan priorizar las acciones de reducción de la vulnerabilidad. Los objetivos específicos de las guías para la caracterización y reducción de la vulnerabilidad son: “OE1: Desarrollar herramientas para gestionar el riesgo sísmico. Estimar la seguridad sísmica de edificios esenciales. Garantizar la adecuación de desarrollos a necesidades operativas. OE2. Publicar recomendaciones

³ POCTEFA: Acrónimo del Programa Interreg V-A España-Francia-Andorra, que es un programa europeo de cooperación transfronteriza creado para promover el desarrollo duradero de los territorios fronterizos de los tres países. [Interreg V-A](#) (último acceso: 23 de diciembre de 2021).

⁴ Proyecto [SISPy](#). (último acceso: 23 de diciembre de 2021)

para la reducción de la vulnerabilidad sísmica de edificios. Mejorar el conocimiento del fenómeno sísmico de los grupos objetivos. OE3. Compartir experiencias sobre gestión transfronteriza de crisis. Realizar talleres de intervención post-sísmica, utilizando herramientas desarrolladas”. Así, la actividad A4.2 persigue proporcionar “ayuda a la toma de decisiones para la reducción de la vulnerabilidad de edificaciones” y, para ello, “se desarrollarán dos guías de ayuda a la toma de decisión respecto a las acciones más eficaces para reducir la vulnerabilidad. La primera ayudará a evaluar la vulnerabilidad de un edificio y la segunda recomendará medidas para reducir la vulnerabilidad”.

1.1.3 El peligro sísmico

La zona elegible POCTEFA, (Figura 1-1) es considerada una región donde la peligrosidad sísmica es entre moderada y baja. En consecuencia, es importante tener en mente las crisis sísmicas probables que deberá afrontar la sociedad. Así, no estamos, por ejemplo, en California, en el oeste de Estados Unidos, donde las probabilidades de que, en las áreas de los Ángeles y de San Francisco, haya un terremoto de magnitud igual o superior a 6.7 en los próximos 30 años, son del 60 % y del 72% respectivamente. De acuerdo al mapa global de peligrosidad sísmica (Pagani et al. 2018, 2020) en la zona POCTEFA los valores de aceleración máxima del suelo a los que nos referimos como PGA (*Peak Ground Acceleration*) con un periodo de retorno de 475 años, están entre 0.03 y 0.35 g. En una buena parte del Pirineo, incluyendo Andorra, estos valores están entre 0.08 y 0.20 g y, en la zona de mayor peligrosidad sísmica, estamos en unos niveles de PGA entre 0.20 y 0.35 g. En el área de San Francisco, más concretamente en la zona de la falla de San Andrés, entre San Francisco y Monterrey, las aceleraciones esperadas del suelo, para este mismo periodo de retorno, están entre 0.35 y 1.5 g. La Figura 1-2, muestra los mapas de aceleración pico, PGA, con un periodo de retorno de 475 años, en el área de San Francisco, en California, y en la zona elegible POCTEFA.

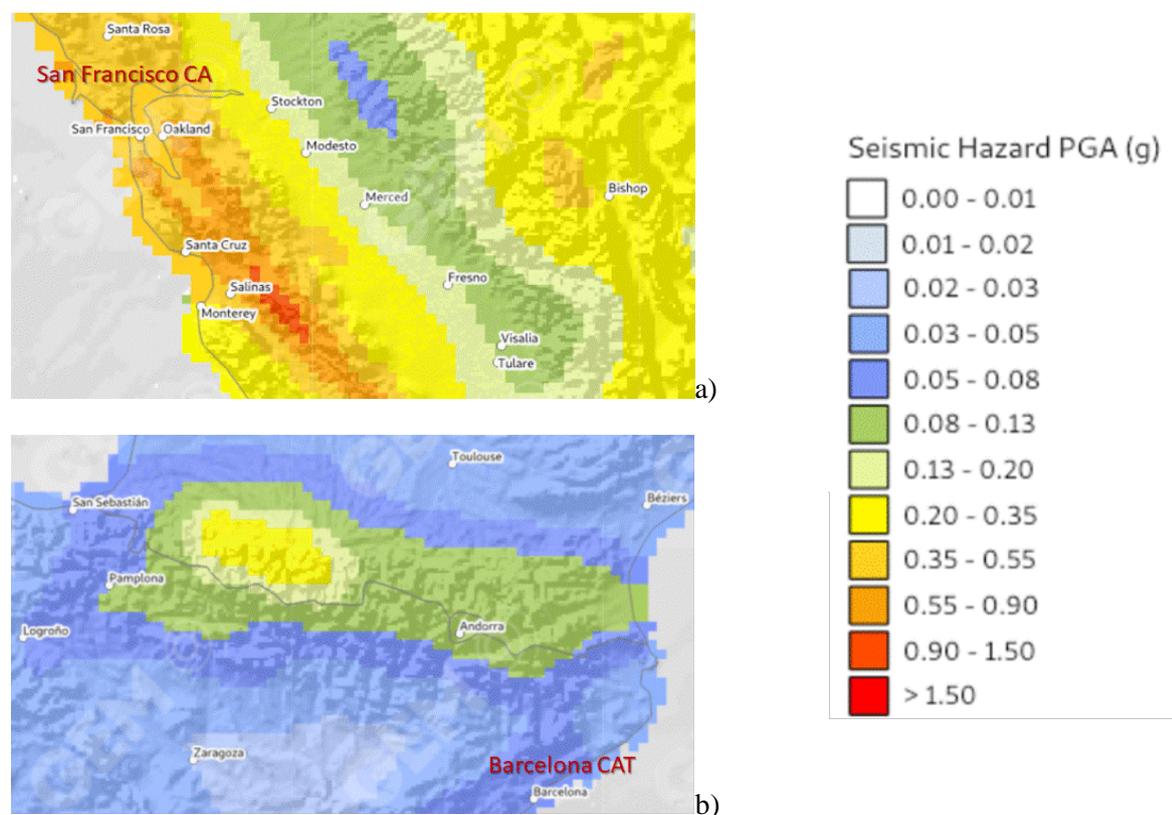


Figura 1-2. Mapas de PGA con un periodo de retorno de 475 años en el área de San Francisco, California, y en la zona elegible POCTEFA. (Fuente: GEM. Global seismic hazard map. Pagani et al. 2018, 2020).

Para hacernos una idea del potencial destructivo de estos terremotos, y usando leyes empíricas que relacionan el PGA, la magnitud y la intensidad epicentral, la Tabla 1-1 muestra las equivalencias entre los valores de PGA, la magnitud y intensidad epicentral.

Tabla 1-1. Comparación de los valores de PGA máximos, con la Magnitud, la Intensidad máxima y los efectos esperados.

PGA (g)	Magnitud (M)	Intensidad EMS-98	Descripción Escala EMS-98
0.03	4.9	VI	Fuerte
0.08	5.8	VII	Causa daños
0.20	6.6	VIII	Causa daños severos
0.35	7.1	IX	Muy destructivo
1.50	8.3	XI	Devastador

Los valores de la Tabla 1-1 se han obtenido a partir de las ecuaciones (1-1), (1-2) y (1-3). Las dos primeras son fórmulas empíricas ajustadas por Gutenberg y Richter (1942, 1956) usando datos de California; Véase también Richter (1958). La ecuación (1-3) es la que se da en la versión comentada de la norma NCSE-02 (MFOM 2009). Las intensidades macrosísmicas halladas a partir de las ecuaciones (1-1) y (1-3) son muy similares. En estas ecuaciones, a es la máxima aceleración del suelo en cm/s^2 ; M es la magnitud, tal como fue propuesta por Richter (1935), I_0 es la intensidad macrosísmica en el epicentro, en la escala de Mercalli Modificada (MM) de 1931 (Wood y Neumann, 1931). Los grados de la escala macrosísmica europea (EMS-98, European Macroseismic Scale del 98) y los de la escala MM son aproximadamente equivalentes (Musson et al. 2010).

En la ecuación (1-2), Gutenberg y Richter tomaron una profundidad del hipocentro de 18 km, ya que ésta era la profundidad media de los hipocentros en California. En la Tabla 1-1 también se incluye, para cada intensidad, la breve descripción que la escala EMS-98 hace de la misma, en relación al potencial dañino.

$$\log_{10} a = \frac{I}{3} - \frac{1}{2} \quad (1-1)$$

Gutenberg y Richter (1942, 1956)

$$M = \frac{2}{3} I_0 + 1 \quad (1-2)$$

Norma sísmica española NCSE-02
(MFOM 2009)

$$\log_{10} a = 0.30103 I - 0.2321 \quad (1-3)$$

Este análisis del peligro sísmico permite tener una idea de las crisis sísmicas esperables. Se esperan terremotos con magnitudes en el rango entre 5 y 6.6 y con intensidades entre VI y VIII. Con todo, por un lado, hay que tener en cuenta que sismos de intensidad IV, como el sentido en Barcelona el 15 de mayo de 1995, son causa de preocupación en la población. De hecho, durante este terremoto, sobre las 17:37 h, las centralitas de los organismos oficiales, sala del 091, guardia urbana, servicios de protección civil y redacciones de los diarios, empezaron a recibir un alud de llamadas, llevando todas las centralitas al colapso. Por otro lado, grandes sismos destructores, con intensidades VIII y IX, también han ocurrido en la zona POCTEFA⁵. Así, a pesar de la peligrosidad moderada de la región, hay que tener presente que: i) la baja conciencia del riesgo conduce a la ausencia de prevención, aumentando la vulnerabilidad de los edificios, haciendo que terremotos moderados causen daños importantes; tal fue el caso del terremoto que con una magnitud de 5.1 y una intensidad de VII, ocurrió en Lorca el 11 de mayo de 2011 y que causó daños importantes, grandes pérdidas económicas, un número de personas sin hogar muy importante y 9 víctimas mortales; ii) los sismos esperables tienen intensidades entre VI

⁵ Val d'Aran (03/03/1733, VIII-IX), Amer (15/03/1427, VIII-IX), Olot (15/05/1427, VIII-IX), Queralbs-Puigcerdà (02/02/1428, IX).

y VIII, siendo también probables sismos de intensidades IX; iii) la ocurrencia de sismos mayores, aunque poco probable, nunca es descartable.

1.2 A quien se dirige

1.2.1 Los grupos objetivo

POCRISC se dirige a los siguientes 4 grupos objetivo. GO1: Autoridad pública regional incluyendo, autoridades públicas regionales de gestión de emergencias, servicios de protección civil y servicios de socorro; GO2: Autoridad pública local, incluyendo autoridades y servicios municipales; GO3: Población general; GO4: Servicios de prevención y planificación de riesgos en Francia.

1.2.2 El ámbito geográfico

Aunque POCRISC cuantifica estos grupos objetivo atendiendo a las regiones de actuación del proyecto, las instituciones y personas para quienes puede ser útil esta guía trasciende este ámbito geográfico, entendiendo así que, esta guía se dirige a autoridades y servicios con responsabilidad en la evaluación, prevención y gestión del riesgo, incluyendo todo el personal involucrado en la planificación y gestión de emergencias y en la protección a la población; también a la población en general. Un mejor conocimiento y una mayor conciencia de la dimensión real del riesgo es un primer paso hacia la prevención y protección.

1.2.3 Los edificios esenciales

Por otra parte, la guía focaliza en edificios esenciales, entendidos como aquellos que tienen una función especial en una emergencia, incluyendo hospitales, escuelas, edificios que albergan centros estratégicos para la gestión de emergencias, como son los servicios de protección civil y de socorro. En consecuencia, esta guía se dirige también al personal implicado en la dirección, administración, gestión y, en general, en el normal funcionamiento de estos centros. Es decir, aunque a niveles distintos dependiendo de su nivel de responsabilidad, a todos los trabajadores, pero, y en particular, a los servicios de mantenimiento y a los logísticos, que, por ejemplo, en el caso de hospitales, deben hacer posible el normal funcionamiento de las actividades de medicina y enfermería.

1.3 Objetivos

El formulario de candidatura de POCRISC establece los siguientes tres objetivos principales del proyecto: OE1. Desarrollar herramientas para gestionar el riesgo sísmico. Estimar la seguridad sísmica de edificios esenciales. Garantizar la adecuación de desarrollos a necesidades operativas. OE2. Publicar recomendaciones para la reducción de la vulnerabilidad sísmica de edificios. Mejorar el conocimiento del fenómeno sísmico de los grupos objetivo. OE3. Compartir experiencias sobre gestión transfronteriza de crisis. Realizar talleres de intervención post-sísmica, utilizando herramientas desarrolladas.

La Acción 4 focaliza, por una parte, en la caracterización de la respuesta dinámica de edificios mediante la medida y análisis de su vibración natural (A4.1) y, por otra, en la evaluación y reducción de su vulnerabilidad (A4.2). Esta guía se enmarca en la evaluación de la vulnerabilidad. Las catástrofes sísmicas han puesto, y desafortunadamente siguen poniendo de manifiesto, sobre todo cuando se trata de edificios esenciales, la importancia de considerar la vulnerabilidad de forma global. Sin duda, una parte importante, y la que más compromete la funcionalidad de un edificio, es su vulnerabilidad física estructural; pero, también se ha demostrado la relevancia de otras vulnerabilidades, a las que nos referimos como vulnerabilidad no estructural, vulnerabilidad funcional, y otros aspectos de la vulnerabilidad relacionados con la fragilidad socio-económica y la falta de resiliencia de la sociedad.

En cuanto a la vulnerabilidad estructural, el propósito es proveer conocimiento sobre la resistencia física de los edificios en caso de terremoto y herramientas para su evaluación preventiva. Probablemente, para edificios esenciales se requieren métodos de nivel alto, es decir no simplificados, dado que el objetivo es la evaluación de edificios individuales, con una misión específica y cuyo fallo complica y compromete la atención a la emergencia sísmica. Con todo, se ha considerado conveniente incluir

una revisión de los principales métodos de evaluación de la vulnerabilidad física, lo que permite su uso también para edificios de normales, con independencia de su importancia, uso, función y nivel de ocupación.

Así, se proveen herramientas para aplicar métodos muy sencillos y, también, métodos avanzados. Obviamente es el usuario, en función del propósito de la evaluación, quien debe elegir el método más adecuado y, en su caso, encargar el estudio del análisis estructural a profesionales.

En cuanto a la vulnerabilidad no estructural, se trata de proveer consejos y advertencias procedentes de lecciones aprendidas en terremotos pasados, sobre el comportamiento de este tipo de elementos y sobre su impacto en la vulnerabilidad física y funcional del edificio. Pensemos, por ejemplo, en tramos de escalera colapsados, cajas de ascensores dañadas, ventanales con cristales rotos, falsos techos caídos, muebles tumbados y objetos caídos, entre muchos otros. Más allá de recomendaciones para evaluar y minimizar este tipo de inconvenientes, la evaluación de la vulnerabilidad no estructural debe realizarse sobre la base individual, edificio por edificio, y debe basarse en inspecciones técnicas *in situ*.

En el caso de edificaciones esenciales es fundamental considerar la vulnerabilidad funcional. Cuantificar este tipo de vulnerabilidad, trasciende el problema estrictamente técnico-ingenieril y requiere la implicación de los gerentes, profesionales y trabajadores implicados en la actividad normal de la institución y, en su caso, de las autoridades con responsabilidad en la protección civil.

1.3.1 Objetivo General

El objetivo general de esta guía, es proveer conocimiento, directrices y herramientas que permitan evaluar la vulnerabilidad sísmica global de edificios esenciales.

1.3.2 Objetivos específicos

Los principales objetivos específicos son:

- Revisar los principales conceptos y métodos relacionados con la peligrosidad, vulnerabilidad y daño sísmico, así como las principales iniciativas de evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmicos, desde la perspectiva de daño físico producido en edificios.
- Proveer directrices y procedimientos para evaluar la vulnerabilidad física estructural de edificios específicos.
- Introducir elementos relacionados con la vulnerabilidad física no estructural que, en general, pero muy en particular en zonas donde la sismicidad es entre moderada y baja, puede causar interrupciones del servicio, incluso para sismos relativamente moderados.
- Introducir elementos relacionados con la vulnerabilidad funcional de los edificios esenciales. Detectar aquellos aspectos del daño que más pueden afectar al normal funcionamiento del edificio.
- Introducir elementos en relación a la fragilidad cultural y socioeconómica de la población y del lugar, teniendo en cuenta elementos que permitan establecer la vulnerabilidad desde un punto de vista integral y global, conocido también como un enfoque holístico. Este tipo de enfoques permite introducir, también, aspectos relacionados con la capacidad de recuperación, la resiliencia y la sostenibilidad, e incluyen aspectos como, entre otros, la pobreza y la dimensión de género, que van más allá de los aspectos físicos relacionados con las estructuras, elementos no estructurales, equipos y contenidos.

1.4 Contenido de la guía

Un cuerpo principal de este documento, estructurado en ocho capítulos, contiene la parte más importante de la guía. Un anexo lo complementa y completa. Además, debido a que varios temas hacen referencia a contenidos de otras acciones y entregables del proyecto, se ha considerado oportuno elaborar un documento transversal que complementa la documentación global final del proyecto. El contenido del cuerpo principal de la guía, del anexo y del documento transversal se describen a continuación.

1.4.1 Cuerpo de la guía

Tras esta introducción, el Capítulo 2 se dedica a describir, de forma cualitativa, los principales conceptos y métodos relacionados con la evaluación del riesgo sísmico, incluyendo la descripción de los estados de daño, las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño. También se introduce la vulnerabilidad, no estrictamente estructural, de los edificios y otros aspectos relacionados con la fragilidad social y económica de la población, incluyendo aquellos aspectos relacionados con la capacidad de recuperación, la sostenibilidad y la resiliencia. El Capítulo 3 se dedica a las diferentes formas de cuantificar las acciones sísmicas, incluyendo: i) las más sencillas y elementales, definidas mediante un sólo parámetro, como, por ejemplo, la intensidad macrosísmica, ii) aquellas que definen el terremoto en términos espectrales y iii) aquellas, más sofisticadas, que definen el sismo mediante acelerogramas. El Capítulo 4 se dedica a los antecedentes de los métodos de evaluación de la vulnerabilidad, los capítulos 5 y 6 se dedican, respectivamente, a los métodos llamados de primer y de segundo nivel. En el método de primer nivel (LM-I, *Level Method 1*), la acción sísmica se considera en términos de intensidad macrosísmica, EMS-98, y el edificio mediante un índice de vulnerabilidad; El daño esperado se define mediante estados de daño, matrices de probabilidad de daño y estado de daño medio; este método es una versión moderna simplificada de diferentes realizaciones del conocido método italiano. En el método de segundo nivel (LM-II, *Level Method 2*), el edificio se define mediante el espectro de capacidad y la acción sísmica en términos espectrales; el daño se define, también, mediante estados de daño y curvas de fragilidad. A partir del cruce de los espectros de capacidad y de demanda se obtiene el desplazamiento que el edificio sufrirá. Entrando en las curvas de fragilidad, con este desplazamiento, se obtiene la matriz de probabilidad de daño y el estado de daño medio. De hecho, el método LM-I es la adaptación, para entornos y ciudades europeas, de la metodología HAZUS, que fue desarrollada en Estados Unidos a finales de los años 90. Estos dos métodos, LM-I y LM-II, fueron desarrollados entre los años 2000 y 2004, durante la realización del proyecto Risk-UE. El Capítulo 7 se dedica a un método más sofisticado, que usa el análisis dinámico no lineal, y que llamamos aquí método de nivel avanzado (LMA); en este método, la acción sísmica se define mediante historias temporales de aceleración o acelerogramas y el edificio mediante sofisticados modelos, que pretenden reproducir el edificio de forma virtual; además el método usa diferentes índices de daño, basados en el nivel de degradación de la estructura. El establecimiento de equivalencias entre estos índices o indicadores de daño y los estados de daño adoptados en los otros métodos, permite establecer curvas de fragilidad, matrices de probabilidad de daño y estados de daño medio, compatibles. Estas curvas, que definen el estado de daño medio en función de la severidad de la acción sísmica, son el nexo que permite comparar los resultados obtenidos con los diferentes métodos; el método se aplica mediante software que permite realizar los análisis dinámicos incrementales. En todos ellos, la acción sísmica se define mediante acelerogramas, mientras que el modelado del edificio puede abordarse mediante modelos simplificados, que usan macroelementos o, mediante modelos más sofisticados, que usan elementos finitos. La elección del programa más apropiado y del modelo estructural, dependerá de la tipología del edificio estudiado y del propósito del análisis de vulnerabilidad y daño. El capítulo 8 se dedica a la vulnerabilidad no estructural, a la vulnerabilidad funcional y a otros aspectos relacionados con la fragilidad socio-económica. En el Capítulo 9 se resumen los aspectos más importantes de la guía, con especial énfasis en la adecuación del método elegido al objeto del análisis de vulnerabilidad, y a poner de manifiesto las ventajas y limitaciones de cada método. Se cierra este último capítulo con las principales conclusiones y recomendaciones para la aplicación de la guía a casos prácticos. En un Anexo se facilitan directrices simplificadas para la aplicación del método LM-I.

Los documentos elaborados como entregables de la acción 4 son complementarios y, en cierto modo pueden considerarse también útiles para las acciones 3 y 5. En este sentido se ha elaborado un documento en el que se definen los tipos de edificios típicos de la zona POCTEFA. Este tipo de descripciones, en el ámbito de los estudios de riesgo, se denomina matriz tipológica de edificios y se suele usar el acrónimo BTM (Building Typology Matrix). Estos documentos complementarios se describen brevemente a continuación.

Introducción

- Doc. 1. Informe sobre la herramienta web para evaluación de la seguridad sísmica de edificios esenciales. Entregable de la Acción 4 (E4.2.2) que complementa las guías de evaluación (E4.2.1) y de reducción (E4.2.3).
- Doc. 2. Guía para la reducción de la vulnerabilidad
Entregable de la Acción 4 (EA2.3) que complementa aspectos relevantes de esta guía de evaluación.
- Doc. 3. Matriz tipológica
Descripción y caracterización básica de las diferentes tipologías de los edificios de la región POCTEFA. Se establece también una comparación con otras matrices tipológicas, como MSK, EMS-98 y Risk-UE.

2 Marco conceptual y metodológico

2.1 Introducción

El riesgo sísmico debe entenderse como la probabilidad de pérdida, *riesgo*, por causa de la ocurrencia de terremotos, *sísmico*. Los componentes del riesgo son: i) el peligro, ii) los elementos expuestos y iii) el valor o coste. El peligro, o *peligrosidad*, se define mediante la probabilidad de que ocurra una determinada acción sísmica. Los elementos expuestos, se definen mediante el concepto de *vulnerabilidad* que, por ejemplo, en el caso de un edificio, se relaciona con la probabilidad de que éste sufra un determinado nivel de daño, cuando ocurra la acción sísmica esperada. El *coste* suele cuantificarse en términos económicos, que, para el caso de un edificio, sería el valor de reparación, o reposición, del edificio dañado. Es frecuente también incorporar, a los estudios de riesgo, los daños a la población, a las infraestructuras y al entramado socio-económico, entre otros factores. Este documento focaliza en el riesgo de edificios. Este capítulo introduce aspectos conceptuales referentes a los edificios esenciales y de importancia especial, a la cuantificación del peligro sísmico, al rendimiento, entendido como el nivel de prestaciones, o la funcionalidad, y a la cuantificación del daño. El siguiente capítulo se dedica a las diferentes formas de definir las acciones sísmicas, mientras que las diferentes aproximaciones al análisis de riesgo se detallan en los capítulos 4 a 7. El Capítulo 8 se dedica a otros aspectos de la vulnerabilidad, incluyendo, entre otros, la vulnerabilidad de los elementos no estructurales, la vulnerabilidad funcional y la fragilidad social.

2.2 Edificios esenciales

2.2.1 Concepto

El manual técnico de la metodología de la estimación de pérdidas HAZUS (FEMA 2020), define los edificios esenciales como aquellos que albergan instalaciones y servicios que deben seguir operativos durante y después de un terremoto. Es decir, aquellos que contienen instalaciones, dependencias y servicios, que son necesarias para atender la emergencia y preservar la salud, la seguridad y la atención de la población, después de un sismo. Estos edificios incluyen hospitales, comisarias de policía, estaciones de bomberos y escuelas. También suelen considerarse esenciales aquellos edificios administrativos con responsabilidad en la protección civil y en la gestión de emergencias. Básicamente, esta definición fue asumida, también, en el proyecto Risk-UE (Lungu et al. 2001) y por Safina (2003) y Valcárcel (2013). Así, los edificios esenciales son aquellos cuya función o misión, en caso de crisis sísmica, los hace fundamentales, aunque, desde un punto de vista estructural, puede tratarse de edificios normales.

2.2.2 Importancia

Las normas sísmicas suelen clasificar los edificios en función de su importancia, atendiendo a su función estratégica o a su valor, por ejemplo, patrimonial. Para los edificios de importancia mayor, los códigos aumentan las exigencias en el diseño mediante factores de importancia que se usan para aumentar la acción sísmica de diseño. El Eurocódigo 8 considera cuatro clases de importancia. La Norma de Construcción Sismorresistente española, NCSE-02 considera tres categorías.

La Tabla 2-1, más abajo, muestra y describe las clases de importancia consideradas en el Eurocódigo 8 (CEN 2004) y en la normativa española (MFOM 2002, 2009). Los hospitales y centros de salud de cierta importancia, los edificios para centros de organización y coordinación de funciones para casos de desastre, los edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria y de ambulancias, están considerados como de importancia especial en la norma española. Sin embargo, no se citan de forma explícita ni las escuelas ni los centros educativos.

2.2.3 El factor de importancia

Para edificios normales, el Eurocódigo 8 (CEN 2004) y la norma sísmica española NCSE-02 (MFOM 2002, 2009), y también otros códigos, definen la acción sísmica de diseño como aquella con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, es decir, con un periodo de retorno (T_R) de 475 años. El intervalo temporal de 50 años está relacionado con lo que se considera la vida útil del edificio que se diseña. Los códigos sísmicos usan también un factor de importancia, con el propósito de proteger mejor los edificios esenciales y los de una importancia especial. Este factor de importancia se usa para incrementar las acciones de diseño, de forma que, el edificio queda más protegido frente a acciones más severas que las esperadas, consiguiéndose así, como veremos más adelante, disminuir los daños y mejorar su respuesta y prestaciones en el caso del sismo probable ($T_R=475$ años).

La Tabla 2-1 muestra los valores del factor de importancia recomendados en el Eurocódigo y los definidos en la norma sísmica española. Estos factores, para diferentes naciones europeas, pueden hallarse en los correspondientes anexos nacionales al Eurocódigo y, para un mismo país, pueden ser distintos para diferentes áreas, dependiendo de las condiciones de sismicidad y consideraciones sobre la seguridad de los edificios. Francia dispone de un Anejo Nacional (AFNOR 2007) y, en él, se dice que los valores a usar serán los fijados por la administración francesa. Teniendo en cuenta que el eurocódigo fue homologado como norma sísmica francesa (AFNOR, 2005), se ha supuesto que estos valores son los recomendados en el Eurocódigo. En España existe una propuesta de anejo (MITMA, 2021), y en él se hace una propuesta específica de estos valores, para España. La Tabla 2-1 muestra también los factores recogidos en estos anejos.

En Andorra, no existen normas sismorresistentes obligatorias, pero sí unas recomendaciones del Gobierno (Mañà, 1989), basadas en las normas españolas, francesas e italianas. En la actualidad, y tal como se recoge en esta reciente [noticia](#)⁶: “*En el Principado no existe ninguna normativa que obligue a incorporar el riesgo sísmico a los cálculos que forman parte de cualquier proyecto constructivo. Ahora bien, desde el Colegio Oficial de Ingenieros de Andorra, su presidente, Vicenç Jorge, defiende que los compañeros de profesión sí tienen en cuenta este riesgo “por ética y deontología” y se basan en las normativas francesa y española para hacer sus cálculos*”. Por consiguiente, en Andorra, si bien a nivel legislativo no hay ninguna normativa obligatoria, los arquitectos/ingenieros las aplican. (Anna Echeverría, comunicación personal).

2.2.4 Niveles de Peligrosidad

De acuerdo al Eurocódigo (CEN, 2004), para la mayoría de sus aplicaciones, el peligro sísmico se describe de forma probabilista y en términos de un sólo parámetro, p. ej. el valor de referencia, a_{gR} , de la aceleración pico (PGA) en suelo duro (tipo A). Este valor de referencia, se define como la aceleración con una determinada probabilidad de excedencia, P_L , en un intervalo de tiempo, T_L o, de forma equivalente, como la aceleración con el periodo medio de retorno, R_p ⁷, equivalente. R_p , P_L y T_L , están relacionados por la siguiente ecuación:

$$R_p = -T_L / \ln(1 - P_L) \quad (2-1)$$

Para la aceleración de referencia, a_{gR} , se recomienda aquella que cumple el requisito de no-colapso. Es decir, la idea es diseñar los edificios de forma que sean capaces de resistir, sin colapsar, las acciones sísmicas probables. El eurocódigo recomienda como aceleración de referencia, aquella con una probabilidad de excedencia del 10% ($P_{LR} = 0.1$) en un intervalo de tiempo de 50 años ($T_{LR} = 50$), es decir aquella con un periodo de retorno de 475 años ($R_{pR} = 475$).

⁶ [Diario de Andorra. Bon dia](#)

⁷ El periodo de retorno, R_p , se define como el inverso de la tasa anual de excedencia. No es un tiempo físico de recurrencia, sino que corresponde a un concepto probabilista. Por ejemplo, una aceleración con un periodo de retorno de 500 años indica que esta aceleración tiene una tasa anual de excedencia de 0.002.

Tabla 2-1. Clases y factores de importancia en el Eurocódigo y en la norma sísmica española.

Eurocódigo EC 8			Norma sísmica española NCSE-02			γ_I	
Clase	Descripción	$\gamma_I^{(a)}$	Clase	Descripción	$\gamma_I^{(a)}$	NF ^(b)	NE ^(c)
I	Edificios de menor importancia para la seguridad pública; p.ej. edificios agrícolas, etc.	0.8				0.8 ^(d)	0.8
II	Edificios ordinarios que no pertenecen a las otras categorías	1.0	1	De importancia moderada Aquellos con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.	1.0	1.0 ^(d)	1.0
III	Edificios cuya resistencia sísmica es de importancia dadas las consecuencias asociadas con un colapso, p. ej. escuelas, salones de actos, instituciones culturales, etc.	1.2	2	De importancia normal Aquellos cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que, en ningún caso, se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.	1.0	1.2 ^(d)	1.3
IV	Edificios cuya integridad durante los terremotos es de vital importancia para la protección civil, p. ej. hospitales, estaciones de bomberos, centrales eléctricas, etc.	1.4	3	De importancia especial: Aquellos cuya destrucción por el terremoto puedan interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos.	1.3	1.3 ^(d)	1.4

^(a) γ_I es un factor de importancia usado para mayorar, o minorar, las acciones de diseño. ^(b) NF: Anejo nacional francés. ^(c) NE: Propuesta de Anejo Nacional español; en este anejo se califican las clases de importancia como: I (importancia moderada), II (importancia normal), III (mayor importancia) y IV (importancia especial). ^(d) En el anexo nacional pone: “Les valeurs de γ_I à utiliser sont fixées par l’Administration française”. Con todo se toman los del eurocódigo ya que fue homologado como norma francesa (AFNOR 2005).

A este periodo de retorno de referencia se le asigna un factor de importancia γ_I igual a 1.0. Para otros factores de importancia, la aceleración de diseño a_g , en un suelo tipo A, es igual a la aceleración de referencia a_{gR} por el factor de importancia γ_I . Es decir: $a_g = \gamma_I a_{gR}$. De esta manera, el nivel de aceleración, y, en consecuencia, el periodo de retorno, a considerar para cada edificio, dependen de su clase de importancia.

El Eurocódigo sugiere también aproximaciones que permiten relacionar, factores de importancia, probabilidades de excedencia, intervalos temporales y periodos de retorno. Estas relaciones se fundamentan en las curvas de las tasas anuales de excedencia, $H(a_{gR})$, de la aceleración de referencia que, puede suponerse, varía de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$H(a_{gR}) \approx k_0 a_{gR}^{-k} \quad (k \approx 3) \quad (2-2)$$

Donde k , depende de la sismicidad de la región, pero que, en general, es del orden de 3. Entonces, si se define la acción sísmica en términos de la aceleración de referencia, a_{gR} , la siguiente ecuación permite relacionar el factor de importancia, la probabilidad de excedencia, P_L , en un intervalo de tiempo, T_L , y la probabilidad de excedencia de la aceleración de referencia, P_{LR} , en el mismo intervalo de tiempo, T_L :

$$\gamma_I \approx \left(\frac{P_L}{P_{LR}} \right)^{-1/k} \quad (k \approx 3) \quad (2-3)$$

o, de forma equivalente, la siguiente relación entre los intervalos temporales, T_L y T_{LR} para los que a_{gR} tiene la misma probabilidad de excedencia.

$$\gamma_I \approx \left(\frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{-1/k} \quad (k \approx 3) \quad (2-4)$$

Por otra parte, la norma sísmica española NCSE-02 (MFOM 2002, 2009), da la siguiente ecuación simplificada para la estimación del factor de importancia, suponiendo un valor de referencia $\gamma_I = 1$ para un periodo de retorno de 500 años.

$$\gamma_I = \left[\frac{R_p}{500} \right]^{0.4} \approx \left[\frac{R_p}{475} \right]^{1/3} \quad (2-5)$$

La Tabla 2-2 muestra los factores de importancia, γ_I , considerados, las probabilidades de excedencia, P_L , para un intervalo de tiempo T_L , y los periodos de retorno, R_T , calculados con la formulación sugerida en el Eurocódigo, usando la ecuación (2-1) y la sugerida en la norma NCSE-02, usando la ecuación (2-5).

Tabla 2-2. Factores de importancia, γ_I , probabilidades de excedencia, P_L , en un intervalo de tiempo, T_L , y periodos de retorno, R_T , calculados de acuerdo a lo sugerido en el Eurocódigo, ecuación (2-1) y en la norma sísmica española, ecuación (2-5).

γ_I (adim)	P_L (probabilidad)	T_L (años)	R_T (EC8) (años)	R_T (NCSE-02) (años)
0.8	0.20	26	243	286
1	0.10	50	475	500
1.2	0.06	86	820	789
1.3	0.05	110	1043	963
1.4	0.04	137	1302	1160



2.3 Rendimiento: prestaciones esperadas

Las lecciones aprendidas de sucesivos grandes terremotos ocurridos, como, p. ej., los terremotos de Long Beach, 1933, que afectó seriamente a numerosas escuelas, y el de San Fernando, en 1971, que dañó la mayoría de los centros de salud de la zona afectada, han contribuido a mejorar los objetivos de diseño de edificios seguros y fiables, capaces de mantener sus condiciones de servicio, con diferentes niveles, dependiendo de su importancia y función (Hadjian 2002). Cuando, como el caso que aquí nos ocupa, se trata de hacer una evaluación de la vulnerabilidad, es importante dimensionar el impacto del daño esperado sobre la funcionalidad y es fundamental disponer de herramientas que permitan estimar los niveles de pérdida de su función que conlleva el daño sufrido. Safina (2003) y Valcárcel (2013) describen bien los aspectos relacionados con la funcionalidad de los edificios esenciales, con particular énfasis en hospitales y escuelas.

2.3.1 El diseño basado en rendimiento

El diseño basado en rendimiento (*Performance-Based Design*, PBD) es una filosofía de diseño en la cual los criterios se expresan en términos de niveles de rendimiento para un determinado grado de peligrosidad (Ghobarah 2001). A efectos de diseño, estos niveles de seguridad conllevan el establecimiento de límites, p. ej., de esfuerzos, desplazamientos, y/o de otros parámetros de respuesta de la estructura. Dalal-Sejal et al. (2011) hacen una revisión de la literatura referente al diseño basado en rendimiento.

El documento de referencia para el diseño y evaluación, en base al rendimiento y prestaciones, es el conocido como “*Vision 2000*” (SEAOC 1995). En este documento, se define un marco metodológico para el diseño de las estructuras. Se definen niveles de comportamiento, niveles de peligrosidad y tipos de instalaciones y servicios. El diseño de cada edificio, instalación o servicio, debe diseñarse de acuerdo a su nivel de importancia y al grado de peligrosidad de su emplazamiento, de forma que sea capaz de cumplir con su nivel esperado de comportamiento y prestaciones. La Tabla 2–3 muestra los niveles de comportamiento, su descripción básica, el estado de daño y los requisitos de deriva asociados.

Tabla 2-3. Descripción de los niveles de comportamiento (Fuente: SEAOC 1995)

Nivel	Descripción	Estado de daño	Deriva (%)
Totalmente operacional	Daño nulo. Servicio continuo. Sin daño estructural ni no-estructural	Sin daño	<0.2
Operacional	Daño leve. La estructura se puede ocupar de forma segura. La mayoría de las funciones y operaciones se pueden retomar inmediatamente. Las operaciones esenciales se encuentran protegidas y las no esenciales pueden interrumpirse. Se deben reparar servicios no esenciales.	Reparable	<0.5
Seguridad de la vida	Daño moderado. La estructura es estable y la seguridad de la vida está protegida. El edificio puede ser evacuado ante un futuro evento sísmico. La reparación de los daños es posible, pero económicamente no es práctica.	No reparable	<1.5
Cercano a colapso	Daño severo. No hay colapso estructural. Pueden caer elementos no estructurales.	Severo	<2.5

La Tabla 2–4 muestra los terremotos de referencia que definen los diferentes grados de peligrosidad. Para cada terremoto se indica su periodo de retorno, R_p , su probabilidad de excedencia, P_L , para un intervalo de tiempo, L , y su probabilidad de excedencia en 50 años, P_{50} .

Así, en SEAOC (1995) se establecen las condiciones de diseño dependiendo del nivel de importancia o función del edificio, instalación o servicio. La Tabla 2–5 muestra las condiciones de diseño, es decir, los niveles de comportamiento o prestaciones en función del terremoto descrito en la Tabla 2–4 y para tres tipos de instalaciones: básica, esencial y crítica.



Tabla 2-4. Terremotos de referencia. (Fuente. SEAOC 1995)

Terremoto	R _p (años)	P _L (%)	L (años)	P ₅₀ (%)
Frecuente	43	50	30	58
Ocasional	72	50	50	50
Raro	475	10	50	10
Muy raro	950	10	100	5

Se observa cómo los edificios normales, básicos, deben ser diseñados para prevenir el colapso para el sismo muy raro, las instalaciones críticas, como pueden ser las centrales nucleares, deben permanecer operacionales, incluso ante el sismo muy raro y los edificios esenciales deben ser operativos en caso del sismo raro y garantizar la seguridad de la vida para el sismo muy raro.

De igual manera, en FEMA-351 (2000) y en FEMA-356 (2000) se propone un conjunto de objetivos para la rehabilitación sísmica de edificios, considerando los niveles de comportamiento de la Tabla 2-3 y los sismos de referencia de la Tabla 2-4.

Tabla 2-5. Niveles de comportamiento y amenaza según tipo de instalación. (Fuente: SEAOC 1995)

Terremoto	Nivel de prestaciones				Instalación
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de la vida	Cercano al colapso	
Frecuente	●●●●				●●●● Básica
Ocasional	●●●●	●●●●			●●●● Esencial
Raro	■	●●●●	●●●●		■ Crítica
Muy raro		■	●●●●	●●●●	

2.3.2 La evaluación basada en prestaciones

Esta guía se refiere a evaluación, no a diseño. Está orientada a determinar, en caso de sismo, el nivel de seguridad y de repuesta de edificios e instalaciones existentes que pueden haber sido diseñados y construidos conforme a normativas sísmicas, o no. Los niveles de comportamiento para los distintos sismos descritos más arriba pueden guiar esta evaluación, que, a su vez, puede aconsejar ir más allá estableciendo criterios para rehabilitar y reacondicionar los edificios en función de los resultados de esta evaluación.

Por otra parte, es importante tener en mente que el conocimiento simple del grado o estado de daño resultante de una evaluación, de acuerdo a la Tabla 2-3, ya proporciona indicaciones sobre su nivel de operatividad y prestaciones.

2.4 El daño: estados de daño

El daño físico de un edificio se entiende, en general, como la degradación de su capacidad resistente. A su vez, el daño se puede relacionar, por ejemplo, con la degradación de las funciones para las que el edificio fue construido; o, con el coste de reparación, entre otras muchas posibilidades. Otros aspectos relacionados con el daño, como, p. ej., daños a la población y el impacto socio-económico, pueden inferirse a partir de los daños físicos y otra información sobre parámetros socio-económicos y de resiliencia de las comunidades golpeadas por el terremoto. La vulnerabilidad es uno de los conceptos usados para caracterizar la mayor o menor capacidad resistente de los edificios. Como veremos en capítulos posteriores, la caracterización y cuantificación de la vulnerabilidad se ha abordado desde múltiples puntos de vista en las diferentes formas de cuantificar el riesgo sísmico. Calvi et al. (2006) revisan las principales metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad a finales del siglo XX y hasta principios del XXI. En los métodos basados en índices de vulnerabilidad, el edificio se caracteriza completamente mediante un índice, que cuantifica su capacidad de resistencia al sismo y que, en general,



toma valores entre 0, para edificios de muy buena calidad sismo-resistente, y 1, para edificios de muy mala calidad, con una resistencia muy baja a las acciones sísmicas. En estos métodos, las acciones sísmicas se cuantifican también mediante un sólo parámetro: la intensidad macrosísmica. El daño esperado se caracteriza mediante funciones semi-empíricas que relacionan la intensidad, la vulnerabilidad y el grado o estado de daño medio.

2.4.1 Matrices de probabilidad de daño

El daño se caracteriza también mediante matrices de probabilidad de daño. A partir de la distribución del daño observado en terremotos de Italia, la hipótesis de la distribución binomial fue reconocida por Braga et al. (1982 ab, 1986) y confirmada posteriormente en los estudios de Chávez (1998) y Roca et al. (2006). La Figura 2-1 muestra un ejemplo de matriz de probabilidad de daño para un edificio con un índice de vulnerabilidad, $I_v=0.8$, y una intensidad EMS'98, $I=VIII$; las probabilidades de ocurrencia, en tanto por ciento, son 3.9, 17.7, 32.5, 29.8, 13.6 y 2.5, respectivamente para los estados de daño 0. *Nulo*, 1. *Leve*, 2. *Moderado*, 3. *Severo*, 4. *Generalizado* y 5. *Colapso*. Obsérvese cómo el estado de daño medio, $D_m=2.39$ en este ejemplo, se acerca al estado de daño más probable. De la hipótesis de la distribución binomial, el grado de daño medio, normalizado entre 0 y 1, es el parámetro de la distribución que permite hallar la matriz de probabilidad de daño; y viceversa, conocida la matriz de probabilidad de daño se obtiene el valor medio normalizado, D_{m_N} , mediante la siguiente sencilla ecuación:

$$D_{m_N} = \frac{D_m}{n} = \frac{1}{n} \sum_{k=0}^n k P_k \quad (2-6)$$

donde n es el número de estados de daño no-nulo, 5 en el ejemplo de la Figura 2-1, y P_k es la probabilidad de que se dé el estado de daño k , ($k=0, \dots, 5$).

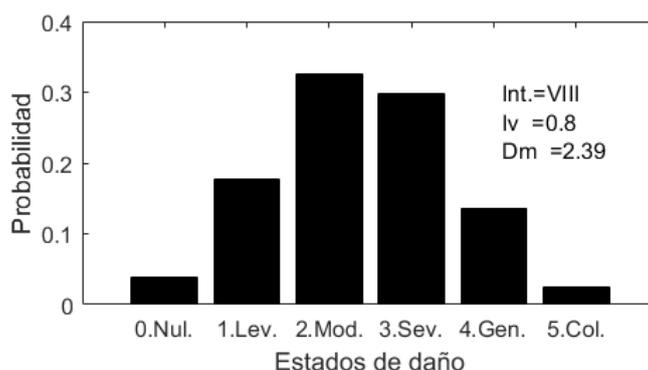


Figura 2-1. Ejemplo de matriz de probabilidad de daño.

Este índice normalizado varía entre 0 y 1, pero, frecuentemente, se prefiere usar el estado de daño medio sin normalizar que varía entre 0 y 5. El método propuesto en el marco del proyecto europeo Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) conocido como método de primer nivel, LM-I, está bien documentado en Giovinazzi (2005) y en Lagomarsino y Giovinazzi (2006).

2.4.2 Curvas de fragilidad

Una forma alternativa de definir la capacidad resistente de un edificio es mediante curvas de fragilidad. Para un estado de daño, k , y una magnitud que caracteriza la severidad de la acción sísmica como, p.ej., un desplazamiento específico x , la curva de fragilidad define la probabilidad de que este estado de daño se iguale o exceda. En general, se supone que las curvas de fragilidad siguen una distribución lognormal acumulativa, de forma que éstas quedan totalmente definidas por dos parámetros: μ_k y β_k . Recuérdese que una variable aleatoria sigue una distribución lognormal cuando los logaritmos de la variable siguen una distribución normal o gaussiana de media μ_k y desviación estándar β_k . μ_k suele

conocerse como el umbral del estado de daño y se define como el valor de la variable independiente, x , para el que la curva de fragilidad vale 0.5. Es decir, el valor para el que la probabilidad de que sea igualado o excedido el estado de daño k es del 50%. Como se ha indicado más arriba, β_k está relacionado con la dispersión de la función lognormal. La forma analítica de una curva de fragilidad es:

$$CF_k(x | \mu_k, \beta_k) = P(d \geq k | x, \mu_k, \beta_k) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_k} \ln \left(\frac{x}{\mu_k} \right) \right]$$

$$= \frac{1}{\beta_k \sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{1}{t} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta_k} \ln \frac{t}{\mu_k} \right)^2 \right] dt \quad (2-7)$$

Obsérvese cómo Φ hace referencia a una función implícita acumulativa de la función de densidad de una distribución lognormal; esta expresión se suele usar con frecuencia en la literatura, con todo, para una mayor claridad, aquí se ha preferido poner también el segundo término de la ecuación (2-7), que corresponde a la forma explícita de la curva de fragilidad. La Figura 2-2 muestra tres curvas de fragilidad correspondientes a diferentes valores de los parámetros μ y β . De esta manera, una curva de fragilidad queda totalmente definida mediante estos dos importantes parámetros. Una forma, frecuentemente usada para determinar curvas de fragilidad, es definir los umbrales de los estados de daño con base en observaciones de daño o con base en un criterio experto y el uso de la hipótesis de que el daño se distribuye de acuerdo a una distribución binomial. De esta forma, una técnica de mínimos cuadrados permite estimar los parámetros β_k . Recuérdese que la hipótesis de la distribución binomial del daño, está bien contrastada a partir de observaciones de daño en terremotos reales.

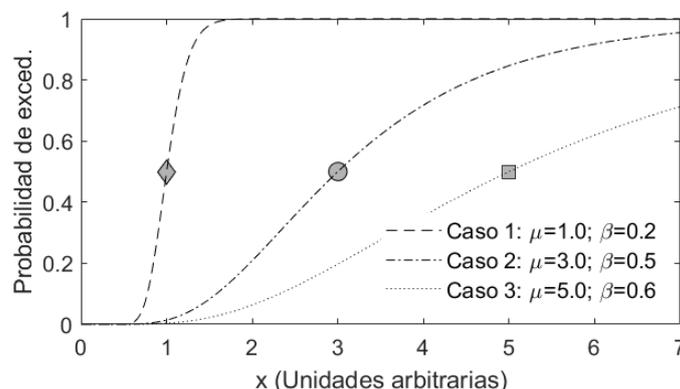


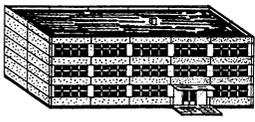
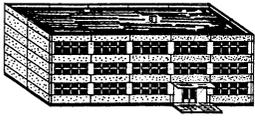
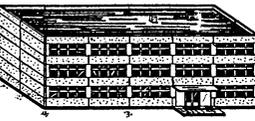
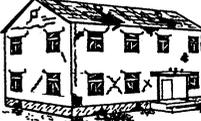
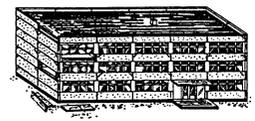
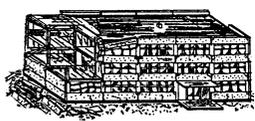
Figura 2-2. Ejemplos de curvas de fragilidad.

Los umbrales o parámetros μ de las curvas se destacan con marcadores.

(Fuente: Pujades et al. 2019)

En el proyecto Risk-UE se adoptó también un método basado en el espectro de capacidad al que se denominó método de segundo nivel, LM-II (Giovinazzi 2005, Lagomarsino y Giovinazzi 2006). En este método, los umbrales de los estados de daño se obtienen a partir de la forma bilineal del espectro de capacidad. Como se verá en el Capítulo 6, los métodos basados en espectros de capacidad, como p.ej., los métodos LM-II y HAZUS (FEMA 2020), consideran cuatro estados de daño no nulo; 1. *Leve*, 2. *Moderado*, 3. *Severo* y 4. *Completo*; en estos métodos, el grado o estado de daño 4, contiene los estados de daño 4 y 5 de los métodos basados en índices de vulnerabilidad, ya que se considera que, para el estado de daño 4, p. ej. en el método LM-I, el coste de reparación del daño excede el 60 % del coste de reposición del edificio, por lo que se considera más eficaz y rentable, demoler y reconstruir que reparar. La Tabla 2-6 sintetiza los estados de daño considerados en las diferentes metodologías. MIV, en esta tabla, se refiere a métodos basados en índices de vulnerabilidad y MBEC se refiere a los métodos basados en espectros de capacidad.

Tabla 2-6. Estados de daño. El % representa el porcentaje del valor económico de reparación del bien respecto al valor de reposición.
(Fuente: Pujades y Barbat, 2009)

Ejemplos de daño en edificios ⁽¹⁾		Daño (%) ⁽²⁾	Descripción de los estados o grados de daño ⁽¹⁾	Grados de daño	
Mampostería	Hormigón			MIV ⁽³⁾	MBEC ⁽⁴⁾
		0 %	Nulo Sin daño estructural. Sin daño no estructural.	0	0
		0-10 %	Leve (leve o inobservable). Sin daño estructural. Daño no estructural leve.	1	1
		10-30%	Moderado Daño estructural leve. Daño no estructural moderado.	2	2
		30-60 %	Severo (entre considerable y fuerte). Daño estructural moderado. Daño no estructural fuerte.	3	3
		60-100%	Extensivo (muy fuerte). Daño estructural fuerte. Daño no estructural muy fuerte.	4	4
		100%	Completo (destrucción). Daño estructural muy fuerte. Colapso casi total o total.	5	

⁽¹⁾ Grünthal (1998) ⁽²⁾ ATC-13 (1985) ⁽³⁾ Risk-UE. (Milutinovic y Trendafiloski 2003) ⁽⁴⁾ HAZUS (FEMA 2020)

Los umbrales

Si Sd_y y Sd_u son los desplazamientos espectrales del punto de cedencia y del punto de capacidad última de la forma bilineal del espectro de capacidad, los umbrales de los estados de daño en LM-II se definen mediante las siguientes ecuaciones:

$$\overline{Sd}_1 = a Sd_y; \overline{Sd}_2 = b Sd_y; \overline{Sd}_3 = c Sd_y + d(Sd_u - Sd_y); \overline{Sd}_4 = e Sd_u \quad (2-8)$$

donde a , b , c , d y e son coeficientes que se estiman a partir de opinión experta. En el método LM-II estos coeficientes se tomaron como: $a = 0.7$; $b = c = e = 1$ y $d = 0.25$. De este modo, las curvas de fragilidad se obtienen de una forma directa y sencilla a partir del espectro de capacidad. Eventualmente se puede permitir un cierto margen de variabilidad, digamos entre un 5 y un 10%, por ejemplo, para conseguir un mejor ajuste. La Figura 2-3 muestra un modelo sencillo de un edificio porticado de hormigón armado y su correspondiente curva y espectro de capacidad. En el espectro de capacidad también se muestra la curva ajustada y la curva de error del ajuste, de acuerdo al modelo paramétrico de Pujades et al. (2015).

La Figura 2-4 muestra un ejemplo de curvas de fragilidad obtenidas para un edificio porticado de hormigón armado. Estas curvas se dan en función del desplazamiento espectral, pero, deshaciendo la transformación de la curva de capacidad en el espectro de capacidad, pueden también representarse en función del desplazamiento en el techo del edificio. Existen muchas otras maneras de definir las curvas de fragilidad. Más adelante se muestra cómo éstas se pueden definir también a partir de otros indicadores de daño.

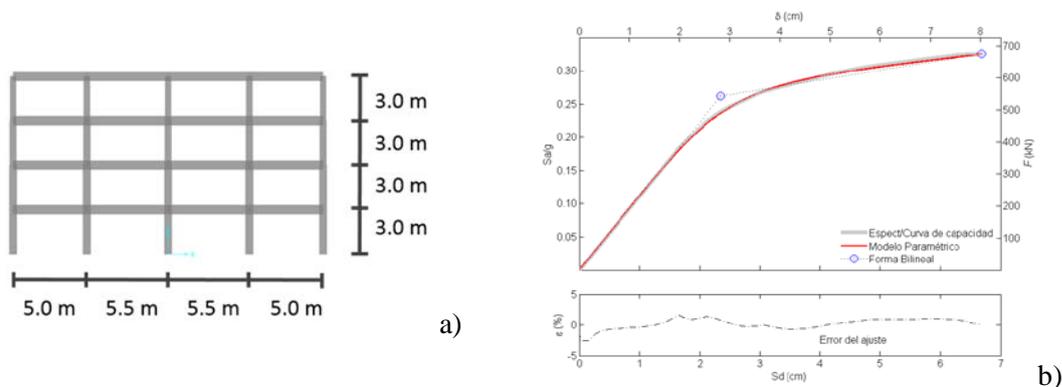


Figura 2-3. a) Modelo de edificio de hormigón armado. b) Curva y espectro de capacidad del edificio.

Por ejemplo, las probabilidades de que se excedan determinados umbrales de comportamiento, como sería el caso de la probabilidad de que se exceda el nivel de “ocupación inmediata”. Más abajo, en la Tabla 2-8 se muestran los parámetros de estas curvas de fragilidad, junto con los de otros casos.

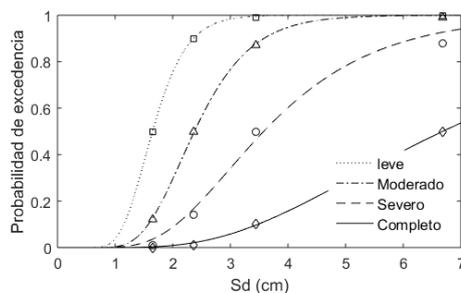


Figura 2-4. Curvas de fragilidad obtenidas con el método de Risk UE. (Fuente: Pujades et al. 2019)

Matrices de probabilidad de daño y estado de daño medio.

Para cada valor de la variable de definición de las curvas de fragilidad, el desplazamiento espectral, S_d , en este caso, y supuestos 4 estados de daño no-nulo, ds_i , $i=1...4$, la siguiente ecuación permite calcular las probabilidades, $P(ds_i)$, de que ocurran los diferentes estados de daño, a partir de las probabilidades de excedencia⁸ definidas por las curvas de fragilidad $CF_i(S_d)$:

$$P_i(S_d) = P(ds_i | S_d) = \begin{cases} 1 - CF_1(S_d) & i = 0 \\ CF_i(S_d) - CF_{i+1}(S_d) & 0 < i < 4 \\ CF_4(S_d) & i = 4 \end{cases} \quad i \in \{1, \dots, 4\} \quad (2-9)$$

Ahora, puede calcularse el grado de daño medio normalizado, tal como ha sido definido en la ecuación (2-6) o, deshaciendo la normalización, el estado de daño medio. Obsérvese cómo el estado de daño medio puede hallarse también, simplemente sumando las curvas de fragilidad para los estados de daño no nulo:

$$Dm_N(S_d) = \frac{Dm(S_d)}{n} = \frac{1}{n} \sum_{k=0}^n k CF_k(S_d) \quad (2-10)$$

La Figura 2-5 muestra la curva del estado de daño medio, junto con una matriz de probabilidad de daño, para el edificio de la Figura 2-3. Así, la curva del estado de daño medio, contiene toda la información de las matrices de probabilidad de daño y de las curvas de fragilidad.

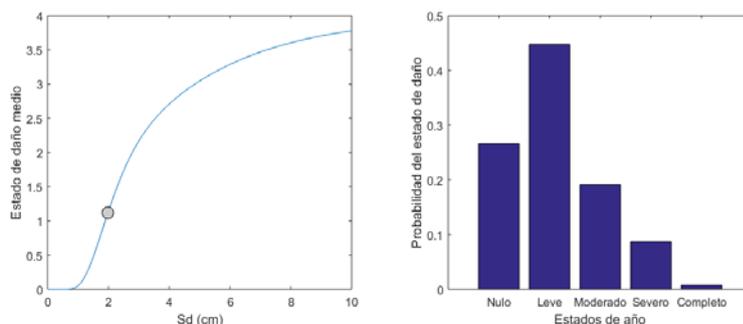


Figura 2-5. Curva del estado de daño medio (izquierda) y ejemplo de una matriz de probabilidad de daño. (Fuente: Pujades et al. 2019).

La acción sísmica

Por otra parte, es importante observar que, hasta el momento, no ha intervenido la acción sísmica, de forma que esta curva de daño hace referencia, de forma exclusiva, y en este caso, al daño esperado para un desplazamiento espectral dado. Para tener una idea del daño esperado para una acción sísmica específica, será necesario determinar el desplazamiento espectral que esta acción sísmica produce sobre la estructura. Así, en cierto modo, fragilidad indica vulnerabilidad, en el sentido definido en los métodos basados en índices de vulnerabilidad y en escalas macrosísmicas como, por ejemplo, el LM-I. La matriz de probabilidad de daño de la Figura 2-5 corresponde a un estado de daño medio de 1.1 y a un desplazamiento espectral de 2 cm. Obsérvese cómo, aunque muy pequeña (0.008), la probabilidad del estado de daño completo no es nula.

⁸ Recuérdese que la probabilidad de que se iguale o exceda el estado de daño nulo o sin-daño es trivialmente la unidad.

2.4.3 Nuevos enfoques del daño. Índices de daño

Existen en la literatura muchas otras formas de considerar el daño físico directo en edificios y, frecuentemente, se genera confusión entre las diferentes formas de definirlo. Es necesario distinguir entre lo que son índices o indicadores de daño y el estado de daño medio, tal como se ha definido en las ecuaciones (2-6) y (2-10), a partir de matrices de probabilidad de daño o curvas de fragilidad. En realidad, en el método LM-II de Risk-UE, un índice, o puntero indicador de daño, es la misma curva de capacidad, por ejemplo, en su forma bilineal; obviamente, cuanto más cerca está el desplazamiento del punto de colapso, más daño presentará el edificio y, este hecho, se cuantifica mediante unos umbrales de estados de daño, definidos en la ecuación (2-8), basados en opinión experta, y ya con un sentido estadístico. En años recientes, diversos autores han conceptualizado el daño centrándose en la curva o espectro de capacidad completo, focalizando en cómo se degrada la estructura hasta el punto de colapso. Así, Vargas-Alzate (2013) y Barbat et al. (2016) prestan atención a la primera derivada de la curva o espectro de capacidad y Pujades et al. (2015) también proponen un nuevo indicador de daño, basado en la degradación de la rigidez secante y en la energía disipada. Además, en el trabajo de Pujades et al. (2015), el indicador de daño se calibra con el índice de daño propuesto por Park y Ang (1985), que se halla a partir de análisis dinámico incremental.

En estas dos iniciativas, se parte de la curva de capacidad no lineal normalizada, CNL_N , que se obtiene restando la curva de capacidad de la curva de capacidad lineal, que es la recta cuya pendiente es la rigidez tangente inicial. A partir de ésta se obtienen las siguientes curvas: la rigidez tangente, KT_N , que se obtiene normalizando la derivada de la curva CNL_N ; la rigidez secante, KS_N , que se define como el cociente normalizado entre la CNL_N y δ_N , y la función de la energía, E_N , que se obtiene normalizando la integral cumulativa de la curva CNL_N . La Figura 2-6 muestra estas funciones para la curva de capacidad de la Figura 2-3. También se muestra, en esta figura, a la derecha, la segunda derivada de la curva CNL_N . El máximo de esta curva sirve para definir uno de los umbrales de daño basado en la curva KT_N .

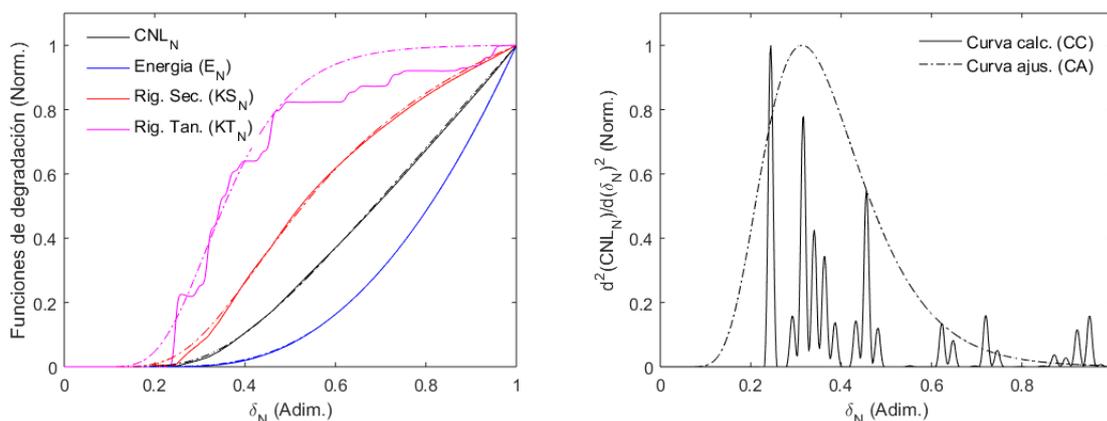


Figura 2-6. Curvas relacionadas con los procesos de degradación de la capacidad del edificio. (Fuente: Pujades et al. 2019).

Estos enfoques han sido aplicados, con buenos resultados, a edificios de mampostería reforzada de bloques de hormigón (Hidalgo-Leiva 2017, Hidalgo-Leiva et al. 2018) y a estructuras metálicas típicas de la ciudad de México (Díaz-Alvarado, 2017, Díaz-Alvarado et al. 2018). La definición de los umbrales de los estados de daño en la formulación de Pujades et al. (2015) se describe brevemente a continuación.

Umbrales basados en la rigidez tangente

Estos umbrales se basan en la propuesta de Vargas-Alzate (2013) y Barbat et al. (2016). La propuesta de estos autores se basa en la primera derivada de la curva de capacidad o, lo que es equivalente, en

cómo varía la rigidez tangente, es decir la pendiente de la curva, desde el tramo elástico hasta el punto de colapso. Se usa la función de la rigidez tangente normalizada, KT_N , y se definen los umbrales de los estados de daño en base a su variación. Concretamente, el umbral del estado de daño *Leve* se fija donde se inicia la parte no lineal de la curva de capacidad, es decir, $KT_N \approx 0.01$. El umbral del estado de daño *Moderado* se fija para $KT_N \approx 0.36$ que define el valor máximo de la segunda derivada del espectro/curva de capacidad; el umbral del estado de daño *Severo* se fija para $KT_N \approx 0.8$ y el umbral del estado de daño *Completo* se fija en $KT_N \approx 1.0$.

Umbrales basados en el índice de daño de Park y Ang (I_{BPA})

Pujades et al. (2015), proponen un índice, o indicador de daño, basado en la curva o espectro de capacidad. El índice, a su vez, se basa en el índice de Park y Ang, $DI_{PA}(\delta)$, tal como fue propuesto por Park y Ang (1985) y que suma las contribuciones al daño debidas a la deformación, δ , y a la disipación de energía (ver también Park et al. 1984, 1985 y Park 1985). Valores de $DI_{PA}(\delta)$ mayores que la unidad implican que se ha producido el daño generalizado del edificio o el colapso. Así, tomando la idea de que el daño es una función de la deformación y de la energía absorbida por el sistema, Pujades et al (2015) definen un índice de daño basado en el índice de daño de Park y Ang, $I_{BPA}(\delta_N)$, mediante la siguiente ecuación:

$$I_{BPA}(\delta_N) = \alpha KS_N(\delta_N) + (1 - \alpha) E_N(\delta_N) \quad (1)$$

donde $KS_N(\delta_N)$ y $E_N(\delta_N)$ son, respectivamente, funciones de la rigidez secante y de la energía que se obtienen, de forma sencilla, a partir de la curva o espectro de capacidad. Pujades et al. (2015) usaron el análisis dinámico incremental para calibrar el parámetro α que define las tasas de contribución, al daño total, del desplazamiento y de la absorción de energía, hallando un excelente acuerdo entre el índice de Park y Ang y el índice $I_{BPA}(\delta_N)$ así definido. Del análisis de edificios de hormigón armado para un caso determinista, obtuvieron un valor de $\alpha = 0.77$ y, a partir de un análisis probabilista, obtienen un valor medio $\alpha = 0.70$, con una desviación estándar de 0.04.

Por otra parte, con base en los trabajos de Park et al. (1984, 1985) y de Cosenza y Manfredi (2000), Pujades et al. (2015) establecieron que los valores del $I_{BPA}(\delta_N)$ en los umbrales de los estados de daño eran 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65, respectivamente para los estados de daño *Leve*, *Moderado*, *Severo* y *Completo*.

Estado de daño medio y curvas de fragilidad

La Tabla 2-7 muestra los umbrales de los estados de daño para los métodos de Risk-UE, de la rigidez tangente y el basado en índice de daño de Park y Ang. Los umbrales se dan en la forma (δ_N, y) , donde δ_N es el desplazamiento normalizado y la variable y es la ordenada de la curva que corresponde. A partir de estos umbrales, se han hallado las curvas de fragilidad.

Tabla 2-7. Umbrales de los estados de daño para las tres propuestas analizadas.

Método	Grados o estados de daño							
	Leve		Moderado		Severo		Colapso	
	δ_N	y	δ_N	y	δ_N	y	δ_N	y
Risk-UE	0.25	0.15	0.35	0.53	0.51	0.87	1.00	1.00
KT_N	0.16	0.01	0.31	0.36	0.47	0.80	1.00	1.00
I_{BPA}	0.28	0.25	0.41	0.66	0.54	0.90	0.73	0.98

La Tabla 2-8 muestra los parámetros y el error del ajuste, definido aquí como el error cuadrático medio. La Figura 2-7 muestra las curvas del estado de daño medio obtenidos para los tres casos. Se observa cómo, para el edificio aquí analizado, las técnicas Risk-UE y KT_N tienden a sobrevalorar el daño

para pequeños desplazamientos, y a subestimar el daño para desplazamientos cercanos al punto de capacidad última.

Por otra parte, en la Figura 2-7 se muestran también dos matrices de probabilidad de daño, correspondientes a desplazamientos espectrales de 2 cm, cerca del punto de cedencia, y de 6.68 cm, cerca del punto de capacidad última. Los valores numéricos de las matrices de probabilidad de daño se dan en la Tabla 2-9. Se observa, con claridad, cómo la mayor probabilidad del estado de daño nulo, 0.42, para el desplazamiento espectral de 2 cm, se obtiene con los umbrales basados en el I_{BPA} . También para los umbrales I_{BPA} se obtiene la mayor probabilidad del estado de daño completo, 0.90, para un desplazamiento espectral de 6.68.

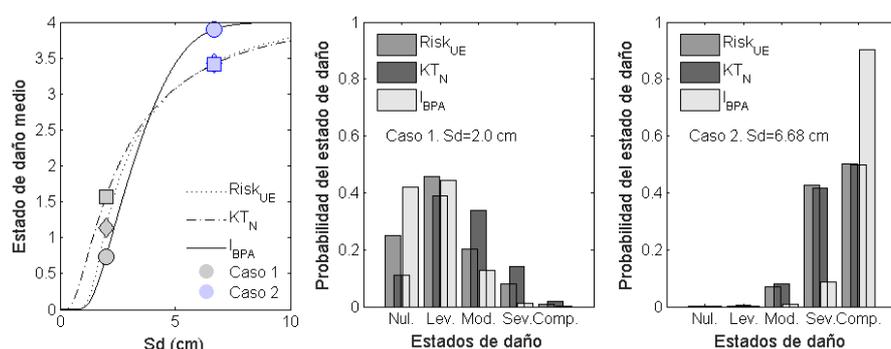


Figura 2-7. Curvas de los estados de daño medio para los casos Risk-UE, el basado en la rigidez tangente KT_N y el basado en el índice de Park y Ang, I_{BPA} . Se muestran también las matrices de probabilidad de daño para los desplazamientos espectrales de 2.0 y 6.68 cm.

Tabla 2-8. Parámetros de las curvas de fragilidad.

Método	Estados de daño											
	Leve			Moderado			Severo			Completo		
	μ (cm)	σ	ϵ	μ (cm)	σ	ϵ	μ (cm)	σ	ϵ	μ (cm)	σ	ϵ
$Risk UE$	1.67	0.26	1.3e-05	2.36	0.31	1.3e-04	3.56	0.43	1.4e-03	6.68	0.51	3.7e-05
KT_N	1.07	0.51	1.5e-05	1.99	0.46	7.9e-04	3.31	0.51	1.1e-03	6.68	0.58	3.8e-05
I_{BPA}	1.87	0.30	5.5e-06	2.79	0.28	3.8e-04	3.61	0.26	1.3e-05	4.88	0.24	6.0e-06

Tabla 2-9. Matrices de probabilidad de daño para dos desplazamientos espectrales. Dm indica el estado de daño medio. (Véase también la Figura 2-7).

Método	Estados de daño					Dm	
	Nulo	Leve	Moderado	Severo	Completo		
Caso 1: Sd=2.00 cm	$Risk UE$	0.25	0.46	0.20	0.08	0.01	1.14
	KT_N	0.11	0.39	0.34	0.14	0.02	1.56
	I_{BPA}	0.42	0.44	0.13	0.01	***	0.73
Caso 2: Sd=6.68 cm	$Risk UE$	***	***	0.07	0.43	0.50	3.44
	KT_N	***	***	0.08	0.42	0.50	3.41
	I_{BPA}	***	***	0.01	0.09	0.90	3.90

(***) Indica muy baja probabilidad

3 El terremoto: la acción sísmica

3.1 Introducción

El riesgo sísmico, en un primer nivel, está controlado por la relación terremoto-edificio. La falta de resistencia a acciones sísmicas horizontales, como las producidas por los terremotos, produce que los edificios se dañen y, en consecuencia, perturben el normal funcionamiento de la sociedad, distorsionando, o incluso anulando, las estructuras e infraestructuras y los servicios de los que se dotan las sociedades urbanas modernas para su normal funcionamiento. Este capítulo se dedica a la acción sísmica

3.2 La intensidad macrosísmica

El concepto de *Intensidad* en general, responde a fuerza por unidad de masa, es decir a aceleración o fuerza por unidad del material o elemento que la sufre. Por ejemplo, $F/m=a$ en dinámica y $F/q=E$ intensidad de campo eléctrico. En cualquier caso, responde al concepto de fuerza unitaria.

En el caso del terremoto, las escalas de intensidad modernas gradúan los efectos producidos por los terremotos y la información se recoge a partir de los efectos notados por las personas y los observados en las edificaciones y en el medio ambiente. La información se recoge a partir de trabajo de campo y de encuestas a la población según el procedimiento siguiente: i) Censo de efectos observados; ii) Clasificación según grados; iii) Asignación local y iv) Trazado de curvas isosistas. De hecho, cada terremoto y cada región puede tener una escala distinta y Richter (1958) así lo aconsejaba. Con todo, es muy conveniente disponer de escalas estándar que permitan comparar las intensidades asignadas a diferentes terremotos. Por lo tanto, cuando se utilizan escalas singulares conviene también establecer equivalencias entre sus grados y los de escalas estándar.

3.2.1 Antecedentes

Aunque hasta el último cuarto del siglo XIX no se puede hablar de un uso generalizado de escalas de intensidad existen una serie de antecedentes en el uso de clasificaciones sencillas de los efectos causados por los terremotos. El 20 de julio de 1561 ocurre en Niza un terremoto importante; parece ser que fue Jacobo Castaldi un precursor de las escalas de intensidad cuando recogió en un mapa los efectos de este terremoto. Más tarde, Poardi representó, según una escala de 4 grados, los daños causados por un sismo ocurrido en el Sur de Italia el 30 de julio de 1637. En 1783, Schiantarelli también efectuó algunas clasificaciones sencillas de daño (Sarconi, 1784). En 1828 el matemático alemán Egen (1828) define y utiliza una escala de 5 grados para analizar los efectos de un sismo ocurrido en el Rin.

En diciembre de 1857 ocurre un sismo importante en Nápoles y el ingeniero irlandés Robert Mallet se desplaza con un equipo de expertos para estudiar sus efectos. En esta época ya era conocido que la distribución de los efectos macrosísmicos de un terremoto pueden ser representados mediante líneas que delimitan zonas de igual intensidad o zonas en las que los efectos causados por los terremotos son similares. El trabajo de Mallet, fue publicado en 1862 (Mallet 1862). El libro es un punto de referencia en los estudios de intensidad macrosísmica y ha sido reeditado en múltiples ediciones modernas. En Davison (1900, 1921 y 1933) se encuentra la historia temprana de las escalas de intensidad.

Musson et al (2010) sitúan en el trabajo de Egen (1828) la primera escala de intensidad moderna y describen la evolución de las escalas de intensidad desde la de Rossi-Forel hasta la Escala Macrosísmica Europea o EMS (Grünthal 1998). Estos autores consideran la escala de Rossi-Forel (de Rossi 1883) como la primera escala macrosísmica de uso generalizado y dedican una especial atención a las escalas siguientes: Rossi-Forel o RF (de Rossi 1883), Mercalli-Cancani-Sieberg o MCS (Sieberg 1912, 1923), la escala de Mercalli Modificada por Richter o MMI-56 (Richter 1958), la de Medvedev, Sponheuer y Kárník, publicada como escala MSK (Medvedev et al. 1964) y la escala de la Japanese Meteorological Agency (JMA 1996). La Tabla 3-1 muestra la correlación entre los diferentes grados de la escala EMS-98 y las escalas MMI-56, MSK y JMA.

3.2.2 Las escalas actuales

Wood y Neumann (1931), traducen al inglés la versión de 1923 de la escala de Mercalli, Cancani y Sieberg y fue llamada, de forma poco apropiada, escala de Mercalli Modificada (MM). La escala fue completamente revisada por Richter en 1956 (Richter, 1958) quien se abstuvo de añadir su nombre a la escala reformada para evitar confusiones entre la escala de magnitud y la de intensidad. A la versión de Richter se le acabó llamando indistintamente escala MM o MM56 a pesar que su relación con Mercalli era más bien remota. Algunas modificaciones locales de la escala MM56 de Richter se han utilizado en Australia y Nueva Zelanda. España la adoptó hasta 1969. Esta escala describe con claridad y precisión los efectos observados en los diferentes grados. Ya en la segunda mitad del siglo XX, hacia 1953 Medvedev (1962), propone una escala que tiene en cuenta los efectos de los sismos sobre las construcciones y los registros de un sismómetro que mide desplazamientos. Esta escala es usada en la Unión Soviética y es la llamada escala *Geofian*.

En la reunión intergubernamental sobre sismología e ingeniería sísmica celebrada en la sede de la UNESCO en París en abril de 1964, se analiza y discute una escala propuesta en mayo de 1963 por S.V. Medvedev de Moscú, W. Sponheuer de Jena y V. Kárník de Praga (Sponheuer, 1960; Sponheuer y Kárník, 1964). La escala, llamada MSK-64 tiene 12 grados como la MM y, en cierto modo, ambas escalas son equivalentes. La escala MSK introduce avances significativos, de forma que en la descripción de los daños tiene en cuenta los tipos de construcción y, además cuantifica términos difusos como “*muchos*” y “*algunos*”; también separa los efectos sobre las personas, las construcciones y el entorno natural. La escala MSK ha sido adoptada en las normas sísmicas europeas en general y, en particular, en la española. La escala MM sigue siendo empleada en Estados Unidos y en todo el continente americano.

En la última década del siglo XX, un grupo de trabajo de la *European Seismological Commission (ESC)* revisó y adaptó la escala MSK para incorporar los conceptos de vulnerabilidad y daño de los diferentes tipos de construcciones. Como fruto de estos trabajos se han publicado las escalas *European Macroseismic Scale, 92 (EMS-92)* y la *EMS-98*. Que es una revisión de la *EMS-92*. Los avances más significativos se producen en la clasificación de los edificios y en la cuantificación del daño. Tanto la *EMS* como la *MSK* cuantifican los términos “*algunos*”, “*muchos*” y “*la mayoría*”.

Otra escala de intensidad importante es la de la Agencia Meteorológica Japonesa (JMA 1996). La escala consta de 7 grados y se fundamenta en los trabajos de Omori y es la escala empleada en Japón. Una modificación reciente de la escala JMA subdivide los grados 5 y 6 en dos subgrados, superior e inferior y describe de forma explícita el grado 0, de forma que, de hecho, es una escala de 10 grados (ver la Tabla 3-1). En Guerrieri y Vittori (2007) se propone una escala de intensidad ambiental que califica los efectos geológicos del terremoto en el medio ambiente. Esta escala permite distinguir entre los grados XI y XII de la escala EMS-98 dado que por las descripciones de la escala EMS-98 se hace difícil distinguir estos dos grados en casos prácticos. La Tabla 3-2 muestra esta escala.

3.2.3 La escala EMS-98

A pesar de que en general se siguen usando las escalas MSK y MM describiremos aquí la escala más moderna que en cierto modo es fruto de todas las anteriores. La última escala de intensidad (Grünthal, 1998) es una actualización de la EMS-92 (Grünthal, 1993) que, a su vez adapta la MSK para dotarle de una mayor claridad y de la incorporación de las nuevas técnicas de construcción. Desde 1976 aparecen propuestas de modificación y actualización de la escala MSK y, en 1984, se presentan propuestas para incorporar a la escala nuevos conceptos y métodos introducidos por la ingeniería sísmica. Un grupo de trabajo sobre escalas macrosísmicas consideró todas estas propuestas y observó que se corría el riesgo de destruir la consistencia interna de la escala si en ella se introducían cambios notables. Esto conduciría a evaluaciones de intensidad que dejarían de ser comparables con determinaciones previas de la escala MSK.

Tabla 3-1. Principales escalas de intensidad y equivalencias de los grados. (Fuente: Musson et al. 2010)

	Descripción EMS-98	EMS-98	MMI-56	EMS-98	MSK-64	EMS-98	JMA-96
I	No sentido	1	1	1	1	1	0
II	Apenas notado	2	2	2	2	2 ó 3	1
III	Débil	3	3	3	3	4	2
IV	Ampliamente observado	4	4	4	4	4 ó 5	3
V	Fuerte	5	5	5	5	5	4
VI	Causa daños ligeros	6	6	6	6	6	5L
VII	Causa daño	7	7	7	7	7	5U
VIII	Causa daño severo	8	8	8	8	8	6L
IX	Destruyivo	9	9	9	9	9	6U
X	Muy destruyivo	10	10	10	10	10	
XI	Devastador	(a)	11	11	11	11	7
XII	Totalmente devastador	(a)	12	(a)	12	12	

(^a) La escala se satura ya que no permite distinguir los grados por la descripción limitada de los efectos.

Tabla 3-2. Escala de intensidad ambiental ESI-2007. (Environmental Seismic Intensity scale) de la International Union for Quaternary Research (INQUA) (Fuente: Guerrieri y Vittori, 2007)

Descripción EMS-98		EMS-98		Escala ESI-2007
I	No sentido	1	1	
II	Apenas notado	2	2	Efectos no perceptibles sobre el Ambiente
III	Débil	3	3	
IV	Ampliamente observado	4	4	Efectos inequívocos sobre el Ambiente (primeros efectos)
V	Fuerte	5	5	Efectos marginales sobre el Ambiente
VI	Causa daños ligeros	6	6	Efectos moderados sobre el Ambiente
VII	Causa daño	7	7	Efectos apreciables sobre el Ambiente (primarios)
VIII	Causa daño severo	8	8	Efectos considerables sobre el Ambiente (primarios)
IX	Destructivo	9	9	Efectos generalizados necesarios para determinar la intensidad
X	Muy destructivo	10	10	Efectos dominantes imprescindibles para determinar la intensidad
XI	Devastador	(a)	11	Efectos esenciales para determinar la intensidad
XII	Totalmente devastador	(a)	12	Efectos que son el único criterio para determinar la intensidad

(a) La escala se satura ya que no permite distinguir los grados por la descripción limitada de los efectos.

Así pues, la filosofía y los aspectos más relevantes que guiaron la actualización de la escala fueron las siguientes. *Consistencia*: las nuevas determinaciones deben ser consistentes con las anteriores. *Robustez*: pequeñas diferencias en los diagnósticos no deben producir cambios significativos en la asignación del grado de intensidad. *Simplicidad*: debe ser de uso fácil. *Subjetividad relativa*: la escala es una solución de compromiso. Ninguna escala puede pretender considerar todos los desacuerdos entre los diagnósticos para las intensidades definidas. Tales desacuerdos también pueden reflejar diferencias entre las culturas de diferentes regiones al usar la escala. *Condiciones de suelo*: No tener en cuenta los efectos de suelo o geomorfológicos. Así, un análisis detallado de las observaciones macrosísmicas puede contribuir a la detección y caracterización de los efectos de amplificación. *Asignación*: los valores de intensidad son representativos de una colectividad, pueblos, pequeñas ciudades o una parte de una gran ciudad, nunca de edificios concretos individuales.

Teniendo en cuenta estos aspectos se pretendía además resolver los siguientes problemas específicos:

- Incluir nuevos tipos de edificios. En particular los que disponen de características de diseño antisísmico y que no están presentes en anteriores escalas.
- Considerar el problema de la supuesta no linealidad observada en el paso entre los grados VI y VII. (Tras el análisis de esta consideración se vio que era ilusoria).
- Mejorar la calidad del redactado.
- Decidir qué consideraciones debían hacerse para incluir edificios altos en la escala.
- Si debían incluirse pautas y procedimientos para comparar la intensidad con los parámetros físicos del movimiento del suelo incluyendo sus representaciones espectrales.
- La escala debía satisfacer tanto las necesidades de los ingenieros como las de los sismólogos.
- La misma escala debía ser apropiada para evaluar sismos históricos.
- Efectuar una revisión crítica del uso de los efectos visibles en el suelo como caída de piedras, y grietas en el suelo, entre otros, y la exposición de estructuras subterráneas a los terremotos.

En síntesis, se trataba de mejorar la escala incorporando los progresos en las técnicas constructivas y en el diseño sismoresistente y, en la medida de lo posible, elementos ingenieriles, pero todo ello sin perder la facilidad de uso, robustez y aplicabilidad a sismos actuales e históricos.

La EMS92 fue recomendada por la XXIII asamblea General de la ESC en 1992 para que fuera usada en paralelo con otras escalas y para coger experiencia bajo condiciones realistas estableciendo un periodo de 3 años. Como resultado de este periodo de pruebas, nace la EMS98 que complementa los tipos de estructuras incluyendo las que tienen un diseño sísmico, y las estructuras metálicas. La escala mantiene los 12 grados de intensidad de la MSK, aunque reconoce que los grados realmente utilizados son 8. En la parte baja, el primero no es notado por nadie, el segundo es tan débil que raramente se usa. A veces incluso es costoso delinear las isosistas correspondientes a la intensidad III. Por la parte alta, el grado XII es el máximo posible o concebible, por lo que raramente es observado y los grados X y XI son difíciles de distinguir en la práctica. Así pues, las intensidades I, II, XI y XII raramente se suelen usar de forma que el rango operativo de la escala es entre los grados III y X.

3.3 Espectros de respuesta

Este capítulo se dedica a métodos de segundo nivel. Se trata de métodos multiparamétricos, más avanzados, en los que tanto la acción sísmica, como el edificio, se caracterizan mediante espectros, normalmente en formato aceleración (S_a) desplazamiento (S_d) espectrales. Más específicamente, el capítulo se centra en el popular método, conocido como método del espectro de capacidad que es una técnica de análisis estructural estático no-lineal.

Freeman (2004) hace una revisión del método del espectro de capacidad, (*Capacity Spectrum Method*, CSM) que identifica como una técnica de diseño sísmico basado en comportamiento o prestaciones (*Performance-Based Seismic Design*, PBSO). En este artículo Freeman resume la evolución del CSM desde los años 1970 incluyendo discusiones sobre modificaciones incorporadas por otros autores y recomendaciones del mismo autor.



Desde sus inicios el método ha sido aplicado tanto a diseño de nuevos edificios como a evaluación de edificios existentes.

3.3.1 Conceptos básicos

Todos los cuerpos que poseen masa y elasticidad son capaces de vibrar. Las estructuras sometidas a acciones dinámicas experimentan determinados niveles de vibración y su diseño y/o evaluación requieren caracterizar su respuesta oscilatoria. Los sistemas oscilatorios pueden ser clasificados como lineales y no lineales. En los sistemas lineales rige el principio de superposición y las técnicas matemáticas para su tratamiento están bien desarrolladas. Sin embargo, el conocimiento de sistemas no lineales es también necesario puesto que todos los sistemas tienden a un comportamiento no lineal cuando crece la amplitud de su vibración.

Oscilación libre y forzada

La vibración libre es la que ocurre cuando el sistema oscila sometido a la acción de fuerzas producidas por él mismo. El sistema elástico en vibración libre oscila a una o más de sus frecuencias naturales que son propiedades del sistema dinámico que dependen de su distribución de masa y de rigidez. La vibración forzada ocurre bajo la excitación del sistema por fuerzas externas. Si la señal que excita el sistema es oscilatoria, el sistema es obligado a vibrar a la frecuencia de la excitación y si esta coincide con una de las frecuencias naturales del sistema ocurre el fenómeno de resonancia y se pueden producir oscilaciones peligrosamente grandes.

El amortiguamiento

Todos los sistemas vibratorios se hallan sometidos a cierto grado de amortiguamiento puesto que la energía se disipa por fricción y otras resistencias. El amortiguamiento desempeña una importante función como limitador de la amplitud de oscilación en resonancia. Si el amortiguamiento es pequeño, su influencia sobre las frecuencias naturales del sistema es escasa y estas suelen calcularse ignorando el amortiguamiento.

Los grados de libertad

Las coordenadas independientes que se requieren para describir el movimiento de un sistema se llaman grados de libertad. Una partícula libre, un punto, que experimenta un movimiento general en el espacio tiene tres grados de libertad y un cuerpo rígido tiene seis: tres componentes de posición y tres coordenadas angulares que definen su orientación. Un cuerpo elástico continuo requiere un número infinito de grados de libertad. Sin embargo, en muchos casos puede suponerse que partes de dichos cuerpos son rígidas y el sistema puede ser considerado equivalente a un sistema dinámico con un número finito de grados de libertad. Como iremos viendo a continuación, no deja de ser sorprendente que un número importante de problemas puede ser tratado con suficiente aproximación reduciéndolos a un problema de un solo grado de libertad. Los sistemas con muchos grados de libertad requieren un tratamiento matricial y sus vibraciones libres se componen de la suma de modos principales de vibración. Un modo normal de vibración es aquel en el cual cada grado de libertad experimenta un movimiento armónico de la misma frecuencia pasando simultáneamente por la posición de equilibrio.

Diseño y evaluación

Para analizar las vibraciones de una estructura sometida a un movimiento sísmico fuerte, el ingeniero civil necesita la definición de las acciones sísmicas que sufrirá el edificio durante su vida útil. Los espectros de respuesta elástica, caracterizan la interacción entre la acción sísmica y un sistema lineal de un grado de libertad y constituyen una información fundamental para el diseño sísmico de una estructura de forma que ésta sea capaz de resistir las acciones producidas por los terremotos o, como en el caso que aquí nos ocupa, para evaluar su capacidad resistente ante acciones sísmicas probables.

Los acelerogramas

El registro de la señal producida por un movimiento sísmico fuerte se llama acelerograma que es la representación de la evolución temporal de la aceleración producida por el sismo en el lugar de regis-

tro. La Figura 3-1 (Hudson, 1970) muestra la componente Norte-Sur del acelerograma del terremoto de El Centro, California (18 de mayo de 1940).

El sismo, que ocurre el 18 de mayo de 1940 en el Imperial Valley (California), tuvo una magnitud, M_w , de 6.9 y una intensidad macrosísmica en la escala de Mercalli Modificada (MM) de X. El acelerograma, es uno de los primeros registros de un sismo importante en un sismógrafo de movimiento fuerte (Brady, 2009) y, se tomó aproximadamente a 5 millas (8 km) de la falla causante en un terreno de aluvión de gran profundidad (5000 pies \approx 1667 m) con aguas subterráneas cerca de la superficie.

El análisis espectral: dominios del tiempo y de la frecuencia

La transformada de Fourier es la operación de base para el análisis de las series temporales y transforma la función del tiempo en una función de la frecuencia que representa los elementos armónicos, amplitudes y fases, que componen la señal. El tratamiento y análisis de acelerogramas implica importantes aspectos numéricos que hay que abordar cuidadosamente, como, entre otros, los de digitalización de las señales sísmicas, los relacionados con la corrección de la línea base y los de integración de la aceleración para obtener la velocidad y el desplazamiento.

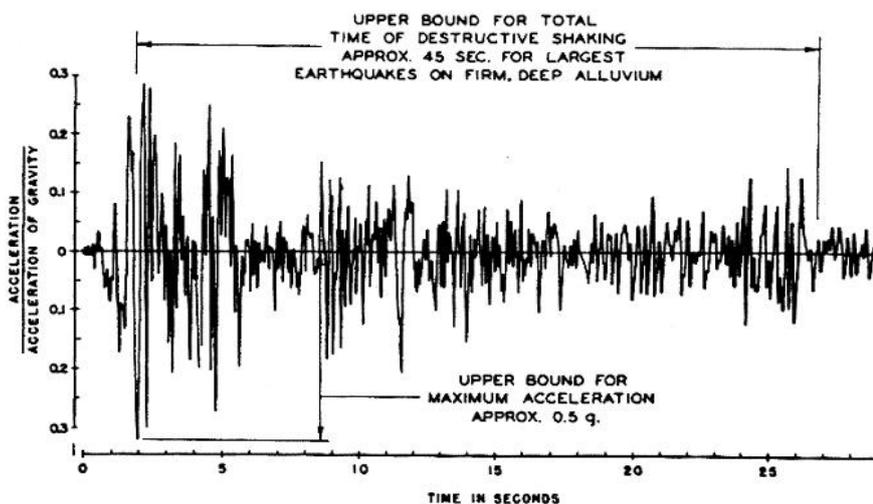


Figura 3-1. Registro de la componente Norte-Sur del acelerograma del terremoto de El Centro. (Hudson, 1970).

Espectros de respuesta

El origen de los conceptos y métodos relacionados con la teoría y práctica de los espectros de respuesta suele situarse en la tesis doctoral de M.A. Biot (Biot, 1932) y en un importante número de trabajos posteriores del mismo autor. La evolución de la teoría y práctica de los espectros de respuesta está bien documentada en Trifunac y Todorova (2009) y en Trifunac (2007). Benioff (1934) y Biot (1941), son otros trabajos pioneros, en referencia a la utilización de la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad, con amortiguamiento, para caracterizar las acciones sísmicas, en relación a su interacción con las estructuras civiles. Housner (1941) Housner y Jennings (1982), Hudson (1962, 1970) y Newmark y Rosenblueth (1971,1976) son otras contribuciones a la teoría de los espectros de respuesta. Como se desarrolla más abajo, la idea básica es caracterizar la acción sísmica mediante la respuesta máxima de un sistema lineal de un grado de libertad, definido mediante su periodo propio y su amortiguamiento. Así para un determinado amortiguamiento, el espectro de respuesta de una acción sísmica, es una función del periodo. Los espectros de respuesta pueden ser de aceleración, $S_a(T)$, de velocidad, $S_v(T)$, y de desplazamiento, $S_d(T)$.

3.3.2 Respuesta y espectros de respuesta

Se resume aquí el documento de Pujades (1990).

El sistema lineal

La Figura 3-2 esquematiza un dispositivo con un sistema lineal de un solo grado de libertad sobre una base que sufre un desplazamiento $u_0(t)$. m es la masa y k su constante elástica, o rigidez. El sistema tiene un amortiguamiento de tipo viscoso con un coeficiente c . $x_{ABS}(t)$ es la posición de la masa respecto a una referencia en reposo y $x(t)$ es su desplazamiento relativo respecto a la posición de equilibrio x_0 ; se cumple que $x(t) = x_{ABS}(t) - x_0 - u_0(t)$.

La ecuación del movimiento viene dada por:

$$m\ddot{x}_{ABS}(t) = -kx(t) - c\dot{x}(t) \quad (3-1)$$

Teniendo en cuenta que $x_{ABS}(t) = u_0 + x_0 + x(t)$, podemos expresar la ecuación (4-1) en función del movimiento relativo:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -m\ddot{u}_0(t) \quad (3-2)$$

que suele escribirse en términos de la fracción de amortiguamiento crítico y de la pulsación propia del sistema.

$$\ddot{x}(t) + 2\nu\omega\dot{x}(t) + \omega^2x(t) = -a(t) \quad (3-3)$$

Donde $\nu = c/c_r$ es la fracción del amortiguamiento crítico $c_r = 2m\omega$ y $\nu \leq 1$, $\omega = \sqrt{k/m}$ es la pulsación natural del sistema, $f = 2\pi/\omega$ es su frecuencia natural y $T = 1/f$ es su periodo natural. $a(t)$ es la aceleración del terreno debida a la excitación sísmica $a(t) = \ddot{u}_0(t)$.

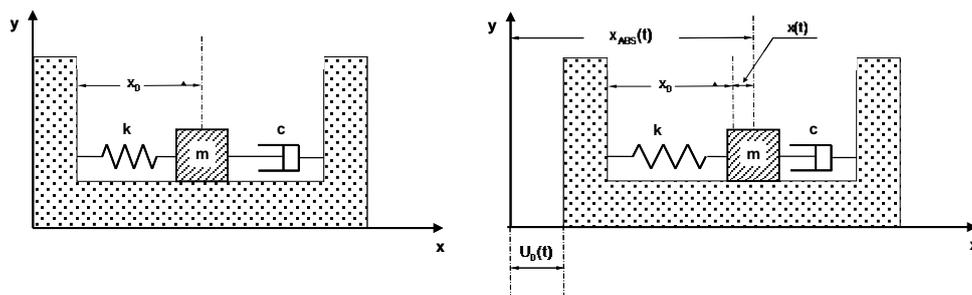


Figura 3-2. Esquema de un sistema lineal de un grado de libertad sometido a una acción sísmica $u_0(t)$.

De acuerdo a la teoría de ecuaciones diferenciales, la solución general de la ecuación (3-3) es la suma de la solución de la ecuación homogénea y una solución particular de la inhomogénea. La solución de la ecuación homogénea se halla mediante el método estándar que consiste en hallar las raíces de la ecuación característica:

$$D^2 + 2\nu\omega D + \omega^2 = 0 \quad (3-4)$$

que son $D = -\nu\omega \pm i\omega^*$ siendo $\omega^* = \omega\sqrt{1-\nu^2}$. La solución de la ecuación diferencial homogénea es:

$$x_H(t) = e^{-\nu\omega t} [C_1 \sin(\omega^* t) + C_2 \cos(\omega^* t)] \quad (3-5)$$

La solución general vendrá dada por la suma de la solución de la homogénea $x_H(t)$ y una solución particular $x_p(t)$ del sistema forzado:

$$x(t) = x_H(t) + x_p(t) \quad (3-6)$$

Las constantes C_1 y C_2 se determinan en función de las condiciones iniciales. Si suponemos que la acción sísmica no actúa para tiempos inferiores o iguales al tiempo inicial, entonces, para $t_0=0$ $x_p(0) = \dot{x}_p(0) = 0$ y por tanto $x_H(0) = x_0$ y $\dot{x}_H(0) = \dot{x}_0$. Estas condiciones iniciales determinan las constantes de integración C_1 y C_2 que valen:

$$C_1 = \frac{\dot{x}_0 + v\omega x_0}{\omega^*}; \quad C_2 = x_0 \quad (3-7)$$

la solución será, por tanto:

$$x(t) = e^{-v\omega t} \left[\frac{\dot{x}_0 + v\omega x_0}{\omega^*} \sin(\omega^* t) + x_0 \cos(\omega^* t) \right] + x_p(t) \quad (3-8)$$

La ecuación diferencial (3-3) puede resolverse también por métodos numéricos estándar cuando se conoce la aceleración $a(t)$, tomando las condiciones iniciales $x_0 = \dot{x}_0 = 0$.

La solución particular

Normalmente, en caso de sismo, cobra relevancia la solución particular $x_p(t)$, dado que puede suponerse que el edificio está en reposo.

La integral de Duhamel

Podemos considerar el dispositivo de la Figura 3-2 como un sistema lineal. En el dominio temporal, la respuesta de un sistema resulta de la convolución de la excitación, o entrada, por la función de transferencia, que es una característica del sistema. Si $x(t)$ es la respuesta, $h(t)$ es la función de transferencia y $f(t)$ es la excitación:

$$x(t) = \int_0^t f(\tau)h(t-\tau)d\tau \quad (3-9)$$

En nuestro caso la excitación es la aceleración del terreno $a(t)$ producida por el sismo por lo que para conocer la respuesta bastará con conocer la función de transferencia del sistema. Uno de los métodos estándar que permite hallar la función de transferencia consiste en aplicar la transformada de Fourier a ambos lados de la ecuación (3-3). Llamando θ a la variable frecuencia, para no confundirla con la frecuencia propia, ω , del sistema. Si tenemos en cuenta que la transformada de Fourier de la derivada de una función es igual al producto de $i\theta$ por la transformada de Fourier de la función y aplicamos la transformada de Fourier a la ecuación (3-3), obtenemos:

$$\left[-\theta^2 + i2v\omega\theta + \omega^2 \right] X(\theta) = -A(\theta) \quad (3-10)$$

de forma que la función de transferencia del sistema, en el dominio de la frecuencia, queda:

$$H(\theta) = \frac{X(\theta)}{A(\theta)} = \frac{-1}{-\theta^2 + i2v\omega\theta + \omega^2} \quad (3-11)$$

que, en función de la variable $\omega^* = \omega\sqrt{1-v^2}$ queda:

$$H(\theta) = \frac{-1}{(i\theta + \omega v)^2 + \omega^{*2}} \quad (3-12)$$

Y, la función de transferencia en el dominio del tiempo $h(t)$, viene dada por la transformada de Fourier inversa de $H(\theta)$; es decir

$$h(t) = \frac{-1}{\omega^*} e^{-v\omega t} \text{sen}\{\omega^* t\} \quad (3-13)$$

Por lo tanto, la ecuación(3-9) queda:

$$x(t) = \frac{-1}{\omega^*} \int_0^t a(\tau) e^{-v\omega(t-\tau)} \text{sen}\{\omega^*(t-\tau)\} d\tau \quad (3-14)$$

$x(t)$ en esta ecuación es una solución exacta de la ecuación (3-3). La integral de convolución de la ecuación(3-9), y por lo tanto también la de la ecuación (3-14), se llama *integral de Duhamel* y expresa el desplazamiento relativo $x(t)$ en función del tiempo.

Por derivación de la integral de Duhamel y mediante transformaciones sencillas se obtienen las respuestas del sistema en velocidad

$$\dot{x}(t) = -\int_0^t a(\tau) e^{-v\omega(t-\tau)} \cos\{\omega^*(t-\tau)\} d\tau - v\omega x(t) \quad (3-15)$$

A partir de la ecuación (3-3), se obtiene la respuesta en aceleración

$$\ddot{x}(t) + a(t) = 2v\omega\dot{x}(t) + \omega^2 x(t) \quad (3-16)$$

La expresión (3-14) es el desplazamiento relativo del sistema debido a la excitación $a(t)$, la (3-15) es la velocidad relativa y la (3-16) proporciona la aceleración total que sufre el sistema y que es la responsable de las fuerzas que debe soportar el mismo.

Espectros de respuesta

Las expresiones (3-14), (3-15) y (3-16) determinan la respuesta dinámica del sistema considerado, es decir, de un sistema lineal con un grado de libertad, excitado por una señal definida por la aceleración de su base. La representación de los valores máximos de estas tres expresiones en función de la frecuencia propia ω y del amortiguamiento v , se llaman “*espectros de respuesta*”. En el caso de un terremoto, se llaman espectros sísmicos de respuesta. Los espectros de respuesta definen únicamente los valores máximos de la respuesta a la excitación. Así, se llama S_d al espectro de respuesta de los desplazamientos relativos $x(t)$, S_v es el espectro de velocidades relativas $\dot{x}(t)$ y S_a es el espectro de las aceleraciones absolutas $\ddot{x}(t) + a(t)$.

$$S_d = |x(t)|_{\text{máx}}; \quad S_v = |\dot{x}(t)|_{\text{máx}}; \quad S_a = |\ddot{x}(t) + a(t)|_{\text{máx}} \quad (3-17)$$

La propuesta de Nigam y Jennings (1969)

Nigam y Jennings (1969) formulan una integración numérica de la ecuación (3-3). Para ello suponen que la aceleración puede aproximarse mediante segmentos lineales entre dos puntos consecutivos. De esta forma, la ecuación queda:

$$\ddot{x}(t) + 2v\omega\dot{x}(t) + \omega^2 x(t) = -a(t) = -a_i - \frac{\Delta a_i}{\Delta t_i} (t - t_i); \quad t_i \leq t \leq t_{i+1} \quad (3-18)$$

siendo: $\Delta a_i = a_{i+1} - a_i$; y $\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$

De forma que la solución de la ecuación del movimiento en el intervalo $[t_i, t_{i+1}]$ puede escribirse como:

$$x(t) = e^{-v\omega(t-t_i)} \left[C_1 \sin \omega \sqrt{1-v^2} (t-t_i) + C_2 \cos \omega \sqrt{1-v^2} (t-t_i) \right] - \frac{a_i}{\omega^2} + \frac{2v}{\omega^3} \frac{\Delta a_i}{\Delta t_i} - \frac{1}{\omega^2} \frac{\Delta a_i}{\Delta t_i} (t-t_i) \quad (3-19)$$



Siendo C1 y C2 las constantes de integración que Nigam y Jennings resuelven y substituyen en la ecuación (3-18) concluyendo que

$$\vec{x}_{i+1} = A(\nu, \omega, \Delta t_i) \vec{x}_i + B(\nu, \omega, \Delta t_i) \vec{a}_i$$

$$\text{siendo } \vec{x}_i = \begin{Bmatrix} x_i \\ \dot{x}_i \end{Bmatrix}; \vec{a}_i = \begin{Bmatrix} a_i \\ a_{i+1} \end{Bmatrix}; A = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{pmatrix}; B = \begin{pmatrix} b_{11} & b_{12} \\ b_{21} & b_{22} \end{pmatrix} \quad (3-20)$$

La ventaja de esta formulación es que los elementos a_{ij} y b_{ij} $i=1,2$ y $j=1,2$ sólo dependen de ν, ω y Δt_i de forma que, para los casos muy frecuentes en que los acelerogramas vienen muestreados a un paso temporal fijo, sólo es necesario calcular una vez las matrices A y B. Cuando los acelerogramas no vienen muestreados a paso fijo, Nigam y Jennings adoptan algoritmos de redondeo que permiten definir sectores de los acelerogramas con diferentes pasos de tiempo de forma que sólo es necesario calcular las matrices A y B un número pequeño de veces.

Canet y Barbat (1988) proponen un programa de ordenador en FORTRAN que calcula los pseudoespectros de respuesta, posteriormente, Caicedo (1992) propone también un programa FORTRAN para resolver numéricamente la integral de la ecuación (3-14). Nigam y Jennings (1968) ya propusieron algoritmos y programas FORTRAN para el cálculo de los espectros de respuesta, de acuerdo a su propuesta de integración comentada más arriba y que publicaron un año más tarde (Nigam y Jennings, 1969). La propuesta de Nigam y Jennings sigue siendo ampliamente usada por su sencillez y, sobre todo, por su bajo costo y rapidez computacional.

Energía y espectros de velocidad

La energía de un sistema elástico con un solo grado de libertad es:

$$E(t) = \frac{1}{2} m \{\dot{x}(t)\}^2 + \frac{1}{2} k \{x(t)\}^2 \quad (3-21)$$

m es la masa y $k = m\omega^2$ es la constante de recuperación elástica. El primer sumando de la derecha es la energía cinética y el segundo es la energía potencial. La energía cinética es máxima cuando la potencial es mínima y viceversa. Suponiendo que la energía potencial del sistema es nula para $\dot{x}(t)_{\text{máx}}$, la respuesta máxima de velocidad del sistema está relacionada con la energía máxima total por la ecuación:

$$E_{\text{máx}} = \frac{1}{2} m \left| \{\dot{x}(t)\}^2 \right|_{\text{máx}} \quad (3-22)$$

en la medida que esto sea cierto para un oscilador armónico forzado, el espectro de respuesta de velocidad estará relacionado con la energía por la expresión:

$$E_{\text{máx}} = \frac{1}{2} m S v^2 \quad (3-23)$$

Pseudoespectros

En las aplicaciones en ingeniería civil, la razón de amortiguamiento crítico es pequeña ($0.02 \leq \nu \leq 0.2$) situándose entre el 2 y el 20 %. Para obtener expresiones más sencillas de los espectros de respuesta se aproxima $\omega^* = \omega \sqrt{1 - \nu^2} \approx \omega$ en las ecuaciones (3-14) y (3-15), se desprecia el término $\omega \nu x(t)$ en la ecuación (3-15), el término $2\nu \omega \dot{x}(t)$ en la ecuación (3-16) y se considera que, a efectos de valores máximos, puede substituirse el $\cos\{\omega^*(t - \tau)\}$ de la ecuación (3-15) por $\sin\{\omega^*(t - \tau)\}$ (Hudson, 1962) queda:

$$x(t) \approx \frac{1}{\omega} \dot{x}(t) \approx -\frac{1}{\omega^2} (\ddot{x}(t) + a(t)) \quad (3-24)$$



Se introducen los pseudoespectros de respuesta PSD , PSV y PSA , respectivamente como los valores máximos de los desplazamientos, velocidades y aceleraciones, así aproximados. Además, los pseudoespectros cumplen la siguiente ecuación:

$$\omega PSD = PSV = \frac{1}{\omega} PSA \quad (3-25)$$

Representación gráfica

Debido al bajo amortiguamiento de las estructuras, los pseudoespectros de respuesta constituyen una buena aproximación al conocimiento de los valores máximos de desplazamiento, velocidad y aceleración, que soportará un edificio, modelado como un sistema lineal, al paso de la señal sísmica. Una herramienta de trabajo del ingeniero para el diseño sísmico de estructuras es el pseudoespectro de respuesta, al que se suele llamar de forma indistinta como espectro o pseudoespectro.

Sin prescindir de las representaciones gráficas normales, las propiedades de los pseudoespectros de respuesta formulados en la ecuación (3-25), permiten representar los tres espectros de respuesta mediante un solo gráfico trilogarítmico. En efecto la ecuación (3-25), puede reescribirse como:

$$\begin{aligned} \ln PSV &= \ln PSD + \ln 2\pi + \ln f = \ln PSD + \ln 2\pi - \ln T \\ \ln PSV &= \ln PSA - \ln 2\pi - \ln f = \ln PSA - \ln 2\pi + \ln T \end{aligned} \quad (3-26)$$

De forma que, para PSD constante, $\ln PSV$, en función del logaritmo natural del periodo, es una recta de pendiente -1 y para PSA constante $\ln PSV$ es una recta de pendiente +1. En la Figura 3-3 se presenta un gráfico trilogarítmico para representar PSD en cm , PSV en $cm s^{-1}$ y PSA en $cm s^{-2}$ en función del periodo. El punto representado corresponde a $T=2 s$, $PSV=50 cm s^{-1}$, $PSA=157.08 cm s^{-2}$ y $PSD=15.92 cm$. Aunque las herramientas gráficas actuales disponibles permiten representar los espectros y pseudoespectros mediante una gran variedad de escalas y formatos, es interesante conocer esta representación trilogarítmica que permite leer, en un sólo gráfico, los tres espectros de respuesta. Además de interpretar correctamente este tipo de gráficos frecuentemente usados en la literatura.

3.3.3 Espectros de diseño y de evaluación

Los espectros de respuesta se usan tanto para diseño sismorresistente como para la evaluación de la respuesta sísmica de edificios sometidos a acciones probables. Las aceleraciones del terreno registradas y los espectros de respuesta de los terremotos ocurridos en una zona son la base para el diseño racional de estructuras sismorresistentes y también para la predicción del riesgo sísmico probable de una región, ciudad o edificio. De hecho, un sismo concreto, proporciona información sobre el lugar donde éste ha sido registrado. En ingeniería sísmica y, en particular, en análisis de riesgo, se precisa el conocimiento de los efectos que las estructuras sufrirán en su lugar de emplazamiento durante su vida útil. Es aquí donde intervienen los estudios de peligrosidad sísmica, cuyo propósito es conocer las probabilidades de excedencia de las medidas de intensidad sísmica en un lugar. Así, por un lado, proporcionan conocimiento sobre las acciones probables que deberán soportar los edificios y, por otro, sobre sus tasas anuales de excedencia o, equivalentemente, sobre sus periodos de retorno. La peligrosidad sísmica de un emplazamiento, depende: i) del lugar y características de las fuentes sísmicas que influyen en la zona (zonas sismogénicas), ii) del camino recorrido por las ondas sísmicas desde la fuente hasta el lugar del edificio (leyes de atenuación) y iii) de los efectos locales debidos la geología y topografía (efectos de sitio). La definición de zonas sismogénicas, comporta análisis de mecanismo focal, magnitud, dimensiones y orientación de la falla, caída de esfuerzos, amplitud, dirección, historia temporal del movimiento y leyes de recurrencia de la falla causante.

Los estudios de atenuación caracterizan el camino recorrido por las ondas sísmicas e incluyen el conocimiento de las propiedades físicas del medio, discontinuidades laterales y modelos de capas, entre otros. La importancia de la influencia que las características dinámicas de los suelos tienen sobre el mayor o menor daño causado por los terremotos, se ha ido poniendo de manifiesto en numerosos terremotos como, entre otros, el terremoto de magnitud 6.5, de Caracas, Venezuela, 28 de julio de 1967

y el paradigmático terremoto de México que, con una magnitud $M_w=8.1$, afectó la ciudad de México el 19 de septiembre de 1985.

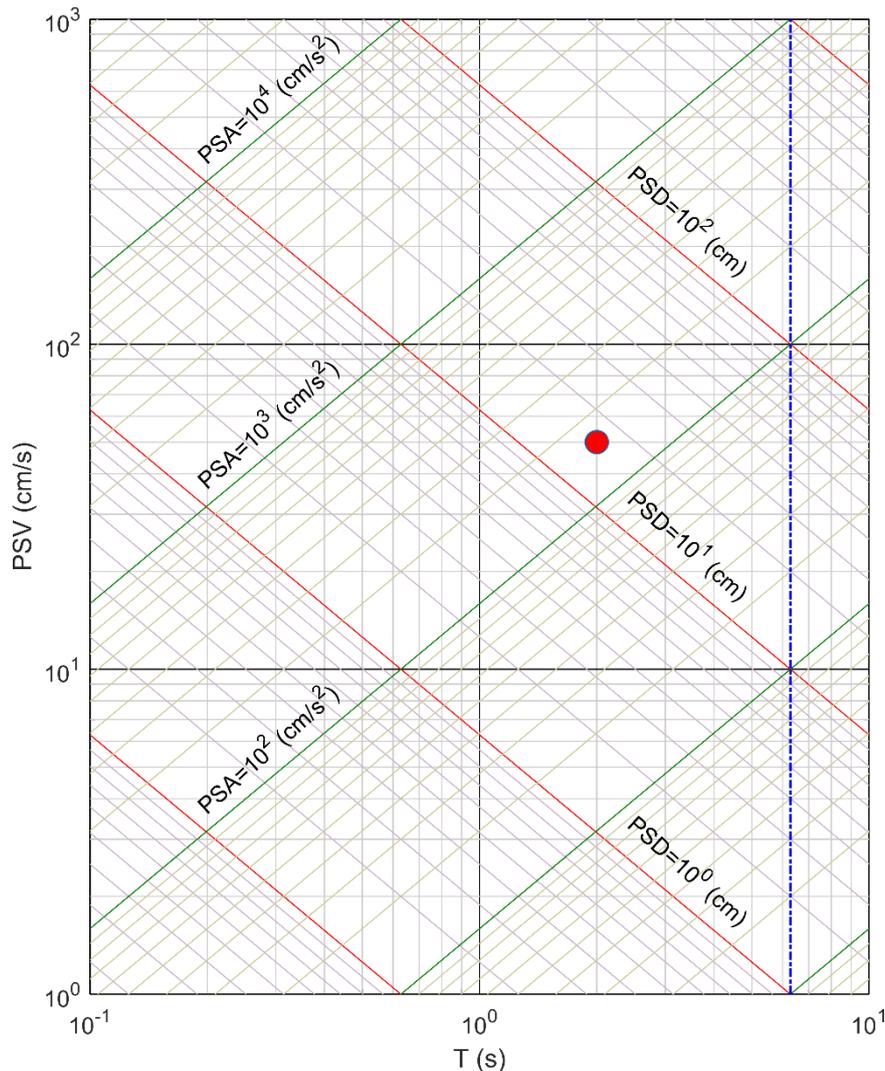


Figura 3-3. Gráfico trilogarítmico para la representación de pseudoespectros de respuesta en función del período. PSD se da en cm , PSV en cm s^{-1} y PSA en cm s^{-2} . El punto representado corresponde a $T=2$ s, $PSV=50$ cm s^{-1} , $PSA=157.08$ cm s^{-2} y $PSD=15.92$ cm . Los valores numéricos de PSV , PSA y PSD coinciden sobre la recta $T=2\pi$.

Los efectos locales requieren estudios de geología y topografía del lugar; concretamente, estructura geológica y propiedades físicas de los estratos y sedimentos; dimensiones verticales y horizontales de los volúmenes del subsuelo y de las rocas; orientación de los planos de los lechos del basamento. Los efectos de la topografía local también pueden ser importantes incrementando los efectos de los terremotos.

El espectro de peligrosidad uniforme es uno de los resultados importantes de los estudios de peligrosidad. Se llaman de peligrosidad uniforme porque la probabilidad de excedencia de las ordenadas espectrales, para todos los períodos, es la misma. Hay que tener en cuenta que los sismos responsables de estas probabilidades, en general, son distintos, pudiendo corresponder a sismos de distintas características de diferentes zonas sismogénicas.

El diseño y evaluación de edificios se basan en este tipo de espectros. Para diseño, las normativas sísmicas proveen espectros de diseño para diferentes periodos de retorno. El más frecuentemente usado

es el periodo de 475 años o aquel con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, ya que este se considera un buen umbral para el riesgo asumible con un buen compromiso entre protección y costos. Para evaluación puede usarse también este tipo de espectros probabilistas, pero también es frecuente investigar el riesgo que puede conllevar un terremoto específico, correspondiente a un caso histórico o simulado. Vale la pena comentar, que cuanto más rica sea la base de datos con acelerogramas registrados en una zona, mayor será la calidad de los espectros de peligrosidad uniforme. Cuando los datos son pobres o no existen estudios detallados de peligrosidad, suelen tomarse espectros en base a estudios realizados en zonas o regiones de alta sismicidad donde se dispone de bases de datos, de movimiento fuerte, abundantes y de calidad. Téngase en cuenta que, hasta finales del siglo pasado, muchos estudios de peligrosidad, sobre todo en regiones de sismicidad moderada o baja se basaban sólo en datos de intensidades macrosísmicas. Los fundamentos de la teoría de los estudios de peligrosidad fueron introducidos por Cornell (1968) y en Baker (2015) y Baker et al. (2021) puede hallarse una introducción actualizada al análisis probabilista de la peligrosidad sísmica (PSHA). Actualmente existen también numerosos programas de cálculo para el estudio de la peligrosidad a nivel regional y local. Entre ellos citamos el programa CRISIS (Ordaz et al. 2013, Aguilar et al. 2017) y su actualización más reciente, R-CRISIS (Ordaz et al. 2021). Hale et al. (2018) muestran una verificación de los principales programas disponibles para el análisis probabilista de la peligrosidad sísmica.

Formas espectrales

Tanto los espectros de diseño como los de evaluación suelen definirse como la envolvente de los espectros de peligrosidad uniforme correspondientes a las diferentes fuentes sismogénicas y puede definirse mediante expresiones analíticas. La Figura 3-4 a, tomada de Hayashi et al. (1971), muestra espectros de respuesta medios obtenidos a partir de terremotos ocurridos en Japón. Se observa la dependencia de los espectros de respuesta con los tipos de suelo; suelos rígidos amplifican las altas frecuencias, suelos blandos amplifican los periodos largos. La Figura 3-4 b muestra los espectros de respuesta normalizados de una colección de acelerogramas registrados en España; en ella se dan los valores medios y los intervalos definidos por la desviación típica; también se muestran los espectros de diseño de los códigos europeo (eurocódigo 8) y de España (NCSE-02). Obsérvese que el espectro de la norma sísmica española corresponde al del Eurocódigo para sismos grandes (tipo 1, $M_w > 5.5$) mientras que los espectros de los sismos ocurridos en España mejor se ajustan al espectro de diseño del eurocódigo 8 (CEN 2004), para sismos pequeños ($M_w \leq 5.5$). Más abajo, en la Figura 3-6 se muestran los espectros de diseño, normalizados a una aceleración básica de 1, prescritos en el eurocódigo 8 (CEN 2004) para los dos tipos de sismos considerados y para los diferentes tipos de suelo.

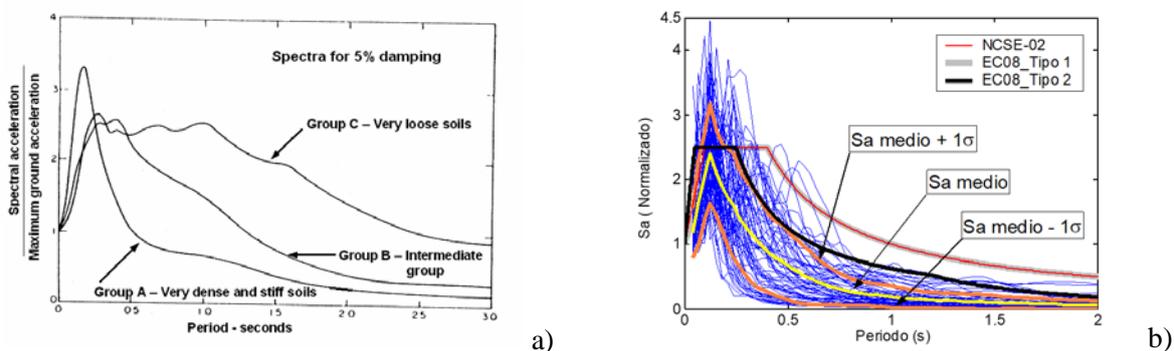


Figura 3-4. a) Espectros medios de respuesta obtenidos a partir de registros de terremotos ocurridos en Japón para diferentes tipos de suelo (Hayashi et al., 1971). b) Espectros de respuesta de sismos registrados en España (Pujades y Barbat, 2008). (Ver comentario en el texto).

En general, tanto los espectros de diseño como los de evaluación suelen definirse, de forma analítica, mediante formulaciones matemáticas sencillas. La idea es definir la forma espectral mediante tres tramos básicos: el primero, para periodos bajos, de aceleración constante; el segundo, para periodos intermedios, de velocidad constante; y el tercero y último, para periodos largos, de desplazamiento constante. Los niveles de respuesta suelen definirse, a partir de la aceleración, A_0 , velocidad, V_0 y

desplazamiento, D_0 , máximos del terreno, mediante factores, β_a , β_v , β_d , de amplificación. Los periodos de transición de estos tramos se definen mediante períodos típicos, T_B , T_C y T_D en el Eurocódigo, que dependen, en general, del tipo de suelo, aunque también pueden depender de las características del emplazamiento en casos de espectros de evaluación. Newmark y Hall (1978) definen relaciones sencillas para los factores de amplificación en función del amortiguamiento. La Figura 3-5 muestra formas espectrales simplificadas. En la Figura 3-5 b se puede observar cómo la forma espectral se ancla al valor de la aceleración máxima del suelo para periodo cero. Este efecto es más evidente cuando se representan los espectros en formato Sa-Sd (ver Figura 3-6 y Figura 3-7, más abajo).

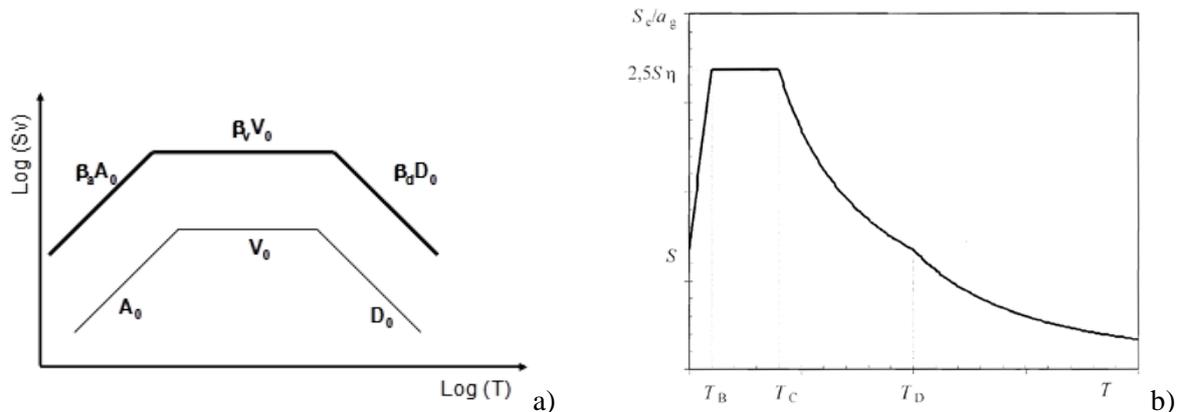


Figura 3-5. Formas espectrales simplificadas. a) En términos de factores de amplificación. b) Especificación de los períodos de definición de los tramos de aceleración, T_B , velocidad, T_C , y desplazamiento, T_D , constantes en el Eurocódigo.

3.3.4 Los espectros del Eurocódigo

El Eurocódigo 8 (EC-8) parte I (CEN 2004), se dedica a la acción sísmica y define las formas espectrales a considerar en el diseño sismorresistente de edificios. El EC-8 considera formas espectrales diferentes para sismos grandes (espectros tipo 1) y para sismos pequeños (espectros tipo 2). Los espectros tipo 2 se recomiendan cuando los terremotos que contribuyen al peligro sísmico del lugar tienen una magnitud de ondas superficiales, M_s , no mayor que 5.5. El Eurocódigo define formas espectrales para las componentes horizontal y vertical de las acciones sísmicas. En lo que sigue nos referimos sólo a las componentes horizontales, que son las más ampliamente usadas en métodos de evaluación basados en técnicas espectrales. En métodos que implican análisis dinámicos no lineales, suelen considerarse también las acciones verticales.

Los tipos de suelo

Hemos visto la importancia de los efectos de suelo (Figura 3-4 a). Tanto los espectros de diseño como los de evaluación deben tener en cuenta estos efectos, en función de los cuales, varían tanto los factores de amplificación como los periodos que definen los diferentes tramos. Cada código, cada escenario de evaluación debe definir los tipos de suelo y las formas espectrales correspondientes. La Tabla 3-4 muestra los diferentes tipos de suelo considerados en el Eurocódigo. Vale la pena comentar que el Eurocódigo EC-8 está en fase de actualización (Paolucci et al. 2021, CEN 2021).

Las formas espectrales

Tanto los espectros tipo 1 como los de tipo 2, se definen mediante la ecuación (3-28). En esta ecuación, $S_e(T)$ es el espectro de respuesta elástica, T es el periodo de un sistema de un grado de libertad, a_g , llamada también aceleración básica, es la aceleración de diseño en un suelo tipo A. T_B es el límite inferior del periodo de la rama de aceleración espectral constante. T_C es el límite superior del periodo de la rama de aceleración espectral constante.

Tabla 3-3. Tipos de suelo en la norma sísmica española NCSE-02 y en el Eurocódigo-8. Se puede observar cómo los tipos de suelo en la NCSE-02 y en el Eurocódigo 8 difieren.

Norma NCSE-02			Eurocódigo EC-8 part 1					
Descripción	V_{S30} (m/s)	Tipo de suelo	V_S (m/s)	Tipo de suelo	V_{S30} (m/s)	N_{spt} . Golpes/30 cm	c_u (kPa)	Descripción
Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso.	>750	I	>800 800-750	A	>800	-	-	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.
Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros	$750 \geq V_S > 400$	II	750-400 400-360	B	360-800	>50	>250	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.
Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme.	$400 \geq V_S > 200$	III	360-200 200-180	C	180-360	15-50	70-250	Deep deposits of dense or medium dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.
Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando	≤ 200	IV	<180	D	<180	<15	<70	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.
				E				A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.
				S ₁	< 100 (indicative)		10-20	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high-water content.
				S ₂				Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A– E or S.

T_D es el valor que define el inicio del rango del espectro en el que el desplazamiento espectral es constante, S es el factor de suelo y η es el factor de corrección por amortiguamiento que puede ser determinado mediante la siguiente expresión:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (3-27)$$

Siendo ξ la razón de amortiguamiento viscoso de la estructura expresado en %. El valor de referencia de η es igual a la unidad. Este valor corresponde a un amortiguamiento del 5%. Los valores de T_B , T_C y T_D y el factor de suelo, S , dependen del tipo de suelo.

$$\begin{aligned} 0 < T \leq T_B : \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\ T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \leq T \leq 4s : \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \end{aligned} \quad (3-28)$$

La Tabla 3-3 muestra los valores de los parámetros de las ecuaciones (3-28) correspondientes a los dos tipos de espectros para 5 tipos de suelo. La Tabla 3-4 muestra y compara los diferentes tipos de suelo previstos en la Norma española NCSE-02 con cuatro de los tipos de suelo considerados en el Eurocódigo. El Eurocódigo contempla hasta 7 tipos de suelo. Los tipos A, B, C y D son comparables a los suelos de tipo I, II, III y IV de la norma española. Los suelos tipo E, S_1 y S_2 , son específicos del Eurocódigo y no se utilizan en este estudio.

En ambos casos la elección del tipo de suelo debe basarse en las velocidades de propagación de la onda de cizalla en los primeros 30 metros de suelo. La velocidad media, $v_{s,30}$, en esta capa se define como:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_i \frac{h_i}{v_i}} \quad (3-29)$$

siendo h_i el espesor de la subcapa i y v_i la correspondiente velocidad de las ondas S.

Sin menoscabo de las recomendaciones de los anexos nacionales para los valores de los parámetros S , T_B , T_C , y T_D , el EC-8 parte 1 recomienda parámetros para las dos formas espectrales tipo 1 y tipo 2. La Tabla 3-3 muestra estos valores recomendados para las dos formas espectrales consideradas y para 5 de los 7 tipos de suelo descritos en el Eurocódigo.

Tabla 3-4. Parámetros de los espectros de respuesta del Eurocódigo definidos en la ecuación (3-28).

Tipo de suelo	Espectro tipo 1				Espectro tipo 2			
	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1.00	0.15	0.40	2.00	1.00	0.05	0.25	1.20
B	1.20	0.15	0.50	2.00	1.35	0.05	0.25	1.20
C	1.15	0.20	0.60	2.00	1.50	0.10	0.25	1.20
D	1.35	0.20	0.80	2.00	1.80	0.10	0.30	1.20
E	1.40	0.15	0.50	2.0	1.60	0.05	0.25	1.20

La Figura 3-6 muestra las formas espectrales para los espectros de diseño tipo 1 y tipo 2 del EC-8 para los tipos de suelo A, B, C, D y E. En ambos casos se ha tomado $\eta=1$ y $a_g=1$ en la ecuación (3-28). La Figura 3-7 muestra los espectros en formato Sa-Sd. Por facilidad y por consistencia, en esta figura se ha supuesto que Sa viene en unidades de g, de forma que las de Sd corresponden a cm.

Es frecuente considerar los espectros de respuesta escalando los espectros normalizados, previstos en las normas sísmicas por la aceleración básica, normalmente aceleración máxima del suelo, correspondiente al sitio donde se va a construir el edificio o al escenario considerado. Téngase en cuenta que estos espectros son para periodos inferiores a 4 s. Para periodos superiores se requiere hacer estudios específicos.

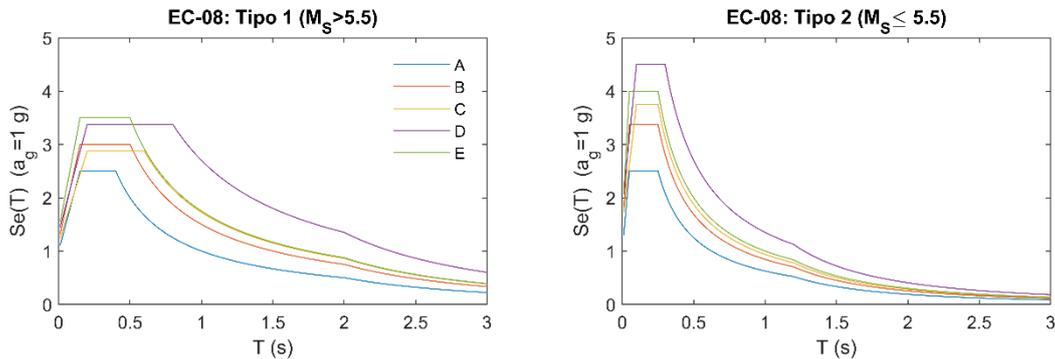


Figura 3-6. Espectros de diseño del Eurocódigo (CEN 2004), para los diferentes tipos de suelo (véase Tabla 3-3 y Tabla 3-4)

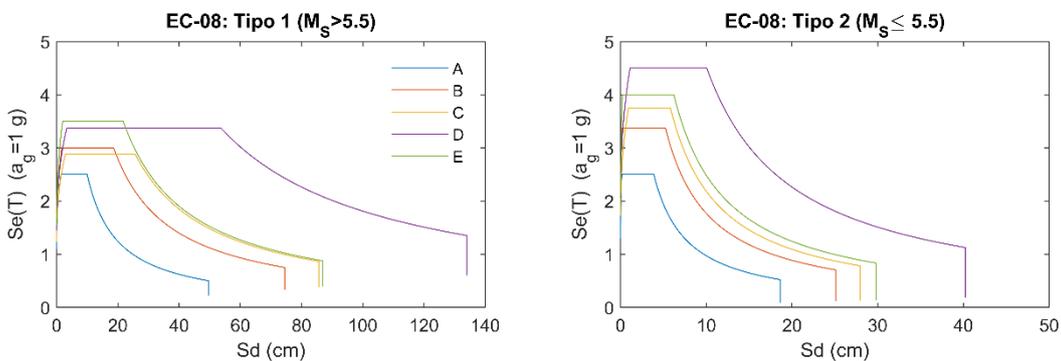


Figura 3-7. Espectros de diseño, en formato Sa-Sd, del Eurocódigo (CEN 2004), para los diferentes tipos de suelo.

3.3.5 Los anexos nacionales

La aplicación del Eurocódigo EC-8 en los diferentes países de la Unión Europea requiere que cada país redacte su anexo nacional. El estado de implementación de los anexos nacionales hasta el año 2018 puede hallarse en Athanasopoulou et al. (2019).

3.3.6 La aceleración básica

Para la mayoría de las aplicaciones del Eurocódigo EC-8, la peligrosidad se describe en términos de un sólo parámetro, concretamente el valor de la aceleración pico de referencia, en un suelo tipo A, a_{gR} . De hecho, en la ecuación (3-28), $a_g = \gamma_I a_{gR}$ donde γ_I es un factor de importancia. γ_I está relacionado con la probabilidad de excedencia de a_g en un periodo de años. Al igual que a_{gR} , esta probabilidad de excedencia se fija en los anexos nacionales al Eurocódigo, en función de la importancia de los edificios. Para edificios de importancia normal, se suele definir como una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno de 475 años. La Figura 3-8 muestra los mapas actualizados de peligrosidad sísmica de España y Francia, para un periodo de retorno de 475 años. Para edificios de especial importancia, los niveles de peligrosidad asumible, es decir, las probabilidades de excedencia en el mismo periodo de años suelen ser menores, o sea, periodos de re-

torno más largos. Así, si a_{gR} tiene una determinada probabilidad de excedencia en un determinado número de años, T_{LR} , y queremos definir el factor de importancia correspondiente a una acción sísmica con la misma probabilidad de excedencia en un periodo, T_L , $\gamma_I \approx (T_{LR} / T_L)^{-1/k}$, donde k depende de la sismicidad del lugar pero, en general, es del orden de 3. De forma alternativa el factor de importancia puede ponerse también como $\gamma_I \approx (P_L / P_{LR})^{-1/k}$ siendo P_L y P_{LR} respectivamente las probabilidades de excedencia en el mismo periodo de tiempo T_L .

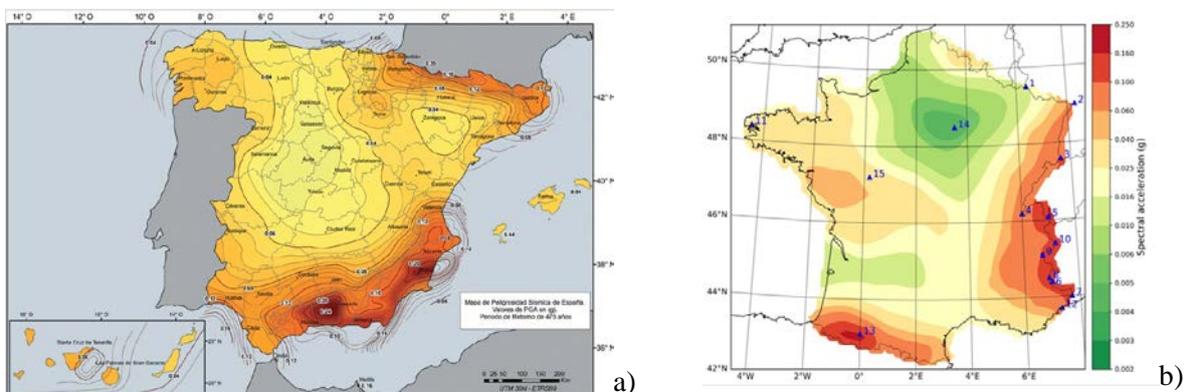


Figura 3-8. Mapas actualizados de peligrosidad sísmica para un período de retorno de 475 años pas: a) España (IGN, 2017) y b) para Francia (Drouet et al. 2020 a,b).

Cuando el escenario sísmico viene dado en intensidad macrosísmica, puede utilizarse una fórmula empírica que relacione la intensidad y la aceleración. Hay que tener en cuenta que estas fórmulas empíricas presentan unos niveles de incertidumbre altos. La norma sísmica española propone la siguiente relación:

$$\log_{10} a_{gR} = 0.30103 I - 0.2321 \quad (3-30)$$

Donde a_{gR} es la aceleración en cm/s^2 . La relación inversa se define mediante la ecuación:

$$I = [3.2233 + \log_{10}(a_{gR} / g)] / 0.301030 \quad (3-31)$$

En el estudio más reciente de peligrosidad sísmica de España (IGN 2017), se usan otras relaciones entre la intensidad macrosísmica I y la aceleración máxima del suelo, PGA o a_{gR} , existentes en la literatura.

4 Antecedentes.

Métodos basados en intensidades macrosísmicas

4.1 Introducción

La Sismología y la Ingeniería Sísmica, son ciencias y disciplinas jóvenes. La instrumentación sísmica a nivel mundial, no se desarrolla hasta ya avanzado el siglo XX. El primer acelerógrafo en Estados Unidos se instala en 1932. En España el primer registro de aceleración se obtiene en 1984, en la presa de Beznar (Granada) (Pérez-Sáiz et al. 1988). Trifunac (2009) hace una revisión histórica de la observación y registro del movimiento fuerte. Ello implica que toda la información sobre la actividad sísmica ocurrida en el mundo antes de siglo XX, se basa en escalas de intensidad macrosísmica. Incluso la información que se usa en estudios de peligrosidad sísmica moderna se basa en información macrosísmica que se traslada a valores de PGA usando fórmulas empíricas. También las iniciativas de evaluación del riesgo sísmico hasta, digamos los años 90 del siglo XX, usan la intensidad macrosísmica como parámetro básico para definir la severidad de las acciones sísmica. En este capítulo se revisan varios métodos basados en intensidades macrosísmicas.

4.2 La escala MSK-64

Aunque hasta el último cuarto del siglo XIX no se puede hablar de un uso generalizado de escalas de intensidad, existen una serie de antecedentes en el uso de clasificaciones sencillas de los efectos causados por los terremotos. El 20 de julio de 1561 ocurre en Niza un terremoto importante; parece ser que fue Jacobo Castaldi un precursor de las escalas de intensidad cuando recogió, en un mapa, los efectos de este terremoto. Más tarde, Poardi representó, según una escala de 4 grados, los daños causados por un sismo ocurrido en el Sur de Italia el 30 de julio de 1637. En 1783, Schiantarelli también efectuó algunas clasificaciones sencillas de daño. En 1828 el matemático alemán Egen, define y utiliza una escala de 5 grados para analizar los efectos de un sismo ocurrido en el Rin. Pero es en diciembre de 1857 cuando ocurre un sismo importante en Nápoles y el ingeniero irlandés Robert Mallet se desplaza con un equipo de expertos para estudiar sus efectos. En esta época ya era conocido que la distribución de los efectos macrosísmicos de un terremoto pueden ser representados mediante líneas que delimitan zonas de igual intensidad o zonas en las que los efectos causados por los terremotos son similares. El trabajo de Mallet, publicado en 1862 es un punto de referencia en los estudios de intensidad macrosísmica. En la actualidad las escalas en uso son la MSK-64 (Mézcua, 1982), utilizada en Europa, la MM-56, utilizada en todo el continente americano y, con algunas modificaciones, en Australia, China y Asia y Nueva Zelanda, y la JMA utilizada en Japón. La escala EMS-98 (Grünthal, 1998) actualiza y sustituye la escala MSK-64.

4.2.1 MSK-64. Edificios y daño esperado

En general los estudios de riesgo sísmico manejan los siguientes conceptos fundamentales: el peligro, el elemento expuesto, su vulnerabilidad y valor y las funciones o matrices de daño que permiten estimar el grado de daño o nivel de degradación que el elemento expuesto va a experimentar al quedar expuesto a la acción sísmica. El peligro sísmico cuantifica la probabilidad de ocurrencia de una acción sísmica determinada.

Los edificios

Los edificios son el principal elemento expuesto considerado en la escala de intensidad MSK-64, que considera agrupados en sólo tres tipos cuya descripción se presenta en la Tabla 4-1.

El daño esperado

Otro concepto fundamental es el daño. La escala MSK-64 considera 5 grados o clases de daño. Si consideramos el estado nulo, resulta en 6 grados de daño que llamamos respectivamente *sin daño* (gra-

do 0), *Ligero (grado 1)*, *Moderado (grado 2)*, *Grave (grado 3)*, *Destrucción (4)* y *Colapso (grado 5)*. La Tabla 4-2 presenta la descripción de los estados de daño.

Tabla 4-1. Matriz de edificios en la escala MSK-64

Tipo A	Con muros de mampostería en seco o con barro, de adobe, de tapial.
Tipo B	Con muros de fábrica de ladrillo, de bloques de mortero, de mampostería con mortero, de sillarejo, de sillería, entramados de madera.
Tipo C	Con estructura metálica o de hormigón armado.

La escala MSK-64 orienta sobre estos niveles de daño esperado y se basa en observaciones a lo largo de más de un siglo. Por lo tanto, a pesar de la crudeza y simplicidad de la tipología de edificios, proporciona una buena “instantánea” del escenario sísmico esperado.

Tabla 4-2. Grados de daño en la escala MSK-64.

Clase 1	Daños ligeros: Fisuras en los revestimientos. Caída de pequeños trozos de revestimiento.
	Daños moderados: Fisuras en los muros, Caída de grandes trozos de revestimiento, caída de tejas, caída de pretilas, Grietas en las chimeneas e incluso derrumbamientos parciales en las mismas.
Clase 3	Daños graves: Grietas en los muros, Caída de chimeneas de fábrica o de otros elementos externos.
	Destrucción: Brechas en los muros resistentes. Derrumbamiento parcial Pérdida del enlace entre distintas partes de la construcción Destrucción de tabiques y muros de cerramiento.
Clase 5	Colapso: Ruina completa de la construcción.

Una de las mejoras incorporadas por la escala MSK-64, respecto a escalas anteriores, consiste en definir de forma cuantitativa los términos cualitativos de (Tabla 4-3) algunos, muchos y la mayoría.

Tabla 4-3. Cuantificación de los términos de cantidad en la escala MSK-98.

Algunos	5%
Muchos	50%
La mayoría	75%

Las descripciones de los daños esperados junto con la hipótesis (Braga et al. 1982ab), de que el daño se distribuye según una distribución binomial, permite deducir matrices de probabilidad de daño para cada una de las tipologías A, B y C. En efecto, la ecuación (4-1) muestra este tipo de distribución discreta que depende del número de estados de daño N , y de un parámetro d , que puede tomar valores entre 0 y 1.

$$P_k(N, d) = \frac{(N-1)!}{(N-1-k)!k!} d^k (1-d)^{N-1-k} \quad k = 0 \dots (N-1) \quad (4-1)$$

En nuestro caso, considerando $N=6$, correspondiente a los estados de daño incluyendo el estado de daño nulo, la ecuación (4-1) se transforma en:

$$P_k(6, d) = \frac{(5)!}{(5-k)!k!} d^k (1-d)^{5-k} \quad k = 0 \dots 5 \quad (4-2)$$

k , indica el grado de daño considerado. Como se ha indicado anteriormente, la distribución de probabilidad, conocido el número de estados de daño, N , queda completamente determinada por el parámetro



d , que toma valores entre 0 y 1. Si definimos el parámetro $d^*=d(N-1)$, d^* representa el estado de daño más probable. Así, $d=d^*=0$ representa una probabilidad 1 del estado de daño *Nulo* (0) y 0 para los otros estados. Un valor de $d=1$ indica un valor $d^*=5$ y una probabilidad de 1 para el estado de daño de *Colapso* (5) y una probabilidad nula para los otros estados de daño. Valores intermedios entre 0 y 1 para d , y entre 0 y 5 para d^* , indican una distribución de daño. En este caso, d^* es una especie de grado de daño medio o grado de daño más probable. En cualquier caso, lo importante es que d^* determina de forma única la distribución de las probabilidades de daño. La distribución de la ecuación (4-2) puede, por tanto, utilizarse para completar las matrices que, de una forma incompleta, se deducen de la descripción de los grados de intensidad. Ilustramos el procedimiento con un ejemplo. Consideremos el grado de intensidad VII y la clase de edificios tipo A. La escala MSK-64 describe de la siguiente manera los daños sufridos: “*Muchas construcciones del tipo A sufren daños graves (clase 3) y algunas incluso destrucción (clase 4)*”. La cuantificación de los términos de cantidad de la Tabla 4-3 nos permite asignar los valores 0.50 y 0.05 a los grados de daño clase 3 y clase 4. Por mínimos cuadrados se halla el parámetro d de la ecuación (4-2) que minimiza las diferencias entre las *probabilidades* de los estados de daño *Grave* y *Destrucción*, definidas en la escala MSK, y las correspondientes al parámetro d , que en este caso resulta ser $d=0.5071$ y que, multiplicado por 5 proporciona un valor del estado de daño medio $d^*=2.54$. La Tabla 4-4 ilustra este procedimiento.

Tabla 4-4. Completando una matriz de probabilidad de daño

Edificios Tipo A		
Grado de daño	Intensidad	
	VII	VII
Nulo (0)		0.03
Ligero (1)		0.15
Moderado (2)		0.31
Grave (3)	0.50	0.32
Destrucción (4)	0.05	0.16
Colapso (5)		0.03

$d=0.5071, d^*=2.54$

Es importante destacar, de nuevo, el significado físico del parámetro d^* , que nos da una cierta medida del estado de daño más probable y que, en este caso, se sitúa en el estado de daño *Grave* (3), escorado hacia estados de daño menores. Hay otras formas de completar estas matrices incompletas como, por ejemplo, buscar que las sumas de las probabilidades de los estados de daño *Grave* y *Destrucción* o coincidan o sean comparables. En este caso, la suma de 0.55, se obtiene para un parámetro $d=0.5553$. Podemos proceder de manera análoga para completar las matrices de probabilidad de daño correspondientes a todas las tipologías de edificios previstas en la escala MSK-64. La Tabla 4-5 presenta la matriz de probabilidad de daño para los edificios de tipo A.

Tabla 4-5. Matriz de probabilidad de daño para edificios tipo A. Escala MSK-64

Edificios Tipo A					
Grado de daño	Intensidad				
	VI	VII	VIII	IX	X
Nulo (0)	0.46	0.03	***	***	***
ligero (1)	0.39	0.15	0.03	***	***
Moderado (2)	0.13	0.31	0.14	0.02	***
Grave (3)	0.02	0.32	0.31	0.11	0.03
Destrucción (4)	***	0.16	0.36	0.37	0.22
Colapso (5)	***	0.03	0.16	0.50	0.75
d^*	0.71	2.54	3.47	4.35	4.72

(***) indica muy poca probabilidad

Se han resaltado los campos correspondientes a la información tomada de la escala MSK-64. La Figura 4-1 muestra las matrices desarrolladas para las tres tipologías previstas en la escala MSK-64. Obsérvese cómo la escala tiende a subestimar el daño en los edificios tipo C, debido a la novedad cons-

tructiva que este tipo de edificios supuso, en su momento, y a la escasez de historia sísmica de los mismos. La escala MSK-64 no describe daños para los edificios tipo C para intensidades inferiores a VIII.

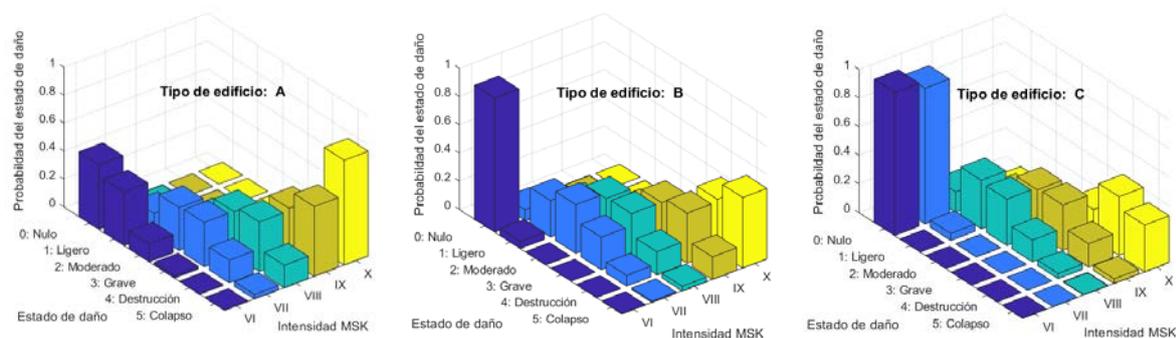


Figura 4-1. Matrices de probabilidad de daño para las tres tipologías de edificios previstas en la escala de intensidad MSK-64.

4.3 La escala MM. ATC-13 y ATC-25

El Consejo de Tecnología Aplicada (*Applied Technology Council, ATC*) es una sociedad no lucrativa con sede en California cuyo objetivo es asesorar y asistir a profesionales en el campo de la ingeniería civil y la arquitectura. Por encargo de la Agencia Federal para la Gestión de Emergencias (*Federal Emergency Management Agency, FEMA*), elaboró dos instrucciones o informes referenciados como ATC-13 (1985) y ATC-25 (1991). El primero, “*Earthquake Damage evaluation data for California*” forma parte de un proyecto para evaluar daños sísmicos causados por terremotos en California. El informe incluye un total de 78 matrices de probabilidad de daño correspondientes a diferentes tipos de instalaciones y servicios (*Facility Classes FC*), 40 de los cuales corresponden a edificios y las restantes 38 a otras estructuras o infraestructuras. El segundo “*Seismic Vulnerability and impact of disruption of lifelines in the conterminous United States*” analiza el daño y el impacto de la interrupción de las líneas vitales por causa de los terremotos.

En este segundo informe se actualizan y generalizan las matrices y funciones que permiten estimar el daño en estructuras e infraestructuras vitales. Esta metodología dispone de herramientas que permiten evaluar, de forma rápida y eficiente, el daño esperado en la casi totalidad de infraestructuras.

El informe ATC-13 se basa en el método Delphi para desarrollar matrices de probabilidad de daño a partir de la opinión de expertos. Este método fue desarrollado para las fuerzas aéreas a principios de los años 50, aunque no fue publicado hasta mediados de los 60. Desde entonces se han desarrollado numerosos experimentos de Delphi y aplicaciones en los campos de la ingeniería civil y de la ingeniería sísmica. Kustu et al. (1983) han utilizado el método de Delphi, de forma similar a como se ha aplicado en el ATC-13, para desarrollar matrices de probabilidad de daño para 57 tipos de edificios. De forma muy esquemática, el método de Delphi consiste en tratar estadísticamente la opinión de expertos sobre un problema determinado, incluyendo el nivel de conocimiento en el tema del experto, así como el nivel de confianza que éste deposita en la opinión manifestada.

4.3.1 Cuantificación del daño

Una evaluación completa del daño y de las pérdidas causadas por un terremoto debe incluir la estimación de 1) el daño físico directo, 2) el coste social y 3) el coste económico. El proyecto ATC-13 considera las pérdidas de la siguiente forma: (1) daño físico directo (2) muertos y heridos y (3) pérdida de la función y tiempo de restauración del servicio y proporciona fórmulas cuantitativas para efectuar estas estimaciones

$$\text{Factor de daño (DF)} = \frac{\text{Pérdida económica}}{\text{Valor de reposición}} \quad (4-3)$$

$$\text{Razón de daño (DR)} = \frac{\text{Número de edificios dañados}}{\text{Número total de edificios}} \quad (4-4)$$

Finalmente, el factor de daño medio se define mediante:

$$\text{Factor de daño medio (MDF)} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{(\text{coste económico})_i}{(\text{valor de reposición})_i} \quad (4-5)$$

Donde N es el número de edificios o estructuras de la muestra.

4.3.2 Las matrices de probabilidad de daño

Según ATC-13 el primero que describe las matrices de probabilidad de daño (*Probability Damage Matrices, PDM*) es Martel (1964) y más tarde su significado fue explicitado por Whitman (1973). Las PDM constituyen una forma completa de representar los factores de daño definidos en las ecuaciones (4-3), (4-4) y (4-5) en función de la intensidad de la sacudida. En el formato de las matrices de probabilidad de daño, el daño a una instalación o servicio, para una intensidad dada se describe mediante una serie de estados de daño (DS). Cada elemento de la matriz representa la probabilidad de que suceda un estado de daño para una determinada intensidad. Simbólicamente se suele representar cada elemento de la matriz mediante la cantidad P_{DSI} que define la probabilidad de que se dé el estado de daño DS para una intensidad I.

4.3.3 Descripción cualitativa y cuantitativa del daño.

La instrucción ATC-13 define hasta 7 estados de daño que van desde sin daño hasta la destrucción. La Tabla 4-6 muestra las correspondencias entre los valores del factor de daño (DF) y la descripción de estos 7 estados.

Tabla 4-6. Estados de daño en los ATC-13 y ATC-25. Se dan los intervalos y el valor central del factor de daño (DF) descrito en la ecuación (4-3)

Estado de Daño	Rango	Valor central	Descripción
1: SIN DAÑO	0	0	No hay daños
2: INSIGNIFICANTES	0-1	0.5	Daños mínimos y localizados. No requieren reparación para mantener la operatividad.
3: LEVES	1-10	5	Daños significativos localizados en algunos elementos que normalmente no necesitan reparación para mantener la operatividad.
4: MODERADOS	10-30	20	Daños significativos localizados en bastantes elementos y que es necesario reparar.
5: FUERTES	30-60	45	Daños generalizados. Es necesario efectuar reparaciones importantes.
6: GRAVES	60-99	80	Daños graves que pueden interrumpir la operatividad o la función del elemento. Hay que reparar, sustituir o derribar.
7: DESTRUCCIÓN	100	100	Destrucción del elemento e inutilidad total de la línea o elemento.

ATC-13 (1985) utiliza la opinión de expertos para definir las matrices de probabilidad de daño, y justifica la elección de los estados de daño de la Tabla 4-6 y de los intervalos considerados, por una parte, por la precisión limitada en la definición de los valores de la matriz, por medio de la opinión de expertos y, por otra, en las consideraciones que, sobre el daño, recoge la filosofía de diseño sismorresistente de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (*Structural Engineers Association Of California*) donde se afirma (SEAOC 1980):

“Se recalca que los niveles de diseño recomendados, no son directamente comparables a la aceleración pico registrada o estimada. Con todo están relacionados con la aceleración efectiva esperada en los



terremotos. Más específicamente, y respecto a los terremotos, las estructuras diseñadas de acuerdo a las provisiones y principios establecidos deben ser capaces de:

- Resistir pequeños terremotos sin sufrir daño.
- Resistir terremotos moderados sin sufrir daño estructural, pero pueden sufrir algún daño no estructural.
- Resistir grandes terremotos de una intensidad y severidad comparable a la de los más fuertes experimentados en California, sin colapsar, pero pueden sufrir algún daño tanto estructural como no estructural.

En la mayor parte de las estructuras cabe esperar que el daño estructural, incluso en un gran terremoto, pueda limitarse a un daño reparable. Con todo, esto puede depender de varios factores, incluyendo el tipo de construcción elegida para la estructura”.

Aunque no hay una relación directa entre el formato de las matrices de probabilidad de daño adoptado por el ATC-13 y la filosofía de diseño sismorresistente de la SEAOC, en el ATC-13 se indica que ambas se hallan intrínsecamente relacionadas y que, en este aspecto, debe considerarse esta relación en futuros desarrollos tecnológicos.

4.3.4 Construcción de las matrices de probabilidad de daño

Para cada edificio estructura o infraestructura y para cada intensidad el objetivo de la aplicación del método de Delphi a la construcción de matrices de probabilidad de daño consiste en determinar tres estimaciones del factor de daño esperado. El más bajo, el más alto y el óptimo. Los factores de daño más alto y más bajo se considera que constituyen los límites del intervalo que contiene el 90% de la muestra, mientras que el óptimo se entiende que es el valor más probable. En todos los casos se consideran estructuras regulares y condiciones estándar sin tener en cuenta incrementos ni decrementos del daño por causa de condiciones especiales como, por ejemplo: suelo blando, desplazamientos permanentes del suelo, inundaciones o incendios. La Tabla 4-7 muestra un ejemplo de las estimas óptimas del factor de daño para 5 de las 78 instalaciones consideradas en el ATC 13. Se han escogido ejemplos correspondientes a edificios de mampostería y hormigón armado.

El factor de daño Y , se trata entonces como una variable aleatoria con su correspondiente distribución de probabilidad para cada nivel de intensidad. De esta forma la distribución del factor de daño puede desplazarse a la izquierda, a la derecha o ser simétrica dependiendo del valor de la intensidad del movimiento del suelo.

ATC-13 tras ensayar diferentes funciones de probabilidad, elige la distribución Beta, que viene dada por la siguiente ecuación:

$$f_Y(y) = \frac{1}{B(\lambda, \nu)} y^{(\lambda-1)} (100-y)^{(\nu-1)} \quad 0 \leq y \leq 100.0 \quad (4-6)$$

$$F_Y(y) = \int_0^y f_Y(u) du \quad (4-7)$$

Siendo

$$B(\lambda, \nu) = \frac{\Gamma(\nu)\Gamma(\lambda)}{\Gamma(\lambda+\nu)} \quad (4-8)$$

λ y ν son los parámetros de la distribución. Los estadísticos de la distribución Beta en función de estos parámetros son:

Tabla 4-7. Valores de los límites inferior (Le), superior (He) y mejor estima (Be) del factor de daño para edificios de mampostería y hormigón armado, para diferentes intensidades sísmicas, obtenida por el ATC-13 a partir de la aplicación del método de Delphi.

Edificios	Límite inferior (Le), mejor estima (Be) y límite superior (He) del Factor de Daño (DF) en %																					
	Intensidad																					
	VI			VII			VIII			IX			X			XI			XII			
	Le	Be	He	Le	Be	He	Le	Be	He	Le	Be	He	Le	Be	He	Le	Be	He	Le	Be	He	
Mampostería no reforzada (con muros de carga)	Bajos: 1-3 plantas. FC 75	0.9	3.1	7.5	3.3	10.1	26.4	8.9	22.5	48.5	22.1	41.6	74.9	41.9	64.6	93.6	57.2	78.3	97.3	72.7	89.6	100
	Medianos: 4-7 pisos. FC 76	1.2	4.6	10.9	2.6	11.4	31.3	12.7	28.8	55.0	28.8	51.4	77.3	45.8	71.7	94.8	62.0	83.0	98.3	74.9	91.1	100
Hormigón armado con muros de cortante.	Bajos: 1-3 pisos. FC 6	0.1	0.5	1.9	0.8	2.8	6.3	2.6	6.6	12.5	5.6	13.0	22.0	11.5	23.6	34.1	20.2	35.5	51.2	31.3	47.6	61.9
	Medianos: 4-7 pisos. FC 7	0.2	1.0	2.8	0.6	3.7	7.8	3.3	8.8	16.1	8.0	17.5	29.5	16.4	28.9	44.7	22.6	39.5	57.9	33.1	49.8	70.4
	Altos: 8+ pisos. FC 8	0.2	1.2	3.0	1.0	5.6	10.9	4.1	11.8	21.4	10.5	24.8	39.0	26.1	37.7	57.7	36.9	54.0	75.0	48.3	67.1	88.2

$$\begin{aligned}\mu_Y &= 100 \frac{\lambda}{(\lambda + \nu)} \\ \sigma_Y^2 &= \frac{\lambda \nu}{(\lambda + \nu)(\lambda + \nu - 1)} (100)^2 \\ V_Y^2 &= \frac{\sigma_Y^2}{\mu_Y^2} = \frac{\nu}{\lambda(\lambda + \nu + 1)}\end{aligned}\quad (4-9)$$

finalmente, el coeficiente de asimetría (*skewness*) viene dado por:

$$\gamma_3 = \frac{2(\lambda - \nu)}{(\lambda + \nu)(\lambda + \nu + 2)\sigma_Y} \quad (4-10)$$

La asimetría (*skewness*) γ_3 de la distribución Beta es positiva cuando $\lambda < \nu$ y negativa cuando $\lambda > \nu$ mientras que para $\lambda = \nu$, la distribución es simétrica respecto al valor medio μ_Y (Ang y Tang, 1975). ATC-13, tras analizar las distribuciones de probabilidad normal, lognormal y Beta, concluye que la distribución Beta es la que mejor y más uniformemente ajusta los datos. Por lo tanto, esta distribución fue la elegida para el desarrollo de las matrices de probabilidad de daño.

Para el desarrollo de las matrices de probabilidad de daño se utiliza el siguiente procedimiento. Para relacionar el valor medio de la mejor estima (Be en la Tabla 4-7) y los parámetros λ y ν , se utiliza la ecuación siguiente:

$$\mu_Y = 100 \cdot \frac{\lambda}{(\lambda + \nu)} \quad (4-11)$$

Por otra parte, se utilizan los límites que contienen el 90 % de los casos (Le y He en la Tabla 4-7) para evaluar la siguiente integral:

$$0.9 = \int_{y_1}^{y_2} f_Y(y) dy = \frac{B(y_2, \lambda, \nu) - B(y_1, \lambda, \nu)}{B(\lambda, \nu)} \quad (4-12)$$

y_1 e y_2 son respectivamente los límites inferior y superior de las estimaciones del facto de daño (Le y He en la Tabla 4-7) mientras que $B(y_1, \lambda, \nu)$ y $B(y_2, \lambda, \nu)$ son las funciones incompletas Beta en los valores y_1 e y_2 ; $B(\lambda, \nu)$ está definida en la ecuación (4-8). Las ecuaciones (4-11) y (4-12) se resuelven de forma numérica determinándose así los parámetros λ y ν .

Una vez definida la función de distribución de probabilidad, las matrices de probabilidad de daño se obtienen considerando los estados discretos de daño. La probabilidad de cualquier estado de daño se obtiene mediante:

$$P(\overline{Y}_R) = \int_{y_r}^{y_{(r+1)}} f_Y(y) dy \quad (4-13)$$

donde:

$$\overline{Y}_R = \mu_Y \left[F_Y^*(y_r + 1) - F_Y^*(y_r) \right] \quad \text{para } r = 1 \dots N \quad (4-14)$$

siendo N el número total de estados de daño. La función $F_Y(y_r)$ es la distribución de probabilidad acumulativa Beta con parámetros λ y ν , evaluada en el punto y_r . La función $F_Y^*(y_r)$ es la misma función acumulativa evaluada en y_r , pero tomando ahora como parámetros de la distribución $\lambda + 1$ y ν . Ambas ecuaciones pueden resolverse directamente a partir de la distribución incompleta Beta que



se halla disponible, en forma de tabla, en la mayoría de textos elementales sobre teoría de probabilidades.

4.3.5 Un ejemplo

Para los edificios de baja altura con estructura de madera, referenciada como FC 1, y para una intensidad IX, ATC-13 obtiene unos parámetros $\lambda = 5.2$ y $\nu = 50.8$ correspondientes a la distribución Beta que ajusta bien un valor medio $Be=9.23$ y unos límites inferior y superior $Le=4.53$ y $He=19.69$. La matriz de probabilidad de daño resultante, en este caso, se muestra en la Tabla 4-8. De esta forma, ATC-13 consigue una matriz de probabilidad de daño para cada una de las 78 instalaciones y edificios considerados.

Tabla 4-8. Ejemplo de matriz de probabilidad de daño desarrollada por el ATC-13 para edificios de baja altura, con estructura de madera (*Wood Frame Low Rise buildings*)

Estado de Daño	Factor central	INTENSIDAD MM							
		VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
1: SIN DAÑO	0.00	3.7	***	***	***	***	***	***	***
2: INSIGNIFICANTE	0.50	68.5	26.8	1.6	***	***	***	***	***
3: LEVE	5.0	27.8	73.2	94.9	62.4	11.5	1.8	***	***
4: MODERADO	20.0	***	***	3.5	37.6	76.0	75.1	24.8	***
5: FUERTE	45.0	***	***	***	***	12.5	23.1	73.5	***
6: GRAVE	80.0	***	***	***	***	***	***	1.7	***
7: DESTRUCCIÓN	100.0	***	***	***	***	***	***	***	***

*** indica una probabilidad muy pequeña

4.3.6 Las penalizaciones

Las matrices de probabilidad de daño desarrolladas en el ATC-13 suponen que las instalaciones y edificios son estándar y no consideran incrementos del daño debidos a condiciones especiales u otros daños colaterales debidos a incendio, inundaciones, desplazamientos permanentes por proximidad de la falla u otros efectos como licuefacción o deslizamientos. Sin embargo, proporciona pautas e instrucciones para tener en cuenta estos efectos, bien incrementando la intensidad esperada, bien modificando adecuadamente las matrices de probabilidad de daño.

El ATC-25 adapta las funciones de daño del ATC-13 para su aplicación a las líneas vitales. De hecho, aunque las funciones del ATC-13 han sido obtenidas teniendo en mente la región californiana, área acostumbrada a sufrir la actividad sísmica y, por lo tanto, con unos hábitos de protección sísmica que no se hallan en otras regiones de los Estados Unidos, la intención del ATC-25 es que sea aplicable a cualquier zona de Estados Unidos dando también recomendaciones para su aplicación a las otras regiones distintas de California proponiendo penalizaciones. Estas penalizaciones permiten corregir, al alza, la estimación de daño esperado en regiones con escasa o nula protección sísmica. En general las penalizaciones suelen ser de entre 0 y 1 grado en la intensidad, pero, en algunos casos, pueden alcanzar hasta 3 grados. Por ello la aplicación de esta metodología a una zona distinta de Estados Unidos requiere un análisis cuidadoso y experto que permita su adaptación, cuantificando de forma adecuada las penalizaciones correspondientes.

4.4 La escala EMS-98

La escala EMS-98 es una actualización de la MSK-64 y, en referencia a los edificios, quizás la aportación más novedosa es la inclusión de un mayor número de tipologías constructivas y el concepto de clases de vulnerabilidad. Además, edificios del mismo tipo pueden presentar diferentes niveles de vulnerabilidad y viceversa, edificios de diferentes tipos pueden presentar niveles similares de vulnerabilidad, y, en consecuencia, similares niveles de daño esperados.



Los edificios

La Tabla 4-9 muestra los tipos de edificios y las clases de vulnerabilidad previstos en la escala EMS-98.

Tabla 4-9. Tipos de edificios y clases de vulnerabilidad en la escala EMS-98

TIPO DE ESTRUCTURA		CLASE DE VULNERABILIDAD					
		A	B	C	D	E	F
Mampostería	Cascotes. Piedras del campo.	○					
	Adobe (ladrillos de barro).	○—					
	Piedras pequeñas, sencillas.	—○					
	Piedras grandes, masivas.		—○—				
	No reforzada, con unidades de piedra manufacturadas.	—○—					
	No reforzada, con forjados de Hormigón armado.		—○—				
	Reforzada o confinada.			—○—			
Hormigón Armado	Estructura sin diseño sismorresistente.	—○—					
	Estructura con un nivel moderado de diseño sismorresistente.		—○—				
	Estructura con un nivel alto de diseño sismorresistente.			—○—			
	Muros sin diseño sismorresistente.		—○—				
	Muros con un nivel moderado de diseño sismorresistente.			—○—			
	Muros con un nivel alto de diseño sismorresistente.				—○—		
Metal	Estructuras Metálicas.			—○—			
Madera	Estructuras de Madera.		—○—				

○ Clase de vulnerabilidad más probable. — Rango probable.
 ■ ■ ■ | Rango de casos excepcionales menos probables.



Se consideran cuatro grandes categorías definidas por los materiales dominantes empleados en la construcción de su sistema resistente: mampostería, hormigón armado, metal y madera. Dentro de cada categoría se consideran diversos tipos de edificios clasificados en función de las características de diseño y construcción y de su vulnerabilidad. Se observa cómo diferentes tipos de edificios pueden pertenecer a una misma clase de vulnerabilidad y edificios con la misma tipología pueden presentar respuestas sísmicas diferentes. Se abre pues la puerta a la adaptación de los edificios a analizar, a una clase específica de vulnerabilidad o a clases específicas.

El daño

La escala de intensidad EMS-98 considera los mismos estados de daño que la escala MSK-64 si bien describe con un mayor detalle las características de cada estado. En el capítulo 2, en la Tabla 2-6 se han mostrado los diferentes grados de daño usados en los métodos de evaluación de riesgo. La Tabla 4-12 muestra, con mayor detalle la descripción del daño que hace la escala EMS-98 para los edificios de mampostería y los de hormigón armado.

Matrices de probabilidad de daño

La escala EMS-98 mejora la escala MSK-64 y, aunque en la descripción de los daños esperados en los distintos grados de intensidad sigue utilizando una descripción cualitativa del número de edificios que sufren un determinado grado de daño, afina y generaliza también la definición de los términos de cantidad.

Ahora las cantidades asignadas a los términos algunos, muchos y la mayoría, son difusas y aunque se puede asignar un valor central por ejemplo del 10% para algunos, del 35% para muchos y del 80% para la mayoría, la escala permite un margen de variabilidad (Figura 4-2), que puede ir del 0 al 15% para el significado numérico del término “*algunos*”, del 15 al 55% para “*muchos*” y del 55 al 100% para “*la mayoría*”

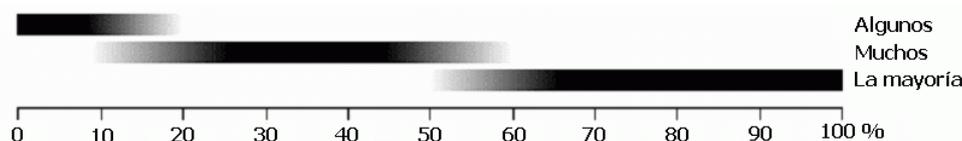


Figura 4-2. Cuantificación de los términos de cantidad en la escala EMS-98.

Teniendo en mente estas cantidades, podemos aplicar el procedimiento descrito en el caso de la escala MSK-64, y utilizar la distribución de probabilidad binomial dada en la ecuación (4-2), para estimar las matrices de probabilidad de daño correspondientes a las diferentes clases de vulnerabilidad. En efecto, para la clase de vulnerabilidad A y para un grado de intensidad VII la escala EMS-98 dice: “*Muchos edificios de la clase de vulnerabilidad A sufren daño de grado 3 y algunos incluso de grado 4.*” Pero, como se ha indicado más arriba (Figura 4-2), ahora tomamos como referencia de las cantidades “*la mayoría*”, “*muchos*” y “*algunos*”, los valores respectivamente de 80%, 35% y 10%. La Tabla 4-10 muestra la distribución de probabilidad hallada, así como el valor de los parámetros d y d^* correspondientes.

Tabla 4-10. Completando una matriz de probabilidad de daño (caso EMS-98)

Grados de daño		Edificios Tipo A					
		Nulo (0)	Ligero (1)	Moderado (2)	Grave (3)	Destruc-ción (4)	Colapso (5)
Intensidad	VII				0.35	0.10	
(EMS-98)	VII	0.04	0.17	0.32	0.30	0.14	0.03

$d=0.48400$, $d^*=2.42$

La Tabla 4-11 muestra la matriz completa correspondiente a la clase de vulnerabilidad A. La Figura 4-3 muestra las matrices de probabilidad de daño correspondientes a las clases extremas de vulnerabilidad A y F.

Tabla 4-11. Matriz de probabilidad de daño para edificios tipo A. Escala EMS-98

		Clase de vulnerabilidad A						
Grados de daño		Nulo (0)	Ligero (1)	Moderado (2)	Grave (3)	Destrucción (4)	Colapso (5)	d*
Intensidad (EMS-98)	V	0.90	0.10	***	***	***	***	0.10
	VI	0.54	0.36	0.09	0.01	0.00	0.00	0.57
	VII	0.04	0.17	0.32	0.30	0.14	0.03	2.42
	VIII	0.00	0.04	0.17	0.33	0.32	0.13	3.30
	IX	0.00	0.00	0.04	0.19	0.41	0.35	4.04
	X	0.00	0.00	0.00	0.02	0.18	0.80	4.78

Se observa cómo la clase de vulnerabilidad F es poco vulnerable.

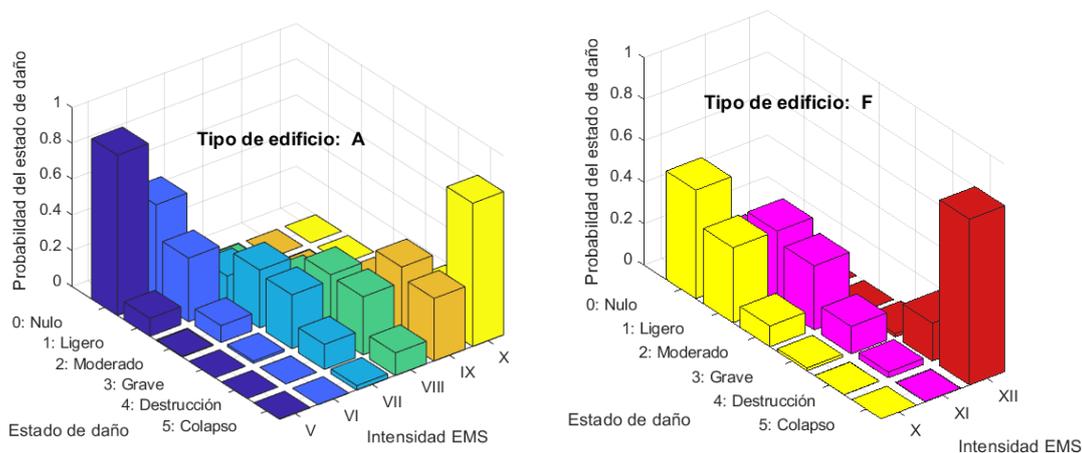


Figura 4-3. Matrices de probabilidad de daño para las clases de vulnerabilidad A y F de la escala de intensidad EMS-98.

En la Tabla 4-9 se observa cómo esta clase de vulnerabilidad, F, sólo es probable entre edificios de hormigón armado con una alta protección sísmica y en estructuras metálicas.

4.5 Método de nivel bajo (Level 0 method. LM0)

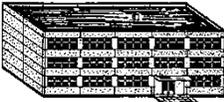
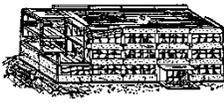
4.5.1 El terremoto de Irpinia

Como hemos podido ver, la escala de intensidad EMS-98 deja un amplio margen para la asignación de los valores de cantidad, y, por tanto, permite una amplia gama de matrices de probabilidad de daño. De hecho, estos valores de daño deberían construirse a partir de datos observados y pueden variar para los diferentes países y regiones. Por lo tanto, las investigaciones post-terremoto son de crucial importancia para una definición adecuada de las matrices de probabilidad de daño. El terremoto de Irpinia ($M_w=6.9$), ocurrido el 23 de noviembre de 1980 en el sur de Italia fue percibido en más de 600 municipios. Un equipo de 600 ingenieros y arquitectos militares, entrenados y coordinados por el *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT)*, realizaron un riguroso levantamiento de daños. Como es frecuente, el objetivo de la toma de datos, promovida por el gobierno, era la distribución de ayudas económicas entre los perjudicados, pero su potencial científico trasciende los aspectos económicos y ha sido también explotado en trabajos de investigación. (Braga et al., 1982ab, 1986). Chávez (1998) se basa en esta formidable base de datos para efectuar un estudio del daño sísmico esperado en Cataluña y utiliza la escala EMS-92, precursora de la escala EMS-98.

Ambas escalas contemplan las mismas clases de vulnerabilidad. El estudio de Chávez se fundamenta en el análisis del daño ocurrido en 32 548 edificios de los 41 municipios más afectados. Tras el ensayo de las distribuciones de probabilidad de Poisson, Normal y Binomial, retiene como más adecuada la binomial ajustando las matrices de vulnerabilidad a los datos de daño disponible.



Tabla 4-12. Grados de daño en la escala EMS-98

Clasificación del daño en los edificios de mampostería	Clasificación del daño en los edificios de hormigón armado
	
	
	
	
	

Grado 1: daño leve
(Sin daño estructural; daño no estructural leve).
 Grietas finas en muy pocas paredes. Caída de pequeños trozos del yeso o enlucido. En muy pocos casos se produce la caída de piedras sueltas de las partes altas del edificio.

Grado 2: Daño moderado
(Daño estructural leve; daño no estructural moderado). Grietas en muchas paredes. Caída de trozos bastante grandes del yeso.

Grado 3: Daño severo.
(Daño estructural moderado, considerable daño no estructural.). Grandes grietas en la mayoría de las paredes. Tejas del tejado sueltas. Rotura de las chimeneas al nivel del suelo. Rotura de elementos no estructurales individuales (particiones, hastiales, etc.)

Grado 4: Daño muy severo.
(Daño estructural severo, daño no estructural muy severo.)
 Roturas graves en los muros. Derrumbe estructural parcial de suelos y techos.

Grado 5: Destrucción
(Daño estructural muy severo). Colapso total o casi total del edificio.

Grado 1: daño leve
(Sin daño estructural; leve daño no estructural)
 Grietas finas en el yeso sobre los elementos estructurales en la base de las paredes. Grietas en las paredes de separación y de relleno.

Grado 2: Daño moderado
(Daño estructural leve; daño no estructural moderado). Grietas en las columnas, vigas y muros estructurales. Grietas en las paredes de relleno. Caída de trozos de yeso y de mortero de las juntas de las paredes.

Grado 3: Daño severo.
(Daño estructural moderado, considerable daño no estructural.). Roturas en las columnas y en las juntas viga-columna a nivel del suelo. Deformación del acero de refuerzo. Grandes grietas en las paredes de relleno y caída de paneles de relleno aislados.

Grado 4: Daño muy severo.
(Daño estructural severo, daño no estructural muy severo.). Grandes grietas en los elementos estructurales con fallos a compresión del hormigón; fallo de las uniones de las vigas. Deformación de las columnas. Colapso de algunas columnas o de algún piso superior.

Grado 5: Destrucción
(Daño estructural muy severo). Colapso del primer piso o partes del edificio.

En los casos de ausencia o escasez de datos referentes a daños observados para diferentes intensidades y clases de vulnerabilidad, Chávez (1998) utiliza técnicas razonables de extrapolación. La Tabla 4-13 muestra los parámetros d y d^* de las distribuciones binomiales que permiten hallar las correspondientes matrices de probabilidad de daño (ver ecuación (4-2)).

Aunque estos valores fueron ajustados para la escala EMS-92, las clases de vulnerabilidad son equivalentes a las de la escala EMS-98, de forma que los resultados obtenidos hubieran sido similares si se hubiera dispuesto de la versión moderna de la escala EMS, la EMS-98.

Tabla 4-13. Parámetros d y d^* de las distribuciones de probabilidad (EMS-98), basada en los daños observados en el terremoto de Irpinia y supuesta una distribución de probabilidad binomial (Chávez, 1998).

Intensidad	Clase de vulnerabilidad											
	A		B		C		D		E		F	
	d	d*	d	d*	d	d*	d	d*	d	d*	d	d*
VI	0.269	1.35	0.151	0.76	0.077	0.39	0.055	0.28	0.030	0.15	0.019	0.09
VII	0.396	1.98	0.269	1.35	0.151	0.76	0.077	0.39	0.055	0.28	0.030	0.15
VIII	0.603	3.02	0.396	1.98	0.269	1.35	0.151	0.76	0.077	0.39	0.055	0.28
IX	0.811	4.06	0.603	3.02	0.396	1.98	0.269	1.35	0.151	0.76	0.077	0.39
X	0.956	4.78	0.811	4.06	0.603	3.02	0.396	1.98	0.269	1.35	0.151	0.76

Parámetros estadísticos

El parámetro d^* representan el daño medio definido mediante la ecuación:

$$d^* = \bar{x} = \sum_{i=0}^n \frac{f_i x_i}{N} = \sum_{i=0}^n P(x_i) x_i \quad (4-15)$$

donde f_i representa la frecuencia correspondiente al estado de daño x_i , N representa el número de observaciones. $P(x_i)$ es la probabilidad de que se dé el estado de daño x_i .

Otro parámetro estadístico importante es la desviación estándar definida mediante la ecuación:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n f_i x_i^2}{N} - \bar{x}^2} = \sqrt{\left[\sum_{i=1}^n P(x_i) x_i^2 \right] - \bar{x}^2} \quad (4-16)$$

donde el significado de las diferentes variables es el mismo que en la ecuación (4-15).

La Tabla 4-14 muestra los parámetros d^* y σ correspondientes a la Tabla 4-13 y la Figura 4-4 grafica los estados de daño medio esperados para todas las clases de vulnerabilidad y para las intensidades comprendidas entre VI y X.

Tabla 4-14. Parámetros medios, d^* , y desviaciones típicas, σ , de las distribuciones de probabilidad de la Tabla 4-13 de acuerdo a las ecuaciones (4-15) y (4-16) (Chávez, 1998)

Intensidad	Clase de vulnerabilidad											
	A		B		C		D		E		F	
	d*	σ	d*	σ	d*	σ	d*	σ	d*	σ	d*	σ
VI	1.35	0.99	0.76	0.80	0.39	0.60	0.28	0.51	0.15	0.38	0.09	0.30
VII	1.98	1.09	1.35	0.99	0.76	0.80	0.39	0.60	0.28	0.51	0.15	0.38
VIII	3.02	1.09	1.98	1.09	1.35	0.99	0.76	0.80	0.39	0.60	0.28	0.51
IX	4.06	0.87	3.02	1.09	1.98	1.09	1.35	0.99	0.76	0.80	0.39	0.60
X	4.78	0.46	4.06	0.87	3.02	1.09	1.98	1.09	1.35	0.99	0.76	0.80



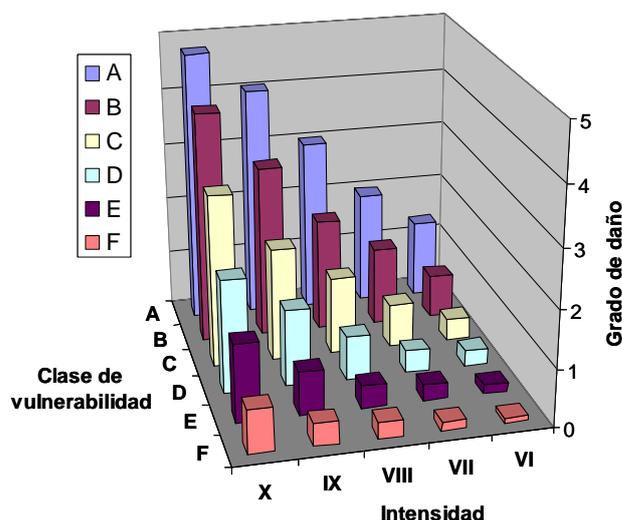


Figura 4-4. Grado medio de daño esperado para las clases de vulnerabilidad previstas en la escala EMS-98, de acuerdo a los ajustes de los daños observados en el terremoto de Irpinia, para las intensidades comprendidas entre VI y X (Chávez, 1998).

Se observa cómo la vulnerabilidad sísmica disminuye desde la clase A hasta la clase F. Estas matrices de probabilidad de daño fueron incorporadas por la aplicación SES-2002, que permite la simulación de escenarios sísmicos en España y que surge como una iniciativa de la Dirección General De Protección Civil (DGPC, 2002) con el objetivo de desarrollar con efectividad y rapidez las medidas de emergencia tras un terremoto y de facilitar la planificación a las comunidades autónomas y entes locales y el de potenciar el desarrollo de medidas preventivas. Este tipo de matrices permiten, de forma rápida y eficaz obtener una imagen estadísticamente significativa de los daños esperados en los edificios en caso de terremoto.

4.6 Métodos de primer nivel (*Level 1 method*, LM-I)

Hemos visto cómo los fuertes terremotos ocurridos en Italia las dos últimas décadas del siglo XX, proporcionaron una extensiva base de datos de edificios dañados. En concreto, el terremoto de Irpinia (1980), el terremoto de Parma, ocurrido en el centro de Italia en 1983 y el terremoto de Umbría-Marche de 1997. La información sobre los daños causados por estos terremotos, principalmente en los edificios residenciales, ha sido recopilada en un banco de datos, cuya actualización y mantenimiento se halla a cargo del GNDT. De forma paralela a la recolección detallada de los datos de daño, se desarrollaron nuevos métodos para el análisis de la vulnerabilidad y fragilidad de los edificios. Aunque la acción sísmica sigue caracterizándose mediante la intensidad, se empieza a usar también la aceleración pico del movimiento del suelo y se introducen los índices de vulnerabilidad para el análisis de la fragilidad de los edificios y las funciones de vulnerabilidad para el análisis del daño. Al método basado en índices de vulnerabilidad y daño se le suele reconocer como “*método italiano*”.

4.6.1 Índices de vulnerabilidad y de daño

El método *del índice de vulnerabilidad*, se basa en las propuestas de Angeletti (1984), Benedetti y Petrini (1984) y de Angeletti et al. (1988). En estos métodos, tanto la vulnerabilidad de los edificios como el daño se cuantifican mediante índices, que eventualmente pueden normalizarse para que tomen valores entre 0 y 1 ó entre 0 y 100.

Este método para analizar la vulnerabilidad y el daño en los edificios, requiere los siguientes parámetros: *la acción sísmica*, *el daño* y *la vulnerabilidad*. *La acción sísmica* se puede caracterizar mediante la Intensidad o la aceleración efectiva, *El daño* suele caracterizarse, en estos métodos, mediante un índice que va desde cero (sin daño) a uno (colapso) o de cero a 100 si se prefiere representar en porcentaje. El sentido de este índice puede ser diverso, pero se ha asociado al costo económico, es decir a

la razón entre el coste de reparación y el coste de reposición. Por ejemplo, un índice de daño del 50% indicaría que reparar el edificio cuesta la mitad que hacerlo de nuevo. Para comparar con otros métodos que utilizan estados discretos de daño es necesario establecer valores centrales y rangos de este índice en correspondencia con los grados o estados de daño considerados. Finalmente, *La vulnerabilidad* pretende ser una medida cuantitativa de la propensión de un edificio a sufrir daño cuando se somete a un terremoto. Existen múltiples formas para su evaluación. Corsanego (1991) clasifica, describe y discute los principales métodos existentes. Aquí, se ilustra el método propuesto por Benedetti y Petrini (1984) que fue utilizado en el proyecto SERGISAI (Cella et al. 1998) y ha sido el germen de la metodología de primer nivel del proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003).

4.6.2 El método italiano

La vulnerabilidad de los edificios se define mediante un índice. Este índice se cuantifica a partir de la evaluación y ponderación de diferentes parámetros relacionados tanto con los componentes estructurales como con otras características típicas, que han sido identificadas como cruciales en la propensión del edificio a sufrir daño por causa sísmica en terremotos ocurridos. Cada parámetro se clasifica en categorías, similares a las clases de vulnerabilidad, que cubren las condiciones entre malas (D) a buenas (A). La expresión frecuentemente utilizada es:

$$I_v = \sum_{i=1}^{Npar} p_i w_i \quad (4-17)$$

donde $Npar$ es el número de parámetros considerado, p_i es el resultado de la evaluación del parámetro i , y w_i es un peso que tiene en cuenta la importancia relativa, en la vulnerabilidad global de la estructura o edificio, del parámetro i correspondiente. En general, las puntuaciones y los pesos asignados a cada parámetro se han determinado basándose en datos observados en las catástrofes sísmicas, pero, en las regiones de baja sismicidad, pueden ajustarse también a partir de análisis dinámicos de las estructuras. La opinión de expertos puede también incorporarse y así adaptar fácilmente la metodología a las características específicas de una ciudad o entorno urbano concreto. Aunque los valores máximo y mínimo del índice I_v puede ser un valor arbitrario, incluso puede admitir valores negativos, puede re-escalar el rango de variabilidad entre 0 y 100. Un índice de vulnerabilidad nulo representa edificios diseñados y construidos de acuerdo a la normativa sísmica, mientras que un índice de 100 corresponde a edificios altamente vulnerables. La Tabla 4-15 presenta un ejemplo de parámetros, puntuaciones y pesos para edificios de mampostería no reforzada. El método proporciona también, junto con la tabla, unos formularios e instrucciones para la evaluación de cada parámetro. El peso de los parámetros 5, 7 y 9 varían en un rango comprendido entre 0.5 y 1 dependiendo de algunos elementos como, por ejemplo, el porcentaje de diafragmas rígidos bien conectados, la presencia de galerías o pasillos y el peso del tejado.

Tabla 4-15. Escala numérica del índice de vulnerabilidad I_v de los edificios de mampostería no reforzada.

I	Descripción del parámetro i	p_i				w_i
		A	B	C	D	
1	Organización del sistema resistente	0	0	20	45	1.0
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3	Resistencia convencional	0	5	25	45	1.5
4	Posición del edificio y cimentación	0	5	25	45	0.75
5	Diafragmas horizontales	0	5	15	45	1.0 (variable)
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.5
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1.0 (Variable)
8	Separación máxima entre muros	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.0 (Variable)
10	Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25
11	Estado de conservación	0	5	25	45	1.0



El índice de vulnerabilidad se utiliza para estimar el daño esperado. Para ello, para cada tipo de edificio se ajusta una función que relaciona el índice de vulnerabilidad con un índice de daño. Guagenti y Petrini (1989) proponen la siguiente relación:

$$d(y, I_V) = \begin{cases} 0 & \text{si } y \leq y_i \\ \frac{y - y_i}{y_c - y_i} & \text{si } y_i < y < y_c \\ 1 & \text{si } y_c \leq y \end{cases} \quad (4-18)$$

d es el índice de daño, y es el parámetro que define la acción sísmica; la aceleración del suelo en este caso. y_i y y_c son aceleraciones umbrales para las que respectivamente, no ocurre daño u ocurre el colapso.

Estas aceleraciones umbrales, dependen del índice de vulnerabilidad y Guagenti y Petrini (1989) proponen las siguientes relaciones empíricas:

$$\begin{aligned} y_i &= \alpha_i \exp[-\beta_i(I_V - I_{VS})] \\ y_c &= [\alpha_c + \beta_c(I_V - I_{VS})^\gamma]^{-1} \end{aligned} \quad (4-19)$$

En esta última ecuación, el rango de variabilidad del índice de vulnerabilidad entre 0 y 100 se extiende a valores entre V_S y 100, pudiendo considerar valores negativos. Estos valores negativos permiten incluir estructuras con un mejor comportamiento que aquellas diseñadas y construidas según la normativa sísmica y para las que se fijaba un índice de vulnerabilidad nulo.

Guagenti y Petrini (1989) utilizaron los daños producidos por los terremotos de Friuli (1976) y del centro de Italia (1984) para calibrar estas funciones. Para ello utilizaron los datos de las poblaciones de Venzone (Intensidad IX), Tarcento (intensidad VIII), Barrea (intensidad VII) y San Daniele (intensidad VIII) que fueron inspeccionadas de forma extensiva. Para estimar la aceleración a partir de la intensidad utilizan la siguiente fórmula empírica:

$$\ln y = 0.602 I - 7.073 \quad (4-20)$$

donde y es la aceleración expresada en g e I es la intensidad EMS.

Dentro del proyecto SERGISAI (Cella et al. 1998), se revisó y ajustó la metodología. La Tabla 4-16 muestra los valores ajustados a las expresiones de la ecuación (4-19). La Figura 4-5 muestra los umbrales de daño y de colapso para los edificios de mampostería no reforzada. La Figura 4-6 muestra las funciones que relacionan la aceleración y el índice de daño esperado para diferentes índices de vulnerabilidad de acuerdo a las ecuaciones (4-18) y (4-19) (Grimaz et al. 1998). La Tabla 4-17 resume los umbrales de daño y de colapso en función del índice de vulnerabilidad; se dan las aceleraciones obtenidas a partir de las ecuaciones (4-19) y las intensidades estimadas con la ecuación (4-20).

Tabla 4-16. Parámetros propuestos en el proyecto SERGISAI (Cella et al. 1998) correspondientes a la ecuación (4-19).

α_i	β_i	α_c	β_c	γ
0.08	0.013037	1.5371	0.00097401	1.8087

Un edificio con índice de vulnerabilidad igual a -20 , empezaría a dañarse a partir de una aceleración de $0.1 g$ y sufriría colapso para una aceleración de $0.65 g$.

Estos umbrales serían respectivamente iguales a 0.06 y $0.57 g$ para un edificio con un índice de vulnerabilidad igual a cero y 0.02 y 0.14 para un edificio de mampostería no reforzada con un índice de vulnerabilidad igual a 100 . Estos valores son razonables y realistas. De esta forma, para predecir escenarios de daño sísmico basta calificar los edificios mediante su índice de vulnerabilidad y utilizar las funciones que relacionan la intensidad o aceleración sísmica con el índice de daño. Esta aproximación puede realizarse edificio por edificio, pero también de forma estadística, agrupando el parque edificado en grupos de vulnerabilidad.



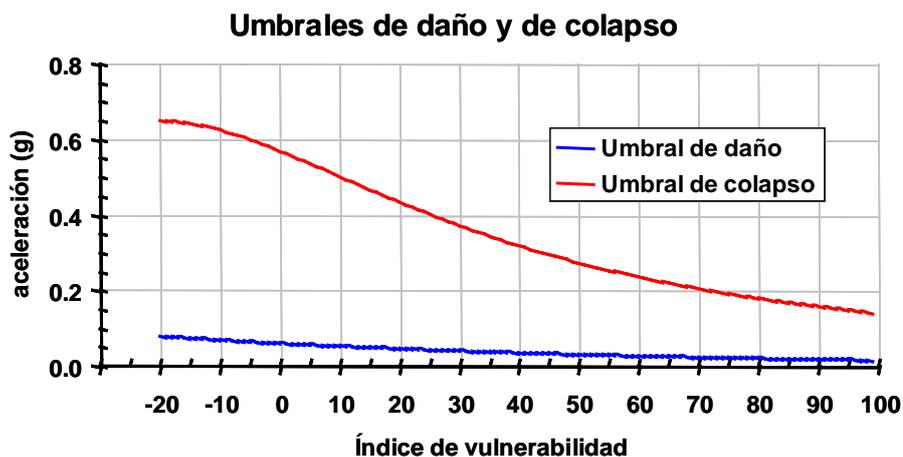


Figura 4-5. Umbrales de daño y de colapso de acuerdo a la ecuación (4-19) con los parámetros de la Tabla 4-16.

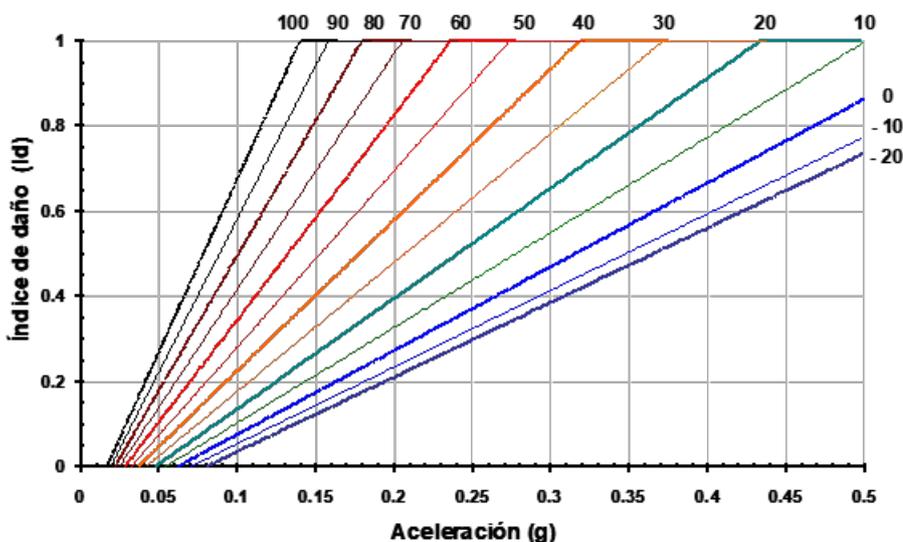


Figura 4-6. Relación entre la aceleración y el índice de daño esperado en función de los índices de vulnerabilidad. (Modificado de Grimaz et al. 1998).

Tabla 4-17. Umbrales de daño y de colapso para los edificios de diferentes índices de vulnerabilidad.

Índice I_v	Umbrales de daño y de colapso			
	umbral de daño		umbral de colapso	
	Aceleración (g)	Intensidad (MSK-MM)	Aceleración (g)	Intensidad (MSK-MM)
-20	0.08	VII-VIII	0.65	XI
0	0.06	VII	0.57	XI
20	0.05	VI-VII	0.43	X-XI
40	0.04	VI	0.32	X
60	0.03	V-VI	0.24	IX-X
80	0.02	V	0.18	IX
100	0.02	V	0.14	VII-IX

Primeras aplicaciones a Barcelona

En la ciudad de Barcelona, a partir de los años 90, se iniciaron diversos estudios orientados a un análisis detallado de escenarios de riesgo sísmico. Un estudio preliminar fue realizado por Chávez (1998).



El estudio se realizó en el marco de un análisis del riesgo sísmico regional de Cataluña y se basó en distribuciones estadísticas de los edificios. A partir del año 1994 se dispone de una base de datos detallada sobre los edificios de la ciudad, conociéndose importantes detalles de su tipología estructural y forjados, así como la edad, entre otros datos. Se procedió a adaptar el método italiano a las características del parque de edificios de la ciudad ya que este método había demostrado su versatilidad y había sido aplicado, con notable éxito, a varias ciudades italianas. Caicedo (1993), Yépez (1994), Yépez et al. (1995), Barbat et al. (1996) y Yépez (1996) adaptan la metodología propuesta por Benedetti y Petrini (1984) a las peculiaridades de la ciudad, procediendo a definir y calibrar índices de vulnerabilidad y funciones de daño específicas para Barcelona. La calibración se fundamentó en datos de daños observados durante los terremotos ocurridos en Almería (1993 y 1994) y en simulaciones numéricas. El terremoto de Murcia de 1999 permitió a Mena (2002), confirmar la adecuación del método y de las curvas construidas y aplicarlas a un estudio masivo a la ciudad de Barcelona. Se consideran los edificios de mampostería no reforzada y los edificios de hormigón armado, distinguiendo, en este último caso, entre las estructuras de pilares y vigas (pórticos), y los de forjados reticulares. Los edificios con estructura de mampostería no reforzada y de hormigón armado con forjados reticulares son los más frecuentes en la ciudad. De hecho, Mena (2002) aplica el método italiano del índice de vulnerabilidad, utilizando una extensa base de datos que permite calificar cada uno de los 11 parámetros involucrados en la metodología y caracterizar, uno a uno, los edificios de la ciudad. En los casos en que la información disponible no permite calificar un parámetro, puede obviarse la dificultad, suponiendo una distribución aleatoria razonable. Por esta razón, en general, aunque la metodología permite calificar y analizar la vulnerabilidad y daño de cada edificio, los resultados deben interpretarse en sentido estadístico y probabilista. En general, los edificios de mampostería presentan índices de vulnerabilidad más elevados, debido a su mayor antigüedad y a sus características específicas. Sin embargo, los edificios de hormigón armado también presentan una alta vulnerabilidad debido a las características de los edificios con pilares y forjados reticulares que presentan un comportamiento dinámico deficiente. Mena (2002) describe detalladamente los 11 parámetros utilizados para los edificios de mampostería y de hormigón armado, así como el procedimiento empleado para su cálculo. El daño esperado se obtuvo usando las funciones de daño propuestas por Yépez (1996). Estos estudios permiten estimar el daño esperado para escenarios sísmicos específicos y, en este caso, pusieron de manifiesto la considerable vulnerabilidad de los edificios de Barcelona, de forma que sismos relativamente moderados, causarían daños y pérdidas significativas.



5 La propuesta Risk-UE de primer nivel (LM-I)

5.1 Introducción

En el capítulo anterior, se han visto los antecedentes de las diversas metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico. Se ha visto cómo las escalas de intensidad macrosísmica, de hecho, ya permiten hacerse una idea básica de la vulnerabilidad y daño esperados. Progresivamente, aparecen métodos que, si bien conservan la definición de la acción sísmica mediante la intensidad macrosísmica, se afina el concepto de vulnerabilidad de los edificios, definiendo diferentes clases de edificios o de vulnerabilidad. Estos métodos tienen una resolución baja, ya que los edificios se agrupan en clases tipológicas que se definen, generalmente a partir de los materiales constructivos. Estas clases contienen un gran número de edificios, muchos de ellos, por ejemplo y entre otras características, con geometrías distintas. Un paso importante para aumentar la resolución de los análisis predictivos de vulnerabilidad y daño es la incorporación de las características específicas de diferentes edificios de un mismo tipo, digamos por ejemplo de hormigón armado. El método ATC-13 aumenta de forma importante el número de edificios, es decir, diversifica de forma importante la clasificación de los edificios. El método italiano, algunas de cuyas realizaciones se han descrito en el capítulo anterior, permiten evaluar la mayor o menor resistencia sísmica de un edificio, incorporando otras características específicas del edificio como su geometría, características de forjados, cubierta y otros elementos estructurales que influyen en su capacidad resistente. Estas características, adecuadamente cuantificadas y evaluadas permiten modular un índice de vulnerabilidad. En el capítulo anterior se han visto algunas realizaciones específicas del popularmente conocido como método italiano.

En el marco del proyecto de investigación Risk-UE se pusieron a punto diversas metodologías avanzadas para analizar el riesgo sísmico con aplicaciones en siete ciudades de Europa. El proyecto elaboró metodologías específicas para Europa, distinguiéndose de otros métodos para el análisis del riesgo sísmico, promovidos y propuestos en otras regiones y países como, por ejemplo, HAZUS (FEMA 2020), diseñado para ser aplicado en los Estados Unidos. El proyecto Risk-UE contempla dos tipos de aproximación al análisis del riesgo sísmico, el primero, llamado dentro del proyecto como método de nivel I, considera el escenario sísmico en términos de intensidad; mientras que el segundo lo considera en términos espectrales. El nivel I es típico de Europa y recoge la tradición y la experiencia de los estudios de riesgo sísmico basados en índices de vulnerabilidad, factores de daño y matrices de probabilidad de daño, permitiendo el estudio de escenarios de riesgo, de forma expedita y sencilla. El método de nivel II. Se describe en los capítulos siguientes.

5.2 Perspectiva general del método.

Este método se basa en la Escala Macrosísmica Europea, EMS-98 (Grünthal, 1998) que define un modelo de vulnerabilidad implícito al definir matrices de daño cualitativas. Al igual que otras escalas de intensidad, analizadas en los apartados 3.1 y 3.2, el modelo de la EMS-98 es impreciso e incompleto y requiere elementos de la teoría de conjuntos difusos para tratar la ambigüedad y la incompletitud de la información sobre el daño. A partir del daño sísmico observado, los edificios se clasifican en clases de vulnerabilidad de forma que diferentes tipos de edificios pueden presentar comportamiento y daño sísmicos similares. La correspondencia entre las clases de vulnerabilidad y la tipología de los edificios es probabilista en el sentido que cada tipo de edificio se caracteriza mediante la clase de vulnerabilidad más probable y unos intervalos o rangos de vulnerabilidad posible y menos probable (ver Tabla 4-9 donde se muestra las clases de vulnerabilidad y las tipologías). El método propuesto en Risk-UE introduce un índice de vulnerabilidad (V_i) para representar y cuantificar la pertenencia a una determinada clase de vulnerabilidad. Así pues, este método utiliza: 1) matrices de probabilidad de daño (DPM, *Damage probability matrices*) y 2) funciones de vulnerabilidad semi-empíricas medias (MVF, *Mean Vulnerability Functions*). Las DPM definen la probabilidad de ocurrencia de determinado grado de daño, modelando las matrices cualitativas propuestas en la EMS-98 para cada clase de



vulnerabilidad mediante distribuciones Beta. Las MVF relacionan el grado de daño medio para las diferentes clases de vulnerabilidad con la intensidad macrosísmica y el índice de vulnerabilidad. Así pues, el método define clases e índices de vulnerabilidad para todos los edificios considerados en la matriz de tipologías de edificios (BTM, *Building Typology Matrix*) propuesta por Risk-UE, así como DPM's. Tabla 5-3 contiene la BTM de Risk-UE y los índices de vulnerabilidad propuestos. El método facilita también directrices y esquemas de modificación de los índices de vulnerabilidad propuestos, atendiendo a la cantidad y calidad de información disponible, así como a las características específicas de los edificios analizados.

5.2.1 Clases de vulnerabilidad

Las clases de vulnerabilidad agrupan tipos de edificios, que si bien pueden ser completamente diferentes se caracterizan por un comportamiento sísmico similar. La escala EMS-98 (Grünthal, 1998) define seis clases de vulnerabilidad, denotadas con las letras comprendidas entre la A y la F, ambas incluidas, y en orden de vulnerabilidad decreciente, de más vulnerable, la A, a menos vulnerable, la F. Cada clase de edificio se asocia con una relación entre la intensidad del terremoto y el daño experimentado. Cada tipo de edificio es caracterizado por la clase de vulnerabilidad predominante, pero, de acuerdo con sus características, cada edificio específico puede pertenecer a otras clases de vulnerabilidad, *posibles y menos probables*.

Funciones y matrices de probabilidad de daño

En el marco del proyecto Risk-UE se desarrolló un método simplificado (Milutinovic y Trendafiloski, 2003) que, de alguna manera, contiene los métodos de índices de vulnerabilidad e índices y funciones de daño y los de matrices de probabilidad de daño, basados en escalas de intensidad y tipologías de edificios o clases de vulnerabilidad.

Como se ha visto anteriormente, las escalas de intensidad en general, y la EMS-98 en particular, definen matrices de probabilidad de daño de forma imprecisa e incompleta. La imprecisión proviene de la definición de las cantidades en forma cualitativa (*pocos o algunos, muchos y la mayoría*) mientras que la incompletitud proviene de que los diferentes grados de intensidad no describen los daños esperados para todas las tipologías. Como ejemplo, la Tabla 5-1 muestra la descripción que la escala EMS-98 da de las cantidades de edificios de las clases de vulnerabilidad C y D que se espera sufran un determinado grado de daño para cada intensidad.

Tabla 5-1. Matrices de probabilidad de daño incompletas y difusas propuestas en la escala EMS-98 para las clases de vulnerabilidad de edificios C y D.

Intensidad	Clase de vulnerabilidad									
	C					D				
	Grado de daño					Grado de daño				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
V										
VI	algunos									
VII		algunos				algunos				
VIII		muchos	algunos				algunos			
IX			muchos	algunos			muchos	algunos		
X				muchos	algunos			muchos	algunos	
XI					muchos				muchos	algunos
XII					la mayoría					la mayoría

De este modo, para cada tipología podemos definir hasta cuatro posibles matrices de probabilidad de daño que ya no son difusas, aunque siguen siendo incompletas. Es importante notar que al definir los índices de vulnerabilidad éstos se definirán mediante un valor central, V_I^* (el más probable o típico), un intervalo de índices probables ($V_I^- V_I^+$) y un rango de índices ($V_I^- V_I^{++}$), posibles, pero poco probables.



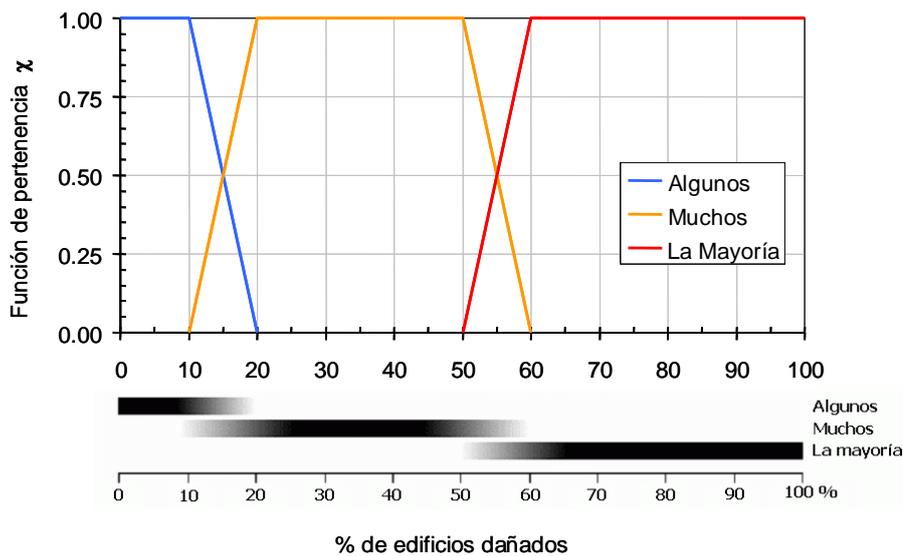


Figura 5-1. Cuantificación de los términos de cantidad en la escala EMS-98 y definición de las funciones de pertenencia.

Salvando la incompletitud

De forma semejante a la descrita en el apartado 3.1, las matrices de probabilidad de daño se completan haciendo la hipótesis de que siguen alguna distribución de probabilidad, por ejemplo, la binomial o una función Beta equivalente a la binomial. Estas funciones, se parametrizan mediante el factor de daño medio, tal como ha sido definido más arriba (ecuación (4-15)). Así, para cada tipología y para cada intensidad, podemos definir hasta cuatro posibles matrices de probabilidad correspondientes a los límites de pertenencia y de pertenencia posible por defecto, a la pertenencia segura y a la pertenencia posible y no pertenencia por exceso.

Por ejemplo, para la clase de vulnerabilidad C, podemos denotar estos valores como C^- , C^+ , C^{++} y C^{+-} . Ahora, para cada uno de estos cuatro casos, la completación de la matriz de probabilidad de daño se efectúa considerando que las probabilidades de los estados de daño (0-nulo, 1, 2, 3, 4, 5-destrucción) siguen la distribución continua Beta cuya función de densidad de probabilidad viene dada por:

$$p_{\beta}(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(q)\Gamma(t-q)} \frac{(x-a)^{q-1}(b-x)^{t-q-1}}{(b-a)^{t-1}} \text{ para } a \leq x < b \tag{5-1}$$

La probabilidad de que se dé el estado de daño x , viene dada por la integral entre a y x de la función $p_{\beta}(x)$, es decir:

$$P_{\beta}(x) = \int_a^x p_{\beta}(\varepsilon) d\varepsilon \tag{5-2}$$

a , b , t y q son los parámetros de la distribución, y x es la variable continua que varía entre a y b . El parámetro t está relacionado con la dispersión de la distribución y se toma $t=8$; ya que, para este valor, la distribución Beta equivale a la distribución binomial. Además, es preciso hacer referencia al grado de daño D , que, en nuestro caso, es una variable discreta caracterizada por 5 valores, además del grado nulo (ausencia de daño). Risk-UE recomienda asignar el valor 0 al parámetro “ a ” y 5 al parámetro “ b ”. Finalmente queda definir el parámetro “ q ”. Milutinovic y Trendafiloski (2003) establecen que los parámetros de la distribución Beta, q y t , y el grado de daño medio μ_D , están relacionados mediante la ecuación:



$$q = t(0.007\mu_D^3 - 0.052\mu_D^2 + 0.2875\mu_D) \tag{5-3}$$

μ_D equivale a d^* en la ecuación(4-15). De esta forma, si se conoce la DPM de forma incompleta, un procedimiento de mínimos cuadrados permite determinar el estado de daño medio, μ_D , que mejor ajusta las probabilidades disponibles y así completar la DPM. Milutinovic y Trendafiloski (2003) proporcionan los grados de daño medio para las clases de vulnerabilidad comprendidas entre la A y la F, para los diferentes intervalos de pertenencia (Figura 5-2). Es decir, por ejemplo, para la clase C, los μ_D de C⁻, C, C⁺ y C⁺⁺.

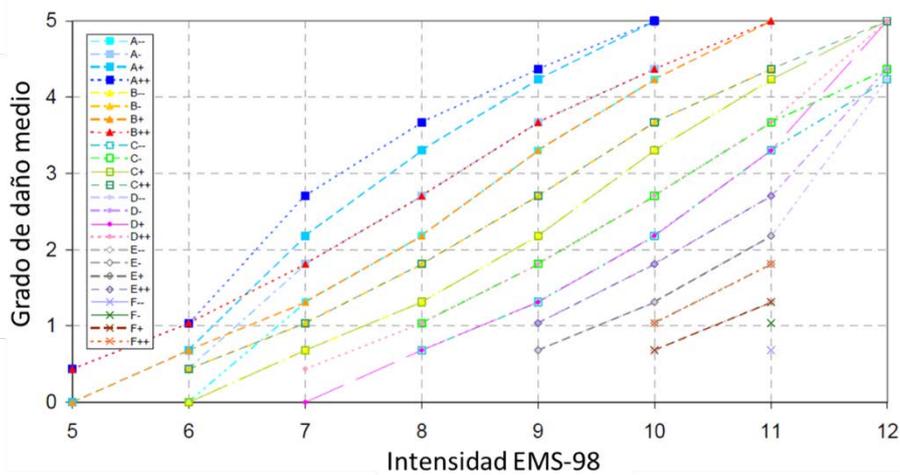


Figura 5-2. Grados de daño medio para los intervalos de pertenencia para las clases de vulnerabilidad (Milutinovic y Trendafiloski, 2003).

Los índices de vulnerabilidad

El siguiente paso es definir la pertenencia de un edificio a una clase específica de vulnerabilidad, mediante un **índice de vulnerabilidad**. En principio, los valores de este índice son arbitrarios y representan sólo puntuaciones, frecuentemente definidas a partir de criterio experto, y que cuantifican el comportamiento sísmico del edificio. El índice de vulnerabilidad oscila entre 0 y 1, siendo los valores cercanos a uno los que corresponden a los edificios más vulnerables, mientras que los valores cercanos a cero corresponden a los menos vulnerables; es decir, a aquellos edificios diseñados con un alto grado de protección sísmica (*High Code*).

En correspondencia con los límites de los grados de daño medio, las funciones de pertenencia a cada una de las seis clases de vulnerabilidad se definen, también de forma difusa, con funciones de pertenencia, definidas mediante unos rangos *plausibles* ($\chi=1$) y *posibles*, que definen la transición entre dos clases de vulnerabilidad adyacentes, ahora mediante índices de vulnerabilidad. La Tabla 5-2 muestra estos índices de vulnerabilidad.

Tabla 5-2. Índices de vulnerabilidad asociados a las funciones de pertenencia a cada clase de vulnerabilidad. Véase también Figura 5-3.

		Clases de vulnerabilidad					
		A	B	C	D	E	F
Límites V_I	V_I^-	0.78	0.62	0.46	0.30	0.14	-0.2
	V_I^-	0.86	0.70	0.54	0.38	0.22	0.06
	V_I^+	0.94	0.78	0.62	0.46	0.30	0.14
	V_I^{++}	1.02	0.86	0.70	0.54	0.38	0.22

La Figura 5-3 presenta estas funciones de pertenencia, también en función de índices de vulnerabilidad.



Funciones de vulnerabilidad

El método define también funciones semi-empíricas de vulnerabilidad que correlacionan el grado de daño medio μ_D la intensidad macrosísmica I y el índice de vulnerabilidad V_I . Estas funciones se han determinado de forma que ajustan las relaciones entre los índices de vulnerabilidad y los correspondientes grados de daño medio, μ_D , de la Figura 5-2, ajustados al salvar la incompletitud de las DPM disponibles en la EMS-98 (Milutinovic y Trendafiloski, 2003). La siguiente ecuación define esta función:

$$\mu_D = 2.5 \left[1 + \tanh \left(\frac{I + 6.25 V_I - 13.1}{2.3} \right) \right] \quad (5-4)$$

El manual técnico de Risk-UE propone índices de vulnerabilidad específicos para los edificios considerados en su matriz de tipologías. Para cada tipo de edificio, considera hasta 4 índices. El más probable ($\chi=1$), el posible ($\chi=0.6$) y el menos probable ($\chi=0.2$) de esta forma, para cada tipo de edificio se calculan los siguientes índices de vulnerabilidad:

- V_I^* es el valor más probable del índice de vulnerabilidad.
- $[V_I^-; V_I^+]$ definen el intervalo plausible del índice de vulnerabilidad. Estos valores suelen ser aquellos en los que la función de pertenencia vale 0.5.
- $[V_I^{\min}; V_I^{\max}]$ son los límites inferior y superior de los índices de vulnerabilidad que se consideraran posibles.

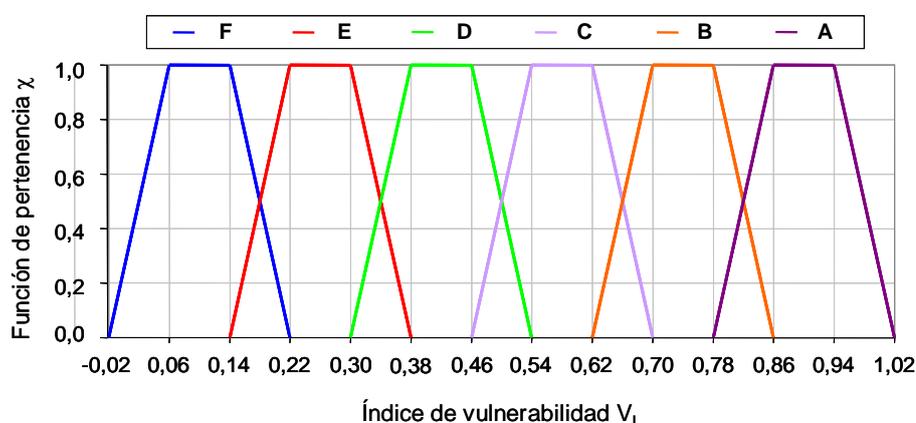


Figura 5-3. Funciones de pertenencia a las clases de vulnerabilidad. (Véase también la Tabla 5-2).

La Tabla 5-3 muestra las tipologías de edificios, caracterizadas por su índice de vulnerabilidad correspondiente; la Figura 5-4 presenta ejemplos de funciones de vulnerabilidad medias para los tipos de edificios M1.1, M1.3, M4, RC-5, RC-6, S3, S4 y W. Estas funciones relacionan la Intensidad con el daño para las diferentes tipologías de la matriz de tipos de edificios de Risk-UE.

5.2.2 Análisis práctico de vulnerabilidad

Procesado de los datos disponibles

Para asignar los índices de vulnerabilidad, conviene tener en cuenta cualquier base de datos disponible que haga referencia a los edificios, clasificando la información útil desde un punto de vista geográfico y consistente.

La Tabla 5-4 esquematiza el procedimiento para la recopilación y procesado de los datos disponibles y de la asignación de la vulnerabilidad. Tal como se indica en la Tabla 5-4, debe considerarse todo el conocimiento sobre vulnerabilidad observada, así como sobre las técnicas de construcción tradicional. La distribución, la cantidad y la calidad de la información disponible influyen en todos los parámetros involucrados en el análisis de vulnerabilidad. En esta Tabla 5-4 ya se anticipan una serie de incremen-

tos/decrementos de vulnerabilidad mediante modificadores, como por ejemplo los regionales, ΔV_R , y los de comportamiento, ΔV_M . Estos modificadores se describen más abajo.

Tabla 5-3. Índices de vulnerabilidad propuestos para los edificios de la Matriz de tipologías de Risk-UE. (Milutinovic y Trendafiloski, 2003). Véase explicación en el texto y la Figura 5-3.

Tipología	Descripción	Índices de vulnerabilidad				
		V_i^{\min}	V_i^-	V_i^*	V_i^+	$V_i^{\text{Máx}}$
M1.1	Cascotes y piedras (Rubble stone, fieldstone)	0.62	0.81	0.873	0.98	1.02
M1.2	Piedra sencilla (Simple stone)	0.46	0.65	0.74	0.83	1.02
M1.3	Sillería (Massive stone)	0.3	0.49	0.616	0.793	0.86
M2	Adobe (Adobe)	0.62	0.687	0.84	0.98	1.02
M3.1	Suelos de madera (Wooden slabs)	0.46	0.65	0.74	0.83	1.02
M3.2	Paredes de mampostería (Masonry vault)	0.46	0.65	0.776	0.953	1.02
M3.3	Forjados mixtos de acero y mampostería (Composite steel and masonry slabs)	0.46	0.527	0.704	0.83	1.02
M3.4	Forjados de losas de hormigón armado (Reinforced concrete slabs)	0.3	0.49	0.616	0.793	0.86
M4	Muros de mampostería confinados o reforzados. (Reinforced or confined masonry walls)	0.14	0.33	0.451	0.633	0.7
M5	Totalmente reforzada (Overall strengthen)	0.3	0.49	0.694	0.953	1.02
RC1	Estructura de Hormigón (Concrete Moment Frames)	-0.02	0.047	0.442	0.8	1.02
RC2	Muros de cortante de hormigón (Concrete shear walls)	-0.02	0.047	0.386	0.67	0.86
RC3.1	Muros de relleno regulares (Regularly infilled walls)	-0.02	0.007	0.402	0.76	0.98
RC3.2	Estructuras irregulares (Irregular frames)	0.06	0.127	0.522	0.88	1.02
RC4	Sistemas duales de Hormigón armado (RC Dual systems - RC frame and wall)	-0.02	0.047	0.386	0.67	0.86
RC5	Hormigón precolado (Precast Concrete Tilt-Up Walls)	0.14	0.207	0.384	0.51	0.7
RC6	Estructuras de hormigón precolado, muros de cortante de hormigón (Precast C. Frames, C. shear walls)	0.3	0.367	0.544	0.67	0.86
S1	Estructuras de acero (Steel Moment Frames)	-0.02	0.467	0.363	0.64	0.86
S2	Estructuras atirantadas de acero (Steel braced Frames)	-0.02	0.467	0.287	0.48	0.7
S3	Metálicas con relleno de mampostería (Steel frame + unreinforced masonry. infill walls)	0.14	0.33	0.484	0.64	0.86
S4	Metálicas con muros de cortante de hormigón (Steel frame + cast-in-place shear walls)	-0.02	0.047	0.224	0.35	0.54
S5	Sistemas compuestos de metal y Hormigón armado (Steel and RC composite system)	-0.02	0.257	0.402	0.72	1.02
W	Estructuras de madera (Wood structures)	0.14	0.207	0.447	0.64	0.86



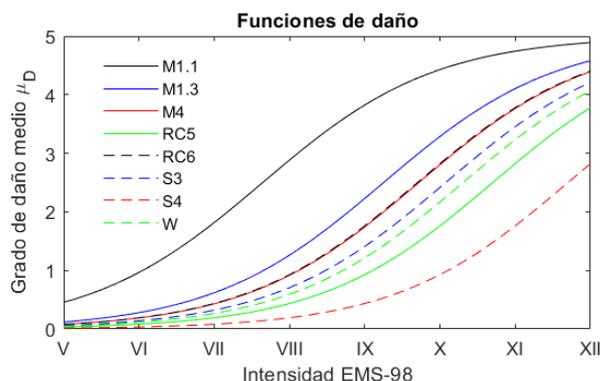


Figura 5-4. Funciones semi-empíricas de vulnerabilidad. (Véase también la ecuación (5-4) y explicación en el texto).

Identificación directa e indirecta de tipologías

Cuando se pueda identificar directamente la tipología de un edificio dentro de la BTM, los valores del índice de vulnerabilidad (V_I^* , V_I^- , V_I^+ , V_I^{\min} , V_I^{\max}) se asignan, de forma unívoca, de acuerdo a la propuesta de la Tabla 5-3.

Tabla 5-4. Procedimiento para el procesado de los datos disponibles.

	Características de los datos		Consecuencias
Geográfica	Unidad mínima del levantamiento	Edificio único Conjunto de edificios	Unidad mínima de referencia para la evaluación de V_I .
	Unidad mínima geo-codificada.	Edificio único. Conjunto de edificios.	Unidad mínima para la representación del daño y de los escenarios.
Calidad	Origen de los datos.	Levantamiento específico con el propósito de análisis de vulnerabilidad. Otros orígenes	ΔV_f
	Consistencia de los datos.	Identificaciones tipológicas. Identificación de modificadores de comportamiento	V_I ΔV_M
Conocimiento preexistente.	Vulnerabilidad observada.		ΔV_R
	Juicio experto.		

Si los datos disponibles no son suficientes para realizar una identificación directa, puede resultar útil definir categorías más generales, basándose en la experiencia y en el conocimiento de las costumbres y tradiciones constructivas. Entonces, para cada categoría, los valores del índice de vulnerabilidad (V_I^* , V_I^- , V_I^+ , V_I^{\min} , V_I^{\max}) se evalúan como un promedio ponderado por los porcentajes de los diferentes tipos de edificios que se consideran en la categoría considerada.

$$V_{I(CAT_i)}^* = \sum_t p_t V_{I(BTM_i)}^* \quad (5-5)$$

donde p_t es la razón de edificios incluidos dentro de la categoría CAT_i , supuesto que pertenecen a un determinado tipo de edificio de la BTM (BTM_i).

Modificador regional de vulnerabilidad ΔV_R

El Factor de Vulnerabilidad Regional, ΔV_R , se introduce para considerar la calidad particular de determinados tipos de edificios a nivel regional. Este factor modifica el índice de vulnerabilidad V_I^* ba-



sándose en el juicio experto o considerando la vulnerabilidad observada (véase Tabla 5-4). La corrección regional ΔV_R puede introducirse también haciendo referencia a la tipología o a la categoría.

Modificadores por comportamiento ΔV_m

Existen diversos métodos que evalúan la vulnerabilidad mediante un valor medio ponderado, o a partir de la suma de puntuaciones parciales, para obtener una puntuación global. En la práctica, estos métodos equivalen a la propuesta de un índice de vulnerabilidad. Véase, por ejemplo, ATC-21 (1998), GNDT (1993) y CNR-ITC (2007) . Se propone aquí un procedimiento que es conceptualmente similar a estos métodos, y que consiste en introducir modificadores por comportamiento. Estos modificadores ya se han anticipado en la Tabla 5-4. La Tabla 5-5 y la Tabla 5-6. muestran las propuestas de modificadores del índice de vulnerabilidad, respectivamente para edificios de mampostería y de hormigón armado. La puntuación total, que modifica el índice de vulnerabilidad característico, V_I^* , puede evaluarse, para cada edificio particular, simplemente sumando todas las puntuaciones de los modificadores; es decir:

$$\Delta V_m = \sum_k (V_m)_k \quad (5-6)$$

Para un conjunto de edificios, suponiendo que pertenecen a una cierta tipología, las contribuciones de cada factor individual se suman, ponderando por las razones de los edificios del conjunto:

$$\Delta V_m = \sum_k r_k V_{m,k} \quad (5-7)$$

donde r_k es la razón de edificios caracterizados por el factor modificador k con una puntuación $(V_m)_k$.

Índice de vulnerabilidad total

Finalmente, el índice de vulnerabilidad total, \bar{V}_I , se calcula, como la suma del índice básico V_I^* y los modificadores regionales y de comportamiento, mediante la siguiente ecuación:

$$\bar{V}_I = V_I^* + \Delta V_R + \Delta V_m \quad (5-8)$$

Evaluación del intervalo de incertidumbre ΔV_f

El conocimiento de información adicional limita la incertidumbre del comportamiento del edificio. Por lo tanto, es aconsejable no solo modificar el valor más probable sino también reducir el intervalo de valores representativos. Este objetivo se alcanza modificando las funciones de pertenencia mediante una función de filtro (f) centrada en el valor más probable (V_{Idef}), dependiendo de la anchura de la función filtro ΔV_f . La anchura ΔV_f depende del tipo de datos disponibles para el análisis de la vulnerabilidad (ver Tabla 5-7). Los límites superior e inferior del rango significativo de comportamiento pueden evaluarse como sigue:

$$V_{I\sup} = \bar{V}_I + \Delta V_f \quad (5-9)$$

$$V_{I\inf} = \bar{V}_I - \Delta V_f \quad (5-10)$$

Entonces V_{Idef} se calcula como sigue:

$$V_{Idef} = \max(V_{I\inf}; V_i^{\min} + \Delta V_f) \quad (5-11)$$

$$V_{Idef} = \min(V_{I\sup}; V_i^{\max} - \Delta V_f) \quad (5-12)$$

donde V_i^{\min}, V_i^{\max} son los límites de las funciones de pertenencia.



Tabla 5-5. Puntuaciones propuestas para los modificadores V_m del índice de vulnerabilidad por comportamiento para los edificios de mampostería.

Factores de comportamiento	Parámetros	Puntuaciones
Estado de conservación	Buen mantenimiento	-0,04
	Mal mantenimiento	+0.04
Altura o número de pisos	Bajo (<i>Low-rise</i>) (1 o 2)	-0.02
	Mediano (<i>Mid-rise</i>) (3, 4 o 5)	+0.02
	Alto (<i>High-rise</i>) (6 o más)	+0.06
Sistema estructural	Espesor de los muros	-0,04 ÷ +0,04
	Distancia entre paredes	
	Conexión entre las paredes (Barras de unión (<i>tie-rods</i>), soportes en las esquinas (<i>angle bracket</i>))	
	Conexión horizontal estructura-muros	
Piso blando	Demolición/ Transparencia, diáfana	+0.04
Irregularidad	Irregularidad en planta	+0.04
	Irregularidad en altura	+0.02
	Pisos superpuestos	+0.04
Tejado	Peso del tejado y acometida del tejado	+0.04
	Conexiones con el tejado	
Intervenciones de Reparación		-0,08 ÷ +0,08
Dispositivos antisísmicos	(<i>Barbican</i>), Láminas de refuerzo (<i>Foil arches</i>), Contrafuertes (<i>Buttresses</i>)	
Edificios en conjuntos: posición	Medio	-0.04
	Esquina	+0.04
	Frontal (<i>Header</i>)	+0.06
Edificios en conjuntos: elevación	Pisos escalonados	+0.02
	Edificios de altura diferente	-0,04 ÷ +0,04
Fundamentos	Fundamentos a diferentes niveles	+0.04
Morfología del suelo	Pendiente	+0.02
	Acantilado	+0.04

5.3 Resumen y discusión

En este capítulo se han descrito los principales métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica y funciones de daño esperado, en los que, tanto los edificios, vulnerabilidad, como las acciones sísmicas, se definen mediante un sólo parámetro.

El terremoto (la acción sísmica)

El terremoto se define mediante un sólo parámetro; en este caso, se han usado ejemplos de definición de vulnerabilidad y daño, basados en las escalas MSK-64, la de Mercalli modificada (MM) y la europea (EMS-98). Eventualmente pueden usarse fórmulas empíricas que permiten usar otros parámetros como, por ejemplo, la aceleración pico (PGA, *Peak Ground Acceleration*).

El edificio (las matrices tipológicas)

Un aspecto muy importante en los métodos de evaluación de la vulnerabilidad y el daño sísmico esperado, es la matriz tipológica (BTM, *Building typology Matrix*). En este sentido, la de la escala MSK-64, es muy sencilla y está constituida por sólo tres tipos de edificios: A (adobe o tapial), B (mampostería) y C (hormigón armado). Para comprender esta simplicidad, téngase en cuenta que, aunque el primer edificio de hormigón armado en España es el edificio del molino de trigo “*La Ceres*”, construido en 1900, en el muelle de la Merced, en Bilbao (Domouso de Alba, 2015), el uso masivo del hormigón en edificios residenciales en España no es hasta los años 50-60 del siglo XX (Díaz-Gómez et al. 2015).



Tabla 5-6. Puntuaciones propuestas para los modificadores de comportamiento, V_m , del índice de vulnerabilidad, para los edificios de hormigón armado.

Factores de comportamiento	Nivel de diseño sismo resistente			
	Pre o código de nivel bajo (<i>Pre-or Low-Code</i>)	Código de nivel medio (<i>Medium-code</i>)	Código de nivel alto (<i>High-Code</i>)	
Nivel de Código	+0,16	0	-0,16	
Mal mantenimiento	+0.04	+0.02	0	
Número de pisos	Bajo (1 ó 2)	-0,04	-0,04	
	Medio (3, 4 ó 5)	0	0	
	Alto (6 ó más)	+0,08	+0,06	+0,04
Irregularidad en planta	Forma	+0.04	+0.02	0
	Torsión	+0.02	+0.01	0
Irregularidad vertical		+0.04	+0.02	0
Columna corta		+0.02	+0.01	0
Ventanas en arco (<i>Bow windows</i>)		+0.04	+0.02	0
Edificios en conjuntos (con juntas asísmicas insuficientes)		+0,04	0	0
Fundamentos	Vigas (<i>Beams</i>)	-0,04	0	0
	Vigas conectadas (Connected Beams)	0	0	0
	Apoyo aislado (Isolated Footing)	+0,04	0	0
Morfología del suelo	Pendiente	+0.02	+0.02	+0.02
	Acantilado	+0.04	+0.04	+0.04

Tabla 5-7. Valores para los intervalos de confianza del índice de vulnerabilidad ΔV_f .

V_f	Tipología/Categoría	Edificio aislado		Grupo de edificios	
		No existe una base de datos específica		0.08	
		Datos levantados con el propósito de análisis de vulnerabilidad sísmica		0.04	

Por otra parte, la construcción de estructuras porticadas metálicas, con aplicaciones iniciales en edificios residenciales en España a mediados del siglo XIX, no llegó a tener una implantación significativa en edificios residenciales en Europa (Díaz-Gómez et al. 2015). Así a mediados del siglo XX, estos tres eran los tipos de edificios más dominantes en edificios residenciales. En la segunda mitad del siglo XX los materiales y técnicas usadas en los edificios se diversifica, dando lugar a una notable diversidad de materiales y tipos estructurales. Esta diversidad ya queda recogida en la matriz tipológica de la escala EMS-98, (Tabla 4-9); la Tabla 5-5 y la Tabla 5-6 ponen de manifiesto la creciente complejidad de la matrices tipológicas a finales del siglo XX. Ya en 1985, el ATC-13 propone funciones de daño para 91 clases de instalaciones en relación a la ingeniería sísmica, 40 de las cuales se refieren a edificios (ATC-13, 1985).

El edificio (La vulnerabilidad sísmica)

En los métodos de nivel bajo (LM0) la vulnerabilidad se define mediante una clase; A, B o C en la MSK, una letra (de la A, a la F), en la EMS-98 y mediante una clase de instalación (*Facility Class, FC*), incluyendo edificios y otras instalaciones y servicios, en el método ATC-13. En los métodos de primer nivel, LM-I, la vulnerabilidad sísmica ya se define mediante un índice, que suele tomar valores en un rango predefinido: 0-1 en general, ó 0-100 cuando se dan en porcentaje; en casos particulares pueden usarse otros valores límite. Por otra parte, frecuentemente se permiten valores mayores que 1,



ó, en su caso, mayores que 100, y menores que 0, para considerar, respectivamente, por ejemplo, edificios fuera de rango por su vulnerabilidad altísima (valores mayores que 1) o por su alto nivel de seguridad, como por ejemplo edificios con un alto nivel de diseño y construcción sismoresistente o con protección antisísmica. En este sentido, es frecuente bonificar o penalizar la vulnerabilidad de un edificio en función de su periodo constructivo, considerando la existencia o no, de normativas o regulaciones constructivas que permitan esperar una mayor resistencia o protección sísmicas. Así, por ejemplo, en España, en los años 60, ya aparecen una norma de edificación (MV-101 1963) y una norma sísmica (PGS-1 1968). El año 1974 se constituye la Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes y se aprueba la norma PDS-1 (1974) y en el año 1988 se publica la “Norma Básica de la Edificación NBE-AE/88. Acciones en la edificación” (NBE-AE-88 1998); en 1995 se aprueba la norma sísmica NCSE-94 (1995) y la Directriz Básica de “Planificación de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico” (Ministerio del Interior 1995). Todas estas regulaciones contribuyen a disminuir la vulnerabilidad de los edificios.

El daño esperado

La relación entre la acción sísmica y el edificio se establece mediante matrices de probabilidad de daño (DPM, *Damage Probability Matrices*) y curvas de daño. Para ello se definen los estados de daño, que engloban dentro de categorías, los niveles esperados de degradación de los edificios. Las escalas de intensidad MSK-64 y EMS-98, postulan 5 estados o grados de daño no nulo, describiendo, claramente, incluso gráficamente, como en la escala EMS-98, las características que permiten situar el edificio dañado dentro de estos niveles predefinidos.

Discusión

Los métodos de nivel 1, recogen la simplicidad de las descripciones de daños de las escalas de intensidad macrosísmica, para desarrollar métodos expeditos que permiten caracterizar el sismo y el edificio de forma sencilla. La principal virtud de estos métodos es que permiten una estimación rápida de la calidad resistente de los edificios y de los daños esperados. Así sabemos que intensidades de IV, no causan daño, pero pueden asustar a la población, que intensidades de V y VI no deberían causar daño, aunque pueden dañarse los edificios de menor calidad. Escenarios preocupantes pueden aparecer a partir de intensidades VII. Para estos escenarios en zonas urbanas vulnerables podemos tener problemas de edificios residenciales que hay que desalojar con el consiguiente problema de personas sin hogar que hay que gestionar; para una intensidad de VIII, empiezan a sufrir también las líneas vitales, es decir conducciones de agua, luz, gas, entre otras, enterradas superficialmente, Intensidades de VIII y superiores ya dan lugar a escenarios catastróficos. El método de nivel 1 (LM-I) o del índice de vulnerabilidad es, además un método versátil, que permite modificar los índices de vulnerabilidad básicos, mediante características específicas de edificios de la misma tipología constructiva. Además, cuando se aplica a grandes colecciones de edificios en entornos urbanos, permiten obtener escenarios que en promedio son robustos y fiables, siendo muy útiles para proveer información valiosa para el diseño e implementación de planes de emergencia sísmica y la detección de sectores urbanos con una mayor vulnerabilidad. Como contrapartida, aunque para edificios individuales da una idea rápida de su vulnerabilidad y daño esperado, su fiabilidad es menor. En estos casos de evaluación de edificios individuales, sobre todo para casos especiales como son los edificios de particular importancia o los edificios esenciales, es preferible pensar en métodos más avanzados basados en descripciones espectrales de sismos y edificios o, incluso, cuando los objetivos del estudio lo justifiquen ir a métodos que definen el edificio mediante modelos estructurales completos y las acciones sísmicas mediante acelerogramas y el uso de sofisticados programas de cálculo dinámico no lineal que pretende reproducir la realidad del encuentro del edificio con el sismo. Para hacernos una idea, si pensamos que una ciudad como Barcelona tiene del orden de 70 000 edificios, el método del índice de vulnerabilidad permite asignar un índice individualizado, edificio por edificio, los métodos espectrales aplicados hasta la fecha se han basado en 6 edificios tipo; concretamente de edificios de mampostería y de hormigón armado, de baja, mediana y gran altura. Para estudios masivos en entornos urbanos, no se justifica el uso de métodos basados en análisis dinámicos no lineales. El método de nivel II, basados en técnicas espectrales y los métodos avanzados se abordan en los capítulos siguientes.



6 Método basado en el espectro de capacidad (LM-II)

6.1 Introducción

El método del espectro de capacidad (*Capacity Spectrum Method*, CSM) fue desarrollado en el marco del diseño sísmico basado en prestaciones (*Performance-Based seismic design*, PBSO). El propósito del PBSO es proporcionar una evaluación realista de la forma en que un edificio o estructura se va a comportar cuando se vea sometido a acciones sísmicas. Así, un elemento central del PBSO es el método del espectro de capacidad (*Capacity Spectrum Method*, CSM), que fue introducido en 1975 (Freeman et al. 1975) y se fundamenta en curvas y espectros de capacidad. Freeman (2004) revisa el desarrollo del CSM. Básicamente, el método consiste en comparar la capacidad de la estructura con la demanda sísmica. La capacidad de la estructura se cuantifica mediante curvas y espectros de capacidad, obtenidos a partir de un análisis pushover, y la demanda sísmica se cuantifica mediante el espectro de respuesta. El nivel de exigencia que la estructura necesitará cuando sufra el sismo, se cuantifica cruzando ambos espectros: el de capacidad y el de demanda. En 1996, el estado de California recomendó al *Applied Technology Council* (ATC) el desarrollo de directrices para la evaluación sísmica y readaptación o mejora (*retrofit*) de los edificios de hormigón, que habían sido diseñados y construidos según estándares de diseño sísmico anteriores. El CSM fue seleccionado como procedimiento adecuado en el documento ATC-40 (1996) y fue mejorado en documentos posteriores. Más tarde, la metodología HAZUS (FEMA 2020) usó el CSM para crear una metodología para evaluar el riesgo sísmico en los Estados Unidos; a este método de análisis de riesgo usando curvas y espectros de capacidad lo denominamos método basado en el espectro de capacidad (*Capacity Spectrum Based Method*, CSBM). El Proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) se inspiró en la metodología Hazus para implementar un método, que fue llamado de nivel 2 (*Level method 2*, LM-II), con el propósito de aplicar el CSBM al análisis de riesgo sísmico en ciudades europeas. Este capítulo se dedica al CSBM tal como se formuló en el proyecto Risk-UE. Lantada (2007) aplicó la metodología Risk-UE a la ciudad de Barcelona (ver también Lantada et al. (2009, 2010), Irizarry et al. (2011) y Barbat et al. (2009).

Un primer apartado, muy breve, se dedica al análisis modal, que permite determinar las frecuencias y las formas modales de un edificio. El análisis modal constituye un paso previo para valorar la adecuación de la aplicación del CSBM. Después se hace una revisión del análisis estático no lineal, es decir, del CSM, que incluye, la construcción de curvas y espectros de capacidad y su forma bilineal. Un tercer apartado se dedica a la determinación del punto que, para un sismo concreto, definido mediante su espectro de respuesta, define el desplazamiento y aceleración espectrales del edificio. Este crítico punto se obtiene cruzando los espectros de capacidad del edificio y el de demanda que es el espectro de respuesta del sismo, eventualmente reducido por el comportamiento no lineal del edificio. Se trata del punto conocido como “*performance point*” en inglés y que, frecuentemente, se ha traducido como punto de desempeño o punto de funcionamiento. Aquí llamaremos a este punto, *punto de capacidad por demanda*. Recuérdese que este punto de exigencia de desplazamiento determina el nivel de daño y de prestaciones del edificio después del sismo. El capítulo se cierra con un ejemplo práctico y con una sección dedicada a discusión y conclusiones. Un anexo resume los principales pasos para una aplicación expedita del método.

6.2 El análisis modal

Los edificios sometidos a acciones dinámicas débiles se comportan como sistemas lineales con muchos grados de libertad. En el Capítulo 3 hemos visto cómo el espectro de respuesta, por ejemplo, de aceleración, se define como la aceleración máxima de la respuesta de un sistema lineal de un grado de libertad. Este sistema queda totalmente definido por su masa, rigidez y amortiguamiento, o, de forma equivalente, por su frecuencia propia y su fracción de amortiguamiento crítico. Las ecuaciones (3-1), (3-2) y (3-3) describen la ecuación del movimiento. A pesar de la complejidad de las construcciones y edificios, en muchos casos, sobre todo cuando los edificios son regulares en geometría y en distribu-



ción de masas y rigideces, su respuesta dinámica puede modelarse de forma matricial, como un sistema lineal de muchos grados de libertad, mediante la siguiente ecuación:

$$M \ddot{X}(t) + C \dot{X}(t) + K X(t) = -M J a(t) = F(t) \quad (6-1)$$

M , C y K son, respectivamente, las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez. Estas matrices son de dimensión $N \times N$, siendo N el número de grados de libertad, o el número de plantas. J es un vector columna unitario de dimensión N y $X(t)$ es también un vector columna, también de dimensión N , que tiene como componentes los desplazamientos de cada grado de libertad, o, en este caso, los desplazamientos de cada planta. $a(t)$ es la aceleración en la base del edificio y, así, $F(t)$ es también un vector columna de dimensión N . Explicaciones más detalladas sobre las definiciones y construcción de estas matrices, pueden hallarse en muchos textos de dinámica de estructuras. Aquí se ha seguido la monografía ACHE (2020). La ecuación (6-1) se refiere a modelos bidimensionales. Para edificios tridimensionales, “razonablemente” regulares, se analizan modelos ortogonales independientes.

Las características propias de la estructura se obtienen, ahora, considerando oscilaciones libres no amortiguadas. En este caso, la ecuación (6-1) queda:

$$M \ddot{X}(t) + K X(t) = 0 \quad (6-2)$$

Si suponemos una solución armónica de la forma: $X(t) = X e^{i(\omega t + \varphi)}$, donde X es un vector con las amplitudes de los movimientos en cada planta, la ecuación (6-2) queda:

$$(K - \omega^2 M)X = 0 \quad (6-3)$$

que constituye un problema de obtención de autovalores y autovectores. De esta forma, se obtienen N autovalores ω_i^2 ($i = 1 \dots N$), que representan las frecuencias propias de vibración de la estructura. La frecuencia más baja, ω_1 , se llama frecuencia fundamental. Además, cada autovalor, lleva asociado un autovector, X_i , que se denomina modo de vibración. Es frecuente usar los modos normalizados que se definen de la siguiente manera:

$$\phi_i = \frac{X_i}{X_{i,1}} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \phi_{i,2} \\ \phi_{i,3} \\ \vdots \\ \phi_{i,N} \end{Bmatrix} \quad (6-4)$$

Otros parámetros importantes cuando se aborda la respuesta dinámica de edificios con muchos grados de libertad, mediante técnicas simplificadas, son los factores de participación modal PF_m y los coeficientes modales de masa α_m . Estos parámetros se definen mediante la siguiente ecuación (ATC-40, 1996):

$$PF_m = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}^2) / g} \right]; \quad \alpha_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}^2) / g \right]} \quad (6-5)$$



En esta ecuación w_i / g es la masa del piso i y ϕ_{im} es la amplitud del modo m en el piso i . Estos factores de participación modal y coeficientes modales de masa dan una idea de las contribuciones de cada modo a la respuesta dinámica global del edificio.

6.3 El análisis estático no lineal (*Pushover*)

El análisis estático no lineal, conocido como análisis *pushover*, es una herramienta numérica que simula la aplicación de una carga incremental al edificio de acuerdo a un patrón de fuerzas predeterminado. Se suelen considerar dos variables de control, que son el desplazamiento, δ , en el techo de la estructura y la fuerza de cortante, F , en la base del edificio.

6.3.1 La curva de capacidad

La relación entre δ y F se conoce como *curva de capacidad*. En el apartado 2.4.2 del capítulo 2, la Figura 2-3b muestra una curva de capacidad. Como se ha visto allá, el punto de capacidad última, (δ_u, F_u) , tiene una importancia especial en la estimación de la vulnerabilidad sísmica y del daño esperado, por lo que es muy importante el criterio o criterios para su determinación. Además, el análisis *pushover* se suele suspender cuando la estructura alcanza cierto límite de desplazamiento o de máxima deriva de piso. Otra manera de definir el límite de la carga última es a partir de la degradación de la resistencia lateral de la estructura. En estos casos, suele fijarse el final del espectro de capacidad cuando el cortante en la base ha decrecido un determinado porcentaje. Obviamente, en estos casos es necesario utilizar modelos constitutivos más sofisticados que el elasto-plástico.

Desde la formulación inicial del CSM, el método ha ido incorporando modificaciones y mejoras, orientadas a una mejor definición de los patrones de las fuerzas laterales y de su aplicabilidad a estructuras que, debido a su irregularidad, el análisis de la respuesta estructural requiere incorporar modos superiores. Así, por ejemplo, Satyarno (1999) propuso el *análisis estático no lineal incremental adaptativo*, en el que, el patrón de carga lateral aplicado, se actualiza en cada paso incremental, considerando la frecuencia fundamental correspondiente a la rigidez tangente de la estructura. El *pushover adaptativo* está incorporado en el programa de análisis estructural Ruaumoko 2D (Carr, 2000).

6.3.2 El espectro de capacidad

De acuerdo al procedimiento del ATC-40 (1996) (véase también FEMA-273 1997 y FEMA-440 2005), el espectro de capacidad, en formato aceleración espectral, S_a , desplazamiento espectral, S_d , (S_a-S_d) , se obtiene a partir de la curva de capacidad en formato fuerza de cortante en la base, F , desplazamiento en el techo δ , (F, δ) mediante la siguiente ecuación:

$$S_d = \frac{\delta}{PF_1}; \quad S_a = \frac{F}{W\alpha_1} \quad (6-6)$$

W es el peso total del edificio y los factores PF_1 y α_1 se han definido en la ecuación (6-5). Para el caso de la curva de capacidad de la Figura 2-3b, $PF_1 = 1.2$ y $\alpha_1 = 0.94$. Obsérvese cómo el modo fundamental representa el 94% de la masa del edificio. Además, el hecho de que el paso de la curva al espectro de capacidad es un sencillo cambio de escala en abscisas y en ordenadas, en la misma Figura 2-3b se ha representado el espectro de capacidad (ejes de la derecha, S_a , en unidades de g , y eje inferior, S_d , en cm).

6.3.3 La forma bilineal

El espectro o la curva de capacidad pueden ser representados en un formato bilineal. Las condiciones que debe cumplir la forma bilineal del espectro o curva de capacidad son: 1) el área bajo la curva bilineal debe ser igual al área, S , bajo la curva original; 2) las coordenadas del punto de capacidad última (S_{d_u}, S_{a_u}) son las mismas para las dos curvas; 3) como pendiente, m , del tramo inicial de la forma bili-



neal se toma un valor predefinido. Cuando la curva tiene un tramo inicial lineal claro, se suele tomar la pendiente de este tramo como la de la primera rama de la forma bilineal; en otros casos, como por ejemplo en edificios de mampostería no reforzada, donde el tramo lineal inicial puede ser muy corto o inexistente y puede presentarse un endurecimiento en los primeros tramos de la curva de capacidad, se suele tomar una pendiente promedio con base en un criterio experto. Es sencillo demostrar que, bajo estas condiciones, el punto de cedencia, (Sd_y, Sa_y) , que junto con (Sd_u, Sa_u) , definen de forma completa el espectro bilineal, cumplen la siguiente ecuación:

$$Sd_y = \frac{2S - Sd_u Sa_u}{m Sd_u - Sa_u}; \quad Sa_y = m Sd_y \quad (6-7)$$

(Sd_y, Sa_y) , suele llamarse también *punto de cedencia* y (Sd_u, Sa_u) *punto de capacidad última* y, respectivamente, corresponden al punto de inicio de la plastificación y al punto de colapso de la estructura idealizada por el espectro bilineal. El espectro de capacidad y su forma bilineal correspondientes al edificio de la Figura 2-3a se muestran también en la Figura 2-3. Las coordenadas del punto de cedencia (Sd_y, Sa_y) son $(2.36 \text{ cm}, 0.26 \text{ g})$.

6.4 El punto de capacidad por demanda (*Performance point, PP*)

El CSM permite calcular la exigencia de desplazamiento y aceleración que una determinada acción sísmica, normalmente definida mediante su espectro de respuesta elástica 5% amortiguada, va a producir en un edificio o estructura definida mediante su espectro de capacidad. El método se fundamenta en cruzar los espectros de capacidad y de demanda en su formato $Sa - Sd$. En consecuencia, el método requiere caracterizar la demanda sísmica mediante un espectro de respuesta elástica $Sa_e(T)$ que se convierte al formato $Sa_e - Sd_e$. Recuérdese que normalmente se trabaja con pseudoespectros para los que vale la aproximación de bajos amortiguamientos, es decir, $Sa_e = \omega^2 Sd_e$, siendo $\omega = 2\pi / T$. Este formato muestra las aceleraciones espectrales en función de los desplazamientos espectrales y permite superponer los espectros de demanda y de capacidad. El punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda, se conoce como *punto de capacidad por demanda*, y nos referiremos a él como PP de las siglas de su nombre en inglés ("*Performance point*"). El PP representa el punto de máxima solicitud de la capacidad de la estructura por parte de la demanda a que se ve sometida y debe cumplir las siguientes condiciones: i) Debe pertenecer al espectro de capacidad, ya que debe representar la estructura; ii) debe pertenecer al espectro de demanda, que cuando se produce una incursión en el rango no elástico requiere ser reducido a partir del espectro de respuesta lineal.

6.4.1 Obtención práctica del PP

La determinación de este punto no ha estado ausente de controversia y discusión. Ya desde el inicio, cuando se estaba desarrollando el documento ATC-40, surgió la cuestión sobre el uso de espectros de respuesta lineal amortiguada para representar los espectros de respuesta inelástica. Con respecto a este tema, Freeman (2004) observó cómo, ya desde los inicios del PBSD, grupos de investigadores discutían sobre qué detalles y procedimientos de PBSD daban los "*mejores*" resultados. Posteriormente, a finales de los años 90, y a principios de los 2000, hubo investigaciones sobre los méritos de los espectros de respuesta inelásticos y espectros amortiguados equivalentes (sustitutos) y sobre la conveniencia de utilizar espectros amortiguados para representar una respuesta inelástica (Chopra y Goel, 1999; Fajfar, 1998; Judi et al., 2002, entre otros). Chopra y Goel, (1999) concluyeron que el uso de espectros amortiguados puede conducir a resultados menos conservadores que el uso de espectros inelásticos. Por otra parte, el PBSD se limita al modo fundamental de vibración. Para edificios altos o irregulares la participación de modos superiores puede ser significativa y, en estos casos, la validez y oportunidad del CSM es menor.

El informe ATC-40 (1996) describe tres métodos para hallar el PP. En el marco del proyecto Risk-UE, se hace referencia a los métodos del capítulo 8 del ATC-40 y se describen varios métodos, incluyendo la aproximación lineal equivalente, que, aunque es claramente conservativa se ha adoptado aquí por su



simplicidad y facilidad y, sobre todo, por permitir una estimación rápida y eficaz del nivel de daño esperado que, para el propósito de esta guía, se ha considerado adecuada y suficiente a pesar de su conservadurismo. A continuación, se explica el método de obtención del PP y de reducción del espectro de respuesta.

La aproximación de igual desplazamiento (lineal equivalente)

Esta aproximación supone una representación del espectro de capacidad bilineal elástica-perfectamente plástica; se supone que las aceleraciones espectrales del punto de plastificación o cedencia y del punto de capacidad última coinciden, es decir se supone que, para la representación bilineal, $Sa_{UB} = Sa_Y$. Es sencillo verificar que, en este caso, igualando áreas o a partir de la ecuación (6-7), se cumple que:

$$Sd_Y = Sd_U - \sqrt{Sd_U^2 - 2\frac{S}{m}}; \quad Sa_{UB} = Sa_Y = mSd_Y \quad (6-8)$$

Siendo m la pendiente del tramo elástico de la forma bilineal, S la superficie bajo el espectro de capacidad y Sa_{UB} la aceleración espectral última de la forma bilineal elasto-plástica del espectro de capacidad.

En este caso, el desplazamiento de respuesta del edificio debido a una demanda sísmica se estima mediante una técnica sencilla llamada “la aproximación de igual desplazamiento” o “aproximación lineal equivalente”. Esta aproximación se basa en la hipótesis de que el desplazamiento espectral del PP, coincide con el que hubiera ocurrido si la estructura se hubiera comportado de forma completamente elástica. El punto de intersección entre la recta radial correspondiente al periodo de la rama que representa el comportamiento elástico del edificio y el espectro elástico 5% amortiguado, define la aceleración y la demanda de desplazamiento correspondiente a un comportamiento elástico del sistema. Si llamamos (Sd_e, Sa_e) a este punto, se cumple que:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{Sd_Y}{Sa_Y}} = 2\pi \sqrt{\frac{Sd_e}{Sa_e}} \quad (6-9)$$

Donde T_e es el periodo propio del sistema lineal y se expresa en segundos, Sd_Y y Sd_e en cm y, Sa_e y Sa_Y en cm/s^2 . Si, además, tenemos en cuenta el modelo elasto-plástico del espectro de capacidad, concluimos que el punto de capacidad por demanda o punto de desempeño (Sd_{pp}, Sa_{pp}) viene definido como

$$Sd_{pp} = Sd_e; \quad Sa_{pp} = Sa_Y \quad (6-10)$$

La Figura 6-1, muestra el procedimiento de obtención del PP. La Figura 6-1a) muestra el caso en que el espectro de capacidad y el espectro de demanda se cruzan en la zona de comportamiento lineal de la estructura; se ha tomado un PGA de 0.06 g. Para la Figura 6-1b) se ha usado un valor de PGA de 0.16 g y muestra el caso en que el espectro de capacidad y el espectro de demanda se cruzan en la zona de comportamiento plástico, no lineal; Para ambas figuras, el edificio es el catalogado como M3.3-H en la matriz tipológica de POCRISC (Blázquez et al. 2021), que corresponde a edificios de muros de fábrica de ladrillo o bloques de hormigón sin armar con forjados de vigas de acero y bovedillas de cerámica, altos; es decir de 6 ó más pisos y/o alturas superiores a los 15 m. Estos edificios son típicos y frecuentes en Barcelona, Girona y Val d’Aran. La acción sísmica se ha definido mediante el espectro de diseño del eurocódigo 8 (CEN 2004), para sismos pequeños (tipo 2) y para un suelo tipo A. En el caso no lineal, suele ser de interés hallar el espectro de respuesta no lineal. Dependiendo del método para hallar el PP (ATC-40 1996), hay también diversos métodos para calcular los espectros de respuesta no lineal, y entre ellos, la integración directa de las ecuaciones del movimiento, teniendo en



cuenta la no linealidad del sistema. A continuación, se describe el método aquí escogido que está bien descrito en el manual del WP04 del proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003).

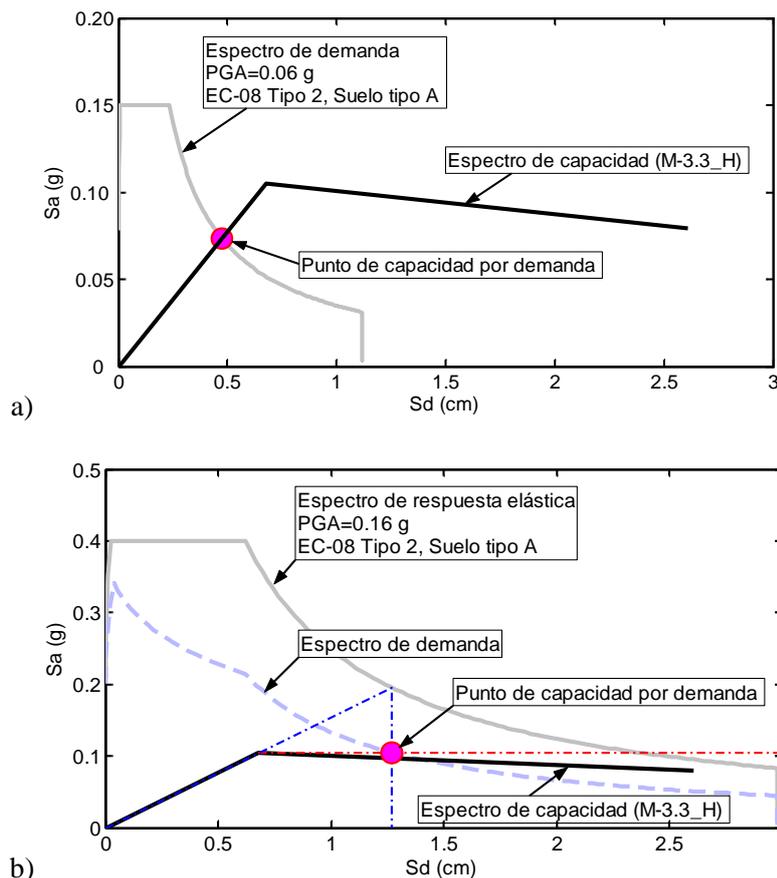


Figura 6-1.
Aproximación lineal equivalente.
(Pujades y Barbat 2007)

6.4.2 Espectros de ductilidad constante. Reducción por inelasticidad

Los espectros de respuesta-no-lineal de aceleración, $Sa_{NL}(T)$, y de desplazamiento, $Sd_{NL}(T)$, para un sistema inelástico de un grado de libertad de una relación fuerza-deformación bilineal, se definen mediante la siguiente ecuación (Vidic et al. 1994).

$$Sa_{NL}(T) = \frac{Sa_e(T)}{R_\mu(T)} \tag{6-11}$$

$$Sd_{NL}(T) = \frac{\mu}{R_\mu(T)} Sd_e(T) = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} Sa_{NL}(T)$$

$Sa_e(T)$ y $Sd_e(T)$ definen el espectro de respuesta elástica, 5% amortiguada; $Sa_{NL}(T)$ y $Sd_{NL}(T)$ definen el espectro de respuesta no lineal; μ es el factor de ductilidad, definido como el cociente entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento del punto de cedencia, Sd_y , del espectro de capacidad; $R_\mu(T)$ es la función factor de reducción de resistencia, que tiene en cuenta la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles. En el PP, la razón entre las aceleraciones espectrales Sa_e y Sa_y , correspondientes, respectivamente, al sistema elástico y al inelástico, cuando el espectro de capacidad se modela como un sistema elasto-plástico perfecto, representa el factor de reducción debido a la ductilidad.

Para una razón de amortiguamiento determinado y un coeficiente de ductilidad predefinido, la función reductora, o factor $R_\mu(T)$, convierte el espectro de respuesta elástico, $Sa_e(T)$, en el correspondiente



espectro no lineal, $Sa_{NL}(T)$. Estos espectros inelásticos, $Sa_{NL}(T)$ ó $Sd_{NL}(T)$, que se definen a partir de un valor predefinido del coeficiente μ , suelen llamarse “espectros de ductilidad constante”.

Cuando la acción sísmica no produce demanda de ductilidad, es decir, cuando la respuesta de la estructura se mantiene en el rango elástico del espectro de capacidad (Figura 6-1a), esta reducción carece de sentido. En los casos en que se produce el comportamiento no lineal, Figura 6-1b, varios autores, ver por ejemplo Fajfar (2002), han propuesto diversas formulaciones para el cálculo de la función reductora, $R_\mu(T)$. Todas ellas conducen a estimaciones que concuerdan razonablemente bien entre ellas. En este estudio, debido a su simplicidad, se aplica la propuesta adoptada en el proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003), que utiliza la representación bilineal de $R_\mu(T)$. Definiendo la demanda de ductilidad del PP, como $\mu_{PP} = Sd_{PP} / Sd_Y$, la siguiente ecuación define $R_\mu(T)$:

$$R_\mu(T) = \begin{cases} \left(\mu_{PP} - 1 \right) \frac{T}{T_C} + 1 & \text{para } T < T_C \\ \mu_{PP} & \text{para } T \geq T_C \end{cases} \quad (6-12)$$

donde T_C es el periodo del movimiento del suelo para el que, en el espectro de respuesta, se produce la transición entre el segmento de aceleración constante y velocidad constante; es decir: T_C en la ecuación (3-28) del capítulo 3. Los valores típicos propuestos para T_C son 0.6 s (Fajfar, 2002) o 0.7 s (Cosenza y Manfredi 1997), y, en nuestro caso, vienen definidos por las formas de los espectros de respuesta elástica utilizados (ver Tabla 3-3).

Si llamamos T_e al periodo propio del edificio, ecuación (6-9), es decir el definido por la pendiente del tramo elástico del espectro de capacidad, de acuerdo con la ecuación (6-12), para los rangos espectrales de aceleración constante ($T_e < T_C$) y de velocidad constante ($T_e \geq T_C$) las demandas de ductilidad

μ_{PP} son:

$$\mu_{PP} = \begin{cases} \left(R_{\mu_{PP}} - 1 \right) \frac{T_C}{T_e} + 1 & \text{si } T_e < T_C \\ \frac{Sd_{PP}}{Sd_Y} = \frac{Sa_e(T_e)}{Sa_Y} = R_{\mu_{PP}}(T_e) & \text{si } T_e \geq T_C \end{cases} \quad (6-13)$$

En la Figura 6-1b) se muestra el espectro inelástico reducido por el método de ductilidad constante. Este procedimiento se sintetiza mediante los siguientes pasos:

- PASO 1: En el espectro de capacidad, se definen las coordenadas (Sd_Y, Sa_Y) del punto de plastificación o de cedencia, (considerando un modelo elasto-plástico perfecto). Ecuación (6-8).
- PASO 2: Se define el periodo T_e de la rama elástica del espectro de capacidad de acuerdo a la ecuación (6-9).
- PASO 3: Se hallan las coordenadas del espectro de respuesta elástico 5% amortiguado correspondientes al periodo T_e : $[Sd_e(T_e), Sa_e(T_e)]$.
- PASO 4: El punto de capacidad por demanda, PP, queda definido por $Sd_{PP} = Sd_e(T_e)$; $Sa_{PP} = Sa_Y$.
- PASO 5: Se calcula el factor de reducción de fuerza $R_{\mu_{PP}}(T_e) = Sa_e(T_e) / Sa_Y$. Ecuación (6-13).
- PASO 6: Se calcula la demanda de ductilidad $\mu_{PP} = Sd_{PP} / Sd_Y$
- PASO 7: Se calcula la función $R_\mu(T)$ de acuerdo a las ecuaciones (6-12).
- PASO 8: Se calcula el espectro de demanda, reduciendo el espectro de respuesta elástica mediante la ecuación (6-11)



Efectivamente este procedimiento es matemáticamente cerrado y sencillo de programar ya que no requiere ninguna representación gráfica ni ningún proceso iterativo.

6.5 Aplicación

En este apartado se reproduce parte del informe de Pujades y Barbat (2008) en el que, el MBSC se aplica a dos tipos de edificios, llamados allá como M3.3 y RC1. Los M3.3 son edificios con muros de fábrica de ladrillo y con forjados de vigas de acero y bovedillas de cerámica. Esta tipología coincide bien con el tipo M3.3 de la matriz tipológica adoptada en POCRISC (Blázquez et al. 2021). Figura 6-2 muestra un edificio existente de esta tipología.

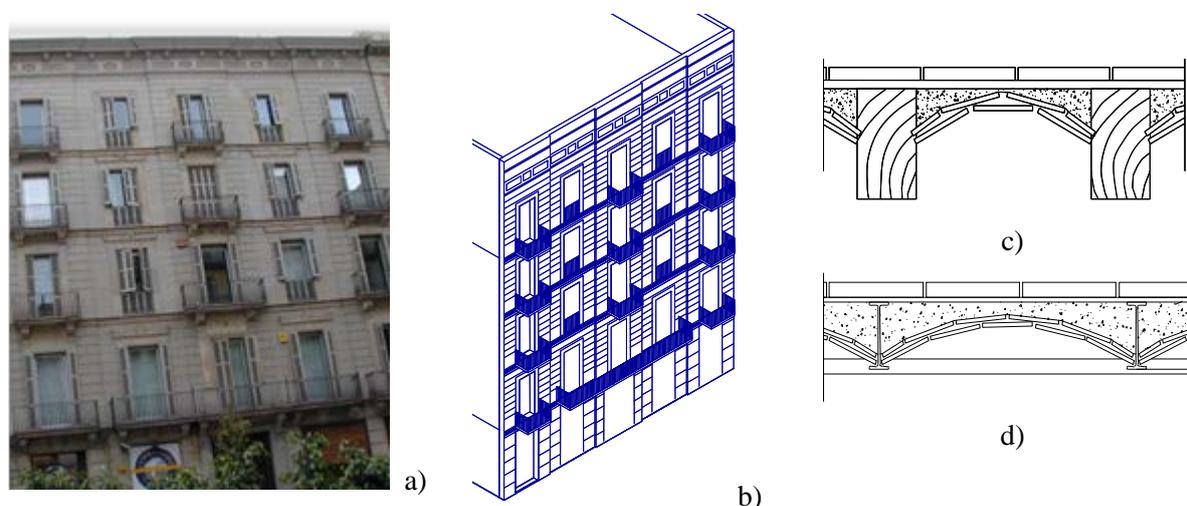


Figura 6-2. Edificio tipo M3.3-M. a) Edificio. b) Modelo estructural, c) forjado con vigas de madera y bovedillas de cerámica. d) Forjado con viguetas metálicas y bovedillas de cerámica.

Los edificios tipo RC1 son edificios de hormigón armado, con forjados reticulares; estos edificios son asimilables a los tipos RC3.4 de la matriz tipológica POCRISC (Blázquez et al. 2021), descritos como edificios con losas aligeradas o macizas sobre pilares de hormigón. Los edificios M3.3 corresponden a edificios de mampostería no reforzada típica de los edificios urbanos, construidos por ejemplo en Barcelona, desde finales del siglo XIX hasta la primera mitad del siglo XX y los edificios RC1 son más modernos, construidos, ya entrado el siglo XX y, mayoritariamente, a partir de los años 50 y 60. La Figura 6-3 muestra un edificio real de esta tipología.

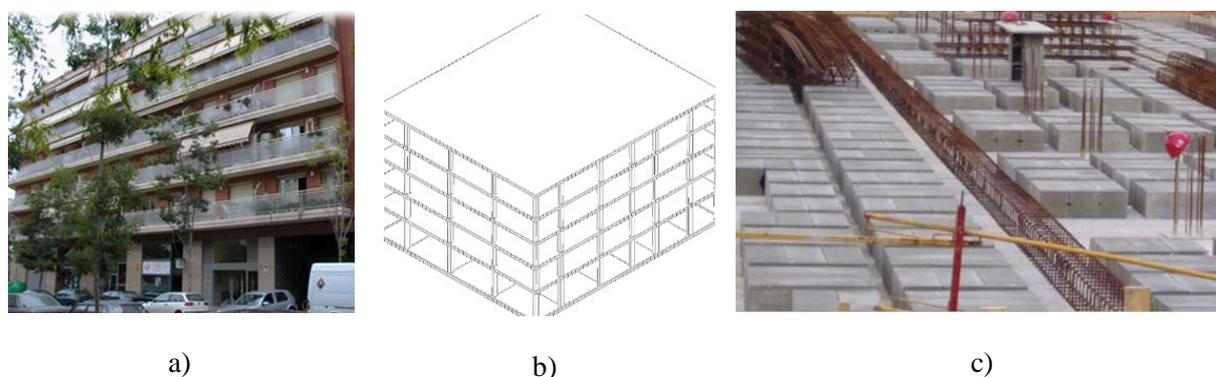


Figura 6-3. Edificio tipo RC1-M. a) Fachada del edificio. b) Modelo estructural. c) Forjado reticular.

En base al número de plantas y altura, se consideran tres subcategorías: edificios altos (H, de *High-rise*), de altura mediana (M, de *Mid-rise*) y bajos (L, de *Low-rise*). Cada edificio tipo se ha caracterizado mediante su espectro de capacidad en su representación bilineal. Los espectros de capacidad de

los edificios tipo M3.3 fueron desarrollados por Bonett (2004), y los de los RC1 por Moreno (2006). La Tabla 6-1 muestra las características de los edificios y los parámetros de los espectros de capacidad. La última columna muestra también los periodos propios del sistema de un grado de libertad equivalente. Se observa cómo el periodo propio es mayor en los edificios de hormigón armado y crece con la altura de los edificios.

Tabla 6-1. Parámetros de los espectros de capacidad de los edificios RC-1 y M3-3.

Tipología	N. pisos Altura (m)	Código edificio	Punto de cedencia		Punto de capacidad última		Periodo propio T_0 (s)
			Dy (cm)	Ay (g)	Du (cm)	Au (g)	
Hormigón Armado	1-3 pisos ≤ 9 m	RC1-L	0.70	0.13	5.24	0.14	0.47
	4-7 pisos 9-21 m	RC1-M	1.42	0.08	5.11	0.12	0.85
	8+ pisos ≥ 21 m	RC1-H	1.89	0.06	4.68	0.08	1.13
Mampostería no reforzada	1-2 pisos ≤ 6 m	M3.3-L	0.27	0.65	1.36	0.56	0.13
	3-5 pisos 6-15 m	M3.3-M	0.63	0.13	2.91	0.12	0.44
	6+ pisos ≥ 15 m	M3.3-H	0.68	0.10	2.61	0.08	0.52

6.5.1 Curvas de fragilidad

Usando la ecuación (2-8), se han determinado los umbrales de los estados de daño, y se han aplicado los procedimientos descritos en el apartado 2.4.2 del capítulo 2, para determinar las curvas de fragilidad. La Tabla 6-2 muestra los parámetros que definen estas curvas de fragilidad.

Tabla 6-2. Parámetros de las curvas de fragilidad de los edificios RC-1 y M3-3, correspondientes a los 4 estados de daño: valores medios \overline{Sd}_i y desviaciones típicas β_i .

Clase de edificio		Estados de daño							
		1. Leve		2. Moderado		3. Severo		4. Completo	
		\overline{Sd}_1 (cm)	β_1	\overline{Sd}_2 (cm)	β_2	\overline{Sd}_3 (cm)	β_3	\overline{Sd}_4 (cm)	β_4
Hormigón armado	RC1-L	0.49	0.28	0.70	0.37	1.84	0.82	5.24	0.83
	RC1-M	0.99	0.28	1.42	0.36	2.34	0.50	5.11	0.61
	RC1-H	1.33	0.28	1.89	0.29	2.59	0.34	4.68	0.45
Mampostería no reforzada	M3.3-L	0.19	0.28	0.27	0.37	0.54	0.54	1.36	0.72
	M3.3-M	0.44	0.40	0.63	0.50	1.20	0.75	2.91	0.70
	M3.3-H	0.46	0.30	0.68	0.65	1.68	0.65	2.61	0.65

6.5.2 Daño esperado

Como acción sísmica se ha usado la forma espectral del Eurocódigo 8 (CEN 2004), para sismos pequeños (tipo 2) y para suelo tipo A y se ha aplicado la aproximación lineal equivalente, para hallar el PP. El desplazamiento del punto de capacidad por demanda se ha usado para entrar en las curvas de fragilidad y determinar las matrices de probabilidad de daño y los estados de daño medio, de acuerdo a



las ecuaciones (2-9) y (2-10) descritas en la sección 2.4. La Tabla 6-3 y la Tabla 6-4 muestran los puntos de capacidad por demanda (PP), para los edificios M3.3-M y RC1-M respectivamente. También en estas tablas se muestran las matrices de probabilidad de daño y los estados de daño medio para acciones sísmicas de intensidad creciente. La dispersión o desviación estándar, sigma (σ), da una idea de la mayor o menor concentración del daño en el grado de daño medio y se ha calculado mediante la ecuación (4-16). Se han considerado aceleraciones básicas entre 0.04 g y 0.24 g, con incrementos de 0.01 g, para cubrir el rango de peligrosidad de la zona para un periodo de retorno de 475 años (Figura 1-2 y Figura 3-8).

Se observa cómo ambos tipos de edificios muestran una alta vulnerabilidad sísmica. Para una aceleración básica de 0.15 g, la probabilidad de colapso respectivamente de los edificios M3.3-M y RC1-M son del 20 y del 24 % y, para una aceleración básica de 0.23 g, estas probabilidades son del 41 y 45 %. Es decir, para este nivel de intensidad sísmica más del 40% de los edificios de este tipo colapsaría.

6.5.3 Casos especiales

Los edificios esenciales en general, pueden considerarse como pertenecientes a una tipología estándar y aplicar directamente una matriz de probabilidad de daño como las de, por ejemplo, la Tabla 6-3 o la Tabla 6-4. Sin embargo, existen edificios especiales con características complejas y heterogéneas. En estos casos, resulta conveniente analizar las características de las instalaciones y servicios ya que es frecuente que haya otros edificios, que, anexos a un edificio central, albergan diferentes secciones o servicios. Conviene definir matrices de probabilidad de daño específicas. Safina (2003) aborda el estudio del comportamiento sísmico de los hospitales de Cataluña utilizando el método de Chávez (1998), descrito en el apartado 4.2, que usa la intensidad macrosísmica para definir la acción y las clases de vulnerabilidad de la escala EMS-98 para definir los edificios. Safina (2003), en el caso de un hospital y, en base a inspecciones de las instalaciones y en encuestas al personal gestor del complejo hospitalario, creó fichas técnicas estableciendo tipologías específicas resultantes de combinar adecuadamente las contribuciones a la vulnerabilidad global de la vulnerabilidad de los edificios particulares. Similares procedimientos pueden aplicarse utilizando los espectros de capacidad que definen los edificios tipo en el CSBM. Se detalla, a continuación, un ejemplo propuesto por Safina (2003). El ejemplo combina diferentes matrices de probabilidad de daño para obtener una nueva matriz, más adecuada para el edificio, en base a probabilidades de pertenencia a las diferentes clases de vulnerabilidad. La Tabla 6-3 resume esta forma de asignación. En el CSBM, las clases de vulnerabilidad, A, B, C y D, se substituirían por tipologías de edificios.

Tabla 6-3. Ejemplo de tipologías asignada a un hospital en base a diferentes criterios (modificado de Safina, 2003).



Clases de vulnerabilidad y probabilidades de pertenencia			
A	B	C	D
0.050	0.400	0.500	0.050

Una vez definidos los factores de probabilidad de pertenencia a los diferentes tipos de edificios o clases de vulnerabilidad, pueden obtenerse matrices de probabilidad de daño específicas aplicando el teorema de probabilidad total (Benjamin y Cornell, 1970), según el cual:

$$P[GD=d|T_s] = \sum_T \sum_I P[GD=d|T,I]P[T]P[I] \quad (6-14)$$

Tabla 6-4. Puntos de capacidad por demanda y matrices de probabilidad de daño para el edificio M3.3-M, para acciones sísmicas crecientes definidas mediante el espectro de respuesta tipo 2, sismos pequeños, del eurocódigo 8 (CEN 2004), y suelo tipo A.

Ac. Básica a_g (g)	Sd_{pp} (cm)	Sa_{pp} (g)	P(0)	P(1)	P(2)	P(3)	P(4)	PTOTAL	Gd medio	Sigma(σ)
0.04	0.434	0.133	0.495	0.265	0.148	0.088	0.004	1.0	0.84	1.00
0.05	0.542	0.133	0.288	0.319	0.244	0.141	0.009	1.0	1.26	1.05
0.06	0.651	0.133	0.156	0.308	0.324	0.195	0.017	1.0	1.61	1.02
0.07	0.759	0.133	0.082	0.264	0.378	0.247	0.028	1.0	1.88	0.97
0.08	0.867	0.133	0.043	0.212	0.408	0.294	0.043	1.0	2.08	0.92
0.09	0.976	0.133	0.022	0.164	0.418	0.335	0.061	1.0	2.25	0.88
0.10	1.084	0.133	0.011	0.124	0.414	0.369	0.081	1.0	2.38	0.85
0.11	1.193	0.133	0.006	0.092	0.401	0.397	0.103	1.0	2.50	0.82
0.12	1.301	0.133	0.003	0.068	0.382	0.419	0.127	1.0	2.60	0.81
0.13	1.410	0.133	0.002	0.051	0.360	0.436	0.152	1.0	2.69	0.79
0.14	1.518	0.133	0.001	0.037	0.336	0.447	0.178	1.0	2.76	0.79
0.15	1.627	0.133	0.001	0.028	0.312	0.455	0.205	1.0	2.84	0.78
0.16	1.735	0.133	*****	0.021	0.288	0.459	0.232	1.0	2.90	0.77
0.17	1.843	0.133	*****	0.015	0.266	0.459	0.259	1.0	2.96	0.77
0.18	1.952	0.133	*****	0.012	0.245	0.457	0.286	1.0	3.02	0.76
0.19	2.060	0.133	*****	0.009	0.225	0.453	0.313	1.0	3.07	0.75
0.20	2.169	0.133	*****	0.007	0.207	0.447	0.339	1.0	3.12	0.75
0.21	2.277	0.133	*****	0.005	0.190	0.440	0.365	1.0	3.16	0.74
0.22	2.386	0.133	*****	0.004	0.175	0.431	0.390	1.0	3.21	0.73
0.23	2.494	0.133	*****	0.003	0.161	0.422	0.415	1.0	3.25	0.72
0.24	2.602	0.133	*****	0.002	0.148	0.412	0.438	1.0	3.29	0.72

(*****) indica muy poca probabilidad.

Tabla 6-5. Puntos de capacidad por demanda y matrices de probabilidad de daño para el edificio RC-1-M, para acciones sísmicas crecientes definidas mediante el espectro de respuesta tipo 2, sismos pequeños, del eurocódigo 8 (CEN 2004), y suelo tipo A.

Ac. Básica a_g (g)	Sd_{pp} (cm)	Sa_{pp} (g)	P(0)	P(1)	P(2)	P(3)	P(4)	PTOTAL	Gd medio	Sigma (σ)
0.04	0.824	0.083	0.728	0.202	0.051	0.018	0.001	1.0	0.36	0.68
0.05	1.030	0.083	0.428	0.377	0.142	0.048	0.005	1.0	0.82	0.88
0.06	1.236	0.083	0.205	0.436	0.255	0.094	0.010	1.0	1.27	0.93
0.07	1.442	0.083	0.085	0.389	0.355	0.151	0.020	1.0	1.63	0.91
0.08	1.647	0.083	0.033	0.300	0.421	0.213	0.033	1.0	1.91	0.88
0.09	1.853	0.083	0.012	0.213	0.451	0.276	0.049	1.0	2.14	0.84
0.10	2.059	0.083	0.004	0.143	0.449	0.334	0.069	1.0	2.32	0.82
0.11	2.265	0.083	0.001	0.093	0.427	0.386	0.093	1.0	2.47	0.79
0.12	2.471	0.083	0.001	0.060	0.392	0.429	0.118	1.0	2.60	0.77
0.13	2.677	0.083	*****	0.038	0.352	0.463	0.146	1.0	2.72	0.76
0.14	2.883	0.083	*****	0.024	0.311	0.489	0.176	1.0	2.82	0.74
0.15	3.089	0.083	*****	0.015	0.272	0.507	0.206	1.0	2.90	0.73
0.16	3.295	0.083	*****	0.009	0.235	0.518	0.238	1.0	2.98	0.71
0.17	3.501	0.083	*****	0.006	0.202	0.522	0.269	1.0	3.06	0.70
0.18	3.707	0.083	*****	0.004	0.173	0.522	0.301	1.0	3.12	0.69
0.19	3.913	0.083	*****	0.002	0.148	0.517	0.333	1.0	3.18	0.68
0.20	4.119	0.083	*****	0.002	0.126	0.509	0.364	1.0	3.23	0.66
0.21	4.325	0.083	*****	0.001	0.108	0.497	0.394	1.0	3.28	0.65
0.22	4.531	0.083	*****	0.001	0.092	0.484	0.423	1.0	3.33	0.64
0.23	4.737	0.083	*****	*****	0.078	0.469	0.452	1.0	3.37	0.63
0.24	4.942	0.083	*****	*****	0.067	0.453	0.480	1.0	3.41	0.61

(*****) indica muy poca probabilidad.

Donde $P[GD=d|T,I]$ es la probabilidad condicionada de que se observe un grado de daño $GD=d$, en un edificio tipo T cuando sufre un terremoto de intensidad I ; $P[T]$ es la probabilidad de que el edificio pertenezca a la clase de vulnerabilidad T y $P[I]$ es la probabilidad de que ocurra el sismo de intensidad I . En el CSBM la intensidad sería la aceleración básica. Si suponemos $P[I]=I$ para una intensidad determinada y $P[I]=0$ para las otras intensidades, podemos calcular las MPD de la nueva tipología considerada mediante la ecuación:

$$P_{d,T_s,I} = P[GD=d|T_s,I] = \sum_T P[GD=d|T,I] P[T] \quad (6-15)$$

Tabla 6-6. Construcción de la Matriz de Probabilidad de Daño para el caso de la Tabla 6-3. La matriz se obtiene a partir de la ponderación de las matrices involucradas mediante la ecuación (6-15). Se ha supuesto una intensidad entre VIII y IX.

% TIPO	GRADOS DE DAÑO (I=VIII-IX)						P(total)
	P(GD0)	P(GD1)	P(GD2)	P(GD3)	P(GD4)	P(GD5)	
5% A	0.0000	0.0020	0.0070	0.0130	0.0170	0.0110	0.05
40% B	0.0180	0.0670	0.1150	0.1140	0.0670	0.0190	0.40
50% C	0.0720	0.1620	0.1570	0.0830	0.0230	0.0030	0.50
5% D	0.0160	0.0190	0.0110	0.0030	0.0010	0.0000	0.05
P(D=d/I)	0.1060	0.2500	0.2900	0.2130	0.1080	0.0330	1

Cuando, se considere una intensidad con una probabilidad de ocurrencia determinada, o con un particular periodo de retorno, las probabilidades de daño definidas por la ecuación (6-15) corresponderán a las mismas probabilidades de ocurrencia o a los mismos periodos de retorno. De esta forma, los métodos de evaluación de vulnerabilidad, pueden adaptarse fácilmente a las peculiaridades de cada edificio especial o instalación esencial que se desee analizar.

6.6 Reflexión final

La esencia del PBSB enfoca en los atributos y el comportamiento de un edificio individual, pero hemos visto cómo puede ser una herramienta útil para diseñar y para estimar las características de funcionamiento de edificios sometidos a fuertes movimientos del suelo por terremotos. Los métodos para el análisis no lineal de estructuras orientados a diseño se han ido mejorando y se han publicado directrices para su aplicación (ATC 2017 a, b, c). No existe un procedimiento único de "fórmula mágica" (Freeman et al., 2004). El CSM se mantiene bien en comparación con otros procedimientos de PBSB y tiene la ventaja adicional de brindar la oportunidad de visualizar la relación entre la demanda y la capacidad.

Una ventaja interesante del CSBM es que pone de manifiesto cómo el daño esperado depende, no solo de la intensidad sísmica cuantificada por ejemplo con la aceleración básica o el PGA, sino también de la forma espectral. Para una misma intensidad, edificios flexibles, pueden ser poco sensibles a acciones sísmicas de frecuencias espectrales relativamente altas y viceversa. En este sentido, la vulnerabilidad depende de la acción.

Por otra parte, el CSBM es un método claramente aproximado pero que, al igual que los métodos de primer nivel, basados en intensidades macrosísmicas y en índices de vulnerabilidad, nos da una idea del comportamiento de los edificios sometidos a acciones sísmicas. Se trata de métodos útiles para un diagnóstico rápido, expedito, de vulnerabilidad y daño esperado. Además, la aproximación lineal equivalente para determinar el punto de capacidad por demanda es conservador. En realidad, las diferencias entre el desplazamiento del PP, hallado mediante esta aproximación, crece con la severidad de la acción, de forma que estas diferencias son nulas cuando los espectros de capacidad y de demanda se cruzan en el tramo lineal y crecen a medida que el cruce se adentra en el tramo no lineal y se acerca al punto de capacidad última. De todas formas, para el propósito de tener una idea de la vulnerabilidad y daño esperado, esta aproximación se ha considerado suficiente.

Ciertamente que, para casos específicos, en los que, como, por ejemplo, en edificios esenciales, es necesaria una evaluación más precisa de vulnerabilidad, hay que recurrir a estudios más avanzados que requieren inspecciones detalladas del edificio.

En estos casos, es muy aconsejable, acudir a la ayuda experta de ingenieros, arquitectos y especialistas en análisis estructural y de riesgo sísmico. Es deseable y se requiere una combinación de procedimientos analíticos, evaluación de datos, juicio, experiencia y revisión por pares, para obtener una aproximación creíble de cómo funciona un edificio en el rango inelástico de movimiento lateral (Freeman y Paret, 2000).

7 Métodos avanzados: el análisis dinámico no lineal

7.1 Introducción

La forma más sofisticada de análisis de la respuesta de edificios a acciones dinámicas, en general, y a acciones sísmicas, en particular, es el análisis dinámico no lineal (ADNL). Este tipo de análisis persigue reproducir, de la forma más realista posible, la interacción edificio-sismo. En el ADNL, tanto el sismo como el edificio se definen de la forma más realista y precisa posible, lo que requiere un modelo detallado del edificio y una definición del sismo mediante historias temporales de aceleración. Este análisis suele ser costoso computacionalmente, debido a que comporta la integración, paso a paso de las ecuaciones del movimiento, con intervalos de tiempo del orden de 100 muestras por segundo. La creciente potencia y rapidez de los computadores actuales, incluyendo los equipos de sobremesa y portátiles, ha hecho más llevadero, accesible y frecuente este tipo de cálculos. Así, el ADNL permite calcular, en cada paso del tiempo, las tensiones, las deformaciones, los esfuerzos, los desplazamientos y el daño, entre otras variables, en cualquier elemento de una estructura excitada por una acción dinámica. Los resultados del ADNL suelen aceptarse como referencia con el que se evalúa la calidad de métodos más simplificados. Este capítulo se basa en la tesis doctoral de Vargas-Alzate (2013) donde puede hallarse una explicación más detallada del método y de sus aplicaciones a edificios de hormigón armado, incluyendo la ecuación de equilibrio dinámico para sistemas de muchos grados de libertad, y algunos métodos numéricos utilizados para resolverla.

El ADNL frecuentemente se realiza de forma incremental, es decir, la acción sísmica se incrementa gradualmente para obtener cómo varían, entre otros, las deformaciones de los elementos estructurales, la degradación de su resistencia, la energía disipada y el daño. Mediante el Análisis Dinámico Incremental (ADI) se obtienen curvas que relacionan, por ejemplo, un índice de daño predefinido, con la variable incremental escogida para representar la intensidad de la acción sísmica.

Aquí se resumen los aspectos básicos relacionados con la evaluación del daño esperado. Más información sobre el ADNL se halla en otros muchos documentos, Se citan aquí solo tres, en los que se dan directrices generales (ATC 2017 a) y pautas para su aplicación a edificios porticados de acero (ATC 2017 b) y de hormigón armado (ATC 2017 c).

7.2 La ecuación del movimiento

El ADNL consiste en resolver la siguiente ecuación del movimiento:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + K(u)u(t) = f(t) \quad (7-1)$$

M , C y $K(u(t))$ son, respectivamente las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez; Obsérvese cómo la matriz de rigidez depende del desplazamiento $u(t)$; $u(t)$, $\dot{u}(t)$ y $\ddot{u}(t)$ son, respectivamente, los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración de respuesta, cuyas componentes corresponden a los diferentes grados de libertad del sistema, y $f(t)$ es la fuerza aplicada a la estructura en función del tiempo que, a su vez, queda definida por la aceleración $a(t)$, es decir, por el acelerograma. El análisis dinámico puede realizarse en una dimensión, x , en dos dimensiones, x, y , o, incluso en las tres dimensiones espaciales, x, y, z , por lo que es muy conveniente disponer de acelerogramas en las tres dimensiones. En la actualidad hay programas que permiten el ADNL en una, dos o tres dimensiones. La componente vertical sólo se usa en los análisis tridimensionales.

7.2.1 El edificio

Las matrices de masa, M , amortiguamiento, C , y rigidez, $K(u(t))$, definen el edificio. Hay diferentes formas de definir estas matrices en función del modelo usado para el edificio y del programa de cálculo.



lo utilizado. Entrar en detalles sobre cómo se definen y gestionan estas matrices, excede el propósito de esta guía. Existen numerosas publicaciones que profundizan en estos temas e ilustran cómo definir estas matrices en función del grado de sofisticación de los modelos, pero, lo aconsejable, es usar las definiciones y directrices de los programas que se van a usar, sean estos de macroelementos, sean de elementos finitos. Vargas-Alzate (2013) usó el programa RUAUMOKO (Carr 2000, 2007) y explica detalles de cómo se definen para este software.

7.3 La acción sísmica

En la ecuación (7-1), $f(t)$, depende de la acción sísmica que, a su vez, está relacionada con historias temporales de aceleración, velocidad o desplazamiento. Aunque hay también instrumentos que registran directamente la velocidad y desplazamiento, generalmente en el ADNL, el dato de referencia para el registro del movimiento fuerte es el acelerograma⁹. A partir del acelerograma, por una doble integración, se obtiene el velocigrama y el desplazigrama. Uno de los motivos para el uso preferente de aceleración es que ésta se relaciona directamente con las fuerzas, por lo que puede usarse para establecer las fuerzas que experimenta una estructura durante un terremoto. Actualmente, la tendencia es usar acelerogramas registrados durante sismos ocurridos y, aunque existen excelentes bases de datos de aceleración disponibles, desde las que se pueden descargar acelerogramas de todo el mundo, los datos directos de registros de aceleración son relativamente recientes, y el número de acelerogramas, tanto más si se requieren datos de determinadas características, suele ser escaso, en zonas donde la peligrosidad sísmica es moderada o baja. Incluso en regiones donde la sismicidad es elevada, los periodos de retorno de terremotos grandes y muy grandes, digamos, por ejemplo, de magnitudes 7, 8 o superiores, son largos, de forma que los registros de aceleración de sismos de estas magnitudes suelen ser escasos. Por este motivo se han desarrollado técnicas que permiten generar acelerogramas de características específicas.

7.3.1 Tipos de acelerogramas

Se suelen considerar tres tipos de acelerogramas: i) acelerogramas generados de forma numérica, ii) acelerogramas generados mediante modelos sismológicos e, iii) acelerogramas reales. Aunque no existe consenso en los nombres que se dan a estos tres tipos de acelerogramas, aquí nos referiremos a ellos, respectivamente, como: artificiales, sintéticos y naturales o reales.

Artificiales

Los *acelerogramas artificiales* se generan a partir de funciones matemáticas, generalmente, funciones armónicas, senos y cosenos, moduladas adecuadamente, de forma que su espectro de respuesta se ajusta a un determinado espectro objetivo; normalmente un espectro de diseño. Numerosos programas de análisis estructural incorporan módulos que permiten la generación de acelerogramas artificiales que, tradicionalmente, se han usado para diseño; ver, por ejemplo, Carr (2002). Un trabajo sobre acelerogramas artificiales es el de Gasparini y Vanmarcke (1976).

Sintéticos

Los *acelerogramas sintéticos* se generan a partir de información sismológica, incluyendo los parámetros focales, como, entre otros, el mecanismo focal y el momento sísmico, los parámetros de camino recorrido por las ondas desde el hipocentro al sitio, que se incluyen mediante leyes de atenuación, y los parámetros del sitio, incluyendo los efectos debidos a la geología y topografía locales. Este tipo de acelerogramas se orienta preferentemente a la generación de escenarios sísmicos correspondientes a sismos bien definidos.

⁹ Más información sobre el registro del movimiento fuerte puede hallarse en: <https://www.strongmotioncenter.org/NCESMD/reports/FAQ.pdf> (Acceso: 06/11/2021)



Naturales

Los *acelerogramas naturales o reales* son registros de aceleración del suelo, debida a terremotos ocurridos. Actualmente son los preferidos, tanto para el diseño como para la evaluación de edificios. Con todo, dado que, por ejemplo, para diseño, suele requerirse que su espectro de respuesta sea compatible con los requisitos de diseño, suelen resultar necesarias, operaciones de ajuste espectral.

7.3.2 Diseño y evaluación

El ADNL puede tener uno de los dos objetivos siguientes: el diseño y la evaluación.

Diseño

Las normativas sísmicas establecen los espectros de diseño que deben cumplir los edificios. Normalmente, estos espectros, se procura sean compatibles con las acciones sísmicas esperadas en el sitio en el que se va a construir el edificio. Por ello, los códigos de diseño, tienen en cuenta las frecuencias esperadas, mediante la forma del espectro y los niveles de aceleraciones máximas esperadas, de acuerdo con la intensidad de las acciones para los periodos de retorno establecidos. Los efectos de suelo, se introducen mediante variaciones de las formas espectrales en función del tipo de suelo donde se prevé construir el edificio. En el apartado 3.3 se han descrito los espectros de diseño previstos en el eurocódigo.

Evaluación

El propósito de la evaluación de la vulnerabilidad o fragilidad y el daño sísmico esperados, es conocer si un edificio existente, con o sin diseño sismorresistente, será capaz de cumplir los objetivos de comportamiento esperados, frente a niveles de peligro prefijados. Estos niveles de peligrosidad, generalmente, pueden fijarse mediante las acciones con una determinada probabilidad de excedencia en un periodo establecido (ver Tabla 2-5) o, mediante escenarios sísmicos. En el segundo caso, se trata de evaluar la estructura para un determinado terremoto histórico, o para un terremoto de una falla cercana, o para otros supuestos. En el primer caso, el espectro de respuesta del acelerograma debe ser compatible con el espectro de evaluación, que proviene de estudios del peligro sísmico de la zona y suele conocerse como “*espectro de peligrosidad uniforme*”, en el sentido de que, todas las amplitudes espectrales, tienen la misma probabilidad de excedencia. Estos espectros acaban definiéndose mediante la envolvente de los espectros de respuesta de sismos provenientes de distintas zonas sismogénicas, por lo que, en general, no existen sismos naturales compatibles con la totalidad del espectro. Hay diferentes formas de abordar esta situación. La primera es desagregar los análisis de peligrosidad y buscar acelerogramas compatibles con las zonas sismogénicas que contribuyen al espectro total. La segunda, es utilizar técnicas de ajuste espectral que permiten mayorar o minorar las amplitudes espectrales del que se conoce como ‘*acelerograma semilla*’ hasta que hay una buena compatibilidad entre el espectro de respuesta del acelerograma ajustado y el espectro de peligrosidad uniforme. Es muy recomendable que, en la búsqueda del acelerograma semilla, ya se intente optimizar esta compatibilidad para que el acelerograma se modifique lo menos posible. Cuando se analiza esta compatibilidad inicial del acelerograma semilla candidato, es conveniente que se tenga en cuenta el periodo propio del edificio objeto de estudio, para garantizar una mayor similitud en los periodos propios del edificio. Vargas-Alzate (2013) llama *acelerograma híbrido*, al que proviene de un acelerograma natural, sintético o, incluso artificial, modificado con un ajuste espectral y propone un método original para optimizar la selección de acelerogramas a partir de un espectro de respuesta y una base de datos de aceleración.

7.3.3 El ajuste espectral

El ajuste espectral es una técnica numérica que permite mejorar la compatibilidad entre los espectros de respuesta del acelerograma y objetivo. En general comporta dos operaciones: el escalado y el ajuste propiamente dicho.

Escalado

El escalado se usa para ajustar el nivel de intensidad del sismo. Frecuentemente esta intensidad se define mediante la aceleración pico, que es el valor del espectro para periodo nulo. Progresivamente se



han usado técnicas de escalado alternativas, y probablemente más adecuadas, que consisten en escalar de forma que la coincidencia espectral se obtenga en el periodo correspondiente al periodo del modo fundamental de la estructura. También, pueden usarse técnicas alternativas de forma que la coincidencia se dé entre los valores medios de los periodos en un rango de periodos prefijado, normalmente en función del periodo propio de la estructura.

Ajuste

Existen varios métodos de ajuste espectral. Uno frecuentemente usado se basa en modificar el espectro de amplitudes de Fourier, de forma que, mediante un proceso iterativo, se minimice una función de error como, entre otras, por ejemplo, el error cuadrático medio entre el espectro de respuesta objetivo y el del acelerograma. La modificación del espectro se basa en cocientes entre el espectro de respuesta objetivo, SR_{obj} , y el del acelerograma, SR . Es decir, en las sucesivas iteraciones, k , la componente j del espectro de amplitudes de Fourier se multiplica por el siguiente factor F_{jk} :

$$\text{¡Error! No se pueden crear objetos modificando códigos de campo.} \quad (7-2)$$

Y el error que se minimiza es:

$$\varepsilon_k = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \varepsilon_{jk} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (SR_{obj_j} - SR_{jk})^2 \quad (7-3)$$

El proceso iterativo se finaliza cuando ε_k es menor que un valor predefinido. También es frecuente, fijar un número de iteraciones y tomar, como solución, la de la iteración que arroja el error mínimo. Este método ha demostrado ser sumamente eficiente y su uso y aplicación debe hacerse prudentemente pues, en principio, permite ajustar cualquier acelerograma a cualquier espectro. La clave de una buena aplicación del método, está en la elección de acelerogramas semilla que no sean muy diferentes del espectro objetivo, con lo que se logra un buen compromiso entre las compatibilidades con el espectro objetivo y con el acelerograma real.

La componente N30W del registro del terremoto de Lorca que, con una magnitud, M_w , de 5.1, ocurrió en Lorca el 11 de mayo de 2011, se usa para ilustrar el potencial de la técnica del ajuste espectral. La Tabla 7-1 muestra la información del terremoto y de la estación. La Figura 7-1 muestra su mecanismo focal¹⁰.

Tabla 7-1. Datos del registro del terremoto de Lorca, usado para ilustrar el ajuste espectral.

Terremoto		Estación (Lorca)	
Fecha	2011/05/11	Lat N (°)	37.6767
Hora	16:47:25	Lon E (°)	-1.7002
Lat N (°)	37.649	Dist. Hypo. (km)	7.4
Lon E (°)	-1.694	Azimut (°)	350.0
Prof. (km)	6.7	Comp. (°)	330 (N30W)
M_w	5.1	PGA (cm/s ²)	360.4

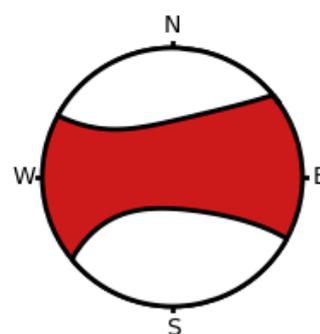


Figura 7-1. Mecanismo focal.

La Figura 7-2 muestra las historias temporales, los espectros de Fourier y los espectros de respuesta del acelerograma semilla y del ajustado a los espectros del eurocódigo para sismos tipo 1 y para las 5 clases de suelo. La Figura 7-3 es análoga a la Figura 7-2, pero para espectros tipo 2 del eurocódigo.

¹⁰ <http://ds.iris.edu/spud/momenttensor/735461>. (acceso: 7/11/2021)

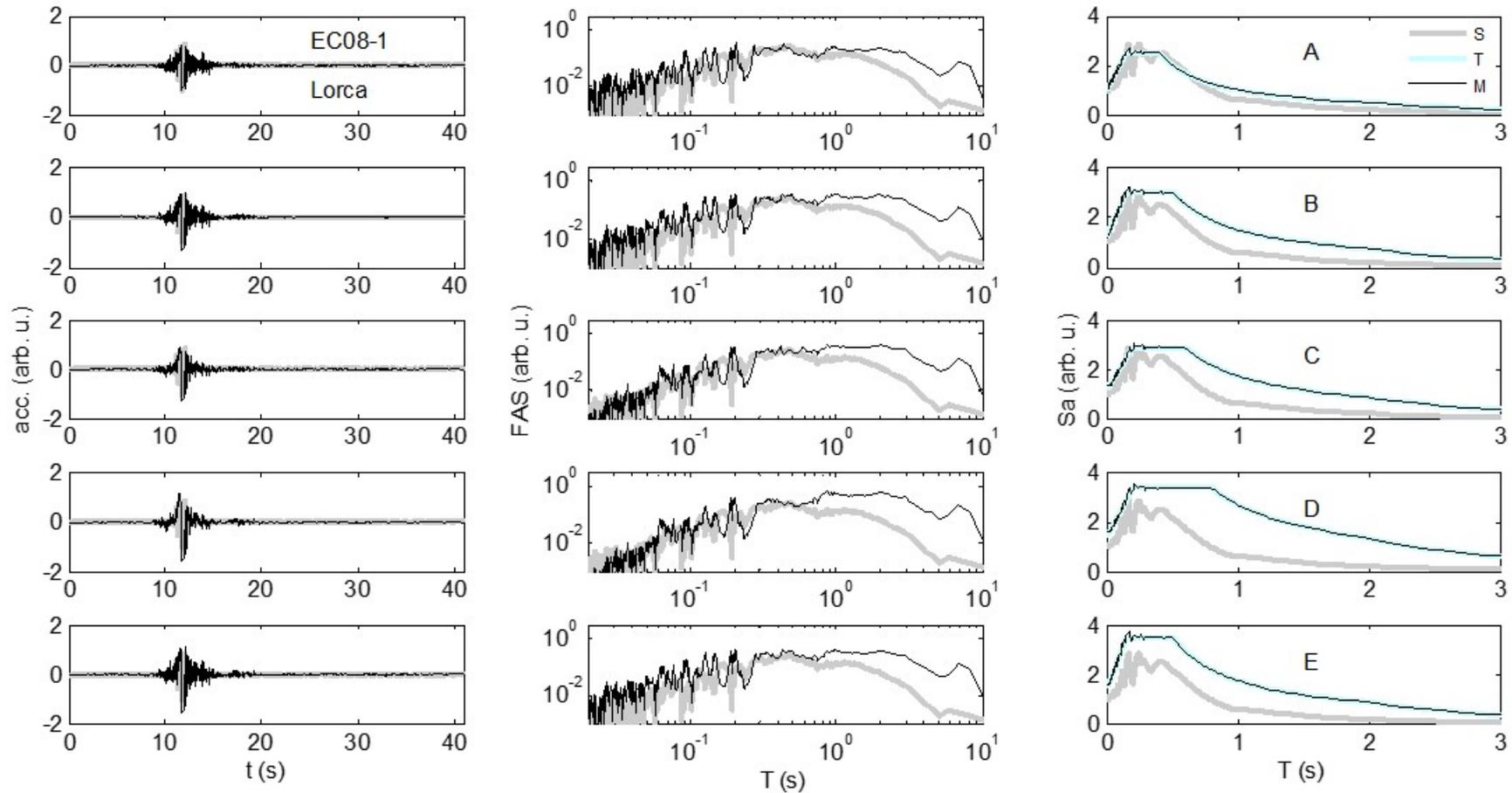


Figura 7-2. Ejemplo de ajuste espectral. Acelerogramas, espectros de amplitud de Fourier y espectros de respuesta 5% amortiguada de aceleración. S: acelerograma semilla, T: espectro objetivo, M: espectro ajustado. Los espectros objetivo son los del eurocódigo para sismos tipo 1 y suelos A,B,C,D y E.

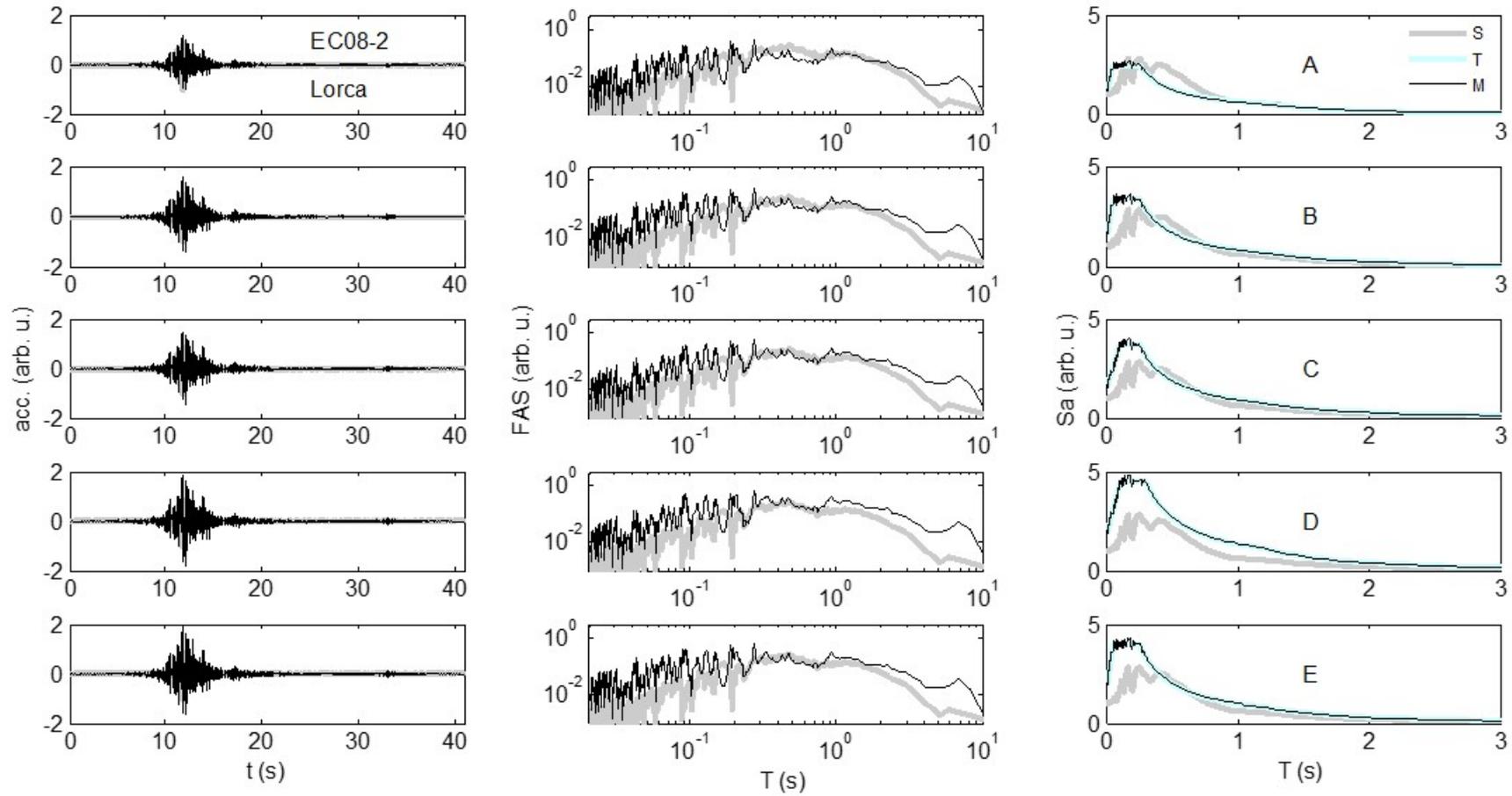


Figura 7-3. Igual que la Figura 7-2, pero los espectros objetivo son los del eurocódigo para sismos tipo 2.

Obsérvese la capacidad del método para efectuar el ajuste espectral. La similitud entre las señales temporales se debe a que la técnica deja intactas las fases.

7.4 Integración de la ecuación del movimiento

Una vez definido el edificio y la acción sísmica, queda la integración de la ecuación (7-1). Existen varios métodos de integración, paso a paso, y programas que los implementan. Vargas-Alzate (2013) detalla los métodos usados en el programa RUAUMOKO. Mediante estos métodos se obtiene cómo varían las aceleraciones, velocidades y desplazamientos de respuesta y las fuerzas en cada paso de integración, es decir, para cada incremento de tiempo. También se obtienen matrices de rigidez y de amortiguamiento actualizadas. De forma que estas soluciones pasan a ser las condiciones iniciales del siguiente paso temporal.

7.5 El análisis dinámico Incremental

Vamvatsikos y Cornell (2002) proponen el análisis dinámico incremental (IDA, *Incremental Dynamic Analysis*). El IDA consiste en analizar la respuesta estructural para cargas crecientes. Estos autores, además, hacen una interesante analogía entre el CSM y el IDA, ya que, en ambos procedimientos, se incrementa la carga aplicada a la estructura y se mide la respuesta del sistema en términos de una variable de control, que puede ser el desplazamiento en el techo o la deriva máxima de piso, entre otros posibles parámetros de respuesta. Así, puede calcularse cómo varían estos parámetros en función de la intensidad del sismo. La Figura 7-4 a) y b) muestran, respectivamente, un edificio y su modelo 2D. La Figura 7-4 c) muestra el desplazamiento en el techo en función del PGA y la Figura 7-4 d) muestra el cortante en la base en función del desplazamiento en el techo. En ambas figuras se han representado las curvas resultantes de los IDA's para 20 acelerogramas, compatibles con el espectro tipo 1, suelo de clase D, previsto en el eurocódigo, y el valor medio. El uso de varios acelerogramas es aconsejable, pues equivale a considerar diferentes patrones de carga en el CSM. Por otra parte, en estas figuras, puede observarse cómo, la dispersión, la incertidumbre, aumenta con la severidad de la acción sísmica, a medida que la respuesta ingresa y progresa en el comportamiento no lineal. En la Figura 7-4 d) se ha representado, también, la curva de capacidad del edificio (Vargas-Alzate 2013). Puede verse que, cuando entramos en el rango no lineal, el cortante en la base es mayor en el análisis dinámico que en el estático.

7.6 Los indicadores de respuesta

Tanto para el diseño como para la evaluación de edificios, es importante disponer de indicadores de respuesta que permitan conocer, por ejemplo, los desplazamientos, el estado de deformación y el daño de la estructura, entre otros, en cada paso de integración, así como después del terremoto. Un parámetro frecuentemente usado es el desplome, que, para el caso de desplome de piso, se define como el cociente entre el desplazamiento lateral del techo de una planta con respecto al suelo de la misma planta, dividido por su altura. Bermúdez (2010) usa el desplome por plantas, para evaluar las condiciones de diseño y la vulnerabilidad sísmica de edificios de acero. La Figura 7-5 muestra un ejemplo de desplomes para un edificio de acero de 6 plantas, sometido a un sismo.

7.6.1 Indicadores de daño

La ventaja del ADNL es la gran cantidad de información que produce, de forma que permite analizar, con detalle, la evolución temporal de la estructura durante y después del sismo. Vargas-Alzate (2013) evalúa el daño esperado en edificios de hormigón armado y describe una serie de indicadores, o índices de daño, relacionados con la degradación de la estructura. Uno de estos índices, frecuentemente usado, es el índice de daño de Park y Ang (Park y Ang 1985) definido como:

$$DI_{PA}(\delta) = \frac{\delta}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int_0^{\delta} dE = \frac{\delta}{\delta_u} + \beta \int_{\xi=0}^{\delta} \left(\frac{\xi}{\delta_u}\right)^{\alpha} \frac{dE}{Ec(\xi)} \quad (7-4)$$

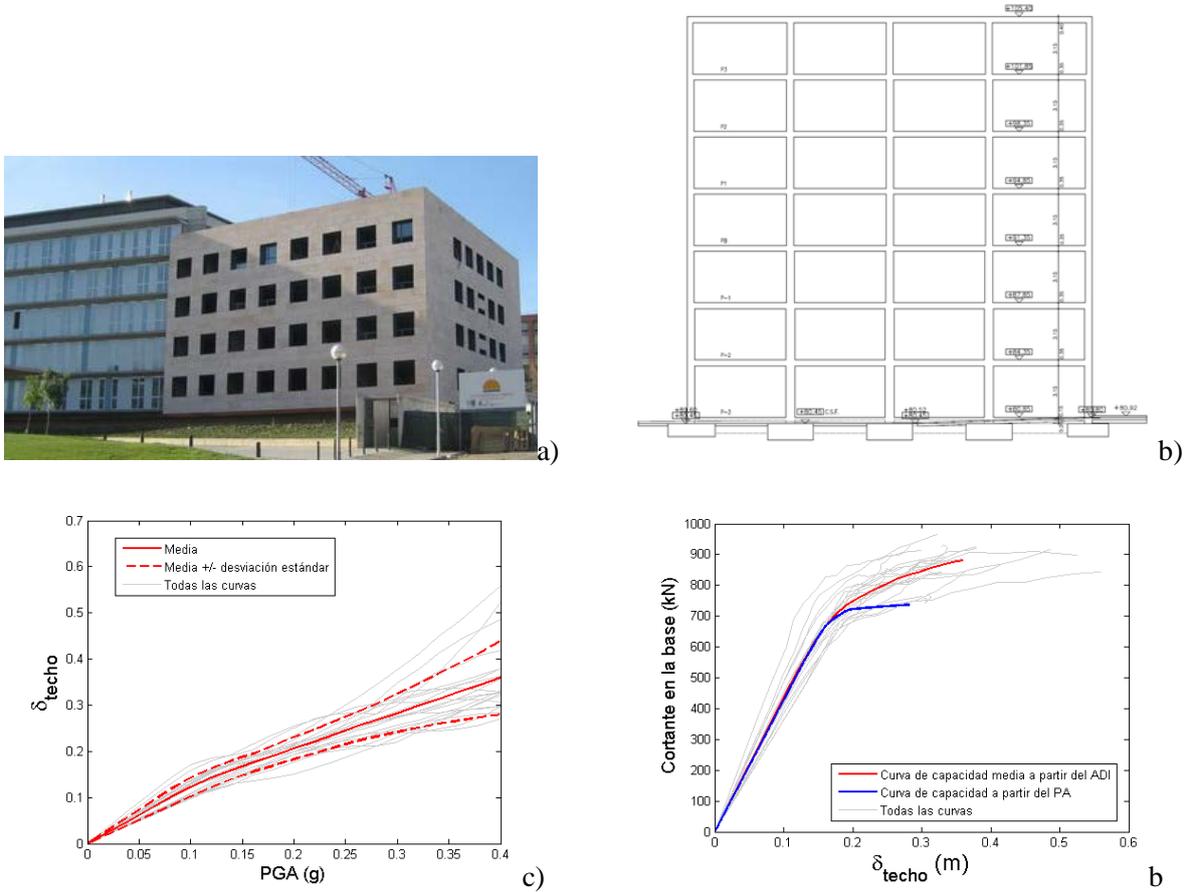


Figura 7-4. a) Edificio de hormigón. b) Modelo 2D en altura. c) Desplazamiento en el techo en función del PGA. d) Cortante en la base en función del desplazamiento en el techo. (Vargas-Alzate 2013).

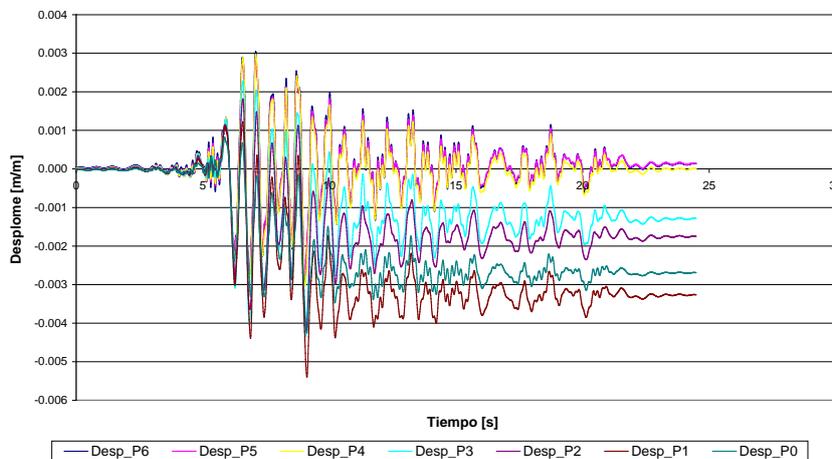


Figura 7-5. Ejemplo de historia de desplomes de piso de un edificio de acero de 6 plantas, sometido a un sismo (Bermúdez 2010).

En esta ecuación, δ es la máxima deformación del edificio sometido a la acción sísmica; δ_u es la máxima deformación; Q_y es la fuerza en el punto de cedencia, es decir en el punto en el que el edificio entra en el rango no lineal, y Q_u es la fuerza en el punto de máxima deformación, δ_u . Si Q_u es menor que Q_y , Q_y se sustituye por Q_u . $Ec(\xi)$ es la energía histerética disipada en cada ciclo de carga para una deformación ξ ; dE es el incremento de energía histerética absorbida; α y β son parámetros no negativos. En el rango elástico, DI_{PA} en teoría es nulo, pero su cálculo efectivo con la ecuación (7-4) puede dar valores, despreciables. Valores del índice $DI_{PA} \geq 1$ implican daño total o colapso. Así el daño estructural es una función de la deformación y de la energía disipada.

Pujades et al. (2015) usan este índice para calibrar un nuevo indicador de daño basado en curvas de capacidad mediante el IDA. La Figura 7-6 a) muestra el modelo estructural del edificio de hormigón armado, la Figura 7-6 b) muestra el acelerograma, normalizado, usado para el IDA, la Figura 7-6 c) muestra la curva de capacidad y el índice de Park y Ang y, la Figura 7-6 d) muestra el desplazamiento en función del PGA. En las dos últimas figuras se muestran también los umbrales de los estados de daño, tal como han sido definidos, en la ecuación (2-8), a partir de la forma bilineal del espectro de capacidad.

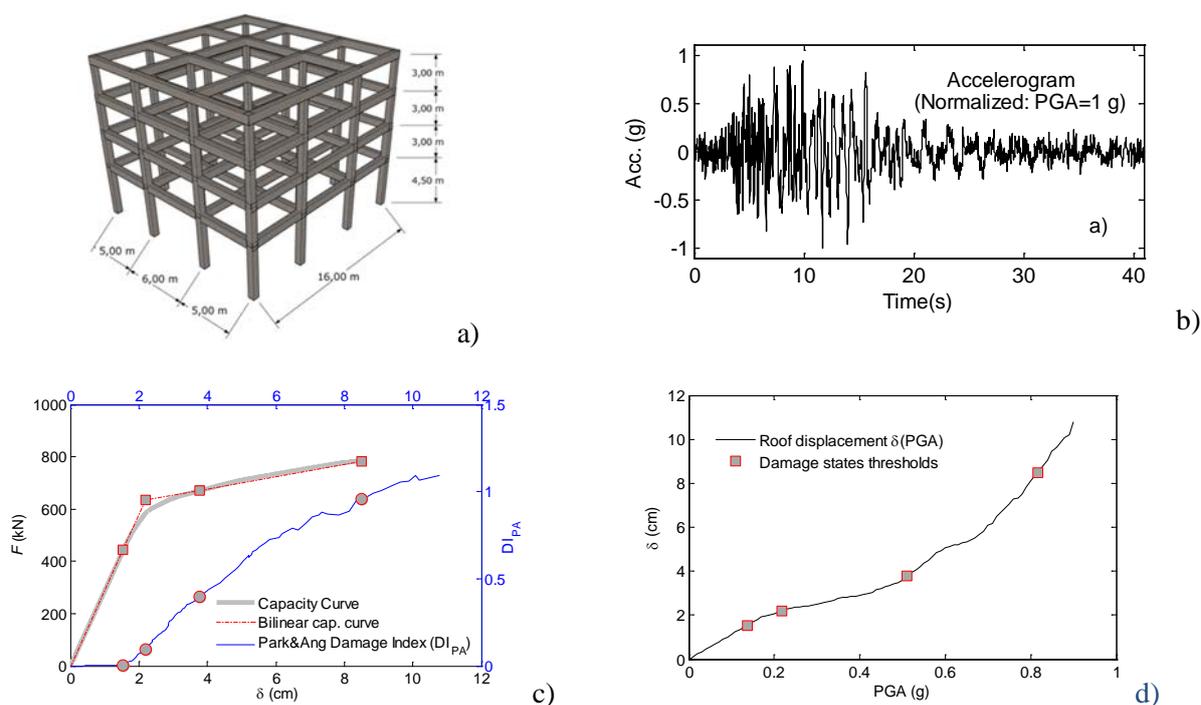


Figura 7-6. a) Esquema estructural. b) Acelerograma (normalizado). c) Curva de capacidad e índice de daño de Park y Ang. d) desplazamiento en función del PGA. En las figuras c) y d) se incluyen los límites de los umbrales de daño basados en curvas de capacidad.

Pujades et al. (2015), además, definen nuevos umbrales para los estados de daño, en base a correlaciones entre el daño observado y el índice de Park y Ang. Park et al. (1985) observaron que valores del índice $DI_{PA} \leq 0.4$ corresponden a un daño reparable y $DI_{PA} > 0.4$ indican un nivel de daño que hace que el edificio sea de difícil reparación; $DI_{PA} \geq 1$ representa el colapso del edificio. Trabajos posteriores (Park et al. 1985, Cosenza y Manfredi 2000) confirman que $DI_{PA} \geq 1$ implica el colapso, que para $DI_{PA} \leq 0.5$ el daño es reparable y que, para $0.5 < DI_{PA} < 1.0$ el edificio no puede considerarse reparable. Además, cuando $DI_{PA} < 0.2$ se considera que el daño es insignificante. En base a estos resulta-

dos, Pujades et al. (2015) asignan valores de 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65 del DI_{PA} a los umbrales de los estados de daño 1. *Leve*, 2. *Moderado*, 3. *Severo* y 4. *Completo*, respectivamente. La Figura 7-7 a) muestra las curvas de fragilidad obtenidas a partir de los umbrales y la curva del estado de daño medio, normalizado, basados en el DI_{PA} ; la Figura 7-7 b), compara las curvas de daño medio basadas en el DI_{PA} y en la forma bilineal del espectro de capacidad, identificadas en la figura con la etiqueta Risk-UE.

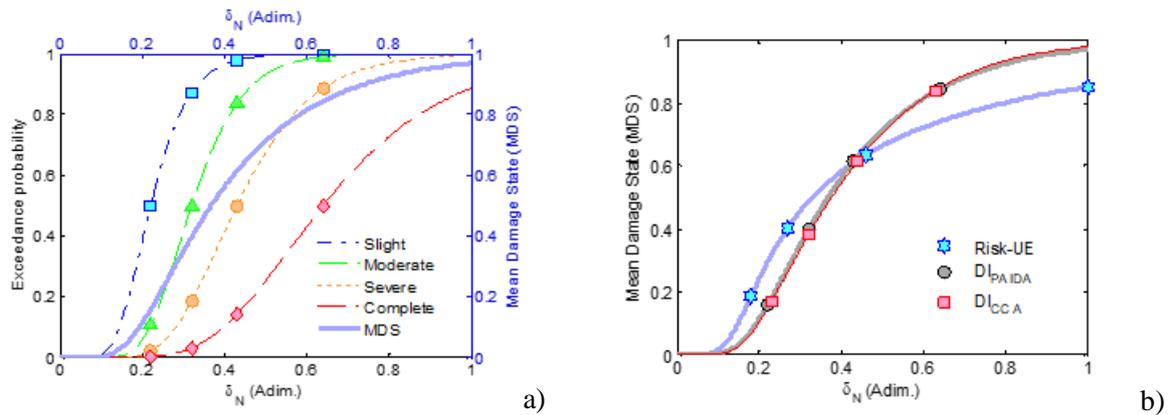


Figura 7-7 a) Curvas de fragilidad y función del estado de daño medio (MDS) obtenidas utilizando los umbrales de los estados de daño basados en el DI_{PA} .
b) Comparación de las funciones del estado de daño medio obtenidas a partir de los umbrales basados en la forma bilineal del espectro de capacidad y en el DI_{PA} .

Se observa cómo las curvas Risk-UE tienden a sobrestimar los daños ligeros y a subestimar los daños severos.

7.7 El enfoque probabilista

Las propiedades de los edificios, principalmente las de los materiales resistentes, presentan un alto grado de variabilidad. También las acciones sísmicas probables. El enfoque probabilista permite gestionar esta aleatoriedad, estableciendo la confiabilidad de los resultados obtenidos. Las crecientes potencialidades de cálculo hacen posible abordar este enfoque, con costes computacionales razonables. Básicamente, la perspectiva probabilista consiste en una repetición de análisis estructurales individuales para distintas muestras de edificios y de acciones; se trata del conocido método de Montecarlo¹¹ (Sóbol 1976, Kalos y Whitlock 2008) complementado con técnicas de muestreo, como el hipercubo latino¹² (McKay et al. 1979), que permiten optimizar el número de iteraciones a realizar. Puede reducirse el número de ensayos, limitando el número de variables aleatorias. La ventaja del análisis probabilista es que permite obtener también distribuciones estadísticas de los parámetros de respuesta, haciendo posible elegir sus niveles de fiabilidad, bajo la hipótesis de distribuciones estadísticas de determinadas variables del problema. Vargas-Alzate (2013) y Vargas-Alzate et al. (2013) abordan el análisis de vulnerabilidad y daño esperado en edificios de hormigón armado introduciendo este enfoque. Este autor, estudia sólo la influencia de la variabilidad de las propiedades resistentes del hormigón y el acero en la incertidumbre de la respuesta. Para las acciones sísmicas, usa acelerogramas reales y se consideran también de forma probabilista. Bommer y Crowley (2006) analizan la incertidumbre asociada a las acciones sísmicas. El enfoque probabilista se aplica también al CSBM obteniendo espectros de capacidad, puntos de capacidad por demanda e índices de daño probabilistas, lo que le permite comparar los resultados del análisis estático no lineal (CSBM) y del IDA. Este estudio confirma que la aproximación lineal equivalente para determinar el punto de capacidad por demanda es conser-

¹¹ El método de Montecarlo: <https://www.ibm.com/cloud/learn/monte-carlo-simulation> (acceso: 8/11/2021).

¹² El hipercubo latino: <https://www.statisticshowto.com/latin-hypercube-sampling/> (acceso: 8/11/2021).

vativa con respecto a otros métodos de cruzar los espectros de capacidad y de demanda que tienen en cuenta la no linealidad. Este conservadurismo crece con la severidad de la acción sísmica, para desplazamientos en el rango de actuación no lineal del edificio. Ambos métodos no lineales, estático y dinámico, ponen de manifiesto incertidumbres significativas en el daño esperado. Dispersiones que son debidas a las incertidumbres en el conocimiento de las propiedades resistentes de los materiales y de las acciones sísmicas probables.

7.8 Reflexión final

En el empeño de hallar soluciones a situaciones reales mediante modelos matemáticos, frecuentemente, los investigadores, definen una solución "*exacta*" y comparan otras soluciones "*aproximadas*" con esta solución "*exacta*". El análisis dinámico no lineal, el más sofisticado y completo, suele ser el preferido para hallar la "*ansiada solución exacta*". En el análisis dinámico no lineal, el edificio se define mediante más o menos sofisticados y complejos modelos estructurales y las acciones sísmicas mediante acelerogramas reales o, dependiendo del propósito del trabajo, historias temporales de aceleración, ajustadas a determinados espectros, de diseño o de evaluación.

Hemos considerado oportuno compartir aquí la reflexión de Freeman (2004), quien encuentra difícil entender cómo una solución de este tipo es "*exacta*". Todo análisis informático requiere el desarrollo de un modelo numérico del sistema estructural del edificio. Y afirma: "*En la computadora, el modelo se somete luego a una versión digitalizada de cada uno de los movimientos del suelo. En el mejor de los casos, el modelo informático es un modelo matemático idealizado que se basa en una mezcla de suposiciones sobre la resistencia, el comportamiento y la configuración de los ensamblajes y materiales estructurales de los componentes. Por lo tanto, el análisis por computadora es, en el mejor de los casos, capaz de generar una solución numérica exacta para un conjunto de supuestos razonables pero inexactos*".

El enfoque probabilista se orienta a cuantificar estas inexactitudes y paradójicamente, persigue aportar, dimensionar, la fiabilidad y "*exactitud*" de los resultados. En este sentido, todos los esfuerzos y estudios que aporten información fina sobre las incertidumbres en los parámetros involucrados en la evaluación de la vulnerabilidad y daño, tanto sobre las características y materiales de los edificios como sobre las acciones sísmicas son los que van a contribuir a mejorar la precisión de las predicciones. En este sentido los estudios experimentales sobre la resistencia de los materiales e, incluso sobre la respuesta sísmica de edificios, a escala real o reducida, sobre mesas vibrantes son muy bienvenidos. Finalmente, el evaluador final será el terremoto.



8 Otros aspectos de la vulnerabilidad

Existen otros aspectos particularmente importantes en la evaluación de la vulnerabilidad de edificaciones esenciales o de especial importancia, como son la vulnerabilidad no estructural, la vulnerabilidad sistémica, funcional y la fragilidad social, incluyendo la dimensión de género y otros aspectos normalmente etiquetados como holísticos, relacionados con la sostenibilidad y resiliencia de la sociedad. Su evaluación requiere de la implicación de personas e instituciones, directa o indirectamente relacionadas con las edificaciones esenciales, como son gerentes, profesionales y trabajadores involucrados en la actividad normal del centro, así como también, en su caso, de las autoridades con responsabilidad en la prevención del riesgo y la protección civil.

Aunque estos aspectos de la vulnerabilidad van más allá de los objetivos de esta guía, en este capítulo se pretende orientar al lector en este tipo de trabajos y estudios.

8.1 La vulnerabilidad no estructural

La vulnerabilidad no estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes que no forman parte del sistema resistente, o estructura, de la edificación de sufrir daño debido a un sismo, o que se denomina daño sísmico no estructural (Cardona, 1999). A continuación, se muestra un listado de estos elementos clasificados en componentes arquitectónicos y electro-mecánicos que cumplen funciones importantes dentro de las instalaciones del edificio (ATC-29-1, 1998):

- Componentes arquitectónicos:

- Paredes, tabiques, divisiones y muros no estructurales.

- Antepechos, parapetos, ornamentos, cornisas, chimeneas.

- Conexiones de elementos prefabricados, paneles de vidrio.

- Techos, cielos rasos, plafones.

- Subestructuras en voladizo, apéndices.

- Repisas, letreros, anuncios.

- Componentes mecánicos y eléctricos:

- Equipos eléctricos de emergencia

- Instalaciones contra incendio: detección, alarma y extinción.

- Salas de máquinas, suspensión y guía de ascensores.

- Sistemas de comunicación y emergencia.

- Calderas, hornos, incineradores, calentadores.

- Motores, transformadores, subestaciones.

- Ductos, tuberías, bandejas eléctricas

- Equipos aire acondicionado y/o calefacción, ventiladores.

- Estanques a presión, estanques de almacenamiento, sistemas de tubería.

- Paneles de control, estantes de baterías.

A estos elementos debe añadirse también el propio contenido de la edificación, siendo conveniente también clasificarlos en función de su importancia relativa y probabilidad de fallo.

En algunos casos concretos el fallo de componentes no estructurales puede propiciar la ocurrencia de fallos estructurales o pueden modificar la respuesta dinámica esperada en el diseño. Ejemplos de ellos son las escaleras en mampostería, revestimientos pesados el efecto de columna corta. La subestima-



ción en los diseños de anclajes de equipos, falta de control del nivel de vibración tolerable de los mismos, la prevención de su volcado o desplazamiento, y la inapropiada disposición de las instalaciones, hacen que los análisis y diseño estructural y arquitectónico sean en sí vulnerables (Safina, 2002). Estos problemas pueden verse incrementados cuando la estructura ha sido modificada, remodelada y/o ampliada, como es frecuente en el caso de edificios esenciales, que requieren ampliación de espacios, reubicación de instalaciones que modifican los patrones de carga, modificando la vulnerabilidad de los elementos estructurales (OPS, 1993).

Sismos ocurridos en las últimas tres décadas han puesto de manifiesto que este tipo de elementos no estructurales han sido subestimados, provocando en muchos casos cuantiosas pérdidas, e incluso la interrupción del funcionamiento de las edificaciones esenciales, que se vieron obligados a suspender sus servicios.

Para las edificaciones esenciales, esta situación adquiere una relevancia especial ya que si se reconoce que la funcionalidad de la edificación es un aspecto fundamental para la atención de las emergencias sísmicas, y ésta se vincula directamente con el mantenimiento de funciones de todos y cada uno de sus componentes, equipamientos y cualquier otro elemento que pueda atender contra ella, entonces debe prestarse especial atención a la protección de los componentes no estructurales, pues su fallo puede conducir a la inutilización o colapso funcional del edificio (Bertero y Bertero, 1992).

Para valorar las pérdidas por daños en elementos no estructurales, es necesario identificar el tipo de elemento, desarrollar o aplicar un modelo del daño esperado ante la demanda sísmica y a su vez relacionar el daño esperado con la pérdida económica. Así, en HAZUS (FEMA 2020) se sugieren curvas de fragilidad definidas para componentes no estructurales dependiendo de la tipología del edificio, el tipo de componente y el estado de daño. Siguiendo este enfoque, Paul y Lin (2009) evalúan el daño esperado de un edificio esencial (un hospital) y de los componentes no estructurales usando curvas de fragilidad y extienden el análisis con el fin de estimar la capacidad de la instalación. Otros ejemplos de curvas de fragilidad para elementos no estructurales se encuentran en Shinozuka et al. (2008) y en Achour (2007). Además de los estudios analíticos y simulaciones para la evaluación de la vulnerabilidad no estructural, Yavary y Chang (2010) presentan métodos empíricos para la evaluación de la funcionalidad de los hospitales, estableciendo relaciones entre los daños observados en elementos estructurales, no estructurales, efectos en el personal sanitario y el estado de servicio de las instalaciones después del evento.

Tomando como referencia los niveles propuestas por Yavary y Chang (2010), así como las calificaciones sugeridas por la OMS en el ISH y los requisitos de seguridad establecidos en los documentos ATC 51-1 (2002) y ATC 51-2 (2004) para la reducción de la vulnerabilidad de elementos no estructurales, Valcárcel (2013) propone una escala cualitativa para clasificar la vulnerabilidad no estructural, basados en las condiciones de anclaje y conexión de los elementos y en sus efectos sobre la funcionalidad e integridad de los ocupantes, y así aplicar un índice que permita cuantificar los daños no estructurales en hospitales. Las escalas para clasificar la vulnerabilidad no estructural se resumen por tipo de elemento (arquitectónico, equipo médico y mobiliario, instalaciones y líneas vitales), cantidades (ninguno, pocos, algunos, la mayoría, todos) y efectos en la funcionalidad e integridad de los ocupantes. Este enfoque también es considerado en Cardona (1999) y resulta útil para ver las alternativas de reducción de la vulnerabilidad de la instalación

8.2 Vulnerabilidad sistémica. El sistema urbano.

La *vulnerabilidad física* es la predisposición del sistema a sufrir daños físicos directos, que afecten a la población, a las infraestructuras y a su funcionalidad. Estos daños físicos provocados durante y después del evento sísmico, generan también pérdidas en la capacidad de respuesta, cooperación y coordinación de los responsables de gestionar dicha emergencia, ponen de manifiesto la *vulnerabilidad organizacional*. Adicionalmente, se deben contemplar los efectos que tienen los fallos ocurridos en un sistema sobre otros sistemas, conocida como *vulnerabilidad sistemática*.

La vulnerabilidad urbana se podría obtener mediante el enfoque conocido como vulnerabilidad *sistémica*, que sería resultado de la combinación de la *vulnerabilidad física*, la *organizacional* y la *sistemática*.



tica (SERGISAI, 1998) de los diferentes sistemas y subsistemas que componen el sistema urbano. Del mismo modo que se aplica esta definición a un entorno urbano, debe aplicarse a un edificio o sistema esencial de la ciudad, cuyo fallo puede afectar a otros sistemas de dicho entorno urbano.

La complejidad de los sistemas urbanos se pone de manifiesto en su comportamiento de carácter dinámico tanto en el espacio como en el tiempo, lo que provoca no sólo pérdidas directas como resultado del fenómeno natural, sino también de la capacidad de respuesta de la sociedad y de preparación de su población. Es necesario un análisis de la ciudad en riesgo, a través de un enfoque sistémico (operación y producción interna) y dinámico (evolución en el tiempo) de la ciudad expuesta a la amenaza sísmica, y reemplazada en su entorno exterior (regional, nacional o internacional) con el que el sistema tiene relaciones permanentes. Como parte de este enfoque sistémico, una ciudad puede caracterizarse por una serie de componentes que integran el sistema, y que presentan un alto grado de interrelación entre ellos, lo que hace necesaria la evaluación de la vulnerabilidad de cada uno de ellos y su contribución a agravar el nivel de riesgo.

El Proyecto europeo Risk-UE (Masure y Lutoff 2003), establece que el sistema está formado por siete componentes que se refieren a su contenido humano, su espacio físico, su funcionamiento, sus actividades, su gobierno, su identidad y su influencia externa. Estos componentes se definen mediante el estudio de datos relacionados con:

1. Población: habitantes (edad, nivel social, etc.), trabajadores, turistas, transeúntes, distribución demográfica, crecimiento demográfico, etc. Los habitantes son el corazón de la ciudad y parte de la vulnerabilidad de la ciudad.
2. Espacio urbano: entorno natural (aire, agua, suelo, subsuelo, biotopo), entorno construido (edificios, infraestructura, líneas de vida, etc.) y entorno normativo (organización espacial, uso de la tierra, tejido urbano y características naturales, recursos naturales). Es el soporte físico de la ciudad, y el primer herido por un terremoto.
3. Las actividades y servicios funcionales urbanos inciden sobre los principales servicios urbanos: vivienda, abastecimiento, saneamiento, transporte, comunicaciones, funciones sociales y de emergencia, presentando diferentes niveles de adaptación a la amenaza sísmica.
4. Actividades urbanas: actividades económicas (producción, consumo, intercambios), administrativas y culturales que son variablemente vulnerables a los terremotos.
5. Gobierno y actores urbanos: organizaciones institucionales, socioeconómicas y políticas, actores urbanos, política urbana (opciones de crecimiento y desarrollo), procesos de toma de decisiones con especial énfasis en la gestión de emergencias.
6. Identidad y cultura: cohesión social, cultura e historia local (con especial énfasis en la cultura y memoria de los riesgos), imágenes y representaciones simbólicas, etc.
7. Radiación externa: rasgos simbólicos, imagen y representaciones externas, posición regional, etc.

El enfoque de exposición del sistema urbano (USE, por sus siglas en inglés) propuesto por Risk-UE es sistémico, y se divide en cinco pasos principales:

1. Análisis de los componentes urbanos y funcionamiento del sistema; indicadores urbanos.
2. Análisis de elementos en riesgo.
3. Análisis de los factores de vulnerabilidad; identificación de puntos débiles y defensas del sistema urbano.
4. Evaluación y clasificación de elementos en riesgo mediante un análisis de valor global.
5. Fase de validación con los actores locales.

Por tanto, la evaluación sísmica de un edificio o sistema esencial como puede ser el sistema sanitario, se debe establecer conforme a la importancia relativa de la función que desempeña dicha edificación o sistema en la comunidad y entorno urbano en el que se encuentra. Safina (2003) clasifica los edificios esenciales según esta importancia relativa en: básica, alta y muy alta, según su nivel de exposición en: amenaza moderada o alta, y según su desempeño sísmico como: suficiente o insuficiente. La calificación de la capacidad de respuesta del sistema parte de la evaluación preliminar de los elementos que lo forman, para jerarquizar los niveles de riesgo de cada instalación. En función de esta importancia rela-



tiva, el nivel de sismicidad regional y el desempeño sísmico de la edificación, se requerirá un nivel mínimo de evaluación.

Los niveles de evaluación se clasifican en tres: preliminar, general o detallado, según los parámetros empleados para caracterizar la amenaza, la vulnerabilidad y el daño. Siendo, por ejemplo, para una amenaza moderada, necesario alcanzar un nivel de evaluación general para las edificaciones de importancia alta que muestren un desempeño insuficiente, y para las de importancia muy alta, aunque muestren un desempeño suficiente. En base a esta información, una nueva evaluación del modelo permitirá jerarquizar y justificar la toma de decisiones y la implementación de intervenciones diseñadas para programas a corto, medio y largo plazo.

8.3 Vulnerabilidad funcional

La *vulnerabilidad funcional* describe la predisposición de un sistema, o instalación de ver perturbado su funcionamiento como consecuencia del incremento de la demanda de sus servicios. La propia naturaleza de las edificaciones esenciales exige que, ante una crisis sísmica, sus instalaciones o dependencias deban mantenerse en funcionamiento para atender las consecuencias del evento y la situación de emergencia. Los daños físicos en la estructura y componentes no estructurales supondrán una disminución de su capacidad operativa y funcional. Y la propia situación de emergencia implicará un incremento abrupto de la demanda de sus servicios que debe atender en relación a una situación ordinaria. La predisposición de la edificación a ver perturbado su funcionamiento, como consecuencia de este incremento de demanda, se describe mediante la *vulnerabilidad funcional*. El colapso funcional se produce cuando la instalación, aunque no haya sufrido ningún daño en su estructura física, se ve incapacitado para dar los servicios inmediatos de atención de la emergencia sísmica y posterior recuperación de la población afectada (Guevara, 2000)

Entre los factores que pueden contribuir a incrementar la vulnerabilidad funcional, destacan (OPS, 1993):

- distribución inadecuada de las áreas de servicios
- ausencia de un plan de emergencia probado, especialmente en lo referente al manejo de la información
- dotación inapropiada de infraestructura, que permita atender las exigencias de la crisis sísmica.
- Inadecuada distribución y relación entre espacios arquitectónicos, ineficientes sistemas de evaluación y vías de escape.
- Sistemas de comunicación, señalización y vialidad de acceso inapropiados

Esta discapacidad funcional suele tender a reducirse con el tiempo, una vez superada la situación de crisis sísmica (Safina, 2002). Aunque puede parecer que se trata de un aspecto de alcance técnico especializado en el diseño y responsabilidad de los gestores de la instalación, se trata realmente de un estudio multidisciplinar que permita garantizar una mayor eficacia de la utilización del servicio.

Monti y Nuti (1996) evalúan la capacidad de un hospital para mantenerse en funcionamiento después de un evento sísmico de una determinada intensidad, considerando la organización de los servicios y sub-servicios en el hospital y asignando un criterio de colapso, entendido aquí como la pérdida total de su función, para cada uno de estos. Este enfoque requiere de información detallada y procedimientos refinados (Valcárcel, 2013).

En el marco del proyecto MOVE (2011), mediante una simulación numérica empleando el modelo de Leontief (Leontief 1986), perteneciente al mundo del análisis de sistemas complejos, como es el caso de los hospitales se obtiene una primera estimación de las bajas previstas y los niveles de daños. El objetivo es simular su comportamiento en caso de una crisis externa o problema interno mediante la realización de una evaluación de vulnerabilidad que tenga en cuenta considerar cómo una falla específica puede influir en la funcionalidad de todo el sistema. Para ello se consideran los elementos que componen el sistema junto con sus interdependencias mutuas, y cuantifica la inoperabilidad posterior



de la infraestructura, donde la 'inoperabilidad del sistema' es definido como su incapacidad para realizar completamente sus funciones previstas.

Tres elementos son necesarios para la aplicación del modelo de Leontief:

- definición de los elementos que componen el sistema;
- definición de sus conexiones;
- estimación del vector de inoperabilidad resultante del evento.

La lista de elementos hospitalarios se obtuvo considerando las áreas funcionales necesarias en el período posterior de un terremoto, según lo enumerado por la Organización Mundial de la Salud (Tabla 8-1).

Tabla 8-1. Prioridad de áreas funcionales hospitalarias durante desastres (Fuente: PAHO 2000).

Clinical and support services	Importance in the event of an emergency
Trauma and orthopaedics, intensive care unit/intensive treatment unit; urology; emergency care; sterilization; diagnostic imaging; pharmacy; nutrition; transport; recovery; blood bank	5
Outpatient consultation/admissions; paediatric surgery; paediatrics; laboratory; laundry services; haemodialysis	4
Internal medicine; gynaecology and obstetrics; administration; neonatology	3
Respiratory medicine, neurology, ophthalmology; filling and case management	2
Dermatology; psychiatry; oncology; Otorhinolaryngology; dental services; therapy and rehabilitation	1

5: indispensable, 4: very necessary, 3: necessary, 2: preferable 1: dispensable

Para definir la conectividad de estos elementos se empleó un modelo de lógica difusa basado en entrevistas semi-estructuradas, a expertos como ingenieros hospitalarios y médicos. Para evaluar la vulnerabilidad se diseñaron formularios específicos. Este modelo tiene en cuenta la experiencia de los encuestados y los niveles de confianza de sus respuestas. Finalmente, la estimación de daños depende de la definición del vector de inoperatividad.

8.4 Fragilidad social

La dimensión social de la vulnerabilidad es considerada por el proyecto MOVE (2011) como la fragilidad de la comunidad relacionada con el nivel de bienestar humano incluyendo su integración social, salud mental y física, tanto a nivel individual y colectivo (Cardona 2001, Birkmann et al. 2013). Esta dimensión considera grupos especiales de población, que son diferenciados por edad, condiciones laborales, nivel educativo, sexo u origen.

Existe una fuerte correlación entre salud y desarrollo, ya que, tanto en países desarrollados como en vía de desarrollo, cuanto más alto es el producto nacional, más alta es la esperanza de vida y más baja la mortalidad y morbilidad (Flessa 2007). De esta manera, la seguridad de la infraestructura hospitalaria es un factor relevante en la relación entre la salud de la población y su desarrollo. Por ejemplo, el sistema sanitario catalán (GENCAT 2008) considera como factores sociales de riesgo para la salud el nivel de ingresos y la capacidad de organización doméstica, el desempleo, el bajo nivel educativo, la superpoblación, la fragmentación social, las oleadas migratorias intensivas, elevados niveles de violencia y delincuencia. Dichos factores representan grupos de población vulnerables.

Por tanto, la evaluación de las pérdidas esperadas en las instalaciones esenciales, debe incluir aspectos relacionados con el desarrollo humano, el bienestar, la fragilidad socioeconómica y la capacidad de



respuesta de las comunidades, para cuantificar apropiadamente los beneficios de la seguridad de esta infraestructura

En el marco del proyecto Move (2011) se propuso un listado de indicadores (Tabla 8-2) para evaluar la dimensión social de la vulnerabilidad.

Tabla 8-2. Lista de indicadores para la evaluación de la fragilidad social (Move, 2001).

	Composite indicators	Single Indicators
Susceptibility	Age	Population under 20 years
		Population 20 to 64 years
		Population over 64 years
	Employment	Employment in agriculture sector
		Employment in mining sector
		Employment in Production and construction sector
		Employment in Service sector
	Origin	Origin Austria
		Origin EU
		Origin other countries
	Education level	Academics
		Non-Academics
Mean of subsistence	Full time employment / male	
	Full time employment / female	
	Part-time employment / male	
	Part-time employment / female	
	Precarious employment / male	
	Precarious employment / female	
Lack of Resilience	Early warning system	
	Proximity to roads / access	
	Accessibility to medical services	
	Proximity to emergency services	

Para la evaluación de la vulnerabilidad socioeconómica, Cardona et al. (2003) sugieren un Índice de Vulnerabilidad Prevalente (IVP) con el fin de establecer referencias sobre la exposición y susceptibilidad, la fragilidad socioeconómica y la falta de resiliencia a un nivel regional usando indicadores sociales. Estas condiciones son consideradas como factores agravantes a las situaciones de desastre y representan la capacidad de las comunidades para enfrentar eventos críticos y su habilidad para recuperarse. Como complemento, Carreño et al. (2017) proponen realizar la cuantificación del riesgo integral mediante el índice de riesgo sísmico urbano, USR_i, calculado a partir del riesgo físico R_F (efectos primarios del desastre) y un factor de agravamiento, F, que contempla la vulnerabilidad socioeconómica de las comunidades de la zona de estudio (efectos secundarios del desastre), mediante la siguiente ecuación (8-1). Este factor F intenta representar la fragilidad social y los problemas adicionales de comunidades de baja resiliencia cuando se enfrentan a emergencias y a la posterior fase de recuperación; dicho factor es una alternativa para valorar las pérdidas en el contexto socioeconómico que ocurren.

$$USR_i = R_F (1+F) \quad (8-1)$$



El Índice de Vulnerabilidad de Hospitales (IVH) propuesto por Valcárcel (2013), que se explica más adelante, se basa en el marco conceptual del USRi de Carreño et al. (2017) y las metodologías sugeridas para la evaluación de la seguridad estructural, no estructural y de capacidad de respuesta de las instalaciones de salud.

8.5 Aproximación holística de la vulnerabilidad

Normalmente el riesgo en un territorio se considera como la combinación de tres componentes principales:

$$Risk = Hazard\ probability \times Exposure\ value \times Vulnerability \quad (8-2)$$

donde:

- La amenaza o *peligrosidad* ("Hazard") representa la probabilidad de ocurrencia de un evento de una intensidad y periodo de tiempo específicos y en un espacio geográfico determinado.
- "*Elementos expuestos*" hacen referencia a los elementos del territorio que conforman el sistema en riesgo (sus componentes, elementos, funciones, actividades, etc) y su valor (social, económico, funcional, etc.).
- "*Vulnerabilidad*" representa la fragilidad de los elementos en riesgo del Sistema expuesto, expresada en una escala de 0 (no daño) a 1 (pérdida total).

Siendo el riesgo, o probabilidad de daño durante un periodo de tiempo determinado, que incluye los efectos potenciales de impactos correlativos (impactos socioeconómicos en el empleo, producción, etc.) o efectos inducidos (impactos de industrias peligrosas, derrumbes de presas, incendios y explosiones, etc.) y la dimensión humana o social a través del análisis de "factores de vulnerabilidad" (aspectos demográficos, sociales, organizativos, políticos, educativos y culturales).

De acuerdo con esta definición, es importante, para la evaluación del riesgo, analizar la información existente desde una perspectiva holística, que combine la dimensión física, socio-económica y humana para definir los elementos en riesgo. Por tanto, el análisis de riesgo sísmico desde una perspectiva holística requiere el cálculo de un conjunto de factores relacionados con el daño físico y los efectos directos del evento sísmico que golpea el sistema urbano, sino también un conjunto de factores sociales, institucionales, económicos y organizativos que favorezcan los efectos de segundo orden y consideren su impacto intangible (Cardona y Hurtado 2000; Benson 2003; Cannon 2003; Cutter et al. 2003; Davis 2003; Carreño et al. 2007, 2014; Barbat et al. 2009 Khazai et al. 2014).

Un esquema de gestión de la reducción del riesgo de desastres debe involucrar un proceso interdisciplinario y la evaluación holística contribuye a este proceso, no solo por considerar el factor socioeconómico sino por ser una forma útil de comunicar el riesgo a través de la identificación de las áreas críticas de una ciudad donde se encuentra la vulnerabilidad evaluada considerando diferentes perspectivas (Salgado-Gálvez et al., 2016). En el caso de edificios esenciales, como son los hospitales, su vulnerabilidad sísmica no sólo depende del comportamiento de los elementos estructurales, sino que también influyen el comportamiento de los elementos no estructurales, así como la capacidad del personal y de las instituciones en caso de emergencia. En este sentido, es recomendable que el análisis de la seguridad y riesgo sísmico de los centros de salud se desarrolle bajo un enfoque multidisciplinario, en el cual participen responsables de los servicios sanitarios (Valcárcel, 2013).

La evaluación de la vulnerabilidad física de un sistema urbano, es la predisposición del sistema a sufrir daños físicos directos, que afecten a la población, a las infraestructuras y a su funcionalidad. Sin embargo, la evaluación de la vulnerabilidad en el contexto de riesgos naturales, desde un punto de vista físico no es la única dimensión en la que ha de realizarse, siendo tan solo el primer paso en la evaluación del riesgo integral y holístico orientado a la gestión del riesgo de desastres (Cardona 2001; Carreño 2006; Carreño et al. 2014). El enfoque de la evaluación de la vulnerabilidad debe identificarse también con las variables que provocan la vulnerabilidad de las personas y que representan mayores diferencias en la susceptibilidad (potencial y revelada) de la población. Esta evaluación a nivel urbano



requerirá de la combinación de los resultados del riesgo físico con los aspectos que reflejan la fragilidad social y la falta de resiliencia (Carreño et al. 2012, MOVE 2011).

La resiliencia es una capacidad de adaptación de un sistema socio-ecológico para hacer frente y absorber los impactos negativos como resultado de la capacidad de anticipar, responder y recuperarse de eventos dañinos; y se ha demostrado que es un factor importante a conocer de la vulnerabilidad general. Su evaluación se realiza mediante un conjunto de indicadores (Cardona 2001; Carreño et al. 2007). La falta de resiliencia está relacionada con deficiencias para enfrentarse a los desastres y recuperarse de ellos, contribuyendo también al riesgo blando o al factor de impacto de segundo orden sobre las comunidades expuestas.

Es necesario introducir el concepto de "factores de vulnerabilidad": proceso acumulativo de fragilidades permanentes, deficiencias y limitaciones que juegan un papel en la existencia de mayores niveles de vulnerabilidad. La pobreza, por ejemplo, debe entenderse como un factor de vulnerabilidad y no como la propia vulnerabilidad. Los "factores de resiliencia", por el contrario, deben hacer hincapié en buenas prácticas como la preparación, la cohesión social, la planificación ambiental, los procesos de rehabilitación y protección, la responsabilidad, la educación, la formación, etc.

De hecho, la vulnerabilidad global de una ciudad debe definirse a través de tres análisis complementarios:

- la fragilidad de los elementos físicos en riesgo.
- la vulnerabilidad sistémica de la ciudad considerada como un sistema global.
- los factores de vulnerabilidad y resiliencia de la colectividad.

El enfoque holístico en el marco del proyecto MOVE (Birkmann et al. 2013) describe los factores clave y diferentes dimensiones que deben abordarse al evaluar la vulnerabilidad en el contexto de los peligros naturales. El objetivo de este proyecto es hacer la identificación inicial de los elementos de los sistemas socio-ecológicos que dan forma a los resultados de la vulnerabilidad. El método presentado para evaluar la vulnerabilidad tiene en cuenta los siguientes elementos: amenazas, acoplamiento, exposición, susceptibilidad y falta de resiliencia abarcando las siguientes dimensiones: ecológica, social e institucional; incluyendo las interacciones entre los diferentes conceptos.

Un método que incorpora tanto los daños estructurales como no estructurales y la capacidad de respuesta de edificios esenciales, como son los hospitales, es el Índice de Vulnerabilidad de Hospitales (IVH) propuesto por Valcárcel (2013). Este índice se basa en el marco conceptual del USRi de Carreño et al. (2017), de acuerdo a la siguiente expresión:

$$IVH = V * (IS, INS, ICR) * (I + FS) \quad (8-3)$$

Donde V (I_S , I_{NS} , I_{RC}) representa los indicadores de daños estructurales I_S , no estructurales I_{NS} y de capacidad de respuesta I_{RC} . Cada uno de estos índices se multiplica por un peso correspondiente x_i . La OMS sugiere los siguientes valores: $x_S = 0.5$ para los componentes estructurales (en este caso el grado de daño medio normalizado), 0.3 para los componentes no estructurales y 0.2 para la capacidad de respuesta (WHO, 2008).

$$V (IS, INS, ICR) = x_S * IS + x_{NS} * INS + x_{CR} * ICR \quad (8-4)$$

Así V (I_S , I_{NS} , I_{RC}) se evalúa de acuerdo a la siguiente expresión:

$$FS = x_{EF} * EF + x_{VO} * VO + x_{IO} * IO + x_{CO} * CO \quad (8-5)$$

$$EF = \sum x_{Efi} * EF_i \quad (8-6)$$

El factor de agravamiento (FS) considera un indicador compuesto tal como se presenta a continuación.

Donde, x_{EF} , x_{VO} , x_{TO} , x_{CO} son los pesos asignados a cada indicador. EF representa la exposición y fragilidad de la población en términos de la tasa de dependencia senil (EF1), la dependencia juvenil



(EF2), la tasa de pobreza (EF3), la tasa de desempleo (EF4) y la densidad de población (EF5). La combinación de estos indicadores se presenta en la expresión para calcular FS, en la cual cada x_{EF_i} representa el peso asignado a cada subindicador y cada EF_i representa el valor normalizado de cada subindicador. Por otro lado, VO es el valor normalizado del número de camas, TO representa la calificación del nivel de atención del hospital. TO toma valores de 1 para hospitales de atención básica, 2 para hospitales de referencia y 3 para hospitales de alta tecnología. Finalmente, CO representa la tasa de hospitalización.

El máximo valor del índice de vulnerabilidad de hospitales, IVH es 2 y está asociado por un lado a una alta vulnerabilidad estructural y no estructural de los hospitales y por el otro a una alta fragilidad socioeconómica de las comunidades. Respecto a la vulnerabilidad estructural y de elementos no estructurales, la mayor calificación corresponde a los hospitales en los cuales el grado de daño medio esperado es cercano al estado de daño completo (grado de daño medio igual a uno). Asimismo, la mayor calificación estaría asociada a las condiciones en las cuales los indicadores de incapacidad de respuesta son altos. Estos resultados son afectados por el factor de agravamiento, de tal forma que la mayor calificación también reflejaría precarias condiciones del contexto socioeconómico.

8.6 La dimensión de género en el riesgo sísmico.

Según la Comisión Europea (European Commission 2016) el género se refiere a la construcción social y cultural de mujeres y hombres, que establece modelos de comportamiento para la feminidad y la masculinidad, que varía en el tiempo y en el espacio, y entre culturas. Incluye normas de género (actitudes), relaciones de género (roles) e identidades de género. Estos atributos, oportunidades y relaciones son construidos socialmente y aprendidos a través del proceso de socialización, son específicos al contexto/época y son cambiantes, afectando a productos, tecnologías, medioambiente y conocimiento. El género determina qué se espera, qué se permite y qué se valora en las personas en un contexto determinado. En la mayoría de las sociedades hay diferencias y desigualdades entre mujeres y hombres en cuanto a las responsabilidades asignadas, las actividades realizadas, el acceso y el control de los recursos, así como las oportunidades de toma de decisiones. El género es parte de un contexto sociocultural más amplio, como lo son otros criterios importantes de análisis sociocultural: la clase, nivel de estudios alcanzado, grupo étnico, orientación sexual, edad, religión, etc.

La igualdad de género se inscribe en la perspectiva del derecho internacional de los derechos humanos, la cual es reconocida por las Naciones Unidas en los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) para la Agenda 2030 (UN,2015). Concretamente en su Objetivo n°5, se indica que debemos “lograr la igualdad entre los géneros y empoderar a todas las mujeres y las niñas”, y en el Objetivo n°11, de Ciudades y Comunidades Sostenibles, que es necesario “conseguir que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles”, destacando los trabajos que debe realizar el país para incorporar ambos objetivos para lograr el desarrollo sostenible.

Las dificultades derivadas de situaciones de pobreza, violencia, acceso a la educación y el empleo, etc., impactan de manera diferente en hombres y mujeres, generando así desigualdades o violencias de género. Los desastres naturales generan efectos que aumentan estas desigualdades y brechas ya existentes en relación al acceso de bienes y servicios esenciales, afectando de manera diferente a las mujeres, lo cual dificulta la recuperación temprana tras el desastre. Un ejemplo de son las previsiones en caso de una catástrofe producida por un terremoto realizadas por Vargas-Alzate y Zapata-Franco (2021), muestran que las mujeres tienen una mayor probabilidad de verse afectadas negativamente que los hombres. El estudio se base en dos hechos principales: i) una cantidad importante de personas que viven por debajo del umbral de pobreza son mujeres; ii) en ciertos lugares, las mujeres que viven en zonas urbanas vulnerables permanecen en sus hogares más tiempo que los hombres.

El Marco de Sendai para la Reducción de Riesgo de Desastres 2015-2030, reconoce el rol crítico de las mujeres para manejar el riesgo de desastres y promocionar políticas con equidad de género (UNISDR 2015). Estas situaciones de emergencia suponen para mujeres y niñas una carga adicional, ya que sobre ellas recae generalmente la responsabilidad del trabajo no remunerado, como son las labores de cuidado y el suministro de agua y alimentos para los hogares. Durante los procesos de reconstrucción, tras el desastre, pueden verse afectadas en el acceso al empleo, tal como lo indica un in-



forme de la Organización Internacional del Trabajo (OIT) del año 2010, a consecuencia del terremoto en Chile del 27 de febrero de ese año. Esta situación afectó más a las mujeres, ya que 46 % de los empleos perdidos correspondieron a puestos ocupados por mujeres, y de los empleos creados, un 85 % fueron captados por hombres. Como resultado, un 60% de pérdida neta de empleos correspondió a mujeres.

A nivel mundial, es también frecuente que experimenten pérdida de derechos de tierra o propiedad y la falta de acceso a salud reproductiva, entre otros. Según Ojeda (2008) hay una relación entre la violencia de género y los desastres socio-naturales que incrementa los niveles de violencia doméstica y sexual, mayoritariamente hacia niñas y mujeres en estos contextos, y que las modalidades son diversas dada la vulnerabilidad social de las mujeres, la cultura androcéntrica, las situaciones límite, y el estrés postraumático, entre otros factores.

Todo ello hace necesaria la integración del enfoque de género en los procesos de prevención, preparación, respuesta y recuperación ante eventos adversos que afecten a la comunidad, como es el caso del riesgo sísmico (CITRID y Mesa de Trabajo en Gestión del Riesgo y Género, 2020).



Referencias

- ACHE (2020) Proyecto de estructuras de hormigón en zona sísmica. Monografía M35. Edita ACHE (Asociación española de Ingeniería estructural). ISBN. 978-84-89670-89-1. 446 pp.
- Achour N (2007) Estimation of Malfunctioning of a Health Care Facility in Case of Earthquake” Ph.D. Thesis, Kanazawa University, Japan.
- AFNOR (2005) NF EN 1998-1. Eurocode 8. Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 1: Règles générales, actions sísmiques et règles pour les bâtiments. Eurocode 8. Norme française homologuée par décision du Directeur Général d'AFNOR le 5 août 2005 pour prendre effet le 5 septembre 2005. 186pp.
- AFNOR (2007) Norme Française NF EN 1998-1/NA. Indice de classement P06-030-1/NQ pour leur résistance aux séismes —Partie 1: Règles générales, actions sísmiques et règles pour les bâtiments. Annexe nationale à la NF EN 1998-1: 2005 Règles générales, actions sísmiques et règles pour les bâtiments.
- Aguilar-Meléndez A, Ordaz MG, De la Puente J, González-Rocha SN, Rodríguez-Lozoya HE, Córdova-Ceballos A, García-Elías A, Calderón-Ramón C, Escalante-Martínez JE, Laguna-Camacho JR, Amelia Campos-Rios A (2017) Development and Validation of Software CRISIS to Perform Probabilistic Seismic Hazard Assessment with Emphasis on the Recent CRISIS2015. *Computación y Sistemas*, Vol. 21, No. 1, 2017, pp. 67–90. <http://www.scielo.org.mx/pdf/cys/v21n1/1405-5546-cys-21-01-00067.pdf>
- Ang, AH-S, Tang W (1975). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*. John Wiley & Sons. New York. 1975.
- Angeletti P (1984) Un modello per la valutazione dei costi di riparazione e adeguamento antisismico sulla base dei censimenti di danno e vulnerabilità. *Atti del seminario: "Vulnerabilità e metodi per la riduzione del rischio sísmico"* (A cura di Corrado Latina). Noto (Sicilia), 27-30/9/1984
- Angeletti P, Bellina A, Guagenti E, Moretti A, Petrini V (1988). *Comparison between vulnerability assessment and damage index, some results*, Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo- Kyoto, Japan. Vol. 8. pp. 181-186.
- ATC (2017 a) NIST GCR 17-917-46v3 Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part I – General. Applied Technology Council. Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, CA 94065. 137 pp. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1>. (Acceso: 02/11/2021).
- ATC (2017 b) NIST GCR 17-917-46v3 Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part II a – Steel Moment Frames. Applied Technology Council. Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, CA 94065. 145 pp.: <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v2>. (Acceso: 02/11/2021).
- ATC (2017 c) NIST GCR 17-917-46v3 Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part II b – Reinforced Concrete Moment Frames. Applied Technology Council. Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, CA 94065. 135 pp. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v3> (Acceso: 02/11/2021).
- ATC-13 (1985) Earthquake damage evaluation data for California. Applied Technology Council, Redwood City, California. USA.
- ATC-21 (1988) Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazard: Volume 1, Handbook. Volume 2, Support Documentation. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- ATC-25 (1991) *Seismic Vulnerability and impact of disruption of lifelines in the conterminous United States*. Applied Technology Council. Funded by Federal Emergency Management Agency. ATC. Redwood City. California. 1991. 440 pp.
- ATC-29-1 (1998) Proceeding of seminar on seismic design, retrofit and performance of nonstructural components. Applied Technology Council. Redwood City. California



- ATC-40 (1996) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Volumes 1 (346 pp) and 2 (284 pp), Applied Technology Council, Redwood City, California.
- ATC-51-1 (2002) Recommended U.S.-Italy Collaborative Guidelines for Bracing and Anchoring Non-structural Components in Italian Hospitals. Applied technology council
<https://www.atcouncil.org/pdfs/ATC511toc.pdf> (Acceso: 23.12.2021. Sólo índice).
- ATC-51-2 (2004) Recommended U.S.-Italy Collaborative Guidelines for Bracing and Anchoring Non-structural Components in Italian Hospitals. Applied technology council
<https://www.atcouncil.org/pdfs/ATC512toc.pdf> (Acceso: 23.12.2021. Sólo índice).
- Athanasopoulou A, Formichi P, Spehl P, Dabizheva I, Gacesa-Moric V, Markova J, Calgaro JA, Malakatas N, Lurvink M, Croce P, Apostolska, Sumarac D, Sousa ML, Dimova S (2019) The implementation of the Eurocodes in the National Regulatory Framework, EUR 29601 EN, Publications Office of the European Union, Luxembourg, 2019, ISBN 978-92-79-98657-4, doi:10.2760/033434, JRC115175.
- Baker JW (2015) An Introduction to Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA), White Paper, Version 2.1, 77 pp.
[https://www.jackwbaker.com/Publications/Baker \(2015\) Intro to PSHA.pdf](https://www.jackwbaker.com/Publications/Baker%20(2015)%20Intro%20to%20PSHA.pdf)
- Baker JW, Bradley BA, Stafford PJ (2021) Seismic Hazard and risk analysis. Cambridge University Press. ISBN: 9781108425056
- Barbat A H, Yépez F, Canas J A (1996) Damage scenarios simulation for seismic risk assessment in urban zones, *Earthquake Spectra*, **12(3)**, 371-394.
- Barbat AH, Carreño ML, Pujades LG, Lantada MN, Cardona OD, Marulanda MC (2009) Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area', *Structure and Infrastructure Engineering*, 6: 1, 17 — 38,
<http://dx.doi.org/10.1080/15732470802663763>. (Acceso: 02/11/2021).
- Barbat AH, Vargas YF, Pujades LG, Hurtado JE (2016) Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez. *Rev. int. métodos numér. cálc. diseño Ing.* 2016; 32(1):39-47. <http://dx.doi.org/10.1016/j.rimni.2014.11.001> (Acceso:23.12.2021)
- Benedetti D, Petrini V (1984) Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura i proposte di un metodo di valutazione. *L'industria delle Costruzioni*, **Vol. 18**. pp. 66-74. 1984
- Benioff H (1934). The Physical Evaluation of Seismic Destructiveness, *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 24(4), 398-403
- Benjamin JR, Cornell CA (1970) Probability, statistics and decisions for civil engineers. McGraw-Hill, inc., USA. 287 pp.
- Benson C (2003) The economy-wide impact of natural disasters in developing countries. Thesis, University of London.
- Bermúdez C.A. (2010) Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero. Tesis doctoral. Dpto. De Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. ETS de Ingeniería de Caminos Canales y Puertos de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya. 325 pp.
<https://www.tesisenred.net/handle/10803/6272> (acceso: 07/11/2021)
- Bertero R, Bertero V (1992) Tall reinforced concrete building: Conceptual earthquake-resistance design methodology. Report No. UCB/EERC-92/16. Berkeley.
- Biot MA (1932) Transient Oscillations in Elastic Systems, PhD Thesis No. 259; Aeronautics Department, Calif. Inst. of Tech., Pasadena, California.
- Biot MA (1941) A mechanical analyser for the prediction of earthquake stresses. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 31, 259-264.
- Birkmann J, Cardona OD, Carreño ML, Barbat AH, Pelling M, Schneiderbauer S, Kienberger S, Keiler M, Alexander D, Zeil P, Welle T (2013) Framing vulnerability, risk and societal responses: the MOVE framework. *Natural Hazards*. (2013) 67:193-211. DOI 10.1007/s11069-013-0558-5
- Blázquez A, Lantada N, Pujades LG y Meza K (2021) Matriz tipológica de la zona POCRISC. Informe proyecto EFA158/16/POCRISC Por una cultura común del riesgo sísmico. 2ª convocatoria de proyectos INTERREG V A España-Francia-Andorra. POCTEFA 2014-2020.
- Bommer JJ, Crowley H (2006) The influence of ground-motion variability in earthquake loss modeling. *Bulletin of earthquake engineering*. 4:231-248



- Bonett R. (2004) Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- Brady AG (2009) Strong-motion accelerographs: Early history. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol-38-9. p. 1121-1134. <https://doi.org/10.1002/eqe.913>. (Acceso: 23.12.2021).
- Braga F, Dolce M, and Liberatore D (1982 a) A Statistical Study on Damaged Buildings and an Ensuing Review of the MSK-76 Scale, Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering, Athens, Greece, pp. 431-450.
- Braga F, Dolce M, Liberatore D (1982 b) Southern Italy November 23, 1980 earthquake: a statistical study on damage building and an ensuing review of the MSK-76 scale. *Proceeding of the 7th European Conference on Earthquake Engineering*. Athens. Greece.
- Braga F, Dolce M, Liberatore D (1986) Assessment of the relationships between macroseismic intensity, type of building and damage, based on the recent Italy earthquake data". *Proceeding of the 8th European Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon. Portugal. pp. 39-46
- Caicedo C (1993) Vulnerabilidad Sísmica en Zonas Urbanas. Aplicación a un Sector de Eixample de Barcelona. *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Calvi GM, Pinho R, Magenes G, Bommer JJ, Restrepo-Vélez LF, Crowley H (2006) Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies Over the Past 30 Years. *ISSET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 472, Vol. 43, No. 3, September 2006, pp. 75-104
- Canet JM, Barbat AH (1988) Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Ed. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- Cannon T (2003) Vulnerability analysis, livelihoods and disasters components and variables of vulnerability: modelling and analysis for disaster risk management. Universidad Nacional de Colombia, Manizales
- Cardona OD (1999) Vulnerabilidad sísmica de hospitales – Fundamentos para ingenieros y arquitectos. Monografías de Ingeniería Sísmica.
- Cardona OD (2001). Estimación Holística del Riesgo Sísmico utilizando Sistemas Dinámicos Complejos. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. <https://www.tdx.cat/handle/10803/6219#page=1> (Acceso: 23.12.2021)
- Cardona OD, Hurtado J (2000) Holistic seismic risk estimation of a metropolitan center. In: 12th world conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand
- Cardona OD, Hurtado JE, Duque G, Moreno A, Chardón AC, Velásquez L, Prieto SD (2003) “Indicadores para la medición del riesgo”- Fundamentos metodológicos IADB/IDEA Programa de Indicadores para la Gestión de Riesgos. Universidad Nacional de Colombia, Manizales.
- Carr AJ (2000) Ruaumoko-Inelastic Dynamic Analysis Program. Dept. of Civil Engineering. Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Carr AJ (2002) SIMQKE. A program for artificial motion generation. Computer program library. Dept. of Civil Engineering. Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand. (8 pp).
- Carr AJ (2007) Ruaumoko Manual. Vol I. Dept. of Civil Engineering. Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Carreño M, Cardona OD, Barbat AH (2012). New methodology for urban seismic risk assessment from a holistic perspective. *Bulletin of Earthquake Engineering* 10(2): 547-565.
- Carreño ML (2006) Técnicas innovadoras para la evaluación del riesgo sísmico y su gestión en centros urbanos: Acciones ex ante y ex post. PhD tesis. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España. <https://www.tdx.cat/handle/10803/6241#page=1> (Acceso: 23.12.2021).
- Carreño ML, A.H. Barbat AH, Cardona OD, Marulanda MC (2014) Holistic Evaluation of Seismic Risk in Barcelona. In *Assessment of vulnerability to natural hazards: A European perspective*, ed. D. Alexander, J. Birkmann, and S. Kienberger, 1-52. Oxford: Elsevier.
- Carreño ML, Cardona, OD., Barbat, A.H. et al. (2017) Holistic Disaster Risk Evaluation for the Urban Risk Management Plan of Manizales, Colombia. *Int J Disaster Risk Sci* 8, 258-269 (2017). <https://doi.org/10.1007/s13753-017-0136-7>
- Carreño, ML, Cardona OD, Barbat AH (2007). Urban seismic risk evaluation: A holistic approach. *Natural Hazards* 40(1):137-172



- Cella F, Luzi L, Menoni S, Meroni F, Ober G, Pergalani F, Petrini R, Tomasoni R, Zonno G (1998). SERGISAI project final report. By the partner CNR-IRRS. Final Report. pp. 71-220. Scientist in Charge: Gaetano Zonno. Contract Number: ENV4-CT96-0279.
- CEN (2004) EN-1998-1 (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 1 General rules, seismic actions and rules for buildings. English version. 232 pp.
- CEN (2021) CEN/TC 250/SC 8/WG4 Seismic action and site classifications.
- Chávez J (1998) Evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico a escala regional: aplicación a Cataluña. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 343 pp.
- Chopra AK, Goel RK (1999) Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum. *Earthq Spectra* 15(4):637–656
- CITRID y Mesa de Trabajo en Gestión del Riesgo y Género (Eds.) (2020) Género y reducción del riesgo de desastres. Acercamiento a nivel local. VID, Universidad de Chile. Santiago.
- CNR-ITC (2007) Manuale per il rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici. Istruzione per la compilazione della scheda di 2° livello. 36pp. (Acceso: 23.12.2021)
- Cornell CA (1968). Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583–1606.
- Corsanego A (1991) *Seismic vulnerability evaluations for risk assessment in Europe*. Proceedings of the Fourth International Conference on Seismic Zonation. Stanford. California. August 25-29th. 1991. Vol. I. pp. 671-688. 1991.
- Cosenza E, Manfredi G (1997) The improvement of the seismic-resistant design for existing and new structures using damage criteria. In *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar P, Krawinkler H (eds). Balkema: Rotterdam, 1997; 119 –130.
- Cosenza E, Manfredi G (2000) Damage indices and damage measures. *Progress in Structural Engineering and Materials*. Vol 2. (1). p. 50-59.
[https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1528-2716\(200001/03\)2:1%3C50::AID-PSE7%3E3.0.CO;2-S](https://doi.org/10.1002/(SICI)1528-2716(200001/03)2:1%3C50::AID-PSE7%3E3.0.CO;2-S)
- Cutter S, Boruff B, Shirley W (2003) Social vulnerability to environmental hazards. *Soc Sci* 84:242–261.
- Dalal-Sejal P, Vasanwala SA and Desai AK (2011) Performance based seismic design of structure: A review. *International journal of civil and structural engineering*. Volume 1, No 4, 2011.
- Davis I (2003) The effectiveness of current tools for the identification, measurement, analysis and synthesis of vulnerability and disaster risk. Universidad Nacional de Colombia, Manizales.
- Davison C (1900). Scales of seismic intensity, *Philosophical Magazine*, 5th Series, Vol 50, pp 44-53.
- Davison C (1921). On scales of seismic intensity and on the construction of isoseismal lines, *Bull. Seism. Soc. Am.*, vol 11 no 2, pp 95-129.
- Davison C (1933). Scales of seismic intensity: Supplementary paper, *Bull. Seism. Soc. Am.*, vol 23, pp 158-166.
- De Rossi MS (1883) Programma dell'osservatorio ed archivio centrale geodinamico presso il R. Comitato Geologico d'Italia. *Bull Vulcanismo Ital* 10:3–128
- DGPC (2002). SES-2002. *Simulación de escenarios sísmicos. SES 2002*. Dirección General de Protección Civil. Ministerio del Interior-España. CD-ROM con programa de simulación.
- Díaz-Alvarado SA (2017) Análisis estructural sísmico de edificios de acero: un enfoque probabilista. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña-UPC BarcelonaTech. 121 pp Accesible en: <https://www.tdx.cat/handle/10803/458528>. (Acceso: 23.12.2021).
- Díaz-Alvarado SA, Pujades LG, Barbat AH, Hidalgo-Leiva DA, Vargas YF (2018) Capacity, damage and fragility models for steel buildings. A probabilistic approach. *Bull Earthquake Eng.* (2018) 16:1209-1243. Published online first: 9 October 2017. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0237-0>. (Acceso: 23.12.2021)
- Díaz-Gómez C, Cornadó C, Vima S (2015) El uso del hormigón armado en los sistemas estructurales de los edificios residenciales modernos del Área Metropolitana de Barcelona. IX Congreso Nacional y I Congreso Internacional Hispanoamericano de Historia de la Construcción. pp. 531-540 Vol.: I. Octubre 2015. DOI:[10.13140/RG.2.1.3719.4328](https://doi.org/10.13140/RG.2.1.3719.4328). (acceso: 6/8/2021).
- Domouso de Alba FJ (2015) La introducción del hormigón armado en España: razón constructiva de su evolución. Tesis doctoral. Departamento de construcción y tecnología arquitectónicas. Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Madrid. Vol. 1(386 pp) Vol. 2 (370 pp).



- Drouet S, Ameri G, Le Dortz K, Secanell R, Senfaute G (2020b) Correction to: A probabilistic seismic hazard map for the metropolitan France. *Bulletin of Earthquake Engineering* (2020) 18:4543–4545. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00889-x>
- Drouet S, Ameri G, Le Dortz K, Secanell R, Senfaute G (2020a) A probabilistic seismic hazard map for the metropolitan France. *Bulletin of Earthquake Engineering* (2020) 18:1865–1898 <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00790-7>
- EFA (2017) Convenio de financiación. FEDER N° EFA 158/16. programa de cooperación territorial INTERREG V-A España-Francia-Andorra. Interreg. Poctefa. Unión Europea. 60 pp.
- Egen PNC (1828) Über das Erdbeben in den Rhein und Niederlanden von 23 Feb. 1828, *Ann. Phys. Chem.*, vol 13, pp 153-163. <https://doi.org/10.1002/andp.18280890514> (Acceso: 23.12.2021).
- European Commission (2016) H2020 Programme Guidance on Gender Equality in Horizon 2020. Directorate-General for Research & Innovation. European Commission. https://eige.europa.eu/sites/default/files/h2020-hi-guide-gender_en.pdf (Acceso: 23.12.2021).
- Fajfar P (1998). Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra, Report EE-3/98, IKPIR, Ljubljana, Slovenia.
- Fajfar P (2002) Structural Analysis in Earthquake Engineering - A Breakthrough of Simplified Non-linear Methods. 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, 2002.
- FEMA (2020) Hazus earthquake model. Hazus 4.2 SP3 Technical manual. https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-10/fema_hazus_earthquake_technical_manual_4-2.pdf (Acceso: 23.12.2021).
- FEMA-273 (1997) NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. <https://www.scinc.co.jp/nanken/pdf/fema273.pdf>
- FEMA-351 (2000) Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings. Washington D.C.; Federal Emergency Management Agency, FEMA Publication 351. <https://www.nehrp.gov/pdf/fema351.pdf>
- FEMA-356 (2000) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Prepared by American Society of Civil Engineers. 518 pp. <https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf>. (Acceso: 23.12.2021).
- FEMA-440 (2005) Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures.” Rep. No. FEMA-440, Washington. (392 pp). Applied Technology Council. <https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/FEMA/PB2008108249.pdf>
- Flessa S (2007) “Investing in health Overcoming the poverty trap by effective and efficient health care”. *Journal of Public Health* 15(6), 415-421.
- Freeman S.A., Nicoletti J.P. and Tyrell J.V. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk - A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. Proc. 1st U.S. National Conference of Earthquake Engineering. EERI, Berkeley; 113-122
- Freeman SA (2004) Review of the development of the capacity spectrum method. *ISET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 438, Vol. 41, No. 1, March 2004, pp. 1-13.
- Freeman, S.A. and Paret, T.F. (2000). “Several Case Studies of Performance-Based Seismic Engineering for Evaluation and Upgrading” in “Proceedings of 9th U.S.-Japan Workshop on the ISET Journal of Earthquake Technology, March 2004 13 Improvement of Structural Design and Construction Practices”, Report ATC 15-8, Applied Technology Council, Redwood City, California, U.S.A.
- Freeman, S.A., Paret, T.F., Searer, G.R. and Irfanoglu, A. (2004). “Musings on Recent Developments in Performance-Based Seismic Engineering”, Proceedings of ASCE Structures Congress 2004, Nashville, U.S.A.
- Gasparini D, Vanmarcke EH (1976) Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra. M.I.T. Department of Civil Engineering. Research report R76-4, Order No. 527.
- GENCAT (2008) Els serveis per a la salut: mirant cap al futur. Mapa sanitari, sociosanitari i de salut pública. Vol. I, II y carpeta cartogràfica. Barcelona, 2008. Generalitat de Catalunya. Departament de Salut. Versión resumida disponible en: <https://scientiasalut.gencat.cat/handle/11351/2808>
- Ghobarah A (2001) Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*, 23(8), 878-884.



- Giovinazzi S (2005) The vulnerability assessment and the damage scenario in seismic risk analysis. PhD Thesis of the doctoral course “Risk Management on the built environment” jointly organized by University of Florence (I) and TU-Braunschweig (D).
- GNDT (1993) Rischio sismico di edificio pubblici. Parte I Aspetti metodologici. Consiglio Nazionale delle Ricerche. 134 pp. Gruppo Nazionale per la Difesa dai terremoti. (Acceso: 23.12.2021)
- Grimaz S, Meroni F, Petrini V, Tomasoni R, Zonno G (1998) Il ruolo dei dati di danneggiamento del terremoto del Friuli, nello studio di modelli di vulnerabilità sismica degli edifici in muratura. La scienza e i terremoti - Analisi e prospettive dall'esperienza del Friuli-1976/1996. 14-16 Novembre 1996, Udine. 1998.
- Grünthal G (1993). Ed. European Macroseismic Scale 1992, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, 7, Conseil de l'Europe, Luxembourg.
- Grünthal G (1998). Ed. European Macroseismic Scale 1998. EMS-98. Conseil de L'Europe. Cahiers du centre Européen de Géodynamique et de Séismologie. Vol. 15.
- Guagenti E, Petrini V (1989). *Il caso delle vecchie costruzioni: verso una nuova legge danni-intensità*. Proceedings of the 4th Italian National Conference on Earthquake Engineering. Milan (Italy). Vol I. pp.145-153. 1989.
- Guerrieri L, Vittori E (2007) Eds. Intensity Scale ESI-2007. Memorie Descrittive Della Carta Geologica d'Italia, 74. APAT, SystemCart Srl, Roma, Italia.
<https://www.isprambiente.gov.it/files/progetti/inqua/esi-2007-inqua-scale-spagnolo-2010-1.pdf>. (Acceso: 23.12.2021)
- Guevara LT (2000) Evaluación de la vulnerabilidad no estructural de hospitales. Proceedings of the International Workshop Study on Countermeasures for Earthquake disaster in Caracas 1999-2001, Caracas, Venezuela.
- Gutenberg B, Richter CF (1942). Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration. Bull. Seism. Soc. Am., 32, 163-191
- Gutenberg B, Richter CF (1956). Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration. Bull. Seism. Soc. Am., 46, 105-145.
- Hadjian AH (2002) A general framework for risk-consistent seismic design. Earthquake engineering and structural dynamics, 31, 601-626.
- Hale C, Abrahamson N, Bozorgnia Y (2018) Probabilistic seismic hazard analysis code verification. PEER Report. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, California, USA.
- Hayashi S, Tsuchida H, Kurata E (1971) Average Response Spectra for Various Subsoil Conditions, Third Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, May 10-12.
- Hidalgo-Leiva DA (2017) Análisis estructural probabilista orientado a evaluación del daño sísmico con aplicaciones a tipologías constructivas empleadas en Costa Rica. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña UPC. 228 pp.
<https://www.tdx.cat/handle/10803/405589>. (Acceso: 17.05.2019).
- Hidalgo-Leiva DA, Pujades LG, Díaz-Alvarado SA, Vargas-Alzate YF, Schmidt-Díaz V (2018). Non-linear behavior of reinforced concrete masonry structures. Revista internacional de ingeniería de estructuras. Vol. 23, 1, 29-45 (2018). <http://riie.espe.edu.ec/volumen-23-1-ano-2018/> (Acceso: 17.05.2019).
- Housner GW (1941) An investigation of the Effects of Earthquakes on Buildings, Ph. D. Thesis, California Institute of Technology. Pasadena. Ca.
- Housner GW, Jennings PC (1982) Earthquake design criteria. Eds. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Ca.
- Hudson DE (1962) Some problems in the application of spectrum techniques to strong-motion earthquake analysis. Bull. Seism. Soc. Am., 31, 417-430.
- Hudson DE (1970) Ground Motion Measurements. Earthquake Engineering Ed. Wiegel, R.L., Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs. New Jersey.
- IGN (2017) Actualización de mapas de peligrosidad sísmica de España 2012. Catálogo de publicaciones de la Administración General del Estado. <http://www.ign.es/web/ign/portal/libros-digitales/peligrosidad-sismica2012> (Acceso: 23.12.2021)
- Irizarry J, Lantada N, Pujades LG, Barbat AH, Goula X, Susagna T y Roca A (2011) Ground-shaking scenarios and urban risk evaluation of Barcelona using the Risk-UE capacity spectrum-based method Bull Earthquake Eng (2011) 9:441-466. DOI 10.1007/s10518-010-9222-6



- JMA (1996) Tables explaining the JMA Seismic Intensity Scale
<https://www.jma.go.jp/jma/en/Activities/inttable.pdf> (Acceso: 23.12.2021)
- Judi HJ, Davidson BJ, Fenwick RC (2002) “Damping for the Nonlinear Static Procedure in ATC-40”, Proceedings of 7th US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, Massachusetts, U.S.A.
- Kalos M, Whitlock PA (2008) Monte Carlo Methods, 2ª ed. John Wiley and Sons. 215 pp. ISBN: 978-3-527-40760-6.
- Khazai B, Burton CG, Tormene P, Power C, Bernasocchi M, Daniell JE, Wyss B, Henshaw P (2014) Integrated risk modelling toolkit and database for earthquake risk assessment. In: Proceedings of the second European conference on earthquake engineering and seismology, Istanbul, Turkey
- Kustu O, Miller DD, Scholl RE (1983). *A computerized method for predicting earthquake losses in urban areas*. Report to US Geological Survey, URS/John A. Blume & Associates Report JAB-99-111, San Francisco, California.
- Lagomarsino S, Giovinazzi S (2006) Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bull Earthquake Eng* (2006) 4:415–443 DOI 10.1007/s10518-006-9024-z
- Lantada N (2007) Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y Técnicas gis. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Tesis doctoral. (444 pp). Tesis Doctoral. Universidad Politècnica de Catalunya. <https://www.tdx.cat/handle/10803/6259> (acceso: 29/10/2021)
- Lantada N, Irizarry J, Barbat AH, Goula X, A Roca, Susagna T y Pujades LG (2010) Seismic hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method. *Bull Earthquake Eng* (2010) 8:201–229. DOI 10.1007/s10518-009-9148-z.
- Lantada N, Pujades LG and Barbat AH (2009) Vulnerability index and capacity spectrum-based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. *Nat Hazards* (2009) 51:501–524. DOI 10.1007/s11069-007-9212-4.
- Leontief W (1986) *Input-Output Economics*. 2nd Edition, Oxford University Press, New York.
- Lungu D, Aldea A, Arion A, Vacareanu R, Petrescu F Cornea T(2001) Risk-UE WP1 report. European distinctive features, inventory database and typology. (60 pp). ISBN: 99913-9-016-2.
- Mallet R (1862) Great Neapolitan Earthquake of 1857. The first principles of observational seismology. Vol I. Royal Society report. Chapman and Hall, London. 1862. Vol I 544 pp. Vol 2. 399 pp.
- Mañà F (1989) Accions sísmiques. Accions sobre els edificis. Segona edició revisada. Govern d’Andorra/Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya. 20 pp.
[Edificis ITec 1989](#) (Acceso: 23.12.2021)
- Martel RR (1964) *Earthquake damage to type III buildings in Long Beach, 1933*”. Earthquake investigations in the western United States 1931-1964. Publication 41-2. Department of Commerce, Coast and Geodetic Survey, Washington DC
- Masure P, Lutoff C (2003) Methodology on Urban System Exposure (USE) Assessment to Natural Disasters”, Report number, 82 pages. RISK-UE. An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Contract: EVK4-CT-2000-00014.
 Web: <https://cordis.europa.eu/project/id/EVK4-CT-2000-00014/es> (Acceso: 23.12.2021)
- McKay MD, Beckman RJ, Conover WJ (1979) A Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code. *Technometrics*. 21 (2): 239–245
- Medvedev SV (1962). *Engineering Seismology* (in Russian). Academy of Sciences, Inst. of Physics of the Earth, Publ. house for literature on Civil Engineering, Architecture and Building Materials, Moscow.
- Medvedev SV, Sponheuer W, Karník V (1964) Neue seismische Skala Intensity scale of earthquakes, 7. Tagung der Europäischen Seismologischen Kommission vom 24.9. bis 30.9.1962. In: Jena, Veröff. Institut für Bodendynamik und Erdbebenforschung in Jena, vol 77. Deutsche Akademie der Wissenschaften zu Berlin, pp 69–76.
- Mena U (2002) Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas. *Tesis Doctoral*. UPC. Julio. 2002. 234 pp.
- Mézcua J (1982). *Catálogo General de Isosistas de la Península Ibérica*. Publicación 202. Instituto Geográfico Nacional. Madrid. 1982. Anexo I. la escala MSK. pp. 15-23



- MFOM (2002) Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02). Ministerio de Fomento. Fecha de publicación: 11-10-2002. BOE: 244-2002. Pp. 35898-35966.
<https://www.boe.es/boe/dias/2002/10/11/pdfs/A35898-35967.pdf>. (Acceso: 23.12.2021).
- MFOM (2009) NCSE-02. Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación. Con comentarios de la subcomisión permanente de Normas sismorresistentes. Ed. Centro de publicaciones. Secretaria general técnica. Ministerio de fomento. (96 pp).
https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0820200.pdf (Acceso: 23.12.2021).
- Milutinovic ZV, Trendafiloski GS (2003). WP4: Vulnerability of current buildings. Risk-UE project Handbook. September 2003. Risk-UE project report. 111 pp. RISK-UE. An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Contract: EVK4-CT-2000-00014
- Ministerio del Interior (1995). Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico. Resolución de 5 de mayo de 1995, de la Secretaría de Estado de Interior, por la que se dispone la publicación del acuerdo del Consejo de ministros por el que se aprueba la directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo sísmico. BOE: 124-1995. Pp.15294-15304
- MITMA (2021) Propuesta de Anejo al Eurocódigo. AN/UNE-EN 1998-1. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras Sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación. Ministerio de transportes, movilidad y agenda urbana. 100 pp.
https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/listado/recursos/an-une-en1998-6-partes-rev-tabla_0.pdf (Acceso: 23.12.2021)
- Monti G, Nuti C (1996) A procedure for assessing the functional reliability of Hospital Systems”. Structural Safety, 18(4), 277-292.
- Moreno R. (2006) Análisis no lineal estático y dinámico para la evaluación del riesgo sísmico en edificios. Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- MOVE (2011) D.4.2 Handbook of Vulnerability Assessment in Europe EUROPEAN COMMISSION DG ENVIRONMENT. Seventh Framework Programme. Cooperation Theme 6 – Environment (including Climate Change) Collaborative Project – GRANT AGREEMENT No. 211590.
<https://cordis.europa.eu/project/id/211590/es>
http://www.rupprecht-consult.eu/uploads/tx_rupprecht/MOVE_Handbook.pdf
- Musson RMW, Grünthal G, Stucchi M (2010) The comparison of macroseismic intensity scales. Journal of Seismology, Springer Verlag, 2010, 14 (2), pp.413-428. DOI 10.1007/s10950-009-9172-0.
<https://doi.org/10.1007/s10950-009-9172-0>. (Acceso: 23.12.2021).
- MV-101 (1963) Norma M.V. 101-1962. Acciones en la edificación. Decreto 17 (195/1963). Ministerio de la Vivienda. Madrid. España.
- NBE-AE-88 (1998) Norma Básica de la edificación NBE AE-88: acciones en la edificación. Ministerio de Fomento, 5ª reimpresión. Centro de Publicaciones, 1998. 172 pp. Serie normativas.
- NCSE-94 (1995). Real Decreto 2543/1994, de 29 de diciembre, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y de Edificación (NCSE-94). Ministerio de obras públicas, Transportes y Medio Ambiente. Fecha de publicación: 08-02-1995 BOE: 33-1995. Pp. 3935-3980
- Newmark NM, Hall WJ (1982) Earthquake Spectra and Design. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Ca.
- Newmark NM, Rosenblueth E (1971) Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Newmark NM, Rosenblueth E (1976). Fundamentos de Ingeniería sísmica. Ed. Diana, México.
- Nigam NC, Jennings PC (1968). Digital Calculation of Response Spectra from Strong Motion Earthquake Records, Earthquake Engr. Res. Lab., Calif. Inst. of Tech., Pasadena.
- Nigam NC, Jennings PC (1969) Calculation of response spectra from strong-motion earthquake records. Bulletin of the Seismological Society of America, 59 (2). pp. 909-922.
- Ojeda (2008). Desastres Naturales y Violencia contra las Mujeres: El Caso del Sismo de 2007 en el Perú”, en ONUSIDA, UNIFEM, DVCN y OPS: Las Múltiples Caras de las Intersecciones entre el VIH y la Violencia contra las Mujeres.



- https://iris.paho.org/bitstream/handle/10665.2/51676/VIHandVCM_spa_eng.pdf?sequence=1&isAllowed=y (Acceso: 23.12.2021).
- OPS (1993) Mitigación de desastres en las instalaciones de salud. Evaluación, reducción de la vulnerabilidad física y funcional. Organización Panamericana de Salud (cuatro volúmenes). Washington D.C. Volumen I: aspectos generales; Volumen II: Aspectos administrativos de la salud; Volumen III: aspectos de arquitectura; Volumen IV: aspectos de Ingeniería.
- Ordaz M, Martinelli F, D'Amico, Meletti C (2013). CRISIS2008: A flexible tool to perform probabilistic seismic hazard assessment. *Seismological Research Letters*. 84:495-504.
- Ordaz M, Salgado-Galvez MA, Giraldo S (2021) R-CRISIS: 35 years of continuous developments and improvements for probabilistic seismic hazard analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering* (2021) 19:2797–2816. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01098-w>
- Pagani M, García-Peláez J, Gee R, Johnson K, Poggi V, Silva V, Simionato M, Styron R, Viganò D, Danciu L, Monelli D, Weatherill G (2020). The 2018 version of the Global Earthquake Model: Hazard component. *Earthquake Spectra*. Vol 36, Issue 1_suppl, 2020. GEM's 2018 global hazard and risk models. pp.226-251. <https://doi.org/10.1177/8755293020931866>. (Acceso: 23.12.2021).
- Pagani M, Garcia-Peláez J, Gee R, Johnson K, Poggi V, Styron R, Weatherill G, Simionato M, Viganò D, Danciu L, Monelli D (2018). Global Earthquake Model (GEM) Seismic Hazard Map (version 2018. -December 2018), DOI: 10.13117/GEM-GLOBAL-SEISMIC-HAZARD-MAP-2018.1 <https://www.globalquakemodel.org/gem-maps/global-earthquake-hazard-map>.
- PAHO (2000) Los desastres naturales y a protección de la salud. Organización Panamericana de la Salud. Washington, D.C.: OPS, ©2000. xi, 131 p. (Publicación Científica, 575) ISBN 92 75 31575 2 <https://iris.paho.org/bitstream/handle/10665.2/748/9275315752.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Paolucci R, Aimar M, Ciancimino A, Dotti M, Foti S, Lanzano G, Mattevi P, Pacor F, Vanin M. (2021). Checking the site categorization criteria and amplification factors of the 2021 draft of Eurocode 8 Part 1–1. *Bulletin of Earthquake Engineering* (2021) 19:4199–4234 <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01118-9>
- Park Y-J (1985) Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design for RC Structures (Earthquake, Building, Reliability, Design). 179 pp. Thesis (Ph.D.) - University of Illinois at Urbana-Champaign, 1985. <http://hdl.handle.net/2142/69946>. (Acceso: 23.12.2021).
- Park Y-J, Ang A.H-S (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural engineering ASCE*. 111(4):722-757.
- Park Y-J, Ang A.H-S and Wen YK (1984) Seismic damage analysis and damage-limiting design of RC Buildings. Technical Report for research. Civil engineering studies Structural research series. N.O. 516. University of Illinois at Urbana-Champaign. Urbana, Illinois, 182 pp. <https://www.ideals.illinois.edu/bitstream/handle/2142/14124/SRS-516.pdf>. (Acceso: 23.12.2021)
- Park Y-J, Ang A.H-S, Kwei-Wen (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering ASCE*. 111(4):740-757
- Paul JA, Lin, L (2009) Impact of facility damages on hospital capacities for decision support in disaster response planning for an earthquake". *Prehospital Disaster Medicine* 24(4),333–341.
- PDS-1 (1974). Decreto 3209/1974, de 30 de agosto, por el que se aprueba la «Norma Sismorresistente P.D.S.-1 (mil novecientos setenta y cuatro) Parte A (texto)», así como la constitución de la Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes. Ministerio de Planificación del desarrollo. Fecha de publicación 21-11-1974. BOE: 279-1974. Página inicial: 23585
- Pérez-Sáiz A, Roca-Adrover A, Sánchez-Belchi G (1988) Análisis de los primeros acelerogramas obtenidos en España en la presa de Beznar (Granada). *Revista de Obras públicas*, 135, (3268): 523-530. Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos.
- PGS-1 (1968). Decreto 106/1968, de 16 de enero, por el que se aprueba la aplicación de la «Norma Sismorresistente PGS 1 (1968), parte A». Presidencia del gobierno. Fecha de publicación: 1968-02-04. BOE: 30-1968. Página inicial: 1658.
- Pujades L, Vargas YF, González-Drigo JR (2019) Un enfoque probabilista de la fragilidad y daño sísmico esperado en edificios porticados de hormigón armado. *Cuadernos de Ingeniería. Nueva Serie*. Revista de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Salta, núm. 11, 2019 ISSN 2545-692X (papel) / 2542-7012 (on line): 67-102



- Pujades LG (1990) Espectros de respuesta. Sistema lineal. Apuntes docentes. 51 pp. Universidad Politécnica de Cataluña. UPC. BarcelonaTech.
- Pujades LG y Barbat AH (2008) Estimación de la vulnerabilidad sísmica de las tipologías constructivas más representativas de los edificios de importancia especial en Cataluña. Informe técnico. 77 pp. 316 pp. con anexos. Universidad Politécnica de Cataluña. UPC. BarcelonaTech.
- Pujades LG, Barbat AH (2009) Escenarios de impacto sísmico. Terremotos, Cuando la Tierra tiembla. Cap. 13, pp: 145-158. CSIC. Madrid 2009, https://www.catarata.org/libro/terremotos_45732/. (Acceso: 23.12.2021)
- Pujades LG, Vargas-Alzate YF, Barbat AH, González-Drigo JR (2015) Parametric model for capacity curves. Bull Earthquake Eng 13, 1347–1376 (2015). <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9670-5> (Acceso: 23.12.2021).
- Richter CF (1935). An instrumental earthquake magnitude scale. Bull. Seism. Soc. Am., 25, 1-32.
- Richter CF (1958). Elementary Seismology. W.H. Freeman, San Francisco, Ca., 578 pp.
- Roca A, Goula X, Susagna T, Chavez J, Gonzalez M, Reinoso E (2006) A Simplified Method for Vulnerability Assessment of Dwelling Buildings and Estimation of Damage Scenarios in Catalonia, Spain. Bulletin of Earthquake Engineering (2006) 4:141–158. DOI 10.1007/s10518-006-9003-4.
- Safina S (2003) Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. UPC. 272 pp <http://hdl.handle.net/10803/6226>. (Acceso: 23.12.2021)
- Salgado-Galvez M.A., Zuloaga D., Velasquez C.A., Carreño M.L, Cardona O.D., Barbat A.H. (2016). Urban seismic risk index for Medellín, Colombia, based on probabilistic loss and casualties' estimations. Natural Hazards, 80:1995–2021. DOI 10.1007/s11069-015-2056-4
- Sarconi M (1784) Historia de Fenomeni del Tremuoto avvenuto nella Calabria e nel Valdemone nell'anno: Posti in Luce alla Reale. Acc. Delle Scienze e delle Belle Lettere di Napoli, Napoli, 70 pp.
- Satyarno I (1999) Pushover analysis for the seismic assessment of reinforced concrete buildings. Doctoral Thesis, Department of civil engineering, University of Canterbury.
- SEAOC (1980). "Recommended lateral force requirements and Commentary". Seismology Committee, Structural Engineering Association of California. San Francisco California.
- SEAOC (1995) Vision 2000 report. Performance-Based Seismic Engineering of buildings. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- SERGISAI (1998) SEismic Risk evaluation through integrated use of Geographical Information Systems and Artificial Intelligence techniques. SERGISAI, Commission of the European Communities Directorate General XII for Science, Research and Development. 25 Contract: ENV4-CT96-0279, <http://sergisai.mi.ingv.it/> (Acceso: 23.12.2021)
- Shinozuka M, Grigorlu M, Ingrffea AR, Billington SL, Feenstra P, Soong TT, Reinhorn AM, Maragakis E (2000). Development of Fragility Information for Structures and Nonstructural Components, Technical Report MCEER2000, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- Sieberg A (1912) Über die makroseismische Bestimmung der Erdbebenstärke, Gerl. Beitr. Geophys., vol 11, pp 227-239.
- Sieberg A (1923). Geologische, physikalische und angewandte Erdbebenkunde. Verlag von Gustav Fischer, Jena, 572 pp.
- Sóbol IM (1976) Método de Montecarlo. Lecciones populares de Matemáticas. Ed. MIR. Moscú. 78 pp.
- Sponheuer W (1960) Methoden zur Herdtiefenbestimmung in der Makroseismik, Freiburger Forschungshefte C88, Akademie Verlag, Berlin.
- Sponheuer W, Karnik V (1964). Neue seismische Skala, in Sponheuer, W., (ed), Proc. 7th Symposium of the ESC, Jena, 24-30 Sept. 1962, Veröff. Inst. f. Bodendyn. u. Erdbebenforsch. Jena d. Deutschen Akad. d. Wiss., No 77, pp 69-76.
- Trifunac M (2009) 75th anniversary of strong motion observation—A historical review. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29 (2009) 591– 606.
- Trifunac MD (2007) Early History of the Response Spectrum Method, Dept. of Civil Engineering Report CE 07-01.



- Trifunac MD, Todorovska MI (2008). Origin of the response spectrum method. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008, Beijing, China.
- UN (2015) Sustainable Development Goals. Agenda for Sustainable Development 2030 <https://www.un.org/sustainabledevelopment/sustainable-development-goals/> (Acceso: 23.12.2021).
- UNISDR (2015). The Sendai Framework for Disaster Risk Reduction 2015–2030. Oficina de las Naciones Unidas para Reducción de Riesgo de Desastres. 40 pp https://www.preventionweb.net/files/43291_spanishsendaiframeworkfordisasterri.pdf (Acceso: 23.12.2021)
- Valcárcel JA (2013) Análisis y gestión del riesgo sísmico de edificios y sistemas esenciales. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. UPC (1622 pp). <http://hdl.handle.net/10803/116820>. (Acceso: 23.12.2021)
- Vamvatsikos D, Cornell CA (2002) The incremental dynamic analysis. *Earthq Eng Struct Dyn* 31(3):491–514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Vargas-Alzate YF (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. UPC- BarcelonaTech. Barcelona. 299 pp. <https://www.tdx.cat/handle/10803/123770> (Acceso: 23.12.2021).
- Vargas-Alzate YF, Pujades LG, Barbat AH, Hurtado JE (2013) Incremental Dynamic Analysis and Pushover Analysis of Buildings. A Probabilistic Comparison. In: Papadrakakis M., Stefanou G., Papadopoulos V. (eds) *Computational Methods in Stochastic Dynamics. Computational Methods in Applied Sciences*, vol 26. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-007-5134-7_17.
- Vargas-Alzate YF, Zapata-Franco AM (2021). Consequences of gender inequality in the face of earthquake disasters. 17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE Sendai, Japan - September 27th to October 2nd, 2021.O
- Vargas-Alzate YF, Zapata-Franco AM (2021). Consequences of gender inequality in the face of earthquake disasters. 17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE Sendai, Japan - September 27th to October 2nd, 2021
- Vidic T, Fajfar P and Fischinger M. (1994) Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* Volume 23, Issue 5 p. 507-521 Article First published: May 1994 <https://doi.org/10.1002/eqe.4290230504>.
- Whitman RW (1973) “*Damage probability matrices for prototype buildings*” Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering Research. Report R73-57. Cambridge. Massachusetts.
- WHO (2008) “Hospital Safety Index. Guide for Evaluators”. Washington, D.C.: PAHO, © 2008 107p. Series Hospitals Safe from Disasters, 1. ISBN 978 92 75 13256 2.
- Wood HO, Neumann F (1931) Modified Mercalli intensity scale of 1931. *Bull Seismol Soc Am* 21:277–283
- Yavari S, Chang S. (2010) “Modeling Post-Earthquake Functionality of Regional Health Care Facilities”. *Earthquake Spectra* 26(3), 869- 892.
- Yépez F (1994) Vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería para estudios de riesgo sísmico. Tesis de Máster. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- Yépez F (1996). Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación. Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona. (1995).
- Yépez F, Barbat AH, Canas JA (1995) Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico, Centro Internacional de Métodos numéricos en Ingeniería, CIMNE. Barcelona. Monografía IS-14.



9 Anexo I: Directrices para la aplicación del método LM-I

En este anexo se resume el procedimiento de aplicación de la metodología LM-I.

PASO 1: Estimación del índice de vulnerabilidad.

El primer paso del procedimiento, supuesto que se conoce la tipología de cada edificio o su distribución en grupos de vulnerabilidad, consiste en evaluar el índice de vulnerabilidad. El índice final consta de un índice previsto en la Tabla 5-3 para cada tipo de edificio y uso de modificadores que permiten adaptar el método a las peculiaridades de nuestros edificios. La Tabla 9-1, al final de este anexo, esquematiza el procedimiento de evaluación del índice de vulnerabilidad.

PASO 2: Evaluación del grado de daño medio μ_D

Conocido el índice de vulnerabilidad \bar{V}_I y la intensidad I , el grado de daño medio μ_D se estimará mediante la ecuación (5-4), que se repite aquí para mayor claridad.

$$\mu_D = 2.5 \left[1 + \tanh \left(\frac{I + 6.25\bar{V}_I - 13.1}{2.3} \right) \right] \quad (5-4) \text{ (repetida)}$$

PASO 3: Estimación de la distribución del daño.

Conocido el grado de daño medio, μ_D , se puede estimar la distribución de probabilidad de daño suponiendo que sigue la función Beta mediante las ecuaciones (4-15), (5-2) y (5-3) que también se repiten aquí para una mayor claridad:

PDF:

$$p_\beta(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(q)\Gamma(t-q)} \frac{(x-a)^{q-1}(b-x)^{t-q-1}}{(b-a)^{t-1}} \text{ para } a \leq x < b \quad (4-15) \text{ (repetida)}$$

$a=0 \quad b=6$

CDF:

$$P_\beta(x) = \int_a^x p_\beta(\varepsilon) d\varepsilon \quad (5-2) \text{ (repetida)}$$

$$q = t(0.007\mu_D^3 - 0.052\mu_D^2 + 0.2875\mu_D) \quad (t = 8) \quad (5-3) \text{ (repetida)}$$

La función de densidad de probabilidad discreta Beta se calcula a partir de las probabilidades asociadas a los grados de daño k y $k+1$ ($k=1,2,3,4,5$), mediante la siguiente ecuación:

$$p_k = P_\beta(k+1) - P_\beta(k) \quad (0-1)$$

Eventualmente puede usarse también la función de distribución binomial de probabilidad descrita en las ecuaciones (4-1) y (4-2).



Tabla 9-1. Resumen del procedimiento de evaluación práctica del índice de vulnerabilidad para edificios individuales y para grupos de edificios.

		Edificio único	Conjunto de edificios
V_I^*	Tipología $V_{I_{BTM}}^*$	Valores de la Tabla 5-3	$V_{I_{BTM}}^* [Grupo] = \sum_t q_t \cdot V_{I_{BTM}}^* [SB]$ <p>q_t es la proporción de edificios dentro del grupo de edificios suponiendo que pertenecen a cierto tipo de edificios. $V_{I_{BTM}}^* [SB]$ es el índice de vulnerabilidad del edificio solo (<i>Singular Building</i>).</p>
	Categoría V*IC	$V_{I_{cat\ i}}^* = \sum_t p_t \cdot V_{I_{BTM\ t}}^*$ <p>p_t es la proporción de edificios dentro de la categoría C_i suponiendo que pertenece a cierto tipo de edificio.</p>	$V_{I_{cat}}^* [Set] = \sum_c q_c \cdot V_{I_{cat}}^* [SB]$ <p>q_c es la proporción de edificios dentro del conjunto suponiendo que pertenecen a cierta categoría de edificios.</p>
ΔV_m	Tipología / Categoría	$\Delta V_m = \sum V_m$	$\Delta V_m = \sum_k r_k V_{m,k}$ <p>r_k es la proporción de edificios caracterizados por el factor modificador k, con puntuación $V_{m,k}$.</p>
ΔV_R	Tipología / Categoría	ΔV_R establecido sobre la base de un juicio experto o a partir de datos de vulnerabilidad observada.	$\Delta V_R = \sum_t r_t \Delta V_{Rt}$ <p>r_t es la proporción de edificios reconocidos como pertenecientes a la tipología específica afectada por el ΔV_{Rt} correspondiente.</p>
		$\bar{V}_I = V_I^* + \Delta V_R + \Delta V_m$	